CLEM+ CIMAD 2017

17 al 19 de mayo 2017
Junín | Buenos Aires | Argentina

Actas del Congreso

II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera
II Congreso Ibero-Latinoamericano de la Madera en la Construcción

UNNOBA
Universidad Nacional
Noroeste • Buenos Aires

www.unnoba.edu.ar

CLEM+CIMAD 2017

II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera (CLEM)

II Congreso Ibero Latinoamericano de la Madera en la Construcción (CIMAD)

Universidad Nacional del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires. UNNOBA
Congreso Ibero-latinoamericano de Estructuras de Madera - UNNOBA_2017 : CLEM+CIMAD 2017 ; contribuciones de Luis Julián Lima ... [et al.] ; compilado por Miguel Tortoriello. - 1a ed . - Junín : Universidad Nacional del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires. UNNOBA, 2018.
Libro digital, PDF

Archivo Digital: descarga y online
ISBN 978-987-3724-51-0
1. Madera. 2. Congreso. 3. Universidad . I. Lima, Luis Julián, colab. II. Tortoriello, Miguel, comp.
CDD 694

ACTAS DEL CONGRESO

CLEM+ CIMAD 2017

UNNOBA
UNIVERSIDAD NACIONAL NOROESTE ▪ BUENOS AIRES

Sumario

Comité Directivo IV
Comisión Organizadora V
Comité Científico VI
Colaboradores Alumnos LEMEJ VII
Prólogo VIII
Cursos Pre-Congreso XI
Conferencias plenarias XV
Ejes temáticos (Tópicos) XIX
Autores de los trabajos presentados XX
Artículos por tópicos XXIII
Índice de autores 1101
Resumen ejecutivo de la Relatoría 1115

Comité Directivo

Guillermo Tamarit (UNNOBA-Argentina) Presidente Honorario

Carlito Calil Junior (USP-Brasil) Presidente

Miguel Tortoriello (UNNOBA-Argentina) Secretario

Luis Acuña (UVa-España)

María José Castillo (UNNOBA-Argentina)

Miguel Esteban (UPM-España)

Alfredo Guillaumet (UTN-FRVT-Argentina)

Eduardo Kruse (CITNOBA-Argentina)

Francisco Antonio Rocco Lahr (USP-Brasil)

Luis Lima (UNNOBA-Argentina)

Francisco Arriaga Martitegui (UPM-España)

Laura Moya (Universidad ORT-Uruguay)

João Henrique Oliveira Negrão (Universidade de Coimbra-Portugal)

Juan Carlos Piter (UTN-FRCU-Argentina)

Luis Traversa (LEMIT-Argentina)

Yury Villagrán (LEMIT-Argentina)

Comisión Organizadora

Florencia Castro (UNNOBA-Argentina) Presidente Honorario

Miguel Tortoriello (UNNOBA-Argentina) Presidente

María José Castillo (UNNOBA-Argentina)

Jacinto Diabb (UNNOBA-Argentina)

Alfredo Geraldes Dias (Universidade de Coimbra-Portugal)

María Cecilia Filippetti (UTN-FRVT-Argentina)

Carlito Calil Junior (USP-Brasil)

Alejandro Mateos (UNNOBA-Argentina)

César Alí Mossre (UNNOBA-Argentina)

João Henrique Oliveira Negrão (Universidade de Coimbra-Portugal)

Lucas Reynoso (UNNOBA-Argentina)

Claudia Russo (UNNOBA-Argentina)

Silvina Sansarricq (UNNOBA-Argentina)

Alejandro Signorelli (INTA-Argentina)

Luis Seewald (UNNOBA-Argentina)

Comité Científico

Luis Traversa (LEMIT-Argentina) Presidente

María José Castillo (UNNOBA-Argentina) Secretaria

Martin Sánchez Acosta (INTA-Argentina)

Freddy Muñoz Acosta (Esc. de Ing. Forestal-Costa Rica)

Luis Acuña (Uva-España)

Rubén Ananias (Universidad del Bío Bío-Chile)

Jorge Branco (Universidade do Minho-Portugal)

Cecilia Bustos Ávila (Universidad del Bío Bío-Chile)

Vanesa Baño (UdelaR-Uruguay)

Paulo Barreto Cachim (Universidade de Aveiro-Portugal)

Ana Clara Cobas (UNNOBA-Argentina)

Verónica Correa (LEMIT-Argentina)

Juan F. Correal (Universidad de los Andes-Colombia)

Silvia Cortizo (INTA-Argentina)

Helena Cruz (LNEC-Portugal)

Alfredo Geraldes Dias (Universidade de Coimbra-Portugal)

Miguel Esteban (UPM-España)

José Amorim Faria (FEUP-Portugal)

Manuel Guaita Fernández (USC-España)

Guillermo Íñiguez González (UPM-España)

Alfredo Guillaumet (UTN-FRVT-Argentina)

Pablo Guindos (TU Braunschweig-Alemania)

Roger E. Hernandez (Université Laval-Canadá)

Luís Filipe Jorge (ESTCB-IPCB-Portugal)

Carlito Calil Junior (USP-Brasil)

Gabriel Darío Keil (UNLP-Argentina)

Francisco Antonio Rocco Lahr (USP-Brasil)

José Tarcisio Lima (UFLA-Brasil)

José Saporiti Machado (LNEC-Portugal)

Francisco Arriaga Martitegui (UPM-España)

María Silvana Monteverde (UTN-FRCU-Argentina)

Esteban Alberto Morales (INTI Maderas-Argentina)

Laura Moya (Universidad ORT-Uruguay)

Graciela Inez Bolzon de Muniz (UFPR-Brasil)

João Henrique Oliveira Negrão (Universidade de Coimbra-Portugal)

Juan Carlos Piter (UTN-FRCU-Argentina)

Eva Hermoso Prieto (INIA-CIFOR-España)

Vilma Rosato (LEMIT-Argentina)

Alejandro Signorelli (INTA-Argentina)

Eleana María Spavento (UNLP-Argentina)

Miguel Tortoriello (UNNOBA-Argentina)

Luis Valenzuela (Universidad de Concepción–Chile)

Maria Alexandra Sosa Zitto (UTN-FRCU-Argentina)

Colaboradores Alumnos LEMEJ

Renzo Meloni

Franco Tortoriello

Prólogo

El CLEM+CIMAD 2017 (II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera - II Congreso Ibero-Latinoamericano de la Madera en la Construcción) congregó a investigadores, profesores, estudiantes, constructores, profesionales y empresarios relacionados con la utilización estructural de la madera, abordando el estudio de la misma de manera integral, desde la genética y mejoramiento forestal, producción, industrialización y caracterización de la madera, hasta su durabilidad, preservación y restauración.

Este Congreso Ibero-latinoamericano se realizó en la Universidad Nacional del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires (UNNOBA) sede Junín, del 15 al 19 de mayo de 2017 y fue el Primer Congreso realizado en Argentina sobre el empleo de la madera en las construcciones.

El encuentro fue organizado por la UNNOBA a través de su Instituto de Desarrollo Sostenible (IDS), de su Laboratorio de Ensayos de Materiales y Estructuras (LEMEJ) y de su Escuela de Tecnología, como así también por la Organización Sudamericana para la Construcción en Madera (OSCM) y por el Grupo Latinoamericano de RILEM (Lat-RILEM).

Para el LEMEJ fue un gran desafío y compromiso llevar adelante el CLEM+CIMAD 2017 por ser éste el Primer Congreso realizado en nuestro país, con una temática muy específica (de poca difusión en los eventos de materiales e ingeniería estructural), de alcance Ibero-latinoamericano, llevado a cabo en una universidad en constante crecimiento pero con pocos años de trayectoria, y ubicada en una ciudad relativamente distante de los grandes centros urbanos, condiciones que conspiraban, en cierta manera, contra el buen resultado del evento.

No obstante, gracias a las autoridades de la UNNOBA, a los representantes del CLEM, del CIMAD, y demás instituciones y personas que brindaron todo su apoyo y confianza al personal del LEMEJ, y al esfuerzo realizado por sus integrantes, el Congreso tuvo una muy buena convocatoria; se superaron las expectativas resultando el mismo altamente satisfactorio.

En las jornadas se presentaron gran cantidad de trabajos pertenecientes a aproximadamente 300 investigadores de prestigiosas instituciones de 14 países. Concurrieron alrededor de 150 personas procedentes de Alemania, Argentina, Brasil, Canadá, Chile, Colombia, Costa Rica, EE. UU, Eslovenia, España, Portugal, Suecia y Uruguay.

El evento se realizó en 5 (cinco) jornadas consecutivas. En los días previos se dictaron dos cursos pre-congreso; durante el Congreso se llevaron a cabo presentaciones orales de trabajos en 4 (cuatro) aulas en simultáneo (contando una de ellas con servicio de intérpretes inglés-español), presentaciones de pósteres y 4 (cuatro) conferencias plenarias con expositores, de procedencia nacional e internacional, especialistas en la temática.

Creemos que este foro propuesto para la exposición, discusión y transferencia de conocimientos científicos-tecnológicos referidos a la madera como material alternativo en la Ingeniería Estructural, ha sido una buena oportunidad para el fortalecimiento de lazos entre investigadores y profesionales de instituciones de diferentes países y, a su vez, para difundir el empleo en la construcción de un material que reúne ventajas significativas que, por desconocimiento, no siempre se tienen en cuenta.

A fin de que el CLEM+CIMAD 2017 resulte más fructífero aún, el equipo de investigadores del LEMEJ evaluó la calidad de los trabajos presentados, realizando un Trabajo de Relatoría.

Los integrantes de la Comisión Organizadora expresamos nuestro profundo agradecimiento y reconocimiento a todos aquellos que de una u otra manera han posibilitado la realización exitosa del CLEM+CIMAD 2017, especialmente al Promotor del Congreso y Director del IDS, Profesor Emérito Ingeniero Luis Lima, por habernos depositado su confianza para la organización del evento y por acompañarnos permanentemente desde su inicio.

Miguel Tortoriello

Presidente Comisión Organizadora

CURSOS PRE-CONGRESO

PROTECCIÓN Y CONSERVACIÓN DE MADERA ESTRUCTURAL

La madera como material: Estructura macro y microscópica. Composición química. Estructura de madera de angiospermas y de gimnospermas. Principales caracteres anatómicos con valor diagnóstico. Propiedades físicas. Propiedades mecánicas. Maderas puestas en servicio. La madera frente a otros materiales.

Madera en servicio; estabilidad y deterioro: Deterioro, degradación, biodegradación y biodeterioro. Durabilidad natural. Agentes bióticos y abióticos degradantes. Organismos degradadores; Hongos xilófagos, bacterias, aves, insectos y moluscos. Tipos de pudriciones. Agentes abióticos; Radiación solar, humedad, cambios de temperatura, desgaste por abrasión ambiental y fuego. Análisis de deterioro. Estudio de patrones de deterioro. Técnicas macro y microscópicas.

Prevención del deterioro de maderas: Principios básicos de la protección de la madera en la construcción. Métodos de protección. Preservación con productos químicos. Tipos de preservantes. Técnicas para aplicación de preservantes. Recubrimientos. Fundamentos físicos de aplicación de pinturas y barnices. La madera como material de construcciones de importancia patrimonial. Casos de estudio y evaluación, técnicas empleadas y recomendaciones.

Profesoras:

Dra. Ana Clara Cobas (UNNOBA, Argentina)
Doctora Ingeniera Forestal, por la Facultad de Ciencias Agrarias y Forestales de la Universidad Nacional de la Plata.
Es docente y responsable del Área de Maderas del Laboratorio de Ensayos de Materiales y Estructuras (LEMEJ). Es autora y co-autora de varios artículos relacionados con la madera para uso en la industria de la pulpa y el papel y para uso estructural. Participó en diversos trabajos de investigación sobre las temáticas silvicultura y mejoramiento genético de Salicáceas en pampa ondulada y región delteña para uso en industria celulósico-papelera, y estudios tecnológicos en maderas de calidad de especies cultivadas en la provincia de Buenos Aires de potencial uso en carpintería rural y de obra.

Dra. María V. Correa (LEMIT, Argentina)
Licenciada en Biología, Facultad de Ciencias Naturales y Museo (UNLP).
Doctora en Ciencias de la Salud, Facultad de Ciencias Médicas (UNLP).
Investigadora Asistente Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires.
Especialista en Docencia Universitaria (UNLP).
Desarrolla sus tareas de investigación dentro del LEMIT en el área de Patrimonio. Se enfoca principalmente en la evaluación del proceso de deterioro biológico de maderas utilizadas como material estructural y pertenecientes a bienes de importancia patrimonial. Ha identificado genética y fisiológicamente diferentes especies de hongos xilófagos que afectan bienes de importancia patrimonial, evaluado el comportamiento mecánico de maderas que se encontraban afectadas y evaluado también diferentes tratamientos para proteger la madera de los agentes degradantes. Los resultados han sido publicados en revistas internacionales y presentado en congresos nacionales e internacionales.

Dra. Vilma G. Rosato (LEMIT, Argentina)
Licenciada en Biología (UNLP).
Doctora en Ciencias Naturales de la Facultad de Ciencias Naturales y Museo (UNLP).

Investigadora adjunta de CONICET en el LEMIT de la CIC (Comisión de Investigaciones Científicas), estudiando el tema del deterioro biológico de materiales. Ha editado un libro sobre el tema, además de diversas publicaciones y presentaciones en Congresos, asesoramientos a terceros y divulgación. Ejerce docencia de grado y posgrado a nivel maestría y Doctorado en la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata.

VIVIENDAS SOCIALES DE ALTA PRESTACIÓN Y DURABILIDAD: CONSTRUCCIÓN CON EL SISTEMA DE PLATAFORMA Y ENTRAMADO (ADAPTACIÓN DEL SISTEMA CANADIENSE)

Teoría – Estructuras y Materiales: Materiales en Canadá. Adaptación de materiales en Argentina. Requisitos de las maderas y productos madereros empleados. Modulación del diseño. Pre-armado de piezas parte. Tipos de fundaciones. Levantado de la estructura. Aislaciones. Instalaciones. Terminaciones. Rigidizaciones. Techado. Aislaciones internas y externas. Instalaciones de luz, agua, gas, Internet, timbre. Terminaciones interiores y exteriores. Ejemplos de construcciones (CAT del CEDEFI – Viviendas sustentables de alta prestación).

Práctica: Armado de piezas parte. Diseños de clavado. Levantado de estructura (muros – cerchas). Rigidización con paneles, metal, tablas, anclajes. Techado. Aislaciones internas y externas. Insonorización. Ejemplo de instalaciones de luz, gas y agua en paneles internos y externos. Acabados interiores y exteriores.

Profesores:

Dr. Ing. Forestal Martín Sanchez Acosta (INTA Concordia, Argentina)
Ingeniero Forestal (Escuela superior de Bosques, UNLP).
Ingeniero Agrónomo (Facultad de Agronomía, UNLP).
Doctor en Tecnología de Madera (Universidad de Valladolid).
Trabajó para el Instituto Forestal Nacional (IFONA) en Tierra del Fuego en manejo de bosques y tecnología de madera de bosques nativos. Trabaja en INTA Concordia en tecnología de madera de especies cultivadas (eucalipto, pino y salicáceas) y en usos energéticos, celulósicos y productos sólidos. Trabaja desde 1989 en la temática de construcciones en madera de eucalipto. Ha dictado numerosos cursos de construcción en varios lugares de España y Sudamérica.

Técnico Foresto-Industrial Nicolás Zakowicz (INTI Entre Ríos, Argentina)
Técnico Foresto-Industrial por la Universidad de Concepción del Uruguay (UCU).
Es Técnico en foresto-industria en el Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI). Está especializado en procesos de encolado, prensa y certificación de paneles compensados, y en tecnología de la madera para construcción de viviendas. Trabajó para las Empresas Forestadora Tapebicuá y Resinas Concordia (Argentina), y en Georgia-Pacific y Weyerhaeuser (Uruguay). Participó como cooperador técnico para el INTA en investigación y desarrollo para construcción de viviendas de madera en Argentina con tecnología canadiense.

CONFERENCIAS PLENARIAS

IEE-INDICE DE EFICIENCIA ESTRUCTURAL – ESTUDIO DE 12 CASOS PROPIOS

Arq. Martín Hurtado Covarrubias (Chile)
Se desempeñó como Profesor de taller en la Escuela de Arquitectura de la Pontificia Universidad Católica de Chile, en la Escuela de Arquitectura de la Universidad Nacional Andrés Bello y en la Escuela de Arquitectura de la Universidad Finis Térrea Santiago de Chile. Actualmente es Profesor de Taller de Ejercitación y Magister de Arquitectura Sustentable Escuela de Arquitectura Pontificia Universidad Católica de Chile. Fue conferencista en seminarios de Arquitectura en Chile, Argentina, Paraguay, Alemania, Panamá, Brasil y Austria, entre otros. En el ámbito arquitectónico se ha especializado en obras en madera, con más de 180 proyectos realizados de viviendas, industria, equipamiento, cultura, oficinas, urbanizaciones, conjuntos religiosos, colegios y otros. Es director nacional del Concurso de Arquitectura en Madera CORMA en Chile.

OPTIMIZACIÓN DEL PROCESAMIENTO MECÁNICO DE TROZAS CON CHIPEADORAS-CANTEADORAS

Dr. Roger Hernández (Canadá)
Ingeniero Forestal graduado en la Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú. Realizó estudios de maestría y doctorado en la Universidad Laval, Canadá.
Es Profesor Principal en el departamento de ciencias de la madera y del bosque de la Facultad de Forestería, Geografía y Geomática de la Universidad Laval. Es miembro principal del Centro de Investigación sobre Recursos Renovables (CRMR). Ha publicado un centenar de artículos en revistas científicas internacionales. Sus áreas de investigación son el procesamiento mecánico y la tecnología de la madera, la trabajabilidad de la madera con fines de encolado y acabado y la evaluación de maderas tropicales.

DESAFÍOS DE LA CONSTRUCCIÓN EN CLT

Dr. Luis Filipe Carvalho Jorge (Portugal)
Engenheiro Civil Doutorado em Estruturas.
Professor-Adjunto do Instituto Politécnico de Castelo Branco.
Gerente da empresa TISEM, Lda.
Projectista de Estruturas de Madeira.
Membro do WG2 da Acção COST FP1402 “Basis of Structural Timber Design – from research to standards”.

ESTADO ACTUAL Y PERSPECTIVAS DE LAS REGLAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL CON MADERA Y SUS NORMAS DE ACOMPAÑAMIENTO EN 4 PAÍSES SUDAMERICANOS Y EN EUROPA

MESA REDONDA

Dr. Juan Carlos Piter (Argentina) – Coordinador
Dr. Carlito Calil Junior (Brasil)
MSc. Alexander Opazo (Chile)
Dra. Laura Moya (Uruguay)
Dr. João Negrão (Portugal)
Dr. Manuel Guaita (España)

Dr. Juan Carlos Piter (Argentina)
Profesor Titular con Dedicación Exclusiva de Estructuras metálicas y de madera en la UTN FRCU y Director del Grupo de Estudio de Maderas (GEMA).
Coordinador de la Comisión Permanente de Estructuras de Madera del CIRSOC.

Dr. Carlito Calil Junior (Brasil)
Graduado em Engenharia Civil pela Escola de Engenharia de Piracicaba, Mestrado em Engenharia de Estruturas pela Universidade de São Paulo, Doutorado em Engenharia Industrial pela Universidade Politécnica de Catalunya e pós-doutorado em estruturas de armazenamento pelas Universidade de Twente – Holanda e Karlruhe – Alemanha e em estruturas de madeira pelo Forest Products Laboratory – USA.
Atualmente é Chefe do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP, Vice-Presidente do Instituto Brasileiro da Madeira e das Estruturas de Madeira, Coordenador de duas comissões de Normalização de Estruturas de Madeira da Associação Brasileira de Normas Técnicas e Professor Titular da Universidade de São Paulo. Suas atividades principais estão ligadas a docência, pesquisa e prestação de serviços a comunidade na área de Engenharia Civil, com ênfase em Estruturas de Madeiras, atuando principalmente nos seguintes temas: classificação e caracterização de espécies de madeira, classes de resistencia de peças estruturais de madeira, pontes de madeira, estruturas de cobertura em madeira, normalização brasileira, e industrialização de estruturas de madeira. Publicou vários livros e capítulos de livros na área de madeiras e de estruturas de madeira.

MSc. Alexander Opazo Vega (Chile)
Graduado en Ingeniería Civil por la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción, Chile, y Magister en Ciencias de la Ingeniería.
Actualmente es docente e investigador del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, perteneciente a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Bío-Bío, Chile. Es jefe de Área de Ingeniería Estructural del Centro de Investigación en Tecnologías de la Construcción CITEC-UBB, y coordinador del Grupo de Investigación Desarrollo de Sistemas Estructurales en Madera UBB. Su producción científica incluye una decena de trabajos publicados en revistas indexadas y varios trabajos presentados y publicados en congresos internacionales. Es integrante también del cuerpo académico del Magister en Construcción en Madera UBB y Magister en Ciencia y Tecnología de la Madera UBB, dictando asignaturas asociadas al análisis y diseño estructural en madera.

Dra. Laura Moya Silva (Uruguay)
Graduada en Arquitectura por la Facultad de Arquitectura de la Universidad de la República.
Magister en Diseño y Construcción en Madera por la Facultad de Arquitectura, Construcción y Diseño de la Universidad del Bío-Bío.
PhD en Gestión de Recursos Naturales – Énfasis en Productos forestales por el Department of Bioproducts and Biosystems Engineering de la University of Minnesota.
Actualmente es docente e investigadora de la Facultad de Arquitectura de la Universidad ORT Uruguay. Es Investigadora Nivel 1 del Sistema Nacional de Investigadores (SNI) de la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII). Su producción científica incluye una decena de trabajos publicados en revistas arbitradas y varios trabajos presentados y publicados en congresos internacionales. Integra el grupo de investigación interinstitucional FING-ORT-LATU dedicado a la investigación y desarrollo de productos estructurales de madera para uso en construcción. Integra la Red iberoamericana "Viviendas sociales de madera". Es integrante del Colegio de posgrados de la Facultad de Agronomía de la Universidad de la República, del Consejo editorial de la Revista INNOTEC del LATU, de la Comisión de Calidad e innovaciones tecnológicas del MVOTMA y de la Forest Products Society, de la Society of Wood and Fiber Technology y de la Sociedad de Arquitectos del Uruguay.

Dr. João Henrique Negrão (Portugal)
Licenciado em Engenheiro Civil (Universidade de Coimbra).
Mestre (MSc) em Engenharia Estrutural (Universidade do Porto).
Doutor (PhD), em Ciências da Engenharia (Universidade de Coimbra).
Posição académica e instituição: Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. Autor e co-autor de mais de 100 artigos científicos em congressos e revistas internacionais com arbitragem científica. Presidente da CT14-Madeiras, Comissão Técnica portuguesa que faz o acompanhamento dos Technical Committees do CEN TC 38, 112, 124 e 175 e da ISO-TC 165. Perito de Portugal à CEN/TC 250 (Eurocódigos Estruturais) /SC5 (Eurocódigo 5-Madeiras), com participação ativas nos Grupos de Trabalho WG5 (Reinforcement), WG6 (Timber bridges) e WG7 (Connections).

Dr. Manuel Guaita Fernández (España)
Doctor Ingeniero Agrónomo por la Universidad Politécnica de Madrid.
Catedrático de Universidad de la Universidad de Santiago de Compostela. Director de la Plataforma de Ingeniería de la Madera Estructural PEMADE. Director del Master en Ingeniería de la Madera Estructural de la USC. Miembro del Subcomité de normalización 6: Estructuras de Madera del Comité Técnico de Normalización CTN 56 Madera y Corcho de AENOR. Autor de numerosos artículos relacionados con la madera para uso estructural. Investigador principal de proyectos europeos con la caracterización de la madera con fines estructurales, el desarrollo de productos en base madera y la simulación numérica de madera para el estudio de uniones.

Ejes temáticos (Tópicos)

1. Genética y mejoramiento forestal
2. Producción de madera para la construcción
3. Caracterización de la madera: Clasificación de la madera; propiedades físicas y mecánicas; ensayos no destructivos; metodologías; normalización.
4. Industrialización de la madera:
   - Procesamiento: Utilización de madera y sus derivados; procesamiento de la madera; adhesivos; paneles; aprovechamiento de residuos de la industria maderera; reciclaje; seguridad de trabajo en la industria maderera.
   - Madera laminada encolada: Clasificación; propiedades físicas; propiedades mecánicas; ensayos; normalización; aplicaciones.
   - Paneles de madera contralaminada CLT (cross laminated timber).
   - Maquinaria y equipamiento
5. Bambú en la construcción: Utilización como elemento constructivo; estructuras de bambú; utilización de la fibra de bambú como refuerzo en materiales compuestos.
6. Estructuras de madera: Análisis Estructural; Métodos Teóricos, Computacionales y Experimentales. Comportamiento estructural, uniones de piezas de madera, sistemas estructurales. Puentes de madera. Techos de madera.
7. Arquitectura de maderas: Sistemas constructivos en madera; cubiertas; habitaciones; pisos e interiores; construcciones históricas y tradicionales; arquitectura sostenible en madera; proyectos, diseño y construcción de estructuras.
8. Durabilidad y preservación de la madera: Análisis del ciclo de vida; secado; estabilidad dimensional; durabilidad natural; deterioro; durabilidad conferida; protección contra agentes atmosféricos, hongos e insectos; tratamientos; recubrimientos; tratamientos ignífugos; aspectos ambientales.
9. Restauración de estructuras de madera: Monitoreo y control de estructuras de madera; detección de daños; análisis de lesiones; prótesis; refuerzos; rehabilitación; restauración de estructuras patrimoniales en madera; mantenimiento.

Autores de los trabajos presentados

- Nora Abbiati
- Gustavo A. Acuña
- Luis Acuña Rello
- Sergio C. Alarcon
- Paula V. Alfieri
- Felipe F. Almeida
- Victor Almeida de Araujo
- Rafaele Almeida Munis
- R. C. Alves
- Antônio Alves Dias
- Agostina Amilivia
- Sílvia T. A. Amorim
- Adrianna Amorim de Sousa Pinto
- Maria J. de A. Casimirio Miranda
- Jairo R. de Andrade Junior
- Gisele Cristina Antunes Martins
- Pablo H. G. Araujo
- Francisco Arriaga Martitegui
- Patricio Arrien
- Manfred Auer
- André Simões Ballarin
- J. A. Balmori
- Vanesa Baño
- Andre R. Barbosa
- Ricardo D. Bassotti
- L. A. Basterra
- Cristian O. Bay
- Wieland Becker
- Facundo J. Bellomo
- Franco P. Benedetti
- João C. Biazzon
- Ignacio Bobadilla Maldonado
- Thiago L. Boll
- C. Bonus
- Isabella Bortoloto Joviano Santos
- Cleide B. Bourscheid
- Matheus I. Brandão
- Sergio Brazolin
- Cynara F. Bremer
- Aline F. de Brito
- Cecilia D. Bustos
- Perla de C. Lima
- José L. Caamaño González
- Gonzalo Caballé
- J. C. Cabrero
- Paulo B. Cachim
- Matías Cagno
- Alfredo Calí
- Carlito Calil Junior
- Fred W. Calonego
- Luis Diego Camacho Cornejo
- Felipe R. Camargo
- Larissa Camilo e Silva
- Cristiane Inácio de Campos
- Weslley Candido de Oliveira
- Sebastián I. Cárcamo Chávez
- Andrea Cardoso
- Tatiana Carlin
- Jorge Carvalho Martins
- M. Castillo
- Igor Castoldi
- André L. Christoforo
- Allan A. Cid Olivares
- Bárbara Luísa Corradi
- María V. Correa
- Juliana Cortez Barbosa
- Nicolas Cortizo
- Silvia Cortizo
- Jessica S. da Costa
- Aylson Costa de Oliveira
- Jorge Crempien
- Marcelo Cruz
- Alexsandro B. da Cunha
- Peter A. Dechent
- Alfredo M. P. G. Dias
- Poliana Dias de Moraes
- Ramón Díaz
- Andrés Dieste
- James D. Dolan
- Bruno F. Donadon
- Yasmin Dotta Damha Santiago
- Graciela N. Doz
- Leandro Dussarrat Brito
- Gilda E. Espinoza
- Miguel Esteban Herrero
- Pamela Y. Fank
- Anderson D. da Fé
- João Vítor Felippe Silva
- Maria Fernanda Felippe Silva
- Bruna Fernandes de Oliveira
- O. Fernández
- Miguel C. Fernandez-Cabo
- Aurélio M. S. Ferrari
- Fabiane S. Ferro
- Cézar A. Figueredo
- María C. Filippetti
- Daniele Filippini
- Rosemarie Garay
- José Nivaldo Garcia
- Maristela Gava
- Felipe Genovese
- Gian Carlo Giuliano
- Daniel Godoy
- Matheus de Godoy Tavares
- Decio Gonçalves
- Raquel Gonçalves
- Juan M. González
- Paulina González
- José Manuel Grau
- Manuel Guaita
- Alfredo A. Guillaumet
- Haddan Willian Guimarães
- Pablo Guindos
- Carlos M. Gutiérrez Aguilar
- Ricardo Hempel
- Eva Hermoso
- Klaus Holschemacher
- Ming C. Hsu
- Felipe H. Icimoto
- Guillermo Íñiguez González
- Francisco Javier Izard Taillefer
- Alan F. Jara
- Andrea S. Jaramillo Benavides
- B. Kasal
- H. Kieslich
- Manja Kitek Kuzman
- Torsten Kolb
- Michal Kowalczyk
- D. Lachance
- Paul F. Laleicke
- Hernando Alfonso Lara Palma
- Antonio José Lara-Bocanegra
- Francisco J. Lario Leza
- Christine Laroca
- Jonas Leimke
- Thaisa M. Leite
- Lisiane Ilha Librelotto
- Alexandra Lima Demenighi
- J. Lizarazo-Marriaga
- Julia Lobo Ribeiro
- José L. Lopez

- Emilio Luengo
- Patricia Luna
- Maria Beatriz Macedo Simon Sola
- Marcos Vínicius Madruga
- Bruna B. Maia
- Almudena Majano-Majano
- Roberto D. Manavella
- Rafael Mansini
- J. N. R. Mantilla
- Edgar V. Mantilla Carrasco
- João Theodoro do Marco
- Ricardo Marino
- A. Mariño
- Elen A. Martines Morales
- Jorge Martínez
- Alejandro Martinez Meier
- Leandro L. Martins de Oliveira
- Nilson T. Mascia
- Ciro Mastrandrea
- José M. Matamala
- Luana C. Mattos Arêas
- Carlos Mazzey
- Esther Merlo
- Julio C. Molina
- Victor Mondino
- María S. Monteverde
- Lino Mora Vicarioli
- Marcos Cesar de Moraes Pereira
- Esteban Morales
- Telmo Morgado
- L. Morillas
- Cesar Alí Mossre
- Laura Moya
- Liz G. Nallim
- Djanira R. Negrão
- João H. Negrão
- Vitor A. Neves Silva
- Jorge L. Nunes de Góes
- Hugo O´Neill
- A. L. C. Oliveira
- Carolina A. B. Oliveira
- Gabriel P. Oliveira
- Karina A. Oliveira
- Carlos A. Oliveira de Matos
- Cassiano Oliveira de Souza
- Alexander I. Opazo
- Juan Ortiz
- Elisa Otero
- Candida Pasini Pizzoni
- Apurva Patel
- Mauri Pedroso de Lima Jr.
- Bruno P. Pellis
- Melany M. A. Pelozzi
- E. Penner
- Ana Caroline M. Pereira
- Natália B. Pereira
- Samara P. Pereira
- Eduardo A. Pérez
- Carolina Pérez Gomar
- Juan Perlas
- Alfredo Petrauski
- Sandra M. F. C. Petrauski
- Raphael J. B. Pigozzo
- André Pina de Mesquita
- Tiago Pires
- Juan Carlos Piter
- Paulo Roberto Pizzini
- V. T. Pizzol
- César Polanco Tapia
- T. Polocoser
- Rocío Ramos
- Rubén Regueira
- Mariapaola Riggio
- M. Rivas
- Francisco A. Rocco Lahr
- Paula L. M. Rodrigues
- Gonzalo Rodríguez
- Gabriel O. Rosa
- Talitha O. Rosa
- Vilma G. Rosato
- Antonio Ruano
- N. Rüther
- Erick I. Saavedra
- Angela P. Salinas
- Martín Sánchez Acosta
- Dick Sandberg
- Maria Raquel Sangaletti Lopes
- Oscar Santaclara
- José A. Santolaya
- Jhonattan R. Santos
- Lorenzo L. dos Santos
- Pedro A. F. M. Santos
- Bruno Santos Ferreira
- Purbasha Sarkar
- Antonio F. Savi
- Denisse A. Schmidt
- Evan L. Schmidt
- Cristián Schmitt Rivera
- Kay-Uwe Schober
- Enric Serra
- Leandro Serraiocco
- Elias T. D. Severo
- Guilherme R. da Silva
- Marcela G. da Silva
- Rodrigo A. Silva
- Josué da Silva Junior
- M. A. Smits
- Amanda A. Soares
- Julio Soriano
- Alexandre J. D. de Souza
- Luiz H. A. Souza
- Juliano Souza Vasconcelos
- Lucas Starguelin
- Pablo M. Stefani
- Francieli Stefani Cofani
- Ângela M. Stüpp
- Jéssica Szkura Moreno
- Luis Tejera
- Rodrigo F. Terezo
- Mario W. E. Toledo
- E. Torran
- Bianca F. Torres
- Alex Torres de Araújo
- Miguel Tortoriello
- Leandro M. Trautwein
- Manolo Trindade Quintilhan
- Juan José Ugarte
- Mauro J. Valcanaia Jr.
- Ângela do Valle
- Ivan M. R. do Valle
- Kevin Van Den Wymelenberg
- Rodrigo Vargas Souza
- Abel Vega
- Gustavo D. Veloso
- J. Vergara
- Laura Viegas Carvalho
- Eduarda Vieira
- Helena C. Vieira
- Renato S. Vitor
- Adriano Wagner Ballarin
- Paulina Wegertseder
- Takashi Yojo
- Nicolás Zakowicz
- Alexandra Zitto

Artículos por tópicos

TÓPICO 1 – GENÉTICA Y MEJORAMIENTO FORESTAL

T1-01. PROGRAMA DE MEJORAMIENTO GENÉTICO DE ÁLAMO ORIENTADO A USOS SÓLIDOS DE ALTO VALOR DESARROLLADO POR EL INTA 2

T1-02. CALIDAD DE MADERA PARA USO ESTRUCTURAL EN HUERTO CLONAL DE *PINUS PONDEROSA* EN NORPATAGONIA 12

T1-03. SELECCIÓN GENÉTICA DE PROCEDENCIAS DE *PINUS PINASTER* POR CRECIMIENTO Y CALIDAD DE MADERA PARA USO ESTRUCTURAL EN EDADES TEMPRANAS 19

TÓPICO 3 – CARACTERIZACIÓN DE LA MADERA

T3-01. CLASSIFICAÇÃO VISUAL E MECÂNICA SIMPLIFICADA DA MADEIRA DE *PINUS SPP.* 28

T3-02. ESTIMATING THE FUNDAMENTAL PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF SOFTWOOD WITH AN INTEGRAL CALCULATION METHOD 39

T3-03. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE PEÇAS DE MADEIRA DE *PINUS ELLIOTTII* POR MEIO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDO POR ONDAS DE TENSÃO LONGITUDINAIS 51

T3-06. CORRELAÇÃO ENTRE DUREZA JANKA E OUTRAS PROPRIEDADES DA MADEIRA DE *EUCALYPTUS GRANDIS* MODIFICADA TERMICAMENTE 61

T3-08. EVALUACIÓN DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS EN PIEZAS ESTRUCTURALES DE PINO RESINOSO CULTIVADO EN EL NORDESTE DE ARGENTINA 67

T3-09. ESPECTROSCOPÍA DE INFRARROJO CERCANO (NIRS) PARA DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE TRANSICIÓN DE LA MADERA JUVENIL A MADERA ADULTA 78

T3-10. ESTUDIO PRELIMINAR DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE 'CONTI 12' PARA SU USO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL 84

T3-12. DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS DE PINO URUGUAYO DE RÁPIDO CRECIMIENTO MEDIANTE ENSAYOS DE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN 95

T3-13. PROPIEDADES RESISTENTES EN COMPRESIÓN PARALELA DE LA MADERA *POPULUS DELTOIDES* CULTIVADO EN EL DELTA DEL RIO PARANÁ 104

T3-15. CORRELAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS DA MADEIRA DE *PINUS SP.* EM CORPOS DE PROVA ISENTOS DE DEFEITOS E PEÇAS ESTRUTURAIS 115

T3-17. CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-MECÂNICA DA MADEIRA DE *EUCALYTUS GRANDIS* DE 10 ANOS EM TRÊS ALTURAS DIFERENTES 121

T3-18. DETERMINATION OF CHARACTERISTIC VALUES IN NBR 7190: 1997 COMPARED WITH NONPARAMETRIC ESTIMATORS OF SAMPLE QUANTILES 127

T3-19. POTENCIAL USO ESTRUCTURAL DE LA MADERA *POPULUS DELTOIDES* CULTIVADO EN EL NOROESTE DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES 133

T3-20. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN MADERA DE *POPULUS DELTOIDES* 'AUSTRALIANO 129/60', COMPARACIÓN CON LOS VALORES DADOS POR EL CIRSOC 601 144

T3-21. ESTUDIO DE LA CONTRACTIBILIDAD DE LA MADERA DE *POPULUS DELTOIDES* CULTIVADO EN EL DELTA DEL RÍO PARANÁ, CLONES AUSTRALIANO 129/60 Y STONVILLE 67 156

T3-23. COMPARAÇÃO ANATÔMICA E DESCRIÇÃO DA DENSIDADE E MACROSCOPICIDADE DA ESPÉCIE *DIPTERYX ODORATA* (Aubl.) WILLD (CUMARU) 165

T3-24. ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL AMORTIGUAMIENTO MATERIAL DE PIEZAS DE MADERA PARA PANELES CONTRALAMINADOS 172

T3-25. HERRAMIENTA TECNOLÓGICA PARA LA INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE VIVIENDAS CONSTRUIDAS CON MADERA....183

T3-26. CARACTERIZACIÓN DE LA MADERA DE CINCO CLONES DE *POPULUS DELTOIDES* SELECCIONADOS DENTRO DEL PROGRAMA DE MEJORAMIENTO DE INTA 192

T3-27. INNOVATIVE INSIGHT ON THE MECHANICAL PRINCIPLES OF THE CELL WALL BASED ON CRYO-ELECTRON TOMOGRAPHY OF THE SUPRAMOLECULAR 3D NANO-ARCHITECTURE OF ARABIDOPSIS PLANT....202

T3-28. INFLUENCIA DE ALGUNOS PARÁMETROS VISUALES EN LAS PROPIEDADES DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN PARALELA DE PIEZAS DE MADERA DE PINO DE PLANTACIONES URUGUAYAS....213

T3-31. ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS MADEIRAS TROPICAIS POR MEIO DO ULTRASSOM....221

T3-32. INFLUÊNCIA DE ALTAS TEMPERATURAS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA MADEIRA DE *ANGELIM-VERMELHO*....230

T3-33. MÉTODO BASADO EN VIBRACIÓN TRANSVERSAL PARA CLASIFICACIÓN DE C*AMPNOSPERMA PANAMENSIS* DESTINADO A LA ELABORACIÓN DE MLE....238

T3-34. CAPACIDAD DE PREDICCIÓN DE CALIDAD ESTRUCTURAL DE LA MADERA CON MÉTODOS SÓNICOS DESDE EDADES TEMPRANAS....250

TÓPICO 4 – INDUSTRIALIZACIÓN DE LA MADERA

T4-01. EMENDAS DENTADAS REFORÇADAS COM FIBRAS DE VIDRO E NATURAIS PARA UTILIZAÇÃO EM MADEIRA LAMINADA COLADA....258

T4-02. ESTUDO PRELIMINAR DAS PROPRIEDADES DE COMPENSADOS DE GUAPURUVU (*SCHIZOLOBIUM PARAHYBA* (VELL.) S. F. BLAKE)....269

T4-03. PAINÉIS COMPENSADOS MISTOS DE GUAPURUVU (*SCHIZOLOBIUM PARAHYBA* (VELL.) S. F. BLAKE) E *PINUS TAEDA*....279

T4-04. PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DE COMPENSADOS COM LÂMINAS DE *PINUS TAEDA* L. TRATADAS COM CCA....287

T4-05. LA “VIVIENDA PASIVA” EN MADERA EN CHILE....297

T4-06. CARACTERIZACIÓN DE PANELES DE MADERA CONTRALAMINADA (CLT) FABRICADOS A PARTIR DE TABLAS DE *PINUS TAEDA/ELLIOTTII* DE BAJAS PROPIEDADES MECÁNICAS....307

T4-07. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE ENCOLADO DE LA MADERA CONTRALAMINADA (CLT)....317

T4-08. CARACTERIZAÇÃO DO COMPÓSITO BAMBU, POLPA CELULÓSICA E ISOPOR (BBPI) PARA USO INDUSTRIAL....327

T4-09. DESEMPENHO MECÂNICO NA FLEXÃO ESTÁTICA DE PAINÉIS OSB TRATAMENTOS TERMICAMENTE....334

T4-10. APROVEITAMENTO DE RESÍDUOS DA INDÚSTRIA DE CELULOSE E PAPEL, DE PNEUMÁTICOS E DA CONSTRUÇÃO CIVIL PARA ISOLAMENTO TÉRMICO EM EDIFICAÇÕES....341

T4-11. MADEIRA LAMINADA COLADA REFORÇADA COM BARRAS DE AÇO COLADAS COM EPOXI E COM POLIURETANO....352

T4-12. INFLUÊNCIA DA CLASSIFICAÇÃO VISUAL DE DEFEITOS NA RIGIDEZ DE LÂMINAS DE *CRYPTOMERIA JAPONICA* E *CUPRESSUS LUSITANICA* PARA PRODUÇÃO DE MADEIRA LAMINADA COLADA....360

T4-14. COMPARATIVOS ENTRE PAINÉIS DE CROSS LAMINATED TIMBER (CLT) PRODUZIDOS NO BRASIL....367

T4-17. DORMENTES DE MLC REFORÇADOS PARA USO EM FERROVIAS BRASILEIRAS....376

T4-19. DESEMPENHO MECÂNICO DE PAINÉIS OSB TRATADOS COM CCA....383

T4-20. PAINÉIS COMPENSADOS PRODUZIDOS A PARTIR DA RECICLAGEM RESÍDUOS DA INDÚSTRIA MADEIREIRA....389

T4-21. PRODUÇÃO DE PAINEL DE MDP A PARTIR DE FIBRAS DE BANANEIRA....400

T4-24. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE UNIONES DENTADAS FINGER-JOINT CON MADERA DE *EUCALYPTUS GRANDIS* DE PROCEDENCIA URUGUAYA....408

T4-25. QUALIDADE DE COLAGEM DE COMPENSADOS DE MADEIRA TRATADOS COM CCA....415

T4-26. ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO DE VIGAS COLADAS DE MADEIRA COM DIFERENTES SEÇÕES TRANSVERSAIS....421

T4-27. ANÁLISE DOS MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES DE MADEIRA LAMINADA CRUZADA....429

T4-30. REPORTE DE LA OBTENCIÓN DE MLE EN COLOMBIA CON ÉNFASIS EN DOS EMPRESAS NACIONALES....436

TÓPICO 5 – BAMBÚ EN LA CONSTRUCCIÓN

T5-01. ASSESSMENT OF TWO COMPATIBILIZATION TECHNIQUES FOR *GUADUA ANGUSTIFOLIA* BAMBOO FIBERS AS REINFORCEMENT OF POLYMERIC MATRICES....447

T5-08. INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE COLAGEM NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA LIGAÇÃO BAMBU-BAMBU....453

TÓPICO 6 – ESTRUCTURAS DE MADERA

T6-01. CHARACTERIZATION AND MODELLING OF SELF-SUSTANINING SMOLDERING OF WOOD INDUSTRIAL PRODUCTS....462

T6-02. IMPROVED MOMENT-RESISTING TIMBER FRAMES FOR EARTHQUAKE-PRONE AREAS PART I: STRUCTURAL CONNECTIONS....472

T6-03. IMPROVED MOMENT-RESISTING TIMBER FRAMES FOR EARTHQUAKE-PRONE AREAS PART II: SHAKING TABLE TESTS....483

T6-04. DESARROLLO DE UN MÉTODO PRESCRIPTIVO PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE MEDIANA ALTURA BASADO EN EL DESEMPEÑO....493

T6-06. ESTUDO DE CONECTORES DE BARRAS DE AÇO CA 50 PARA VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO DE PONTES 504

T6-07. ESTRUTURAS DE SUPORTE EM ROLARIA DE MADEIRA PARA PARQUES FOTOVOLTAICOS 516

T6-08. PREVISÃO DA TEMPERATURA EM SECÇÕES DE MADEIRA UTILIZANDO REDES NEURONAIS ARTIFICIAIS....525

T6-11. MODELACIÓN NUMÉRICA NO LINEAL DE MUROS DE CORTE DE MADERA SOMETIDOS A CARGAS LATERALES MONOTÓNICAS 535

T6-12. ESTUDIO DE LAS DEFORMACIONES SISMICAS LATERALES EN EDIFICIOS DE MADERA DE 5 PISOS....547

T6-13. SIMULACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE VIGAS CAJÓN ESTRUCTURALES CON MADERA DE FRONDOSA Y CONÍFERA EN SITUACIÓN DE INCENDIO 559

T6-15. HOW MONITORING CLT BUILDINGS CAN REMOVE MARKET BARRIERS AND SUPPORT DESIGNERS IN NORTH AMERICA: AN INTRODUCTION TO PRELIMINARY ENVIRONMENTAL STUDIES 571

T6-16. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE UNIONES ENDENTADAS EN MADERA DE PINO RADIATA CHILENO....582

T6-18. RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES PREGADAS EM MADEIRA 589

T6-19. PROJETO, CONSTRUÇÃO E TESTE DE DUAS TRELIÇAS *HOWE* EM MADEIRA....601

T6-20. ESTUDO DE MODELOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS PARA O CÁLCULO DE FLECHA EM VIGAS I-JOIST....607

T6-22. PROTOTIPO DE LÁMINA RETICULAR POSTCONFORMADA CON MADERA DE *ECUALYPTUS GLOBULUS*: CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE LABORATORIO 619

T6-23. AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS TEÓRICOS DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DE TAXAS DE CARBONIZAÇÃO DE ESPÉCIES DE MADEIRAS BRASILEIRAS....627

T6-25. GROUTED JOINTS FOR MODERN ROUND WOOD BRIDGE AND TRUSS STRUCTURES ..635

T6-26. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA DEFORMAÇÃO POR CISALHAMENTO EM VIGAS I DE MADEIRA 645

T6-27. SOFTWARE DE APOIO À APRENDIZAGEM PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM MADEIRA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO OU À FLEXOCOMPRESSÃO 657

T6-29. RELAJACIÓN DE TENSIONES EN LÁMINAS CURVADAS DE MADERA: REVISIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ENSAYO Y ENFOQUES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL APLICADOS A ESTRUCTURAS LAMINARES 668

T6-30. ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES NA PASSARELA PÊNSIL DE PIRACICABA....677

T6-33. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES EM MADEIRA COM PARAFUSOS PASSANTES....688

T6-35. DETERMINAÇÃO DAS CONSTANTES ELÁSTICAS DO OSB E DO *EUCALYPTUS GRANDIS* COM VISTAS A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE VIGAS “I-JOISTS” 699

T6-36. AVALIAÇÃO DE FIBRAS NATURAIS DE CURAUÁ E SISAL PARA REFORÇO DE VIGAS DE MADEIRA LAMINADA COLADA....711

T6-37. SISTEMAS MISTAS MADEIRA-BETÃO: APLICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO 723

T6-38. COMPORTAMIENTO A FLUENCIA DE VIGAS DÚO Y VIGAS DÚO REFORZADAS (GFRP) DE *POPULUS X EUROAMERICANA I-214,* ANTE BAJOS NIVELES DE CARGA 731

T6-40. DISEÑO A FLEXIÓN EN ESTRUCTURAS DE MADERA SEGÚN EL CIRSOC 601 743

T6-42. ANÁLISE ESTRUTURAL EM PÓRTICO DE MADEIRA ROLIÇA DE EUCALIPTO (*CORYMBIA CITRIODORA*) DO EDIFÍCIO ESCOLA DE MARCENARIA 756

T6-43. EVALUACIÓN DE LA SERVICIABILIDAD VIBRATORIA DE ENTREPISOS DE MADERA 768

TÓPICO 7 – ARQUITECTURA DE MADERA

T7-01. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE VIVIENDAS EN MADERA 781

T7-02. PROJETOS DE ARTEFATOS ARQUITETÔNICOS EM MADEIRA PERFILADA ROLIÇA DE REFLORESTAMENTO BASEADOS NO POLIEDRO DE DA VINCI 791

T7-04. ASPECTOS AMBIENTAIS DO LIGHT WOOD FRAME PARA HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL NO SUL DO BRASIL 802

T7-05. AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA DA HAUFF E SUCESSORAS CONSOLIDADAS EM SÃO PAULO E MINAS GERAIS, BRASIL 813

T7-06. ESTÁNDARES DE HABITABILIDAD Y RANKING DE DISCRIMINACIÓN BASADO EN SUSTENTABILIDAD DE CONSTRUCCIONES EN MADERA 825

T7-08. MODELO REDUZIDO QUALITATIVO APLICADO NO ENSINO PARA PRÉ-AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ARCOS TRIARTICULADOS EM SISTEMAS ESTRUTURAIS MLC 841

T7-09. EVALUACIÓN DE LA HUMEDAD RELATIVA INTERNA DE UNA CASA DE MADERA EN WOODFRAME: ESTUDIO DE CASO EN EL MUNICIPIO DE ITAPEVA-SP 853

T7-11. DEVELOPMENT OF MULTI-STOREY TIMBER BUILDINGS AND FUTURE TRENDS 860

T7-12. "*RETROFIT"* DE UMA EDIFICAÇÃO DE MADEIRA CONSTRUÍDA COM O SISTEMA VIGA-PILAR EM MORRETES-PR 867

T7-14. PROJETO DE PONTO DE ÔNIBUS MODULAR EM MADEIRA PERFILADA ROLIÇA DE REFLORESTAMENTO 879

T7-16. ANÁLISIS DE COSTO DE LA VIVIENDA SOCIAL EN CHILE: IDENTIFICACIÓN DE LAS OPORTUNIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN EN MADERA 889

T7-18. DISEÑO INTERDISCIPLINARIO PARA EL SISTEMA CONSTRUCTIVO MARCO Y PLATAFORMA, RECOMENDACIONES PARA UNA BUENA ESTRUCTURACIÓN 895

T7-19. SISTEMA CONSTRUCTIVO DE PLATAFORMA Y ENTRAMADO Y PRODUCTOS FORESTALES APLICADOS EN CONSTRUCCIONES DE MADERA DE TIPO SOCIAL EN ENTRE RÍOS (AVALADO POR CERTIFICADO DE APTITUD TÉCNICA DE LA NACIÓN, CAT) 903

T7-20. O USO DA MADEIRA LAMINADA COLADA NO BRASIL: PANORAMA E DESAFIOS 918

T7-21. RELAÇÃO ENTRE O PROCESSO HISTÓRICO DE URBANIZAÇÃO DA CIDADE DE ERECHIM-RS-BRASIL E AS CONSTRUÇÕES COM ARQUITETURA EM MADEIRA 929

T7-23. FABRICACIÓN DE UN PROTOTIPO DE PUENTE VEHICULAR A PARTIR DEL DESARROLLO DE PRODUCTOS DE INGENIERÍA DE MADERA DE PINO URUGUAYO 941

T7-24. REVALORIZACIÓN DE BLOQUES DE VIVIENDA SOCIAL EN CHILE POR MEDIO DE PANELES DE MADERA 951

TÓPICO 8 – DURABILIDAD Y PRESERVACIÓN DE LA MADERA

T8-02. EFEITO DA VAPORIZAÇÃO DE TORAS NA DURABILIDADE DOS LENHOS JUVENIL E ADULTO DE *HEVEA BRASILIENSIS*.....961

T8-03. AVALIAÇÃO DA RETENÇÃO DOS ELEMENTOS CROMO, COBRE E BORO EM OITO ESPÉCIES DE EUCALIPTO.....966

T8-05. HIGROSCOPICIDAD DE MADERA DE *EUCALYPTUS GRANDIS* MODIFICADA TÉRMICAMENTE 971

T8-08. VIDA ÚTIL DAS CONSTRUÇÕES WOOD FRAME NO BRASIL: DURABILIDADE E DESEMPENHO 977

T8-11. PROPRIEDADES DA MADEIRA DE *TECTONA GRANDIS* E SUA PRESERVAÇÃO PARA UTILIZAÇÃO COMO MOURÕES 989

TÓPICO 9 – RESTAURACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA

T9-01. COMPORTAMENTO NO PLANO E FORA DO PLANO DE PAVIMENTOS DE MADEIRA 999

T9-03. ANÁLISIS DEL ESTADO DE DETERIORO DE MADERAS DE IMPORTANCIA PATRIMONIAL.....1011

T9-04. METODOLOGIA E TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA DA “PASSARELA PÊNSIL DE PIRACICABA” 1016

T9-05. ESTRUTURAS HISTÓRICAS DE MADEIRA: EFEITOS DE INTERVENÇÕES SOBRE A RIGIDEZ NOS ELEMENTOS HORIZONTAIS.....1029

T9-08. AVALIAÇÃO PARA RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA DE COBERTURA EM MADEIRA DE PRÉDIO NO CENTRO HISTÓRICO DE FLORIANÓPOLIS, BRASIL 1041

T9-10. RECENT DEVELOPMENTS IN TIMBER-CONCRETE COMPOSITE.....1052

T9-13. DIAGNÓSTICO DE LA CUBIERTA Y BAJOCUBIERTA DE MADERA DE UN EDIFICIO AGROFORESTAL Y PROPUESTAS DE ACTUACIÓN.....1060

T9-14. SAN TIRSO DE SAHAGÚN (LEÓN, ESPAÑA). UNA MISMA ARMADURA PARA DOS PROYECTOS DE INTERVENCIÓN.....1071

T9-15. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL E ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS EM TESOURAS DE CAIBRO - ARMADO DOS FORROS OITOCENTISTAS LUSO-BRASILEIROS. PROBLEMÁTICAS DE CONSERVAÇÃO.....1078

T9-16. UTILIZAÇÃO DA TERMOGRAFIA COMO TÉCNICA NÃO DESTRUTIVA NO DIAGNÓSTICO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OCULTAS EM MADEIRAS DE EDIFICAÇÕES ANTIGAS.....1090

ARTÍCULOS

PROGRAMA DE MEJORAMIENTO GENÉTICO DE ÁLAMO ORIENTADO A USOS SÓLIDOS DE ALTO VALOR DESARROLLADO POR EL INTA

POPLAR BREEDING PROGRAM ORIENTED TO HIGH VALUE SOLID USES DEVELOPED BY INTA

María S. Monteverde [(1)] (P), Silvia Cortizo [(2)]

(1) Licencia en Genética. E.E.A. Delta del Paraná, INTA. Cátedra Genética y Mejoramiento, FCA-UCU. Cátedra Genética, FCyT-UADER. Argentina.
(2) Ingeniera Agrónoma (M. Sc.). E.E.A. Delta del Paraná, INTA. Cátedra de Genética, FA-UBA. Argentina.
Dirección de contacto: monteverde.silvana@inta.gob.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T1-01

Resumen

El Programa de Mejoramiento Genético de Álamo de INTA, con sede en la E.E.A. Delta del Paraná, tiene por objetivo generar clones genéticamente mejorados para usos de alto valor, adaptados a los diferentes territorios y ambientes de cultivo, basándose en el concepto de calidad integral del árbol. Al no ser un género nativo, el Programa se basó en la introducción de semillas de árboles plus de *Populus deltoides* dentro del área de distribución natural en Estados Unidos y de clones seleccionados en Programas de Mejoramiento de Estados Unidos, Australia e Italia para elegir los genotipos mejor adaptados a la región y constituir así la población base de mejora y seleccionar los padres del programa de cruzamientos controlados. La selección clonal se realiza a través de sucesivas etapas, mediante el método de niveles independientes de descarte, para las variables: capacidad de propagación agámica; crecimiento; características del fuste (rectitud; cantidad, inserción y grosor de ramas); tolerancia a estreses bióticos [*Melampsora* spp. (roya) y *Septoria musiva* (cancrosis)] y abióticos (anegamiento o sequía) y características físico-mecánicas de la madera. Para lograr estimaciones precisas de los parámetros genéticos, la elección de clones resulta de una combinación del comportamiento en bancos de progenie y clonales, pruebas de laboratorio, ensayos comparativos y de productividad a campo en sitios del Delta con distinto régimen hídrico. Los clones selectos son inscriptos en el Registro Nacional de Cultivares habilitándolos para la comercialización dentro del país y contribuyendo así al fortalecimiento de la competitividad y sustentabilidad de la cadena foresto-industrial.

Palabras clave: mejoramiento genético; *Populus deltoides*; hibridaciones controladas; selección clonal

Abstract

The Poplar Breeding Program of INTA, led by the E.E.A Delta del Paraná, aims at the production of genetically improved clones for high-value uses, adapted to different territories and environments. This program are based on the concept of the overall quality of the tree. As Argentina does not have any native poplar, the base breeding population was stablished with seeds of Populus deltoides collected from the natural distribution area of the specie in the United States, as well as, upon selected clones from Breeding Programs of the United States, Australia and Italy. The individuals best adapted to the region, were incorporated as parental to the controlled hybridizations program. The clonal selection is performed using the independent culling level method through successive stages, according to the following variables: ability for agamic propagation; growth; stem characteristics (straightness; quantity, insertion angle and thickness of the branches), tolerance to biotic [Melampsora spp. (rust) and Septoria musiva (canker)] and abiotic (floods or droughts) stresses and physical-mechanical characteristics of the wood. In order to achieve precise estimates of the genetic parameters, the selection of clones results from a combination of the behavior in progeny and clonal banks, laboratory tests, comparative and productivity trials in sites with different hydrological regimes of the Paraná river Delta. The selected clones are incorporated in the National Registry of Cultivars, enabling them for the commercialization within the country and, thereby, contributing to the strengthening of the competitiveness and sustainability of the forest industry chain.

Keywords*: genetic breeding; Populus deltoides; controlled hybridizations; clonal selection*

1. INTRODUCCIÓN

Desde antaño los álamos (*Populus spp.*), pertenecientes a la familia de las Salicáceas, han sido de gran utilidad para el medio ambiente, la protección de cuencas y cultivos y la sociedad [1] debido a sus características de rápido crecimiento juvenil, facilidad de propagación vegetativa, buena capacidad de rebrote, adaptabilidad a diferentes sitios, alta plasticidad en respuesta a los cambios ambientales, capacidad de fijación de nitrógeno y de acumular contaminantes, y variados usos industriales de la madera entre otros atributos [2, 3, 4]. Gracias a estas características y principalmente a sus elevadas tasas de crecimiento, se han convertido en la esencia forestal más extensamente cultivada en las latitudes templadas de todo el mundo [5].

Las primeras introducciones destinadas a plantaciones comerciales datan de fines del siglo XIX y se atribuyen a los inmigrantes franceses que cultivaron el álamo "carolino" (*Populus deltoides ssp. angulata cv. carolinense*), originario del Delta del Mississippi de Estados Unidos [6]. Actualmente, nuestro país posee 97.893 ha forestadas con Salicáceas [7], principalmente en el Delta del Paraná y las zonas irrigadas de la Patagonia y Cuyo, lo que las posiciona en el tercer lugar de importancia de bosques implantados (10,3%) luego del pino y el eucalipto [8]. El 42% de esta superficie corresponde a álamo, cuya madera se destina a las industrias del aserrado y debobinado, y en menor medida, a la del triturado y a la celulósica-papelera [9]. La región del Bajo Delta del Río Paraná (conocida como Zona Núcleo Forestal) posee la mayor superficie forestada con Salicáceas del país, con unas 14.508 ha de álamo [8], constituyendo su principal actividad productiva. El desarrollo de las plantaciones comerciales en esta región depende mayormente del suministro de material mejorado que asegure la adaptabilidad, productividad y sostenibilidad de este recurso forestal y en este contexto, tanto la selección de especies y clones adaptados a los requerimientos actuales del mercado forestal, como la disponibilidad de variabilidad genética para afrontar los nuevos desafíos provenientes del cambio climático, de la aparición de otras plagas o razas patógenicas y/o generación de nuevos productos derivados de la madera tienen una importancia fundamental [10, 11].

La domesticación del género se inició hace más de 100 años con los trabajos de Henry (1914) en el Real Jardín botánico de Kew en el Reino Unido y de Stout *et al.* (1927) y Stout y Schreiner (1933) en el Jardín Botánico de Nueva York en los Estados Unidos [12]. Estos trabajos sentaron las bases para la creación de los programas de mejoramiento genético que se llevan adelante en diferentes partes del mundo. En Argentina, en la década de 1960, el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA) inició su propio programa de mejoramiento genético [13] con el objetivo de producir genotipos superiores con alto potencial de crecimiento y buena sanidad, adaptados a las condiciones ecológicas de la región y que cumplan con los requerimientos de las industrias de la madera para usos sólidos basándose en el concepto de calidad integral del árbol. En un principio el programa contaba con dos sedes, una en el Instituto de Recursos Biológicos de Castelar y otra en la E.E.A Delta del Paraná, a cargo de los Ing, Arturo Ragonese y Abelardo Alonzo respectivamente, pero hoy en día solamente se mantiene esta última. En ambos casos se utilizaron principalmente dos estrategias: hibridaciones inter e intra-específicas y selección clonal a través de las sucesivas generaciones de multiplicación vegetativa [14, 15, 16, 12].

Dado que en Argentina no existen especies nativas, los primeros pasos fueron la introducción de materiales mejorados (clones) de *P. deltoides, P. nigra* y *P. xcanadensis* pertenecientes a programas de Estados Unidos, Italia, Francia, España y Australia, y de semillas de árboles plus de *P. deltoides* [17, 18, 19], originarios del sudeste del área de distribución natural de la especie en Estados Unidos, la cual se corresponde en latitud con el Delta del Paraná y por lo tanto presenta similitudes ecológicas, especialmente en lo referido al fotoperíodo, factor de suma importancia para la adaptabilidad del material introducido [20, 21]. *P. deltoides* es la especie más importante en todos los programas de mejoramiento por la amplia diversidad genética existente en su área de distribución natural [22]. Es también utilizada como especie pura para áreas inundables [23] como la región del Delta y en

ambientes en donde la cancrosis limita la utilización de *P. nigra* y los híbridos de *P. xcanadensis* [24].

Para seleccionar los genotipos en condiciones de pasar a través de las sucesivas etapas del programa (bancos de progenie, bancos clonales y ensayos genéticos) se tienen en cuenta los siguientes criterios: capacidad de propagación agámica; crecimiento; tolerancia a factores bióticos [roya (*Melampsora medusae*) y cancrosis (*Septoria musiva*)] y abióticos, características del fuste (forma; cantidad, grosor y ángulo de inserción de las ramas y tendencia a la bifurcación), y características físicas y mecánicas de la madera. Todas exhiben importantes magnitudes de variación genética y responden bien al tipo de selección empleada. Para hacer más eficiente la selección, las características que presentan mayor heredabilidad se evalúan en las primeras etapas del programa (enfermedades), mientras que aquellas que presentan menor heredabilidad o altos costos de evaluación o son de expresión tardía (características de la madera) se retrasan hasta contar con una menor cantidad de genotipos en evaluación [25]. Una vez seleccionados los clones que serán liberados al mercado, es necesario realizar la caracterización morfológica y fenológica en base a los descriptores aprobados por el Instituto Nacional de Semillas (INASE) para su inscripción en el Registro Nacional de Cultivares (RNC), además de una adecuada multiplicación en vivero y una identificación mediante marcadores moleculares, para garantizar la trazabilidad desde el obtentor hasta su instalación en el campo [26]. Todo este proceso demanda alrededor de 10 a 14 años según el destino que se desee dar a los clones selectos, pues si serán utilizados para aserrado y debobinado debería contarse con madera de corte para poder realizar las pruebas de calidad industrial [27].

En el presente trabajo se presentarán algunos resultados sobre los materiales desarrollados recientemente por el programa a través de cruzamientos controlados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La colección de padres utilizada para la realización de los cruzamientos controlados se constituyó con clones de *P. deltoides* y *P. xcanadensis* provenientes de los programas de mejoramiento de Estados Unidos, Francia, España, Australia e Italia que presentaron buena adaptación a las condiciones ecológicas del Delta y los generados previamente por nuestro programa a partir de las selecciones por características de crecimiento, sanidad y calidad de madera realizadas en las poblaciones formadas a partir de semillas recolectadas sobre árboles plus de *P. deltoides* en su área de distribución natural en Estados Unidos.

Si bien el programa había realizado hibridaciones con anterioridad [28] este proceso recién logró continuidad a partir del año 2006 con la implementación de un protocolo adaptado del descripto por Stanton y Shuren (2001) [29]. Los clones de *P. deltoides* y *P. xcanadensis* empleados como progenitores en los cruzamientos realizados a partir del año 2006 incluyeron los masculinos: Guayracá INTA, Catfish 2, Carabelas INTA, “IC 562/47” (R-9), Stoneville 67, “Stoneville 109”, Ragonese 22 INTA y Alton; y los femeninos: Australiano 106/60, Australiano 129/60, Ñacurutú INTA, Paycarabí INTA, “89-82”, Hovyú INTA y “Pytá INTA”. (Para un mayor detalle de la metodología ver: Monteverde y Cortizo, 2014) [30].

Los individuos obtenidos de los cruzamientos controlados, luego de la etapa de rustificación en umbráculo, fueron instalados durante el reposo invernal en sus respectivos bancos de progenie, distanciados a 1 x 1 metro. Durante el primer año se evaluó la sobrevivencia y la altura, y posteriormente la sanidad, el crecimiento (altura y DAP) y las características del fuste durante 2-3 años. Los genotipos seleccionados fueron multiplicados agámicamente e implantados en un banco clonal, distanciados a 1 x 1 metro, sobre un *mulching* de plástico negro para favorecer el crecimiento y el control de malezas. Allí se continuaron las evaluaciones de crecimiento, forma y sanidad durante 2 años y se seleccionaron aquellos que superaron los umbrales establecidos por el programa para los diferentes criterios para pasar a la fase siguiente de ensayos comparativos clonales. Además, en esta

etapa de banco clonal, se incluyó una evaluación del prendimiento de las estacas como medición indirecta de su habilidad para la propagación agámica, dado que este atributo tiene mayor impacto en el rendimiento que la productividad en volumen del fuste individual, cuando las tasas caen por debajo del 90% [31].

Los genotipos selectos fueron implantados en sendos ensayos genéticos siguiendo un cuidadoso diseño que permite el análisis estadístico de los datos obtenidos y la generalización de los resultados con alto grado de seguridad. En todos ellos se incluyó al menos un testigo local de amplia difusión y uno o dos clones élite de la fase final del programa a fin de garantizar que los clones selectos superen a los comerciales y a los próximos a inscripción en al menos alguno de los criterios que se utilizaron al definir el ideotipo del programa. Para los ensayos comparativos clonales se aplicó un diseño de parcelas monoárbol (*single tree plot* en fila-columna) con al menos cinco repeticiones por sitio. La utilización de este tipo de diseño permite mejorar el muestreo de la variación ambiental del sitio y reduce el error de varianza [32], lo cual sumado al análisis mediante modelos mixtos posibilita una adecuada precisión para la selección de los mejores genotipos en comparaciones clonales [33].

La mayoría de los ensayos de nuestro programa se encuentran instalados en campos de productores y empresas del sector y son conducidos del mismo modo que sus plantaciones de modo de garantizar que los resultados del desempeño clonal se asemejen a los que se obtendrán en plantaciones operacionales. La siguiente tabla presenta un detalle de los ensayos activos (Tabla 1):

Tabla 1: Detalle de los ensayos instalados a partir de 2013 con los individuos procedentes de cruzamientos controlados del programa.

Campo	Año de plantación	Repeticiones	Región	Condición de sitio
Cosentino	2013	5 de 1 planta	Bajo Delta	Dique
Rodríguez	2013	5 de 1 planta	Bajo Delta	Atajarrepuntes
Branvatti&Branvati	2013	7 de 1 planta	Bajo Delta	Dique
López	2013	7 de 1 planta	Bajo Delta	Dique (pajonal virgen)
Castillo	2013	7 de 1 planta	Bajo Delta	Dique
Gómes	2014	19 de 1 planta	Bajo Delta	Dique
Wronski	2015	5 de 1 planta	Delta Frontal	Dique
Janulik	2015	7 de 1 planta	Delta Frontal	Albardón
Rodríguez	2015	5 de 9 plantas	Bajo Delta	Dique
Ottinger	2016	4 de 9 plantas	Delta Frontal	Dique
Mendizábal	2016	5 de 9 plantas	Bajo Delta	Dique
Cosentino	2016	5 de 9 plantas	Bajo Delta	Dique

En estos ensayos se está evaluando la sobrevivencia y la altura al primer año, y las variables cuantitativas [diámetro a la altura del pecho (DAP) y altura] y las variables cualitativas [tolerancia a roya (*Melampsora medusae*) y cancrosis (*Septoria musiva*) y características del fuste (forma; cantidad, grosor y ángulo de inserción de las ramas y tendencia a la bifurcación)] al segundo año. Las variables sanidad y tendencia a la bifurcación se evalúan como binarias y las de forma del fuste; cantidad, grosor y ángulo de inserción de las ramas como categóricas ordenadas. Las variables cuantitativas se analizan con el software estadístico SAS (versión 9.4) [34] y la comparación de medias se realiza mediante la prueba de Tukey.

Un detalle del progreso del programa puede verse en la siguiente figura (Figura 1):

Figura 1: Etapas del programa de mejoramiento de álamo de INTA. De izq. a der.: Cruzamientos Controlados (CC), Banco de Progenie (BP), Banco Clonal (BC), Ensayos Comparativos (EC), Ensayos de Productividad (EP) y Clon Selecto (CS). Fuente: Lic. María Silvana Monteverde [35].

3. RESULTADOS

3.1 Cruzamientos controlados

Entre 2006 y 2016 se han obtenido 10866 individuos procedentes de 19 cruzamientos diferentes (Tabla 2), con lo que se incrementó la variabilidad genética en la población base del Programa. La cantidad de semillas obtenidas por cruzamiento y por año fue muy variable, pero al igual que en otros programas [36], dependió del buen establecimiento de las varas femeninas en el invernáculo. En algunos casos, como el del clon Paycarabí INTA, se perdieron los cruzamientos logrados principalmente por aborto de amentos ya fecundados, lo que se relaciona con la falta de un buen sistema de raíces funcionales capaces de mantener a las varas femeninas durante el largo período de maduración de los mismos (entre 8 a 10 semanas). Asimismo, algunos clones masculinos, como el Ragonese 22 INTA, presentaron altos niveles de esterilidad y otros, como el Alton, abortaron la mayoría de sus amentos antes de la madurez, por lo cual produjeron escasa o nula cantidad de polen. Se encontraron además problemas de incompatibilidad temporal (por ejemplo en el cruzamiento entre Australiano 129/60 x Carabelas INTA) que fueron resueltos al ajustar el programa de conservación de polen a largo plazo.

Tabla 2: Combinaciones de álamos logradas entre 2006 y 2016 con su respectiva progenie.

♀ \ ♂	Guayracá INTA	Catfish 2	Carabelas INTA	Ragonese 22 INTA	IC 562/47	St. 67	St. 109	Alton
Aust. 106/60	956	607	-	84	388	190	-	
Aust. 129/60	1157	-	1292	91	628	-	197	16
Ñacurutú INTA	-	-	117	-	2279	-	70	
89-82	72	-	1289	-	-	-	1305	
Pytá INTA	123	-	5	-	-	-	-	

3.2 Bancos de progenie y clonales

En base a los resultados de las evaluaciones realizadas en los bancos de progenie fueron selectos 453 genotipos sobresalientes de *P. deltoides*, que fueron instalados en sendos bancos clonales entre 2011 y 2015 (Tabla 3).

Tabla 3: Individuos selectos en bancos de progenie.

Año del banco de progenie	Individuos totales	Individuos selectos
2006	2157	219
2008	1300	61
2009	80	39
2011	3816	134

45 genotipos (Tabla 4) de buen comportamiento general fueron selectos en los bancos clonales instalados en 2011 y 2012 para pasar a la siguiente fase de ensayos comparativos. El resto de los bancos clonales se encuentran todavía en período de evaluación.

Tabla 4: Genotipos experimentales selectos en bancos clonales.

N° clon	Denominación	Origen (parentales)
3	11-20	89-82 x Stoneville 109
4	19-9	89-82 x Stoneville 109
5	2-4	89-82 x Stoneville 109
6	3-5	89-82 x Stoneville 109
7	26-28	89-82 x Stoneville 109
8	8-3	89-82 x Stoneville 109
9	4-20	89-82 x Stoneville 109
10	6-123	Australiano 106/60 x Stoneville 67
12	1-129	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
13	6-5	89-82 x Stoneville 109
14	2-140	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
16	3-19	89-82 x Stoneville 109
17	2-126	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
18	3-27	89-82 x Stoneville 109
20	1-120	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
21	6-89	Australiano 106/60 x Stoneville 67
22	19-8	89-82 x Stoneville 109
23	1-5	89-82 x Stoneville 109
24	19-18	89-82 x Stoneville 109
25	17-2	89-82 x Stoneville 109
26	23-28	89-82 x Stoneville 109
27	2-154	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
28	14-15	89-82 x Stoneville 109
29	1-167	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
30	2-138	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
31	1-130	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
32	1-124	Australiano 106/60 x IC 562-47 (“R9”)
33	4-4	89-82 x Stoneville 109

3.3 Ensayos comparativos

Se presentan los resultados de diámetro al segundo año obtenidos de la evaluación de la red de ensayos comparativos clonales del año 2013, la cual consta con 28 de los genotipos selectos, 4 testigos comerciales y dos clones introducidos en 4 campos de productores de la Zona Núcleo Forestal del Delta del Paraná o Bajo Delta (Más detalles de la red en [37, 38]). De la misma, se instalaron 3 nuevas

unidades, 1 en el año 2014 también la Zona Núcleo y 2 en 2015 en el Delta Frontal. El número de clones de la red de ensayos establecida se encuentra dentro de los límites recomendados para reducir al mínimo el riesgo de fallas debido a condiciones ambientales atípicas y la evolución de la virulencia de patógenos de la mayoría de los programas clonales [39].

El porcentaje de fallas resultó variable entre clones y sitios, lo cual nos da una idea de la capacidad de implantación de los clones pero también de cómo las condiciones del sitio (altura del terreno) y del manejo (agua, control de malezas y hormigas, presencia de ganado y animales silvestres) afectan esta variable.

En general, los clones evaluados presentaron una excelente sanidad, salvo los clones 12, 14, 20, 30 y 32 que manifestaron altos niveles de roya. Dado que la incidencia de la roya depende de las condiciones ambientales y que podrían surgir nuevas razas patogénicas se continuará con las evaluaciones hasta el final del ciclo productivo. Ninguno de los clones evaluados presentó síntomas de cancrosis a la fecha. En cuanto a las características del fuste, se destacaron 10 individuos de fuste recto y de ramas finas a medianas con ángulos de inserción mayores a 45°.

Para la variable diámetro se detectó la existencia de interacción clon-sitio en el análisis global de la red (F=1,71; P=0,0004) y diferencias clonales dentro de cada sitio [Rodríguez (F=1,61; P=0,0447); Cosentino (F=2,34; P=0,0041), López (F=4,51; P=<0,0001) y Branvatti&Branvatti (F=2,19; P=0,0011) (Figura 2).

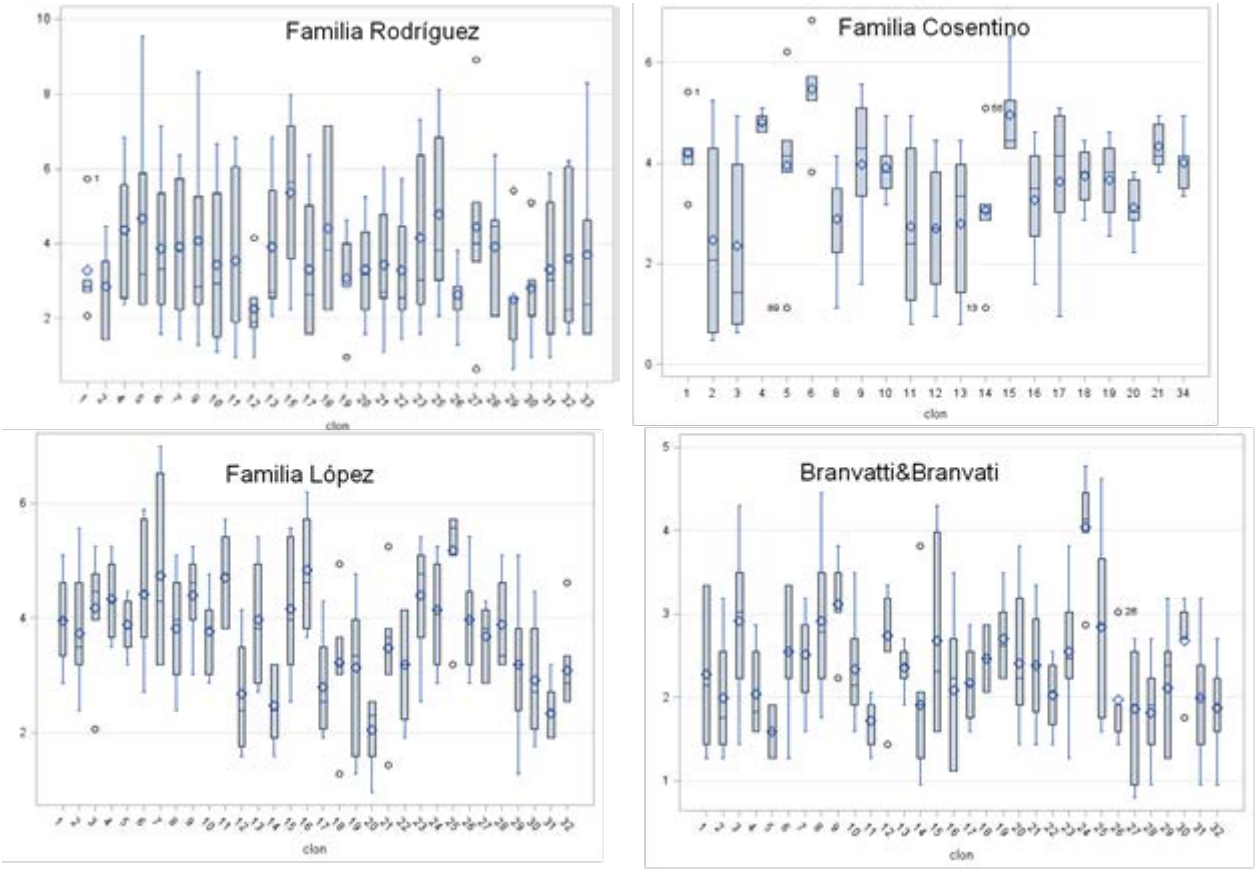


Figura 2: Valores medios y desvíos de la variable diámetro para los 28 clones en los distintos sitios.

Luego se ajustó un modelo estadístico para modelar el efecto de la interacción y como resultado de esto, solo los clones 6 y 25 fueron significativamente (P<0,05) superiores al testigo Australiano 129/60 (clon 19), que es el clon más plantado actualmente en la región. Otros clones, como el 23, 24,

4 y 9, tuvieron un crecimiento menor (P<0,10) pero mostraron buenas características fenotípicas; y el resto de los clones evaluados presentaron un comportamiento similar.

Si bien se tienen resultados muy preliminares de crecimiento, dado que recién se considerarán consistentes a partir del quinto año de evaluación, 10 de estos clones (4, 5, 6, 7, 9, 16, 18, 23, 25 y 28) presentaron un buen balance para todas las variables consideradas y fueron instalados en 2015 en un ensayo comparativo clonal utilizando un diseño de bloques al azar con parcelas de 9 plantas, y en tres ensayos en 2016, a fin de corroborar con un mayor número de individuos el comportamiento presentado en la red. Asimismo, vale la pena resaltar que si bien estos materiales presentan un comportamiento promisorio para culminar la fase de selección los ensayos deberán alcanzar la edad de corte para poder extraer las muestras para la evaluación de las características físicas y mecánicas y las pruebas preliminares de calidad industrial de acuerdo a los estándares solicitados por las empresas del sector. De este modo caracterizar su calidad industrial y así liberarlos al mercado.

4. CONCLUSIÓN

Los resultados presentados en este trabajo reflejan que el programa de mejoramiento genético de INTA está avanzando de acuerdo con las características de todo proceso de mejora: continuo, acumulativo, competitivo y dinámico [40]. A través de los ciclos anuales de hibridación controlada se ha logrado incrementar la variabilidad genética de la población base y dar continuidad al proceso de selección multietapa (pues se tienen genotipos promisorios en evaluación en todas las fases). Esto permitirá seguir obteniendo clones que no solo mejoren y diversifiquen la actual oferta del mercado que además de crecimiento y sanidad posean una excelente aptitud de la madera de usos sólidos de alto valor probada a través de los estándares de la industria. Esto es clave para producir ganancias efectivas en cada ciclo y continuar con el mejoramiento de modo sostenible.

AGRADECIMIENTOS

Al Sr. Sergio Rossi, auxiliar técnico de la E.E.A. Delta del Paraná-INTA, por el compromiso en las tareas de campo. Al Sr. José Luis Cosentino y a los integrantes del Grupo de Consulta Mutua del Río Carabelas por el apoyo al Programa, permitiendo la realización de ensayos en sus establecimientos y por el esmerado cuidado de los mismos. A la Lic. Nora Abbiati de la Cátedra de Biometría de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad de Lomas de Zamora, por la ayuda con los análisis estadísticos.

REFERENCIAS

[1] Isebrands, J.G.; Richardson, J. Introduction. In: Poplars and Willows: Trees for Society and the Environment. Isebrands, J.G.; Richardson, J. (Eds.). FAO. (2014) 1-7.
[2] Dickmann, D.I. An overview of the genus Populus: Dickmann, D.I.; Isebrand, J.G.; Eckenwalde, J.E.; Richardson, J. (Eds.) In: Poplar culture in North America. NRC Research Press. National Research Council of Canada. Ottawa. Canada. (2001). 1-42.
[3] Isebrands, J.G.; Karnosky, D.F. Environmental benefits of poplar culture. In: Poplar Culture in North America. Dickmann, D.I.; Isebrands, J.G.; Eckenwalder, J.E.; Richardson, J. (Eds.). NRC Research Press, Ottawa, Canada. (2001). 207–218.
[4] Pilipovic, A.; Orlovic, S.; Nikolic, N.; Galic, Z. Investigating potential of some poplar (*Populus sp*.) clones for phytoremediation of nitrates through biomass production. Environmental Applications of Poplar and Willow Working Party 18-20 May 2006, Northern Ireland. 6 pp. (2006).
[5] Dillen, S.Y.; Rood, S.B.; Ceulemans, R. Growth and Physiology. Jansson, S. et al. (Eds.) In: Genetics and Genomics of Populus: Plant Genetics and Genomics: Crops and Models 8. Springer Science. (2010). 39-63.

[6] Borodowski E.D.; Suárez, R.O. El cultivo de álamos y sauces: su historia en el Delta del Paraná. SAGPyA Forestal 32. (2004). 5-13.
[7] Alcobé, F.; García, D.; Bonomo, I.; Peirano, S.; Norverto, C.; Corinaldesi, L.; Brandan, S.; Von Haeften, C.; Irigoin, N.; Marcovecchio, J.; Di Marco, E.; Benitez, R.; Clemente, N.; Gaute, M.; Yorio M. Argentina: Plantaciones forestales y gestión sostenible. Proyecto Forestal GEF 090118, UCAR, DPF-MAGyP. (2015). 15 pp.
[8] Borodowski E.D.; Signorelli, A.; Battistella, A. Salicáceas en el Delta del Paraná: situación actual y perspectivas. Jornadas de Salicáceas - 4to Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina. La Plata. ISSN 1850-3543. (2014). 13 pp.
[9] Castro, G. Usos actuales y posibilidades futuras de la madera de álamo. Jornadas de Salicáceas. Buenos Aires. (2006). 80-88.
[10] Marcó, M. Conceptos generales de mejoramiento genético forestal y su aplicación a los bosques cultivados de Argentina. En: Mejores árboles para más forestadores. Ed. Norverto, C. (2005). 1-16.
[11] White, T.; Adams, T.; Neale, D. Tree improvement. In: Forest genetics. CABI Publishing. (2007). 682 pp.
[12] Stanton, B.J.; Serapiglia, M.J.; Smart, L.B. The Domestication and Conservation of Populus and Salix Genetic. In: Poplars and Willows: Trees for Society and the Environment. Isebrands, J.G.; Richardson, J. Ed. FAO. (2014). 124-99.
[13] Ragonese, A.E. Fitotecnia de salicáceas en el Centro Nacional de Investigaciones Agropecuarias Castelar (INTA). Revista de la Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria 41(6). (1987). 5-30.
[14] Riemenschneider, D.E.; Stanton, B.J.; Vallée, G.; Périnet, P. Poplar breeding strategies. In: Poplar culture in North America. Dickmann, D.I.; Isebrand, J.G.; Eckenwalde, J.E.; Richardson, J. (Eds.). NRC Research Press, Ottawa. Canada. (2001). 43-76.
[15] Hazel, L.N.; Lush, J.L. The efficiency of three-methods of selection. Journal of Heredity 33. (1942). 393-399.
[16] Bisoffi S; Gullberg U. Poplar breeding and selection strategies. In: Biology of Populus and its implications for management and conservation. Ed: Stettler RF, Bradshaw HD Jr., Heilman PE, Hinckley TM. NRC Research Press, Ottawa, Ontario, Canada. (1996). 139-158.
[17] Alonzo, A. Estado actual del mejoramiento de Salicáceas en la Argentina. Actas del Simposio sobre Silvicultura y Mejoramiento genético de especies forestales. Buenos Aires. CIEF. Tomo I. (1987). 157-171.
[18] Piussan, C. Mejorar para competir. Campo y tecnología. INTA. Año IV, Nº 19. (1995). 56-58.
[19] Ragonese, A.E. Fitotecnia de Salicáceas en el Centro Nacional de Investigaciones Agropecuarias. INTA. Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria. Tomo XLVII Nº 2. (1993). 35 pp.
[20] Sancho, R.; Alonzo, A.; Fernández, A. Informe preliminar sobre nuevos clones de álamo obtenidos en el Delta del Paraná. IDIA. Suplemento Forestal N° 8. INTA. (1975). 95-101.
[21] Cortizo, S. Subprograma Álamos para el Delta del Paraná. En: Mejores Árboles para más forestadores. El Programa de Producción de Material de Propagación Mejorado y el Mejoramiento Genético en el Proyecto Forestal de Desarrollo. Ed. Norverto. C. (2005). 137-160.
[22] Steenackers, V. Poplars and willows in the 21st century. What can research do to meet the needs of society? Proceedings of the 21th Session of the International Poplar Commission. Poplar and Willow Culture: Meeting the Needs of Society and Enviroment. (2000).
[23] Bisoffi, S. Recent developments of poplar breeding in Italy. Proceedings of recent developments in poplar selection and propagation techniques. IUFRO. (1989). 1-28.
[24] Cortizo, S. Mejoramiento genético del álamo, una ciencia en apoyo a la producción forestal sostenible. Tercer Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina. Neuquén. Argentina. (2011). 14 pp.
[25] Cortizo, S. Mejoramiento genético del álamo. Jornadas de Salicáceas. Buenos Aires. (2006). 102-106.
[26] Cortizo, S.C. Viveros forestales: un elemento clave en la transferencia de clones de Salicáceas desde el obtentor al sector productivo. Actas del Congreso Nacional de Viveros Cítricos, Forestales y Ornamentales-INASE. Posadas, Misiones. (2015).
[27] Cortizo, S.; Cerrillo, T.; Thomas, E.; Monteverde, S. Subprograma Salicáceas (*Salix* y *Populus*). En Libro: Domesticación y Mejoramiento de Especies Forestales. Martín A. Marcó et al. Componente Plantaciones Forestales Sustentables del Proyecto de Manejo Sustentable de Recursos Naturales BIRF 7520. Ciudad Autónoma de Buenos Aires: Ministerio de Agroindustria. Unidad para el Cambio Rural (UCAR) (2016).

422 p. Versiones en castellano: ISBN 978-987-1873-40-1 (versión impresa) e ISBN 978-987-1873-42-5 (versión electrónica). Versión en inglés: ISBN 978-987-1873-52-4.
[28] Alonzo A. Informe Año 1987: Programa Árboles Forestales-INTA. (1988).
[29] Stanton B.J. & Shuren R. Controlled breeding procedures: a manual of method and techniques for breeding eastern cottonwood. (2001). 1-31.
[30] Monteverde, S.; Cortizo, S. Hibridaciones intra e interespecíficas: avances en la obtención de variabilidad genética del Programa de Mejoramiento de Álamo de INTA. En: VI Reunión GEMFO. López, J.A.; Cortizo, S. (ed.) - 1a ed. – CABA. Ediciones INTA (2014). 32-36.
[31] Chambers, P.G.S.; Borralho, N.M.G. Importance of survival in short-rotation tree breeding programs. Can J For Res 27. (1997). 911–917.
[32] Gezan SA, White TL and Huber DA. Achieving higher heritabilities through improved design and analysis of clonal trials. Can J For Res 36. (2006). 2148–2156.
[33] Zamudio F, Wolfinger R, Stanton B and Guerra F. The use of linear mixed model theory for the genetic analysis of repeated measures from clonal tests of forest trees. I. A focus on spatially repeated data. Tree Genet Genomes 4. (2008). 299–313.
[34] SAS. Versión 9.4. SAS for Windows. SAS Institute, Cary, North Caroline, USA. (2014).
[35] Cerrillo, Teresa; Álvarez, Javier A.; Álvarez, Jorge L.; Battistella, Agustín; Braccini, Celina; Casaubón, Edgardo; Ceballos, Darío; Cortizo, Silvia; Fernández Tschieder, Ezequiel; Fernández, Patricia; Faustino, Laura; Fracassi, Natalia; García Cortés, Manuel; González, Adrián; Grieco, Leda; Hemming,; Landi, Lucas; Mema, Vanesa; Monteverde, Silvana; Mujica, Gerardo; Olemberg, Demián. La forestación de salicáceas como aporte al desarrollo sustentable del Delta del Paraná. Actas XXIX Jornadas Forestales de Entre Ríos. EEA-INTA Concordia, Entre Ríos. (2015). 14 pp.
[36] Stanton, B.J.; Villar, M. Controlled reproduction of Populus. In: Biology of Populus and its implications for management and conservation. Stettler, Bradshaw Jr., Heilman, Hinckley (Eds.). NRC Research Press, Ottawa, Canada. (1996). 113-138.
[37] Monteverde, M.S.; Cortizo, S.; Abbiati, N. Resultados de la red 2013 de ensayos comparativos clonales del Programa de Mejoramiento de Álamo de INTA. Trabajos técnicos de la VII Reunión GeMFo, San Miguel de Tucumán, Tucumán. Compilado por Juan Adolfo López; Luis Fernando Fornes. 1a ed. - Bella Vista: Juan Adolfo López. Archivo Digital: ISBN 978-987-42-1792-9. (2016).
[38] Monteverde, M.S.; Cortizo, S.; Abbiati, N. Poplar Breeding Program in Argentina: 2013 comparative clonal trial network status. Abstracts of Submitted Papers. 25th Session of the International Poplar Commission, jointly hosted by FAO and the German Federal Ministry of Food and Agriculture, Berlin, Germany FAO, Rome. (2016).
[39] Libby, WJ. What is a safe number of clones per plantation? Ed: Heybroek HM, Stephan BR, von Weissenberg K. Resistance to diseases and pests in forest trees. Proceedings of the Third International Workshop on the Genetics of Host-Parasite Interactions in Forestry. Centre for Agricultural Publishing and Documentation, Wageningen. Netherlands. (1982). 342-360.
[40] Favret, Edwald. El mejoramiento genético del trigo en la Argentina. Informe de la 1era. Reunión: Mejoradores y Patólogos de trigo en los países de la zona sur. Editores: Caballero D.,H.; Tavella, C.M.; Gatti de De León, I. La Estanzuela, Colonia, Uruguay. CIAAB; IICA; OEA. (1979). 93-103.

CALIDAD DE MADERA PARA USO ESTRUCTURAL EN HUERTO CLONAL DE *PINUS PONDEROSA* EN NORPATAGONIA

TIMBER STRUCTURAL QUALITY IN ORCHARD CLONAL OF *PINUS PONDEROSA* IN NW PATAGONIA, ARGENTINA

Gonzalo Caballé [(1)], Oscar Santaclara [(2)], Victor Mondino [(3)], Luis Tejera [(4)], Esther Merlo [(5)], Alejandro Martinez Meier [(6)]

(1) Dr. Ing. Ftal., Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Bariloche, Argentina
(2) Ing. Ftal., MADERA PLUS, SL. Ourense, España
(3) Dr. Ing. Ftal., Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Esquel, Argentina
(4) Ing. Ftal., Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Esquel, Argentina
(5) Dra. Ing. Ftal., MADERA PLUS, SL. Ourense, España
(6) Dr. Ing. Ftal., Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Bariloche, Argentina
Dirección de contacto: caballe.gonzalo@inta.gob.ar

Código de identificación: T1-02

Resumen

La selección conjunta de caracteres que controlan los procesos fisiológicos y bioquímicos ligados al crecimiento y las propiedades de calidad de madera definen una estrategia de mejoramiento multipropósito. El crecimiento y forma (diámetro, altura y esbeltez) y las propiedades tecnológicas de la madera determinadas mediante técnicas no destructivas (velocidad de propagación de la onda acústica en árboles en pie y extracción de tarugos para estudios de densidad de la madera) fueron evaluados en 26 clones de pino ponderosa que constituyen el material base del primer ciclo de mejora. Todas las variables mostraron heredabilidades (en sentido amplio) significativamente diferentes de cero: 0,15 ±0,08, 0,29 ±0,09, 0,44 ±0,09, 0,54 ±0,09, 0,26 ±0,09 (diámetro, altura, esbeltez, propagación de la onda sónica y densidad respectivamente –heredabilidad y error estándar-). Correlaciones significativas moderadas entre variables de crecimiento (diámetro y altura, diámetro y esbeltez, altura y esbeltez) y bajas entre crecimiento y tecnológicas de la madera (esbeltez y altura con la propagación de la onda acústica) nos indican que es posible la selección por parámetros de crecimiento –altura- y forma –esbeltez-, sin afectar la buena performance para madera estructural dado la relación existente entre la propagación de la onda acústica y el MOE.

Palabras clave: métodos no destructivos; densidad; MOE; productividad; selección multipropósito

Abstract

The selection of characters that control the physiological and biochemical processes related to growth and wood quality properties allow to define a multipurpose strategy of improvement. Growth, shape and technological properties of wood using non-destructive techniques were evaluated in 26 ponderosa pine clones constituting the base material of the first improvement cycle. All variables showed significantly different non-zero heritabilities (0.15 ± 0.08, 0.29 ± 0.09, 0.44 ± 0.09, 0.54 ± 0.09, 0.26 ± 0.09 (diameter, height, slenderness, propagation of acoustic wave and density respectively – heritability and standard error). Moderate significant correlations between growth variables (diameter and height, diameter and slenderness, height and slenderness) and low between growth and wood technological variables (slenderness and height with propagation of the acoustic wave) indicate that it is possible to identify genotypes for grown –height- and shape - slenderness -, of good performance for structural wood given the relationship between the propagation of the acoustic wave and the MOE.

Keywords*: non-destructive methods; density; MOE; productivity; multipurpose selection*

1. INTRODUCCIÓN

La superficie de plantaciones en la región patagónica norte es mayor a 100.000 ha, de las cuales más del 95% se corresponden a coníferas, la gran mayoría pino ponderosa (*Pinus ponderosa* Dougl. ex Laws). La provincia de Neuquén cuenta con el 60% de la superficie implantada, seguida en relevancia por Chubut y en menor medida Río Negro. Si bien se han incrementado las actividades silviculturales, todavía existe una gran proporción de plantaciones sin intervenciones: rodales sin manejo o que han recibido tratamientos tardíos, principalmente raleos.

El proceso de formación de la madera en términos de cantidad y calidad puede ser afectado por múltiples factores: condiciones ambientales, disponibilidad de recursos, silvicultura, ***el acervo genético***, o mismo por la edad cambial [1,2]. La calidad de los productos finales se ve afectada en definitiva por todos estos factores, adicionando las actividades post-cosecha como la tecnología de procesos de aserrío o los criterios de clasificación de tablas.

Las propiedades mecánicas y físicas de la madera -módulo de elasticidad y densidad, respectivamente- son algunos de los criterios de clasificación que definen las posibilidades de uso para madera estructural. La variación fenotípica de caracteres de interés comercial puede ser manipulada mediante selección artificial, permitiendo ganancias de generación en generación.

La posible ganancia genética en crecimiento podría tener un efecto indirecto sobre las propiedades de la madera [3], debido a posibles correlaciones genéticas desfavorables. Tal es el caso del pino oregón (*Pseugotsuga menziessii* (Mirb) Franco) [4], el pino taeda (*Pinus taeda* L.) [5] y el pino radiata (*Pinus radiata* D. Don) [6,7]. Sin embargo, falta de asociaciones han sido reportadas en otras especies, tal el caso del pino marítimo (*Pinus pinaster* Ait.) [8], y pino ponderosa [9].

Sobre una muestra representativa de clones que constituyen el material de base del primer ciclo de mejoramiento genético de pino ponderosa, que cubre todo el ranking genético para crecimiento, evaluado sobre su descendencia, se realizó un muestreo no-destructivo para determinar propiedades físicas –densidad- y mecánicas –módulo de elasticidad- de la madera con el objetivo de conocer 1) la existencia de variación genética significativa de dichas propiedades de la madera y 2) establecer si dicha variación se correlaciona positiva o negativamente con el valor genético de selección por crecimiento. Los principales resultados y algunas implicaciones prácticas son presentados y discutidos a continuación.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En 25 clones de pino ponderosa de alto, medio y bajo valor genético (BLUP) de crecimiento (evaluado por el crecimiento en altura de sus progenies al 7° año de edad sobre una red de ensayos genéticos que cubre toda el área de plantación de la especie en Patagonia) fueron obtenidos tarugos de madera con barreno de Pressler de 5.15 mm de diámetro a la altura del pecho (DAP) perpendicular al eje principal del árbol. La recolección de tarugos se realizó a los 15 años de edad en tres sitios (Huinganco – pcia. Neuquén, Golondrinas y Trevelin – pcia. Chubut), los cuales constituyen los huertos semilleros clonales obtenidos a partir de la propagación vegetativa de árboles plus (seleccionados fenotípicamente). En cada sitio, se obtuvo un tarugo de 4 a 5 ramets/clon. En total se recolectaron 373 tarugos.

En uno de los sitios (Trevelin) se evaluó, sobre los mismos individuos de los cuales se obtuvieron los tarugos, la velocidad de propagación de la onda sónica mediante el impacto con un martillo, utilizando un equipo HITMAN ST 300 -Fibre-Gen Limited, New Zeland-, al tiempo que el DAP, la altura y la esbeltez fueron recolectados. La densidad de la madera fue establecida al 12% de humedad mediante la técnica de microdensidad.

Para todas las variables aquí consideradas, el siguiente modelo lineal de efectos mixtos fue utilizado para estimar la proporción de la varianza debido al efecto clon:

$$y_i = \mu + \tau_i + \varepsilon_i \quad (1)$$

Donde y_i = $_ith$ es la variable evaluada, μ = efecto fijo de la media, τ_i = efecto aleatorio del $_ith$ clon y ε_i = efecto aleatorio debido al componente de error. En el caso de la densidad de la madera, se consideró también el efecto de sitio. En este caso, el nivel del factor fue considerado en el modelo como un efecto aleatorio.

La heredabilidad en sentido amplio (H^2) fue establecida a partir de la estimación de los componentes de varianza del modelo mixto

$$H^2 = \frac{\sigma_g^2}{\sigma_g^2 + \sigma_\varepsilon^2} \quad (2)$$

Donde H^2 = es el coeficiente de determinación genética en sentido amplio, σ_g^2 = componente genético de la varianza, y σ_ε^2 = varianza del error. Para el caso de la densidad de la madera, el componente de varianza debido al efecto sitio fue considerado parte de la formula precedente en el denominador, formando parte de la varianza total.

El error standard de la heredabilidad fue estimado según la siguiente fórmula:

$$s.e.(H^2) = \sqrt{\frac{(2*1+har-1)*H^2)^2*(1-H^2)^2}{(har*(har-1)*(n)-1)}} \quad (3)$$

Donde $s.e.(H^2)$ = error standard de la heredabilidad, har = media armónica de individuos en cada clon, H^2 = heredabilidad en sentido amplio, y n = número de clones.

La relación entre caracteres fue abordada a partir del estudio de las correlaciones de los valores de mejora genética (BLUP) a nivel familiar. Todos los análisis fueron realizados con el paquete de análisis de datos R (R Development Core Team, 2016)

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los ensayos genéticos clonales constituyen las áreas de producción de semilla (huertos clonales) de pino ponderosa en la región Patagónica norte. El valor promedio de densidad de la madera, Tabla 1, es coincidente con los valores hallados para la especie creciendo en la región y levemente menor a los reportados para la especie creciendo en Chile [10,11]. La madera de pino ponderosa estudiada fue liviana y parecería presentar una marcada influencia de la edad en los valores de densidad (15 años de edad al momento de la recolección de los tarugos).

Respecto a los valores de velocidad de propagación de la onda sónica como método indirecto para la determinación de la rigidez mecánica de la madera, Caballe et al. (datos no publicados aún) determinan que un valor superior a 2,7 km/s permitiría establecer valores de rigidez a la flexión, superior a los 4000 N/mm^2, reportados también por Lomagno (2003) [12] como valores de referencia para la madera del pino ponderosa de la región. El valor promedio de velocidad reportado para Trevelin, indicaría que es posible obtener madera para uso estructural, siendo también, el carácter que presenta el valor más alto de determinismo genético (0,54 ±0,09, Tabla 1).

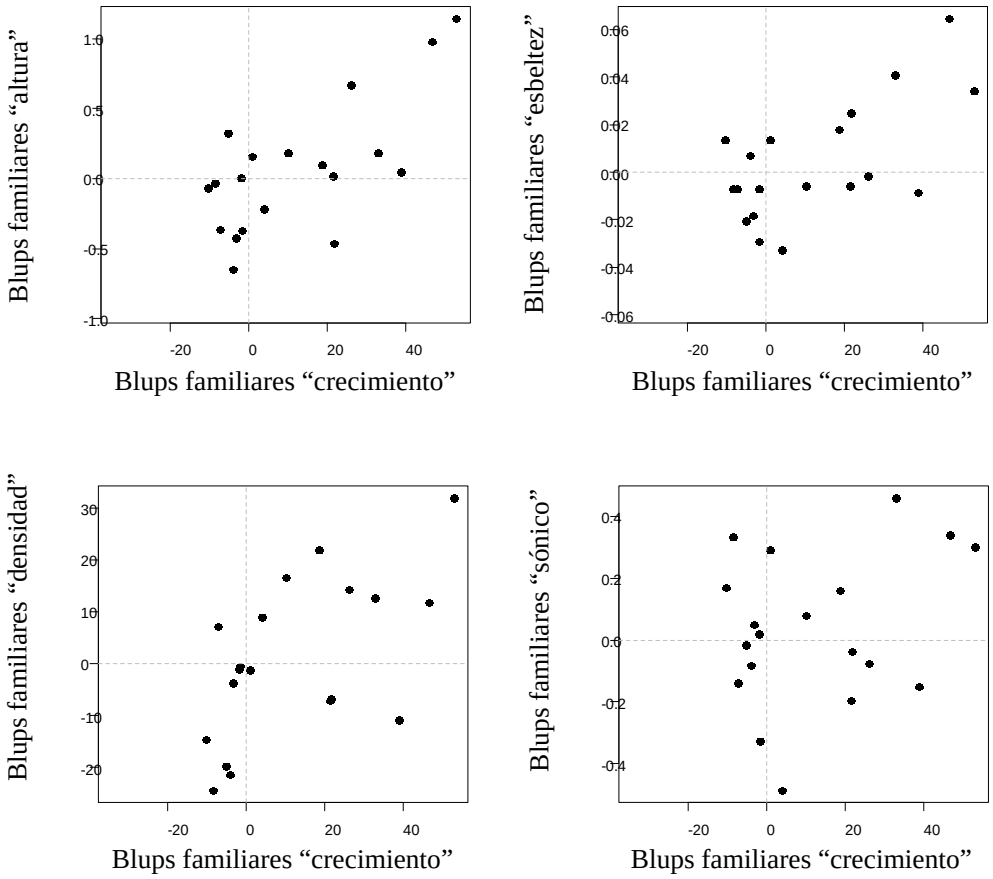
Todos los valores de heredabilidad presentados en este trabajo fueron establecidos solamente sobre uno de los sitios de ensayo (Trevelin), mientras que la densidad fue evaluada en los tres sitios antes descriptos. Todas las variables analizadas presentan heredabilidad significativa diferente de cero (Tabla 1). Esto indica que es esperable una respuesta a la selección artificial a partir de la identificación de material genético de alto valor para los caracteres de interés comercial.

Tabla 1: Valores medios fenotípicos, error estándar, heredabilidad en sentido amplio y error estándar de la heredabilidad para las variables analizadas.

Variable	Media	Error estándar	H^2	s.e H^2
Diámetro (cm)	21,2	3,2	0,15	0,08
Altura (m)	8,1	1,1	0,29	0,09
Esbeltez	0,39	0,04	0,44	0,09
Densidad (g/cm^3)	0,326	0,04	0,26	0,09
Sónico* (km/s)	2,9	0,35	0,54	0,09

* Valor de velocidad de propagación de la onda sónica

Las relaciones entre caracteres son presentadas a partir de los siguientes gráficos de valores genéticos (BLUPs) a nivel familiar (Figura 1). Esto permite comprender el impacto (positivo o negativo) sobre el valor genético de la población base del programa de mejora si la selección se ejerciera sobre uno de los caracteres seleccionados.



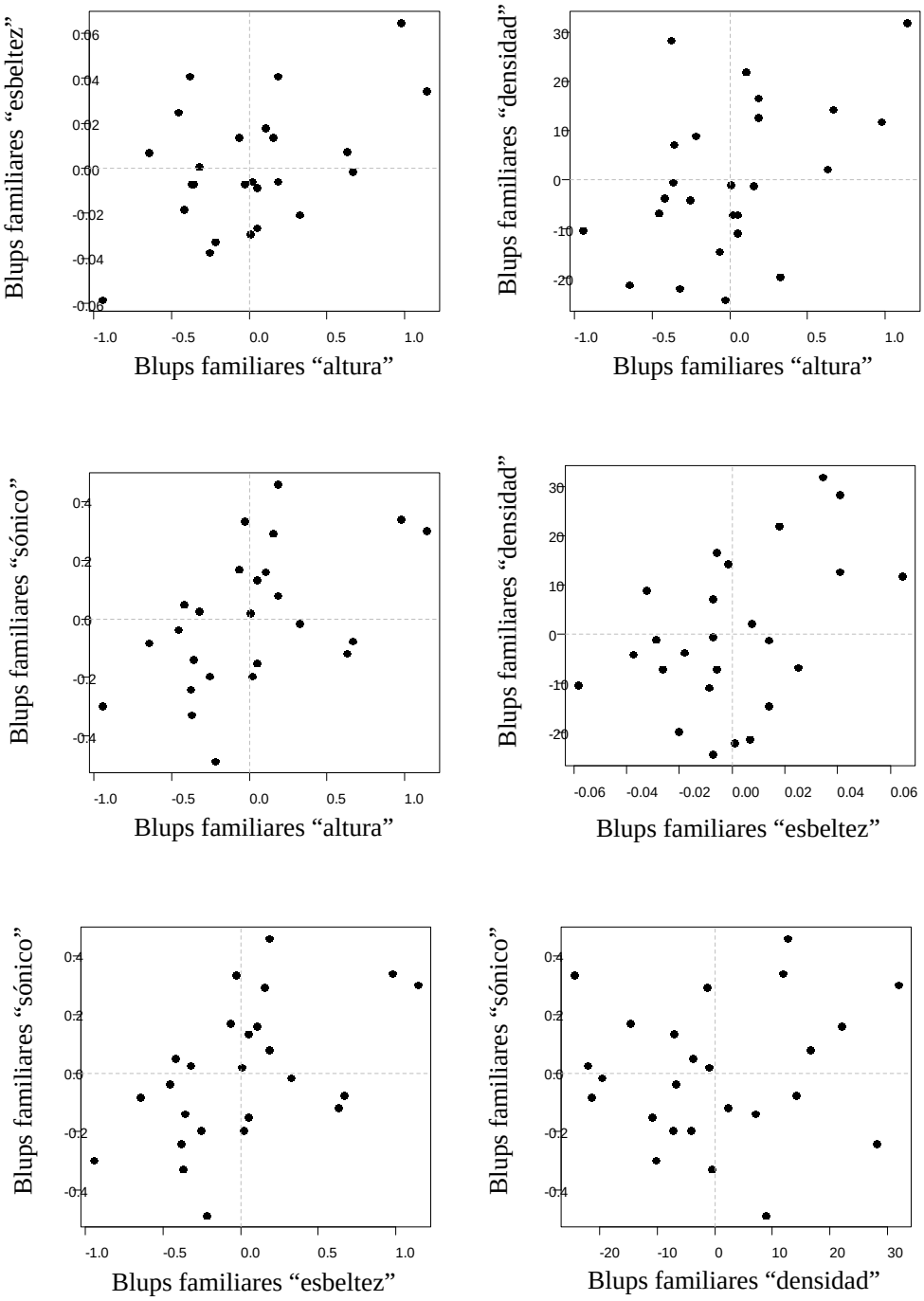


Figura 1: Relaciones entre los valores de mejora genética BLUPs a nivel familiar. Evaluación para "crecimiento" realizada sobre la descendencia con, la altura, la esbeltez, la densidad y la velocidad de propagación de la onda sónica del material parental (primeros 4 gráficos); altura con esbeltez, densidad y velocidad de propagación de la onda sónica (3 gráficos siguientes); esbeltez con densidad y velocidad de propagación de la onda sónica (2 gráficos siguientes) y densidad con velocidad de propagación de la onda sónica (último gráfico).

En todos los casos es posible observar que la selección por características deseables (BLUPs positivos, cuadrante derecho de los gráficos) para uno de los caracteres permite al mismo tiempo identificar familias con características deseables para la variable complementaria (BLUPs positivos,

cuadrante superior del gráfico), lo qué nos obliga a concentrarnos sobre el cuadrante superior derecho para ambas variables. Los gráficos también nos indican, que la selección contraria es posible, permitiéndonos identificar ya sea, familias de mala performance para una de las combinaciones de variables o ambas. La mayor dispersión de la nube de puntos es posible identificarla en el gráfico de Blups familiares densidad vs. sónico, lo que demostraría la menor incidencia de la selección en tándem para dichas variables.

De la evaluación conjunta de caracteres de crecimiento (diámetro y altura), forma (esbeltez) y propiedades de base de la madera determinada a partir de métodos no destructivos (densidad y propagación de la onda sónica como medida de estimación del MOE) para el sitio Trevelin, nos permite establecer la existencia de correlaciones fenotípicas significativas moderadas entre diámetro y altura, diámetro y esbeltez, altura y esbeltez) y bajas entre esbeltez y altura con la propagación de la onda sónica. La determinación de las correlaciones genéticas sobre el material parental extendido a los tres sitios de ensayo y a partir de evaluación genética de su descendencia (red de ensayos genéticos del programa de mejora) nos indicarán las posibilidades de selección conjunta multipropósito.

AGRADECIMIENTOS

A las personas que realizaron la recolección de tarugos de madera, Juan Diez y Jorge Bozzi (INTA EEA Bariloche) y a José Almeida (INRA Val de Loire-Orléans), quienes de manera desinteresada participaron de los muestreos de campo (obtención de los valores sónicos sobre árbol en pie), y sin quienes este trabajo no podría haberse llevado a cabo. Al proyecto de la Unión Europea Horizon 2020, MSCA-RISE "***TOPWOOD***" (TOols for Phenotyping WOOD: properties, functions and quality) el cual ha permitido financiar de manera parcial las actividades sobre terreno y las movilidades de Oscar Santaclara y Esther Merlo de Madera plus (España) en Argentina.

REFERENCIAS

[1] Zobel, B., Jett, BJ. Genetics of wood production. Berlin-Heidelberg, Germany. Springer-Verlag. (1995). 337 p.
[2] Smith, DM., Larson, BC., Kelty, MJ., Ashton, P. The practice of silviculture: Applied forest ecology. 9th ed. Wiley, New York, NY. (1997). 537 p.
[3] Zobel, B., Sprague, J. Juvenile Wood in Forest Trees. Berlin-Heidelberg, Germany. Springer-Verlag. (1998). 300 p.
[4] Bastien JC, Roman-Amat, B. y Vonnet, H. Natural variability of some wood quality traits of coastal Douglas-fir in a French progeny test: implications on breeding strategy. Proceeding IUFRO, Working party S2.02.05: on breeding strategies for Douglas–fir as an introduced species. (1985). 18 p.
[5] Paludzyszyn Filho, E. Shimoyama, V., Mora, A. Seleçao precoce pra incremento simultaneo do crescimento e da qualidade da madeira em Pinus taeda L. Boletim de Pesquisa Florestal 46 (2005): 31-46.
[6] Baltinus B., Wu, H., y Powell, M. Inheritance of density, microfibril angle, and modulus of elasticity in juvenile wood of Pinus radiata at two locations in Australia. Canadian Journal of Forest Research 37(11) (2007): 2164-2174.
[7] Wu, H., Ivkovic, M., Gapare WJ., Matheson, AC., Baltunis, BS., Powell, MB., Mcrae, TA. Breeding for Wood Quality and profit in Pinus radiata: a review of genetic parameter estimates and implications for breeding and deployment. New Zealand Journal of Forestry Science 38 (2008): 56-87.
[8] Gaspar MJ, Lousada, JL., Rodrigues, JC., Aguiar, A., Almeida, HM. Does selecting for improved growth affect wood quality of Pinus pinaster in Portugal? Forest Ecology and Management 258 (2009): 115-121.
[9] McKimmy, MD. y King, J. Strength relationships in young ponderosa pine of known parentage. Wood Science 12 (3) (1980): 165-167.
[10] Jovanovski, A., Poblete, H., Torres, M., Fernandez, A. Caracterización preliminar tecnológica de Pinus ponderosa (Dougl.) creciendo en Chile. Bosque 9 (1998): 71-76.

[11] Jovanovski A., Davel, M., Mohr-Bell, D. Densidad básica de la madera de Pseudotsuga menziesii (Mirb.) Franco en la Patagonia. Investigaciones Agrarias: Sistemas Recursos Forestales 14 (2) (2005): 153-160.
[12] Lomagno, J. Esfuerzos característicos y de diseño en piezas estructurales de madera. Resistencias de diseño de maderas de la Patagonia. Revista Patagonia Forestal, Año IX, N.º 3 (2003). CIEFAP. 4 pp.

SELECCIÓN GENÉTICA DE PROCEDENCIAS DE *PINUS PINASTER* POR CRECIMIENTO Y CALIDAD DE MADERA PARA USO ESTRUCTURAL EN EDADES TEMPRANAS

GENETIC SELECTION OF *PINUS PINASTER* PROVENANCES FOR GROWTH AND STRUCTURAL WOOD QUALITY IN YOUNG TREES

Esther Merlo [(1)], Gonzalo Caballé [(2)], Oscar Santaclara [(3)], Francisco J. Lario Leza [(4)]

(1) Dra. Ing. Ftal., MADERA PLUS, SL. Ourense, España
(2) Dr. Ing. Ftal., Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Bariloche, Argentina
(3) Ing. Ftal., MADERA PLUS, SL. Ourense, España
(4) Ing. Ftal, TRAGSA, Maceda, España
Dirección de contacto: Esther Merlo - maderaplus@maderaplus.es

Código de identificación: T1-03

Resumen

La efectividad de la predicción del potencial genético y el potencial de ganancia por selección en los programas de mejora requiere el conocimiento de parámetros genéticos de las variables por la que se quiere seleccionar. En este estudio se estiman los parámetros genéticos de propiedades tecnológicas de la madera, asociadas con la calidad para uso estructural en Pinus pinaster. Este estudio se realizó sobre un ensayo de procedencias de *P. pinaster* de 9 años de edad con un diseño de bloques completos al azar. La caracterización estructural de la madera se llevó a cabo mediante métodos destructivos y no destructivos sobre una muestra de 10 procedencias previamente seleccionadas por crecimiento. En cada árbol en pie se midieron variables de crecimiento y forma junto con la velocidad de propagación de onda sónica a lo largo del fuste y la densidad en verde. Posteriormente, los árboles fueron apeados y se realizaron los ensayos a flexión sobre el fuste completo para obtener el módulo de elasticidad, módulo de rotura y densidad de la madera. Se comprobaron diferencias significativas en las principales propiedades tecnológicas evaluadas y su correlación con distintos parámetros de crecimiento y forma del árbol. Se estimaron los coeficientes de Heredabilidad en sentido amplio para todas las variables de calidad de madera y se observa una buena capacidad predictiva de estas variables a través de métodos sónicos. Los resultados muestran la capacidad de ganancia en calidad de madera estructural por selección genética en los programas de mejora.

Palabras clave: MOR; MOE; métodos no destructivos; velocidad acústica; selección; procedencias

Abstract

Accurate prediction of genetic potential and response to selection in breeding requires knowledge of genetic parameters for important selection traits. In this study, we estimated genetic parameters for wood properties in Pinus pinaster. This study was performed on 9 year old provenance test of P. pinaster with a randomized complete block design. The wood characterization was carried out by destructive and non-destructive methods on a sample of 10 provenances previously selected by growth. In each standing tree, growth and shape variables were measured and the sonic wave propagation velocity along the stem and the green density were also measured. Afterwards, the trees were felled and the standard test method for elasticity (MOE) and rupture modulus (MOR) of entire stem and density of the wood were performed in all trees. Significant differences were verified in the main technological properties evaluated and their correlation with different growth parameters and tree shape. The coefficients of heritability for all wood quality variables were estimated and a good predictive capacity of these variables is observed through sonic methods. The results show the structural wood quality gain by genetic selection in the improvement programs.

Keywords*: MOR; MOE; non-destructive methods; sonic wave propagation velocity; selection; provenances*

1. INTRODUCCIÓN

Los programas de mejora deben responder a las demandas del sector forestal, incluyendo caracteres de interés económico. Las características tecnológicas de la madera determinan, en gran medida, las posibilidades de uso del recurso y, por tanto, la rentabilidad de las plantaciones. Así, la inclusión de parámetros de calidad de madera en los programas de mejora de especies forestales con fines productivos es considerada fundamental por numerosos autores [1]. En el momento actual, se tiende a masas forestales con crecimientos anuales cada vez mayores y turnos de aprovechamiento más cortos, lo que implica que el porcentaje de madera juvenil, en el momento de la corta sea muy elevado. Es por esto que realizar una selección de material genético en base a propiedades de madera juvenil se considera fundamental para optimizar la rentabilidad de la masa y la calidad final del producto [2].

La madera de *Pinus pinaster Ait* está caracterizada para su uso estructural y tiene asignada en España las clases resistente C18 y C24, siendo la densidad, el módulo de elasticidad y el módulo de rotura, los parámetros más importantes que definen la calidad para este uso. Estudios anteriores sobre las masas de *P. pinaster* en este país, han mostrado el potencial de esta especie para suministrar madera para uso estructural de alta calidad, así como una gran variabilidad entre y dentro de procedencias [3]. La selección de nuevo material genético con buenas propiedades tecnológicas para uso estructural, optimizaría la rentabilidad del aprovechamiento de este recurso y mejoraría el porcentaje de madera de mayor clase resistente, aumentando la competitividad ante un mercado global exigente y competitivo de madera.

Actualmente diferentes ensayos de procedencias de esta especie, han sido instalados en distintas regiones productivas de nuestro país, con el objetivo de seleccionar aquellas que mejor se adaptan a las condiciones de crecimiento y los cuales han permitido analizar la variabilidad de comportamiento entre y dentro de las procedencias. Por otro lado, estudios de correlación juvenil-adulto a nivel poblacional han mostrado que es posible realizar una selección temprana por caracteres de crecimiento sin pérdida de ganancia [4,5]. Sin embargo, es arriesgado realizar la selección de los materiales de mejora basado sólo en variables de crecimiento, ya que en algunos casos existe una correlación negativa entre el crecimiento y las propiedades que definen la calidad de la madera. En el caso de *P. pinaster*, trabajos recientes muestran una correlación negativa del diámetro con el módulo de elasticidad y con la densidad [6], aunque también una amplia variabilidad de las propiedades de calidad estructural de madera, dentro de la especie, lo que hará posible realizar una selección conjunta de ambos caracteres con adecuadas estrategias de selección.

Este estudio se enmarca en una red de 8 parcelas de ensayo distribuidas en distintas localizaciones del interior de Galicia con 24 procedencias españolas de *P. pinaster* y una procedencia del material mejorado de Francia. Esta red de parcelas tiene un gran valor por cuanto ensaya las procedencias de mejor comportamiento productivo en gran parte del rango de la especie y lo hace en los distintos Subtipos Fitoclimáticos presentes en la Región de Procedencia 1b definida por Alía et al (1996) [7].

El objetivo de este trabajo es conocer, a nivel procedencia, las diferencias en crecimiento y en propiedades tecnológicas para uso estructural y determinar los patrones de variación y la repetitividad para delinear posibles estrategias de selección.

2. MATERIAL Y MÉTODOS

La evaluación se realizó sobre una réplica del ensayo de procedencias de *Pinus pinaster* de 9 años de edad, instalado sobre macetas de 150 l en el vivero forestal de la empresa TRAGSA (42º16´43´´N, 7º37´29´´O), Maceda, Ourense, España. Se evaluaron un total de 86 árboles seleccionados al azar, sobre cuatro bloques del ensayo, en las 10 procedencias con mejor desempeño (tasa de crecimiento y volumen) de las 25 procedencias existentes.

En cada árbol se midió el diámetro a la altura del pecho (DAP) y altura total (h). Como variable predictiva de rigidez de la fibra se midió la velocidad de propagación de onda acústica en sentido longitudinal por el fuste (V_{ST300}), utilizando el equipo ST300 (Fibre-Gen, NZ), en la cara opuesta a la dirección de inclinación del árbol y sobre una distancia de 80 cm centrada a 1 m de altura desde la base (Figura 1).

Figura 1: Medición de velocidad de desplazamiento de onda acústica sobre árbol en pie

a)

b)

Figura 2: a) medición de velocidad de desplazamiento sobre troza con equipo de resonancia; b) ensayo de flexión estática hasta rotura en las instalaciones de la Plataforma Pemade, Universidad de Santiago de Compostela, USC.

Se apearon 4 árboles representativos por procedencia y se obtuvo la primera troza de 2 m, sobre la que se midió la frecuencia de resonancia de la fibra de madera utilizando el equipo de resonancia HM200 (Fibre-Gen, NZ) (Figura 2a). La velocidad de desplazamiento (V_{HM200}) se calculó considerando el segundo armónico y longitud de la troza. Para cada troza se calculó el Modulo de Elasticidad (MOE) y el Módulo de Rotura (MOR) en estado verde, contenido de humedad superior al 30%, mediante ensayo de flexión estática hasta rotura (Figura 2b). Finalizado el ensayo se extrajo un trozo libre de defectos para el cálculo de la densidad básica (ρ).

El módulo de elasticidad dinámico, MOE_{din}, se calculó a partir de la expresión:

$$MOE_{din}=V^2_{*}\,\rho \qquad (1)$$

Siendo V (m/s) la velocidad de desplazamiento de onda acústica en el interior de la madera en sentido longitudinal de la fibra y ρ (kg/m^3) la densidad de la madera.

Para el análisis estadístico y obtención de los componentes de varianza se usó el procedimiento estadístico GLM, utilizando dos modelos lineares de análisis:

Modelo 1: para las variables medidas sobre árbol en pie considerando el diseño experimental:

$$y_{ijk} = \mu + P_i + B_j + E_{ijk} \quad (2)$$

Modelo 2: para las variables medidas sobre la madera, sin considerar diseño experimental:

$$y_{ij} = \mu + P_i + E_{ij} \quad (3)$$

Siendo y el valor de la variable medida, μ el valor medio de la variable en el ensayo, P el efecto de la procedencia sobre la variable, B el efecto del bloque y E el error experimental. La procedencia se consideró factor aleatorio y el bloque factor fijo.

Para cada una de las variables se obtuvieron los coeficientes de varianza asociados a la procedencia, bloque y error, y se calculó la Repetitividad o Heredabilidad en sentido amplio a nivel procedencia utilizando la ecuación según el modelo de análisis aplicado:

Modelo 1: $$Hp = \frac{V_P}{V_P + V_E/\mathrm{n}} \quad (4)$$

Modelo 2: $$Hp = \frac{V_P}{V_P + V_E} \quad (5)$$

Siendo V_P la varianza de la procedencia, V_E la varianza del error y n el número de bloques

Para poder estimar la ganancia asociada a la selección de procedencias se calcula el coeficiente de variación de la procedencia con la ecuación:

$$COV_P = \frac{\sqrt{V_P}}{\mu} \quad (6)$$

La ganancia por selección de procedencias se obtuvo según la fórmula:

$$G = i * COV_P * {H_p}^2 \quad (7)$$

siendo i la intensidad de selección dentro de procedencias.

3. RESULTADOS

La Tabla 1 muestra los valores obtenidos de crecimiento y propiedades de calidad estructural de la madera. Los coeficientes de variación son mayores en las propiedades tecnológicas de la madera que en las variables de crecimiento, probablemente debido a que la población evaluada ya había sido seleccionada previamente por crecimiento entre el total de las procedencias a estudiar. Los resultados muestran una variabilidad moderada en las propiedades tecnológicas, que definirán su potencial para uso estructural sobre los árboles de la muestra.

Tabla 1: Resumen estadístico de variables medidas

Variable	n	media	SD	mín	max	CV%
V_{ST300} (m/s)	79	2597	380,06	1510	3267	14,6
h (m)	86	4,41	0,64	2,6	6,25	14,6
DAP (cm)	86	7,8	1,2	4,29	10,75	15,56
Dens. básica (kg/m^3)	40	361	59,5	200	470	16,48
(MOE) (MPa)	40	1655	0,675	637	3449	40,78
(MOR) (MPa)	40	18,49	5,3	8,46	30,13	29,06
MOEdin	40	5,51	1,6	2,6	8,85	29,60

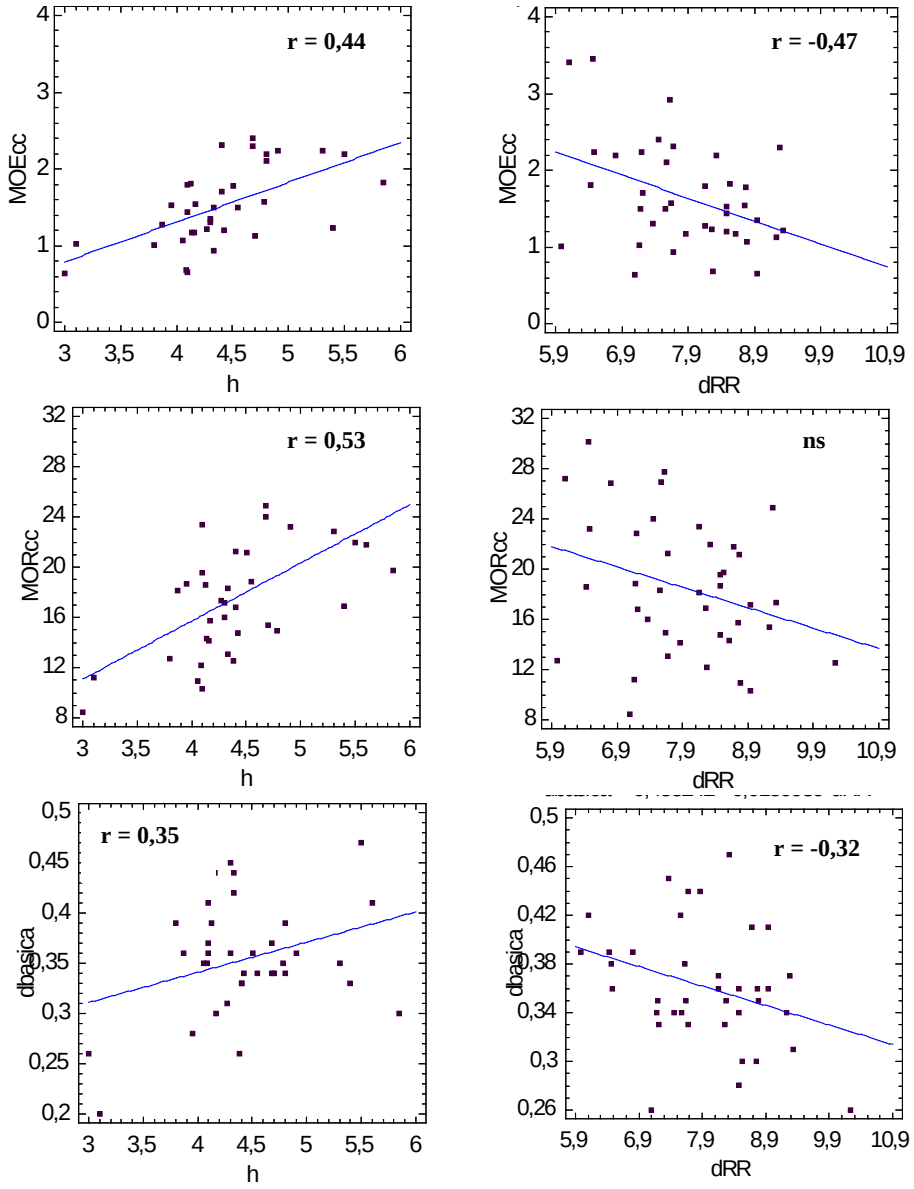


Figura 3: Gráficos de correlación lineal (r) entre Módulo de elasticidad (MOEcc, MPa), Módulo de rotura (MORcc, MPa,) y densidad básica (dbasica, Kg/m^3) y los parámetros de crecimiento altura (h, m) y diámetro (dRR, cm).

Las correlaciones entre las propiedades de la madera y las variables de crecimiento expresadas en la Figura 3, muestran una correlación negativa con el diámetro, pero positiva con la altura.

En la Figura 4 se aprecian diferencias significativas entre procedencias para el MOEdin, MOE y MOR, pero no en los valores de densidad, siendo la procedencia 25 la que se diferencia significativamente del resto. El ranking de procedencias obtenido a partir del MOEdin demuestra la efectividad de los métodos sónicos para seleccionar los extremos de mayor y menor calidad.

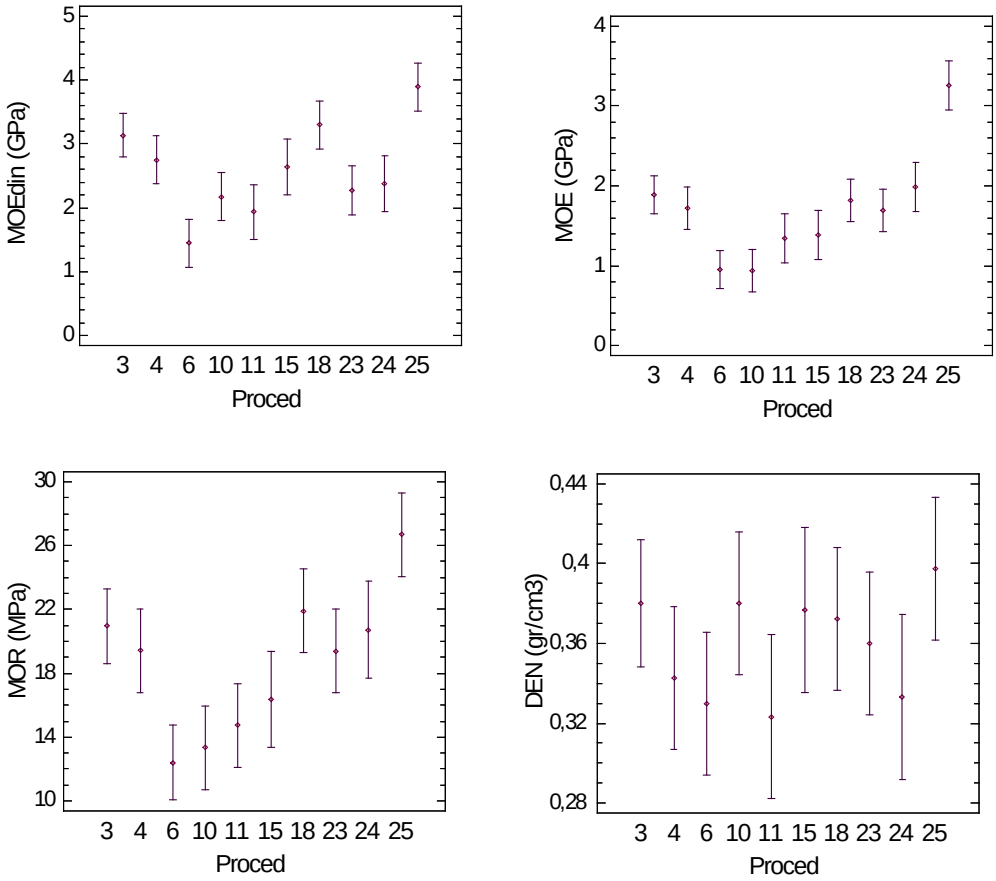


Figura 4: Ranking de las procedencias (Proced) en las propiedades de calidad estructural de la madera y diferencias significativas entre ellas.

La Tabla 2 resume los resultados obtenidos de coeficiente de variación de la procedencia (COVp), Heredabilidad (Hp) y G% (ganancia por selección de procedencias expresada como porcentaje).Se observaron mayores valores de heredabilidad (Hp) en las características resistentes de la madera (MOE, MOR) respecto a las variables de crecimiento (DAP y h). Aplicando una misma intensidad de selección, la máxima ganancia por selección se obtendría para el módulo de elasticidad estático (26%, Tabla 2).

Tabla 2: Ganancia de selección por variable

	COV_P	H_P	G%
h	8,1	0,34	2,754
DAP	4,6	0,14	0,644
MOE	36,3	0,72	26,136
MOEdin	25,0	0,70	17,500
MOR	22,3	0,56	12,488

4. DISCUSIÓN

En la estrategia de selección de una especie, es fundamental definir la correlación entre las propiedades tecnológicas de la madera y las variables de crecimiento. Es necesario conocer esta relación debido a que puede ser moderadamente positiva (más crecimiento mejores características tecnológicas) a moderadamente negativa (más crecimiento con pérdidas de aptitud tecnológica) [8,9]. En el presente caso de estudio, se observa una correlación negativa de las propiedades tecnológicas para madera estructural (MOR y MOE) con el diámetro, pero positiva con la altura, acorde con lo observado en otros estudios de evaluación genética [10] y concordante con la influencia de la altura y la esbeltez de la planta sobre las propiedades tecnológicas de su madera encontradas en este mismo ensayo (datos no presentados).

Tradicionalmente, ha sido la densidad de la madera el parámetro más utilizado para seleccionar árboles superiores dentro de los programas de mejora. Sin embargo, algunos autores [8, 11] concluyen que la rigidez es mejor parámetro que la densidad para estos fines. Las comparaciones realizadas con densidad, MOE y MOR, muestran al MOE como mejor parámetro de selección, tanto a nivel de procedencia, por tener mayor índice de repetitividad o heredabilidad (H_P = 0,72, Tabla 2), como a nivel individual, por tener el mayor coeficiente de variación (COV_P = 36,3, Tabla 2) y conseguir el mayor porcentaje de ganancia (G%= 26,2, Tabla 2). La mayor variabilidad obtenida en MOR y MOE frente a densidad fue también observada por otros autores [13]. En este sentido, Cave et al, 1994 [12], mostraron para diferentes coníferas que la rigidez cambia de la madera juvenil a la madera madura, del orden de 5 a 6 veces en proporción a la disminución del ángulo de la microfibrilla, mientras que la densidad sólo cambia aproximadamente 0,4 veces.

Las heredabilidades obtenidas en este estudio para las propiedades tecnológicas de la madera (MOE y MOR), han sido mayores que las heredabilidades para los rasgos de crecimiento (h, DAP). Estudios anteriores también mostraron heredabilidades bajas para variables de crecimiento y de moderadas a altas para MOE [10,14]. Los niveles de repetitividad obtenidos han sido elevados, al igual que en otros trabajos observados sobre material juvenil de otras especies [15] y obedece al hecho de que las heredabilidades para la rigidez de la madera son superiores en árboles jóvenes que en árboles adultos [16,17]. Los altos valores de repetitividad obtenidos indican que las variables están bajo un moderado control genético y que la selección y ganancia por dichas variables será efectiva. Las diferencias significativas observadas entre procedencias, así como la alta variabilidad individual, suponen una oportunidad en el programa de mejora de esta especie para seleccionar material genético superior en propiedades tecnológicas de calidad estructural combinando superioridad en crecimiento con propiedades tecnológicas de madera.

Los bajos valores de MOE obtenidos pueden estar asociados a diversas causas como el carácter juvenil de la madera, el elevado porcentaje de madera de compresión debido a la tendencia a la curvatura de esta especie o a la dificultad de realizar un ensayo de flexión estática sobre fustes con alta conicidad, elipticidad y presencia de curvaturas. Valores bajos de MOE, entre 4 y 6 GPa o inferiores, han sido obtenidos en probetas pequeñas cercanas a la médula [18] o estimados por

métodos indirectos como Silviscan sobre muestras de barrena obtenidas a la altura del DAP (1,30 m) [19]. El hecho de haber utilizado el fuste completo aumenta el porcentaje de anillos con baja edad cambial, influyendo en que el valor del MOE sea menor. Según algunos autores, el MOE en el cilindro de madera juvenil puede llegar a ser del orden de 5 a 6 veces menor que en madera adulta.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado en el marco de diferentes proyectos de investigación que se definen a continuación: Proyecto "IMAGINE" convocatoria, FEDER INNTERCONECTA nº: ITC-20151167 con título "Innovación en la sinergia de la cadena de valor de la madera gallega de coníferas para una industria más eficiente"; Proyecto "TOPWOOD" Convocatoria H2020-MSCA-RISE-2014, nº: 645654 con título "Wood phenotyping tools: properties, functions and quality"; y Beca FAPESP. 2015/11926-7 con título “Antecipação do conhecimento de propriedades da madeira utilizando ensaio de propagação de ondas em plantas jovens”. Especial agradecimiento al apoyo técnico del personal del vivero de TRAGSA y del personal del laboratorio PEMADE, en la Escuela Politécnica Superior de Lugo, Universidad de Santiago de Compostela.

REFERENCIAS

[1] Rozenberg, Ph, Franc, A. y Cahalan, C. Incorporating wood density in breeding programs for softwoods in Europe: a strategy and associated methods. Silvae Genet (2001) 50: 1-7.
[2] Missanjo, E. y Matsumura, J. Genetic improvement of wood properties in Pinus kesiya Royle ex Gordon for sawn timber production in Malawi. Forests (2016), 7: 253-259. doi:10.3390/f7110253.
[3] Carballo, J., Hermoso, E., Fernández-Golfín, JI. Mechanical properties of structural maritime pine sawn timber from Galicia (Pinus pinaster Ait. ssp. atlantica). Invest Agrar Sist Recur For (2009) 18: 152-158.
[4] Merlo, E., Díaz, R., Zas, R. y Fernández-López, J. Propuesta de utilización de ensayos de procedencias de Pseudotsuga menziesii (Mirb.) Franco como material de base para la obtención de material forestal de reproducción. Inv. Agrar.; Ser. Rec. For. (2002) 13: 492- 505.
[5] Zas, R., Merlo, E., Fernandez-Lopez L. Juvenile-mature genetic correlations in Pinus pinaster under different nutrient × water regimes. Silvae Genet. (2004) 53: 124-129.
[6] Merlo, E., Alvarez, JG, Santaclara, O. y Riesco, G. Modeling modulus of elasticity of Pinus pinaster Ait. in northwestern Spain with standing tree acoustic measurements, tree, stand and site variables. Forest Systems (2014) 23 (1): 153-166.
[7] Alía, R., Gil, L. and Pardos, JA. Performance of 43 Pinus pinaster Ait. provenances on 5 locations in central Spain. Silvae Genet. (1995) 44(2-3): 75-81.
[8] Johnson, GR., Gartner, BL. Genetic variation in basic density and modulus of elasticity of coastal Douglas-fir. Tree Genet. Genomes (2006) 3: 25-33.
[9] Jayawickrama, KJS., Ye, TZ., Howe, GT. Heritabilities, intertrait genetic correlations, GxE interaction and predicted genetic gains for acoustic velocity in mid-rotation coastal Douglas fir. Silvae Genet. (2011) 60: 8-18.
[10] Gapare,WJ., Baltunis, BS., Ivkovi´c, M.,Wu, HX. Genetic correlations among juvenile wood quality and growth traits and implication for selection strategy in Pinus radiata D. Don. Ann. For. Sci. (2009) 66: 606-612.
[11] Kumar, S., Dungey, H.S., Matheson, A.C. Genetic parameters and strategies for genetic improvement of stiffness in Radiata pine. Silv. Genet. (2006) 55: 77-84.
[12] Cave I.D., Walker J.C.W. Stiffness of wood in fast-grown plantation softwoods: the influence of microfibril angle. For. Prod. J. (1994) 44: 43-48.
[13] Walker, JCF., Nakada, R. Understanding corewood in some softwoods: a selective review on stiffness and acoustics. International Forestry Review (1999) 1(4): 251-259.
[14] Dungey, HS., Matheson, AC., Kain, D., Evans, R. Genetics of wood stiffness and its component traits in Pinus radiata. Can. J. For. Res. (2006) 36: 1165-1178.
[15] Lenz, P., Auty, D., Achim, A., Beaulieu, J., Mackay, J. Genetic improvement of white spruce mechanical wood traits. Early screening by means of acoustic velocity. Forests (2013) 4: 575-594.

[16] Chen, Z-Q, Gil, MRG, Karlsson B, Lundqvist, S-O, Olsson, L., Wu HX. Inheritance of growth and solid wood quality traits in a large Norway spruce population tested at two locations in southern Sweden. Tree Gene Genom (2014) 1–13. doi: 10.1007/s11295-014-0761-x.
[17] Chen, Z.Q., Karlsson, B., Lundqvist, SO., Garca Gil, M.R., Olsson, L., Wu, H. X. Estimating solid wood properties using Pilodyn and acoustic velocity on standing trees of Norway spruce. Annals of Forest Science (2015), 72 (4), pp.499-508. 10.1007/s13595-015-0458-9.
[18] Burdon, RD., Britton A.J. y Waldord G.B. Wood stiffness and bending strendth in relation to density in four native provenances of Pinus radiata. New Zealand Journal of Forestry Science (2001) 31 (1): 130-146.
[19] Ivkovic, M., Gapare, WJ., Abarquez, A.; Ilic, J.; Powell, M.B.; Wu, H.X. Prediction of wood stiffness, strength, and shrinkage in juvenile wood of radiata pine. Wood Sci. Technol. (2009) 43: 237–257.

CLASSIFICAÇÃO VISUAL E MECÂNICA SIMPLIFICADA DA MADEIRA DE *PINUS SPP.*

SIMPLIFIED VISUAL AND MECHANICAL GRADING OF PINE LUMBER IN STRUCTURAL SIZES

André Simões Ballarin [(1)], Adriano Wagner Ballarin [(2)] (A), Carlito Calil Júnior [(3)]

(1) Aluno de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Ciências Agronômicas, Brasil
(3) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: andre.ballarin@usp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T3-01

Resumo

A utilização do pinus de reflorestamentos na indústria madeireira brasileira é extensiva. Particularmente para o uso estrutural, o Pinus spp vem ganhando espaço, sobretudo com emprego em estruturas de cobertura pré-fabricadas. A produção dessa madeira em ciclos mais curtos tem tornado comum o decréscimo constante na oferta de árvores adultas com grandes diâmetros. A madeira disponível no mercado apresenta incidência muito grande de nós e outros defeitos, comprometedores de seu desempenho físico-mecânico e sua qualidade. Entretanto, a norma brasileira para o projeto de estruturas de madeira não contempla procedimentos para a classificação visual da madeira serrada para uso estrutural. O texto de revisão desse código normativo, ainda em discussão, propõe quatro níveis de qualidade (SS; S1, S2 e S3). Tendência internacional recente, como os propostos pelo SPIB e pela norma argentina, reduz o número de classes visuais, facilitando o processo classificatório, desempenhado muitas vezes por graduadores humanos. Este trabalho teve como objetivo estudar a adequação de regras simplificadas de classificação, com redução de quatro para três classes. Os resultados confirmaram a adequação geral das três classes propostas; em todas as análises foi constatada diferença estatística entre as classes propostas, sobretudo entre as extremas. O ensaio de flexão foi o mais sensível na diferenciação entre as classes propostas. Com uso de uma maior amostra, o critério com três classes poderá ser otimizado, para diferenciação estatística entre valores de resistência à tração e compressão paralela às fibras das classes propostas.

Palavras chave: defeitos, nós, *Pinus spp.,* classificação visual, propriedades mecânicas

Abstract

The use of wood for structural purposes is growing in Brazil. Particularly for structural uses, Pinus spp. has been gaining space, specially with use in prefabricated roof structures. The production of this wood in shorter cycles is decreasing the supply of adult trees with large diameters. The wood available for structural use has the incidence of defects that compromise the mechanical performance of the timber wood. However, the country does not have current standards that govern the visual classification of lumber for such use. The draft standard, still under discussion, includes four distinct visual classes. Recent international trends, such as those proposed by SPIB and the Argentine standard, reduce the number of visual classes, facilitating the process, often performed by human graders. This study aims to check adequacy of simplified procedures for visual grading of Pinus spp., which reduce the four classes originally proposed to three classes. The results confirmed the general adequacy of the propose. They show statistical difference between the proposed classes, especially between the extreme classes. With the use of a large sample, the study can be optimized, to obtain statistical difference for all analyzed properties.

Keywords*: defects, knots, Pinus spp., visual grading, mechanical properties*

1. INTRODUÇAO

O uso estrutural da madeira de Pinus sp. tem sido crescente no Brasil, sobretudo pela indisponibilidade de madeiras nativas, tradicionalmente usadas nesse segmento e também por razões mercadológicas, que tornam a madeira de Pinus sp. uma boa opção, sobretudo quando do uso de estruturas pré-fabricadas. A produção dessa madeira em ciclos mais curtos tem tornado comum o decréscimo constante na oferta de árvores adultas com grandes diâmetros. Além do aspecto da juvenilidade, nota-se que a madeira hoje disponível para uso industrial e comercial apresenta uma incidência muito grande de nós e outros defeitos, que podem comprometer significativamente seu desempenho físico mecânico e sua qualidade [1].

O Brasil ainda não adota sistematicamente a classificação (visual e mecânica) de peças de madeira para uso estrutural. Essa prática, aplicada em muitos países, apesar de referenciada no código nacional vigente – NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira [2], não é nele detalhada em termos de seus procedimentos. A qualidade da madeira é contabilizada indiretamente, por meio de um coeficiente de ponderação de resistências (k_{mod3}), igual a 1,0 no caso de madeira de 1ª categoria e 0,8, no caso de 2ª categoria.

Dentre os diversos trabalhos científicos recentes sobre o assunto, pode-se citar o de Carreira [3], que verificou, para os condicionantes nacionais, a adequação das regras do Southern Pine Inspection Bureau [4,5] às madeiras de *Pinus elliottii* e *Pinus taeda* destinadas ao uso estrutural. O método estudado contemplava quatro níveis de qualidade baseados nos defeitos visualmente detectados, que podem comprometer o desempenho estrutural das peças, e dois níveis de densidade, foi considerado eficaz.

Essas constatações serviram de base para a redação de Projeto de norma - Classificação visual de madeira serrada de coníferas, propondo quatro classes de qualidade (SS; S1, S2 e S3), estabelecidas com base nos defeitos visualmente detectados e dois níveis de densidade (D – densa; ND – pouco densa).

Entretanto, constata-se, em tendências mundiais recentes, a simplificação do método de classificação visual das peças, como no caso dos órgãos normativos do Chile [6], da Argentina [7] e do próprio SPIB [8].

Essa postura se justifica pois, na maioria da vezes, o exaustivo trabalho de classificação visual é desempenhado por graduadores humanos. A adoção de um menor número de classes facilita o trabalho e pode minimizar os erros de classificação, causados por confusão entre classes ou mesmo pelo estresse de jornadas de trabalho mais longas. Além disso, no caso brasileiro, a adoção de um padrão nacional mais afinado aos padrões já estabelecidos em países sul-americanos poderia facilitar o mercado internacional entre eles.

Este trabalho tem como objetivo principal a verificação da adequação de regras simplificadas de classificação visual da madeira de *Pinus sp.* a serem adotadas no Brasil, buscando a redução das quatro classes originalmente propostas no projeto de norma (SS, S1, S2 e S3), para três classes visuais (C1, C2 e C3), visando o alinhamento mercadológico entre os países sul-americanos e também a facilitação da prática de classificação visual das peças de madeiras a serem adotadas nas empresas brasileiras.

2. MATERIAIS E METÓDOS

As peças utilizadas no programa experimental foram doadas pela empresa BERNECK, estabelecida em Curitibanos-PR, Brasil. Todas tiveram o seu módulo de elasticidade dinâmico (MOE_{din}) previa e não destrutivamente determinado na empresa com uso da máquina Viscan da Microtec®, medindo-se a frequência de vibração longitudinal com interferômetro a laser.

Toda classificação visual e os ensaios mecânicos (não destrutivos e destrutivos) foram realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (SET/EESC/USP).

2.1 Material

Foram amostradas 125 peças com dimensões nominais de 400 cm x 8,9 cm x 3,85 cm, produzidas a partir de árvores de Pinus spp. de plantios comerciais no sudoeste do estado de São Paulo, Brasil. Procurou, na medida do possível, obter quantidades balanceadas de peças em cada uma das quatro classes visuais do SPIB [4,5], ou seja, cerca de 30 peças por classe (SS, S1, S2 e S3).

2.2 Métodos

Classificação Visual

As 125 peças foram classificadas visualmente de acordo com três critérios distintos:

- classificação proposta pelo SPIB [4,5] e já adotada por Carreira [3], aqui referida simplesmente como "SPIB" com 4 classes visuais, denominadas SS, S1, S2 e S3;
- classificação proposta pelo LaMEM/EESC-USP, aqui referida como "Proposta", com 3 classes visuais, denominadas C1, C2 e C3;
- classificação proposta pela norma argentina Norma Argentina CIRSOC 601 (IRAM, 2013) [7], aqui referida como "Norma Argentina", com 2 classes visuais denominadas A1 e A2.

A Tabela 1 sumariza os requisitos do Critério "Proposta" em cada uma das suas três classes.

Tabela 1: Quantidade de peças avaliadas visual e mecanicamente

Defeito	Classe C1	Classe C2	Classe C3
Medula	Não se admite		
Nós	1/4	1/2	2/3
Inclin. das fibras (mm/mm)	1/9	1/6	1/3
Fissuras não passantes (m)	O comprimento das fissuras não deve ser maior que 1,0 m e nem 1:4 da comprimento da peça		
Fissuras passantes (m)	Somente se permitem as fissuras passantes nos extremos e o comprimento não deve ser maior do que a largura da peça		

Os critérios escolhidos, apesar de possuírem, no geral, métodos semelhantes para a análise dos defeitos, propositadamente possuem diferentes quantidades de classes visuais, permitindo, assim, uma avaliação da relação entre critérios e suas classes.

A classificação visual foi conduzida analisando-se os defeitos facilmente verificados por graduadores humanos. Foram observadas a presença, dimensões e localização de nós, pequenas fissuras e inclinação das fibras. Não foram incluídas no lote de 125 peças aquelas contendo empenamento excessivo, presença de medula, grandes fissuras e podridão.

O critério SPIB foi utilizado como base para a organização do processo de classificação visual e, depois de sua aplicação, as vigas foram analisadas segundo os outros dois critérios. Utilizaram-se três gabaritos de acrílicos, com as regras de classificação visual correspondentes a cada critério. As vigas foram marcadas (pintura) com a classe atribuída dentro de cada critério.

Ensaios mecânicos

Foram realizados os ensaios mecânicos destrutivos de compressão, tração e flexão, para a determinação das respectivas resistências e, complementarmente, da rigidez à flexão (MOE_{est}). Todos os ensaios realizados seguiram a metodologia preconizada na ISO 13910 [9] que descrevem ensaios utilizando corpos de prova com dimensões estruturais, apresentando um resultado mais verossímil para as peças destinadas a essa função. A Tabela 2 resume a quantidade de peças avaliadas visual e mecanicamente, por classe visual e por ensaio.

Em todos os ensaios, as peças tiveram seu comprimento inicial ajustado, para se adaptarem às prescrições dos códigos normativos. A parte da peça com maior incidência de defeitos foi posicionada

nas regiões críticas de cada ensaio, para potencializar a influência dos defeitos no desempenho mecânico.

Tabela 2: Quantidade de peças avaliadas visual e mecanicamente

Critério de classif. visual	Classe	Análise visual e MOE_{din}	Ensaio mecânico			
			Compressão	Tração	MOE_{est}	MOR
SPIB	SS	32	7	8	14	14
	S1	31	7	5	16	16
	S2	31	6	7	15	15
	S3	31	6	7	13	13
Proposta	C1	42	11	9	17	17
	C2	40	7	10	22	22
	C3	43	8	8	19	19
Norma Argentina	A1	50	12	12	20	20
	A2	75	14	15	38	38

Análise dos Resultados

Com os resultados dessas avaliações e ensaios foram realizadas as seguintes análises estáticas:

- Análise de Correspondência Múltipla – técnica multivariada para avaliar a associação entre os resultados dos três critérios de classificação visual, identificando visualmente as possíveis associações simultâneas entre as categorias das três variáveis não métricas analisadas;
- Teste de comparação das propriedades de resistência e rigidez (estática e dinâmica) entre as classes visuais C1, C2 e C3 da "Proposta";
- Determinação dos valores característicos de resistência e rigidez, segundo o método descrito na ISO 13910 [9].

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Classificação visual atribuída às peças

Os resultados da classificação visual das peças estão apresentados na tabela 3.

Tabela 3: Quantidade e percentual de peças por classe visual nos critérios utilizados

Critério de classif. visual	Classe	Quantidade	Perc. no grupo (%)
SPIB	SS	32	25,6
	S1	31	24,8
	S2	31	24,8
	S3	31	24,8
Proposta	C1	42	33,6
	C2	40	32,0
	C3	43	34,4
Norma Argentina	A1	50	40,0
	A2	75	60,0

A quantidade equilibrada de peças por classe do critério SPIB, assumida como um condicionante inicial, foi também constatada no critério da "Proposta", com cerca de um terço de peças em cada

uma de suas três classes. No caso da norma Argentina, observou-se uma concentração maior de peças em sua segunda classe.

No processo de classificação visual, a presença de nós de canto e de borda foi o defeito observado com maior frequência, presente em quase todas as peças, influenciando, majoritariamente, na definição da classe visual. Os esmoados bem como a inclinação das fibras não foram tão condicionantes na classificação visual, situando-se, normalmente, aquém do limite estabelecido para cada classe visual.

3.2 Módulo de elasticidade dinâmico das peças

Nas tabelas 4 e 5 são apresentados os resultados dos módulos de elasticidade dinâmico das peças.

Pode-se notar a grande variabilidade de valores para o MOE dinâmico, constatado pelos altos valores obtidos para o desvio padrão, coeficiente de variação e amplitude dos resultados, (máximo e mínimo, encontrados nas classes C1 e C3, respectivamente). Os valores de MOE_{din} médio mais altos pertencem às classes visuais com menos defeitos, isto é, SS, C1 e A1.

Para o critério SPIB, o valor médio obtido para a classe S3 foi maior que o valor médio obtido para a classe S2, contrariando o que era esperado. Já para o critério de classificação visual denominado “Proposta”, os valores obtidos para o MOE_{din} médio das classes C2 e C3 foram muito próximos. Com isso, pode-se concluir que a influência dos defeitos para o MOE dinâmico diminui, conforme a presença dos defeitos aumenta.

Tabela 4: Estatística descritiva dos resultados do módulo de elasticidade dinâmico

Estatística descritiva	
Módulo de elasticidade dinâmico (MPa)	
Valor médio	8170
Desvio Padrão	2730
Coef. Variação	33,41%
Valor mínimo	3631
Valor máximo	17855
Quantidade de peças	125

Tabela 5: Módulo de elasticidade dinâmico médio em cada uma das classes visuais

Critério de classif. visual	Classe	Quantidade	MOE_{din} médio (MPa)
FPL	SS	32	9668
	S1	31	8284
	S2	31	7173
	S3	31	7506
Proposta	C1	42	9332
	C2	40	7691
	C3	43	7481
Norma Argentina	A1	50	8990
	A2	75	7624

3.3 Resistência à compressão paralela das peças

As tabelas 6 e 7 reportam os resultados obtidos para o ensaio de compressão.

Tabela 6: Estatística descritiva dos resultados do ensaio de compressão paralela às fibras

Estatística descritiva	
Resistência à compressão paralela às fibras (MPa)	
Valor médio	22,53
Desvio Padrão	5,87
Coef. Variação	26,07%
Valor mínimo	12,52
Valor máximo	33,09
Quantidade de peças	26

O coeficiente de variação elevado e os modos de ruptura observados nos ensaios evidenciam a influência dos defeitos na resistência à compressão da madeira. De fato, para lotes de corpos de prova com presença de defeitos e com dimensões estruturais [9], é esperado um coeficiente de variação das propriedades mecânicas superior àquele de lotes com corpos de prova de pequenas dimensões e isentos de defeitos (C.V. ≈ 15%).

Tabela 7: Resistências médias à compressão paralela às fibras em cada uma das classes visuais

Critério de classif. visual	Classe	Quantidade	Resistência média à compressão paralela às fibras (MPa)
SPIB	SS	7	28,24
	S1	7	24,79
	S2	6	16,25
	S3	6	19,53
Proposta	C1	11	25,37
	C2	7	22,10
	C3	8	19,00
Norma Argentina	A1	12	25,54
	A2	14	20,19

O modo de ruptura observado com maior frequência foi a ruptura por esmagamento na região dos nós. Observou-se uma gradual redução das resistências médias para cada classe dentro de cada critério, demonstrando a influência dos defeitos nos valores médios de resistência na madeira ($f_{c0,C1}$ = 25,84 MPa; $f_{c0,C2}$ = 22,10 MPa; $f_{c0,C3}$ = 19,00 MPa). O valor médio encontrado para resistência à compressão paralela às fibras (22,53 MPa) é próximo daquele obtido para a classe intermediária (C2) do critério proposto (22,10 MPa), evidenciando a distribuição centrada das resistências, em torno da classe intermediária.

3.4 Resistência à tração paralela das peças

Na tabela 8 são apresentados os resultados estatísticos da resistência à tração das peças.

De maneira mais acentuada que a observada nos ensaios de compressão, evidenciou-se o elevado coeficiente de variação dos resultados do lote ensaiado à tração. Os defeitos visualmente detectados, principalmente os nós soltos e fissuras, afetaram muito a resistência à tração da madeira. Nos ensaios foi possível associar os menores valores de resistência à tração à presença desses dois defeitos citados.

Tabela 8: Estatística descritiva dos resultados do ensaio de tração paralela às fibras

Estatística descritiva	
Resistência à tração paralela às fibras (MPa)	
Valor médio	26,69
Desvio Padrão	20,04
Coef. Variação	75,06%
Valor mínimo	10,21
Valor máximo	91,93
Quantidade de peças	27

A Tabela 9 sumariza as resistências médias à tração paralela às fibras em cada uma das classes visuais dos critérios estudados. Observa-se novamente uma grande influência dos defeitos analisados na média amostral da resistência à tração paralela às fibras, com sua redução conforme a maior incidência de defeitos, de acordo com os valores médios de resistência para as três classes ($f_{t0,C1}$ = 42,12 MPa; $f_{t0,C2}$ = 20,92 MPa; $f_{t0,C3}$ = 16,56 MPa).

Uma boa compatibilidade entre o método de classificação proposto e a distribuição das peças é confirmada pelo fato da classe visual intermediária de defeitos (C2) apresentar um valor de resistência (20,92 MPa) próximo do valor médio de resistência (26,69 MPa).

Tabela 9: Resistências médias à tração paralela às fibras em cada uma das classes visuais.

Critério de classif. visual	Classe	Quantidade	Resistência média à tração paralela às fibras (MPa)
SPIB	SS	8	47,86
	S1	5	25,45
	S2	7	14,25
	S3	7	15,84
Proposta	C1	9	42,12
	C2	10	20,92
	C3	8	16,56
Norma Argentina	A1	12	39,35
	A2	15	16,57

3.5 Resistência e Rigidez à flexão das peças

Na tabela 10 e 11 são apresentados os valores de resistência e rigidez (MOE_{est}) obtidos no ensaio de flexão das 58 peças.

Tabela 10: Estatística descritiva dos resultados do ensaio de flexão

Estatística descritiva – ensaio de flexão estática		
	MOE (MPa)	MOR(MPa)
Valor médio	7434	36,87
Desvio Padrão	2152	15,18
Coef. Variação	28,95%	41,17
Valor mínimo	3520	12,88
Valor máximo	13310	84,80
Quantidade de peças	58	58

Tabela 11: Valores médios de MOR e MOE para cada uma das classes visuais

Critério de classif. visual	Classe	Quantidade	MOE_{est} (MPa)	MOR (MPa)
SPIB	SS	8	8941	51,75
	S1	5	7733	39,07
	S2	7	6772	31,46
	S3	7	6208	24,36
Proposta	C1	9	9052	48,49
	C2	10	7267	36,22
	C3	8	6177	27,79
Norma Argentina	A1	12	8699	46,11
	A2	15	6769	32,00

Os valores máximos e mínimos de MOE e MOR são, respectivamente, das peças pertencentes às classes C1 e C3. Observa-se a grande variabilidade dos resultados tanto para o MOE como para o MOR, representados pelo alto valor do coeficiente de variação.

A influência dos defeitos visuais foi maior para as características de resistência do que para as características de rigidez. Peças com a presença de grandes nós soltos e fissuras na região central das peças (região de máxima tensão) tiveram suas resistências diminuídas, resultando, muitas vezes, na ruptura no local do defeito analisado.

Os valores médios de MOR e MOE do lote (Tabela 10) são muito próximos daqueles obtidos para a classe C2 (Tabela 11). Como esperado, percebe-se uma gradual redução do valor médio de MOE e MOR com a queda de classe devido a presença de defeitos mais críticos.

3.6 Análise de Correspondência Múltipla entre as classes

A técnica multivariada de Análise de Correspondência Múltipla foi empregada com o objetivo de avaliar a associação entre os resultados dos três critérios, identificando visualmente as possíveis associações simultâneas entre suas classes (variáveis não métricas).

Foram consideradas três variáveis categóricas, correspondentes aos três critérios de classificação:

- SPIB: com as seguintes classes: SS, S1, S2 e S3
- Proposta: com as seguintes classes: C1, C2, C3
- IRAM: com as seguintes classes: A1 e A2

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 1. As duas coordenadas consideradas explicam 88,1% da variabilidade total dos dados, sendo que a primeira apresenta a maior proporção da variabilidade explicada (64,8%).

Na primeira coordenada, observa-se um contraste entre o grupo de classes formado por (A1, C1 e SS – classes superiores) em relação ao grupo formado por (C3, S3 e A2 – classes inferiores), que denota heterogeneidade entre estes grupos. A classe C1 apresenta proporções elevadas das categorias A1 e SS, enquanto a classe C3 apresenta proporções elevadas de categorias S3 e A2. Destaca-se também que a primeira coordenada expressa adequadamente a posição intermediária da classe C2 – Proposta – em relação a esses dois grupos – superior e inferior.

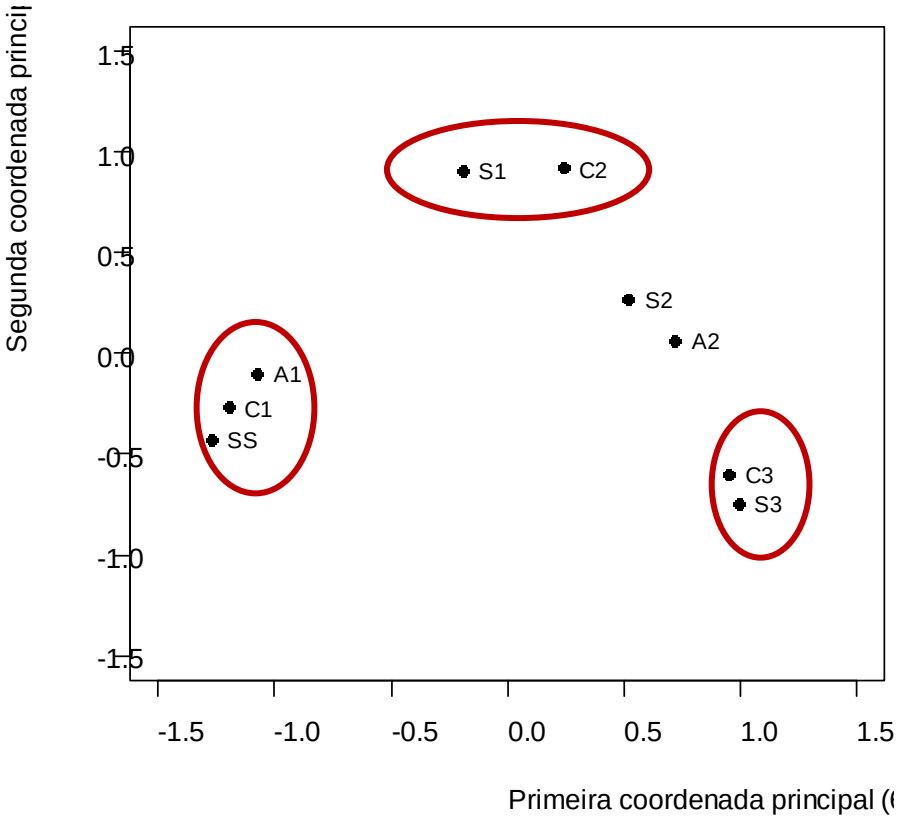


Figura 1: Análise de correspondência múltipla

Da mesma forma, na segunda coordenada, percebe-se uma heterogeneidade entre S1 e C2 com as categorias C3 e S3. Observa-se que a classe A2, da norma argentina, posicionou-se entre as classes C2 e C3 da proposta e mais próxima de S2 do que de S3 do critério SPIB.

Esses resultados confirmam a expectativa inicial de que a classe C1 proposta estivesse bem associada a SS e A1 (classes superiores dos outros dois critérios), enquanto a classe C3 tivesse associação forte com S3 (classe inferior do critério SPIB). A posição intermediária da classe C2 – Proposta – foi também detectada na análise de correspondência utilizada.

3.7 Comparação das propriedades entre as classes propostas

A Tabela 12 apresenta os resultados do teste de Kruskal Wallis para comparação dos resultados de cada uma das propriedades dentro das classes propostas (C1, C2 e C3). O teste de Kruskall Wallis é não paramétrico e foi utilizado devido à não adequação dos dados às suposições de normalidade ou homocedasticidade de variâncias, complementado com o teste de comparações múltiplas.

Para todas as propriedades, foi observada diferença estatística entre as classes extremas (C1 e C3). Observa-se, ainda, que as propriedades MOE e MOR foram estatisticamente diferentes em todas as três classes. O mesmo não ocorreu com as propriedades MOE_{din}, resistência à compressão paralela e resistência à tração paralela. Nessas últimas propriedades, houve igualdade estatística entre as classes C2 e C3. Particularmente para a resistência à compressão paralela houve também igualdade estatística entre as classes C1 e C2, ou seja, essa propriedade só revelou diferença estatística dos valores entre as classes extremas (C1 e C3).

Do ponto de vista tecnológico, pode-se afirmar que a classificação proposta foi efetiva na diferenciação das propriedades de flexão (resistência e rigidez) das classes.

Tabela 12: Valores das propriedades em cada classe da proposta: média (desvio padrão) e mediana (Q1-Q2)

Proprie-dade	Classes da Proposta			Valor p
	C1	C2	C3	
MOEdin (GPa)	9,33 (3,30)	7,69 (1,94)	7,48 (2,41)	
	8,93 (6,81-11,79) a	7,58 (6,44-8,73) b	7,38 (5,80-8,44) b	0,017
MOE (GPa)	9,05 (2,52)	7,27 (1,55)	6,18 (1,44)	
	8,57 (7,39-11,20) a	7,37 (6,11-7,84) b	6,19 (5,26-7,14) c	<0,001
MOR (MPa)	48,49 (24,65)	36,22 (14,12)	27,79 (8,81)	
	48,54 (34,46-58,73) a	32,96 (25,47-41,28) b	26,07 (22,62-34,61) c	0,002
Comp. (MPa)	25,37 (5,87)	22,10 (5,90)	19,01 (4,13)	
	25,04 (22,81-29,52) a	21,47 (17,89-25,49) ab	21,47 (16,10-21,47) b	0,041
Tração (MPa)	42,12 (24,65)	20,92 (15,12)	16,56 (5,66)	
	35,61 (28,60-46,99) a	17,22 (11,30-20,79) b	16,05 (11,02-21,89) b	0,015

3.8 Valores característicos de resistências e rigidezes para as classes do critério proposto

Os valores característicos de resistências e rigidezes, calculados pela ISO 13910 [9] mostraram sobreposição entre as três classes visuais propostas (Tabelas 13 e 14). Esse comportamento esteve associado à reduzida quantidade de peças ensaiadas em cada classe, promovendo grande amplitude nas suas definições (limites superior e inferior). Resultados adicionais, em fase de consolidação, permitirão realizar um ajuste nesses intervalos de cada uma das classes propostas (C1, C2 e C3). Nessa nova condição, o processo poderá ser mais facilmente aplicado no país, facilitando o mercado internacional.

Tabela 13: Valores característicos de resistência (limite inferior e limite superior do 5 percentil) das classes propostas

Valores característicos de resistência			
Classe	**Compressão (MPa)**	**Tração (MPa)**	**MOR (MPa)**
Quantidade	26	27	58
C1	(15,88 - 21,68)	(6,69 - 21,07)	(24,00 - 35,03)
C2	(11,25 - 18,33)	(5,52 - 16,66)	(16,87 - 25,07)
C3	(9,57 - 15,29)	(6,83 - 13,48)	(11,26 - 16,38)

Tabela 14: Valores característicos das rigidezes (5-percentil e valor médio) das classes propostas

Valores característicos de rigidez		
Classe	**MOE_{din} (MPa)**	**MOE_{est} (MPa)**
Quantidade	125	58
C1	(4839,6 - 9335,9)	(4884,2 - 9052,4)
C2	(4427,0 - 7691,3)	(5042,0 - 7266,8)
C3	(4543,3 - 7482 1)	(3875,5 - 6176,8)

4. CONCLUSÕES

A conclusão maior obtida com este trabalho é que os resultados confirmaram a adequação geral das três classes propostas e que o objetivo de redução do número de classes visuais para três foi atingido com o critério proposto. Ela está amparada pelas seguintes constatações:

- houve distribuição equilibrada das peças nas três classes propostas;
- houve boa correspondência múltipla entre as classes extremas dos três critérios (SS, C1 e A1; S3, C3 e A2), que denota heterogeneidade entre estes grupos.
- os valores (medianas) representativos das propriedades de flexão nas classes possibilitaram suas diferenciações estatísticas;
- o critério proposto conseguiu segregar bem a influência dos defeitos visuais (em função da severidade) na qualidade estrutural da madeira.

Os valores característicos de resistências e rigidezes, calculados pela ISO 13910 [9] mostraram sobreposição entre as três classes visuais propostas, comportamento condicionado, sobretudo, à reduzida quantidade de peças ensaiadas em cada classe, promovendo grande amplitude nas suas definições (limites superior e inferior).

Pode-se afirmar que as classes visuais escolhidas pelo critério “Proposta”, obtiveram uma boa correspondência com as normas de classificação visual já existentes. Além disso, conseguiram dividir as peças amostradas, de acordo com a classificação visual, em lotes equilibrados e com características físico-mecânicas diferentes, verificadas estatisticamente pelo teste de Kruskal-Wallis. Sendo assim, a proposta de classificação visual conseguiu segregar lotes de peças visualmente e mecanicamente diferentes.

REFERÊNCIAS

[1] Ballarin, A.W. e Lara Palma, H. A. ‘Propriedades de resistência e rigidez da madeira juvenil e adulta de Pinus taeda L’. Revista Árvore, Viçosa, v. 27, n. 3, p. 371-380, 2003.
[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 7190/97: ‘Projeto de estruturas de madeira’, 1997.
[3] Carreira, M.R. ‘Critérios para a classificação de peças estruturais de Pinus sp’. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). EESC-USP, 2003.
[4] Southern Pine Inspection Bureau (SPIB). ‘Standard grading rules for southern pine lumber’. Pensacola, Fla. 1994
[5] Southern Pine Inspection Bureau (SPIB). ‘Standard grading rules for southern pine lumber’. Pensacola, Fla. 1999.
[6] NCh 1207: 1990 – Pino Radiata – ‘Classificacion visual para uso estructural’ – especificaciones de los grados de calidad.
[7] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Norma IRAM 9662-3: ‘Madera laminada encolada estructural: Clasificación visual de las tablas por resistência: Parte 3 - Tablas de pino taeda y elliotti (Pinus taeda y elliottii)’. Buenos Aires, 2013.
[8] Southern Pine Inspection Bureau (SPIB). ‘Standard grading rules for Southern Pine lumber’. Pensacola, Fl: SPIB, 2014. 247 p.
[9] International Organization for Standardization - ISO 13910 – ‘Structural timber – Characteristic values of strength – graded timber – Sampling, full-size testing and evaluation’. 2005

ESTIMATING THE FUNDAMENTAL PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF SOFTWOOD WITH AN INTEGRAL CALCULATION METHOD

ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS FUNDAMENTALES DE MADERA DE CONÍFERAS CON UN MÉTODO DE CÁLCULO INTEGRAL

Pablo Guindos [(1)] [(2)] (P)

(1) Dr. Assist. Prof., Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Ingeniería, Santiago, Chile
(2) Académico, Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro UC de Innovación en Madera, Santiago, Chile
Contact address: paguindos@ing.puc.cl; (P) Presenter

Identification code: T3-02

Abstract

An integral calculation method (ICM) for estimating the fundamental physical and mechanical properties of softwood is proposed in this investigation. Unlike to most numerical models of wood, which are based on predicting wood properties based on the modelling of specific lumber pieces, the proposed method is based on the modelling of logs of softwood. Specifically, for the mechanical and physical properties of timber to be predicted, the method needs physical measurements of the log. The ICM consists of two basic calculation phases. In the first phase, the fibre orientation and the corresponding material properties of the log are analytically calculated for the entire log. In the second step, this data is imported into a minimalistic finite element analysis (FEA), which serves for predicting the physical and mechanical response of either the entire log or the corresponding sawn lumber. The method has initially been validated against 32 lumber boards in bending which resulted in an absolute numerical error of 10.2% on failure prediction. The calculation speed and robustness of the method was very high in comparison to similar models. It is expected that the ICM can contribute not only to lumber grading and research, but also to optimize the industrial logging and sawing processes. Additional experiments should be conducted in the future for tailoring the method to specific wood species and eventually transfer it to the industry.

Keywords: wood calculation method; material model; numerical model; physical and mechanical properties; wood anatomy

Resumen

Esta investigación propone un método de cálculo integral (ICM) para estimar las propiedades físicas y mecánicas fundamentales de la madera de coníferas. A diferencia de la mayoría de modelos numéricos de la madera, los cuales están basados en predecir las propiedades de la madera en base a modelizar piezas de madera específicas, el método propuesto se basa en la modelización de troncos de conífera. Específicamente, para que el modelo pueda predecir las propiedades de la madera, se precisan ciertas mediciones del tronco. El ICM consiste en dos fases de cálculo. En la primera fase, la dirección de la fibra y las propiedades correspondientes a esta desviación son calculadas para la totalidad del tronco. En la segunda fase, se realiza un análisis de elementos finitos (FEA) minimalista, lo que sirve para predecir la respuesta física y mecánica del tronco entero o cualquier pieza que pueda ser aserrada del mismo. El modelo se ha validado inicialmente frente a la carga de rotura de 32 vigas estructurales en flexión resultando en un error en la predicción de falla del 10.2%. La velocidad de cálculo y la robustez del método fue muy satisfactoria en relación a los modelos actuales. Se espera que el ICM pueda contribuir no solo a la clasificación e investigación de la madera sino también a la optimización de los procesos de corte. Se deberían realizar experimentos adicionales en el futuro para adaptar el método a las distintas especies y eventualmente transferirlo a la industria.

Palabras clave*: método de cálculo de la madera; modelo material; modelo numérico; propiedades físicas y mecánicas; anatomía de la madera*

1. INTRODUCTION

During the last decades, multiple stochastic [e.g. 1-3] and deterministic models [e.g. 2-11] have been proposed to estimate the engineering properties of timber. Fully stochastic models typically offer poor correlation of wood properties because of the large number of material or anatomical variables. Another drawback of pure statistic models is that they cannot provide an insight into the underlying physical principles which lead to the observed engineering properties, and thus it is complicated to improve our understanding of the wood material with those methods. On the other hand, pure deterministic models of wood are often too complex and its practical application outside of the research realm is in general unfeasible. Furthermore, the radial or cylindrical nature of the wood mechanical and physical properties, as well as the original bearing function of the timber in the tree is commonly disregarded in deterministic models.

This paper presents a new approach, that we termed integral calculation method (ICM), for calculating the physical and mechanical properties of softwood. The ICM is essentially deterministic, although it is relatively straightforward to include in the model statistical elements such as the measured variability of defect free wood. Unlike to previous lumber models, the presented ICM has two major novelties:

- First, it is not based on modelling lumber pieces, but on the modelling of the entire log of the softwood. This aspect drastically facilitates accounting for the cylindrical nature of the wood, and in general, considering the real the wood anatomy.
- Second, most of the calculations are performed analytically, and only a final calculation is conducted with the finite element method (FEM). This means that the ICM is mostly based on the calculation of simple algebraic equations, and not on the approximation of partial differential equations by numerical methods. Thus, the ICM can offer much higher calculation speed in comparison to other deterministic models, which can be seen as a critical factor prior to any practical application.

This publication presents thus the main aspects of such proposed ICM. For a more detailed description of the method, the reader is referred to a recent publication [10]. The ICM can be summarized in two main phases: (i) on the first phase, most material properties are calculated for the entire softwood log, (ii) on the second phase, such analytically calculated properties are used in a FE model to predict the engineering properties of the lumber. Both phases are detailed in the following.

2. PHASE ONE: ANALYTICAL CALCULATION OF THE LOG

The first phase of the calculation method consists of the calculation of the properties of the entire softwood log. Such computation is performed by calculating first the fiber orientation of the log, as most engineering properties depend on the fiber orientation. For this calculation to be performed, it is necessary to define first a suite of model input parameters involving the main physical features of the log – see an illustration of the necessary parameters in the Figure 1.

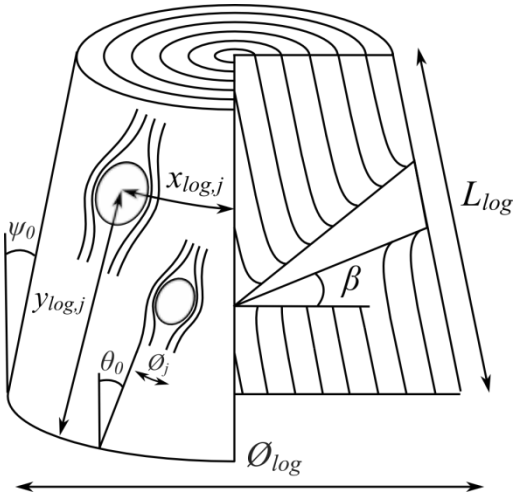


Figure 1: Main model input parameters, based on [10]

Thus, the input parameters that must be defined in the model include the diameter ($\varnothing_{log}$), length (L_{log}) and tapper angle (ψ_0) of the log, the branch angle (β), the global fiber orientation angle or spiral grain angle (θ_0), and the diameter ($\varnothing_j$) and position of the knots ($x_{log,j}$ and $y_{log,j}$). Note that ψ_0 can simply be obtained out of the difference of $\varnothing_{log}$ at the base and top of the log, and β can be estimated according to the height of the branch in the tree and the wood species. Furthermore, a measurement of these modelling inputs can be facilitated by current industrial equipment such as laser or x-ray technology.

In addition to those input parameters, it is also necessary to define the resolution of the calculation mesh - the material properties of the wood are to be computed in a grid of 3D points, and therefore it is necessary to define the size or spacing of that mesh. In principle, the ICM can be applied from meso- (few millimetres) to macro- or structural scale (several meters) because the mathematical principles are exactly the same, except that the size of the mesh is different.

Once the input parameters are defined, 6 operations are conducted, see an illustration in the Figure 2. These 6 operations are actually the core of the first phase of the proposed ICM, and involve the computation of about 38 algebraic and 2 simple differential equations that can be solved within a very short time lapse in a normal computer. The main contents of each of these 6 operations is in the following presented:

1. Slicing of the log. First, the volume of the trunk is sliced into a series of conical surfaces or rings ($\boldsymbol{S_{c,k}}$). The material properties of the wood are to be calculated only for the points contained on those surfaces, and interpolated for the remaining regions. Note that the size of the mesh dictates the separation in between those rings, and depending on that size, those rings may represent the material (coarse mesh), the annual (fine mesh) or the seasonal (very fine mesh) growth rings of the tree. Such discretization of the trunk on several rings seems logical for calculating the wood properties, as it corresponds to the way the wood tissues grow in nature. As illustrated in the Figure 2, the internal rings (juvenile wood) are likely to be conical surfaces, while the external rings are likely to be truncated-conical surfaces. The position of the knots in each of that surfaces can easily be determined according to their external position ($x_{log,j}$ and $y_{log,j}$) and the branch angle (β).

2. Unwrapping of the conical rings. This operation mainly consists of transforming the 3D rings calculated in the previous step to 2D circular planes by unwrapping the $\boldsymbol{S_{c,k}}$ surfaces. Note that unwrapping conical 3D rings results into circular sectors in 2D, meanwhile unwrapping the truncated conical surfaces results into portions of a circular sector, as the one illustrated in Figure 2. Such

unwrapping from 3D to 2D is very useful because the fiber orientation can much faster be calculated in 2D. The coordinates of the knots can now for each surface be defined on a 2D plane.

3. Conformal mapping. The previous circular sectors, and corresponding knots are transformed into rectangular planes ($\boldsymbol{S_{r,k}}$) via conformal mapping. This means that the circular sectors previously considered (that represented the rings of the tree) can be transformed into rectangular planes preserving the local angles using a mapping function. This transformation is a very useful and powerful concept because it makes possible to calculate the fiber orientation in rectangular planes and this is much easier than in circular planes. The conformal mapping can straightforward be calculated by mapping the relative polar coordinates into relative Cartesian coordinates.

4. Computation of the fibre orientation. This step computes the fibre orientation for each of the rectangular planes of the previous step. There are 3 slopes to compute:

a. The first one is the tangential angle ($\boldsymbol{\theta_{r,k}}$). This is the angle of the fibers that can be seen in the external surface of the log. In the ICM, this angle is calculated by the well-known theory of the flow-grain analogy [11]. This theory consists of calculating the wood fibers as the trajectory of a laminar fluid. However, in the ICM a small modification is done to the original theory. The trajectory is not directly calculated with a single analytical equation, but the complex potential function of the virtual fluid is defined, and the Milne-Thomson's circle theorem is applied instead. This modification is very advantageous from the computational point of view, because it permits to calculate the trajectory of the fluid as a single step in case of multiple knots, i.e. a single calculation step suffices for calculating the tangential fiber orientation for all the knots of each ring.

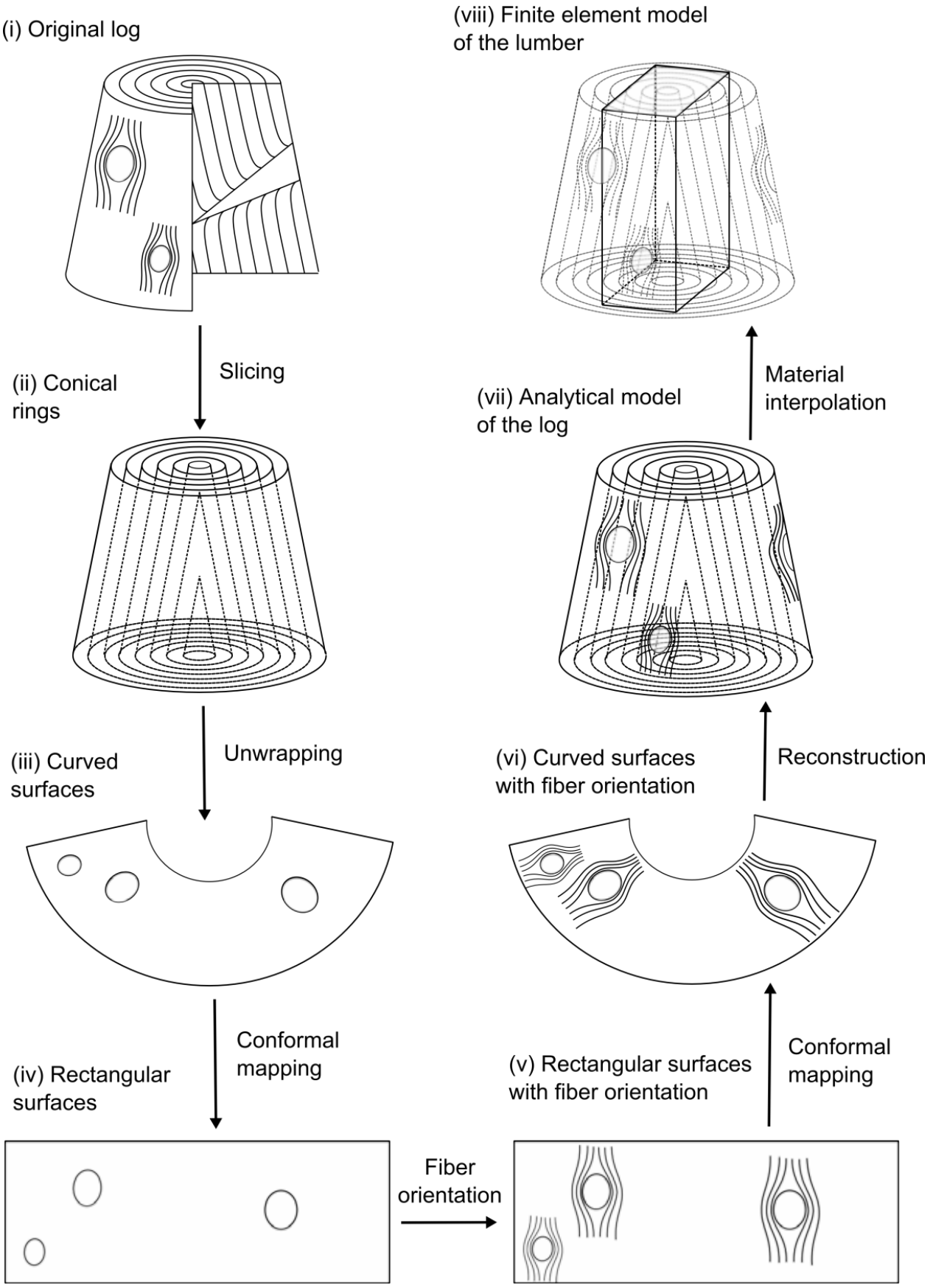


Figure 2: Main model operations, based on [10]

b. The second is the radial angle ($\psi_{r,k}$), also termed as dive angle. This angle is not visible before sawing, and consists of the slope of the fibers in the LR plane. In the ICM, the $\psi_{r,k}$ is calculated by fitting polynomial equations to experimental measurements, as it has been done in previous investigations [6,7]. In this case it has been found, that for the species Pinus sylvestris K., the dive angle distribution approximately matches an exponential function above the knots, and a logarithmic function below the knots. Such polynomial equations are applied for each point of the rectangular plane obtained in the previous step. In case that several knots are influencing to the same point, two different cases were established. When the knots are influencing the dive angle in the same direction, the dive angle was calculated as the maximum of the diving angle generated for each separate knot. Conversely, when knots are generating slopes in opposite directions, then the dive angle was taken as the summation of each single knot.

c. The third is the cylindrical angle ($\varphi_{c,k}$). Unlike to the previous slopes, this angle does not define the slope of the fibers, i.e. the L direction in each point of the log, but the exact position of the R and T axes. Such $\varphi_{c,k}$ angle is omitted in most of the deterministic models for wood. Considering for this angle in the ICM is however straightforward, because rectangular planes actually represent the rings of the log, and therefore the cylindrical angle can simply be calculated according to the horizontal relative coordinate of each point, see step v of Figure 2.

5. Reverse confocal mapping. Once the 3 angles ($\theta_{r,k}$ $\psi_{r,k}$ and $\varphi_{c,k}$) are calculated for each point of the rectangular planes ($\boldsymbol{S}_{r,k}$), they can be mapped back to the circular planes ($\boldsymbol{S}_{c,k}$) by using the inverse conformal mapping function defined on the step 3, which guaranties the preservation of those 3 local angles. This results on the complex fiber orientation of the circular surfaces out of the simpler calculation on the rectangular planes.

6. Reconstruction. The conical surfaces are wrapped back into the three-dimensional space, resulting on the original rings sliced on the step 1 with their corresponding fibre orientation angles. This means that the fiber orientation angles are now determined in the 3D space for each of the rings of the log, see an illustration of the result on the Figure 3. Once the angles are defined in the 3D space, they can be used to define the mechanical and physical properties of the wood according to continuum mechanics principles. More specifically, the three angles defining the orientation of the wood fibers are used for constructing a Tait-Bryan intrinsic rotation matrix ($\boldsymbol{Q}_k$), such that:

$$\boldsymbol{Q}_k = \boldsymbol{Q}_{\vartheta,k} \cdot \boldsymbol{Q}_{\theta,k} \cdot \boldsymbol{Q}_{\psi,k} \tag{1}$$

where:

$$\boldsymbol{Q}_{\vartheta,k} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\vartheta_{c,k} & -\sin\vartheta_{c,k} \\ 0 & \sin\vartheta_{c,k} & \cos\vartheta_{c,k} \end{pmatrix} \tag{2}$$

$$\boldsymbol{Q}_{\theta,k} = \begin{pmatrix} \cos\theta_{c,k} & 0 & \sin\theta_{c,k} \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\theta_{c,k} & 0 & \cos\theta_{c,k} \end{pmatrix} \tag{3}$$

$$\boldsymbol{Q}_{\psi,k} = \begin{pmatrix} \cos\psi_{c,k} & -\sin\psi_{c,k} & 0 \\ \sin\psi_{c,k} & \cos\psi_{c,k} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \tag{4}$$

So that any property depending on the fiber direction can be calculated for each ring as:

$$\boldsymbol{K_k} = \boldsymbol{Q_k}^T \cdot \boldsymbol{K} \cdot \boldsymbol{Q_k} \tag{5}$$

where:

$$\boldsymbol{K} = \begin{pmatrix} k_L & 0 & 0 \\ 0 & k_R & 0 \\ 0 & 0 & k_T \end{pmatrix} \tag{6}$$

being k_L, k_R, and k_T are the wood properties in the L, R and T directions, respectively - the physical properties of wood are typically dependent only on the fiber direction and can be calculated according to the Eq. 5.

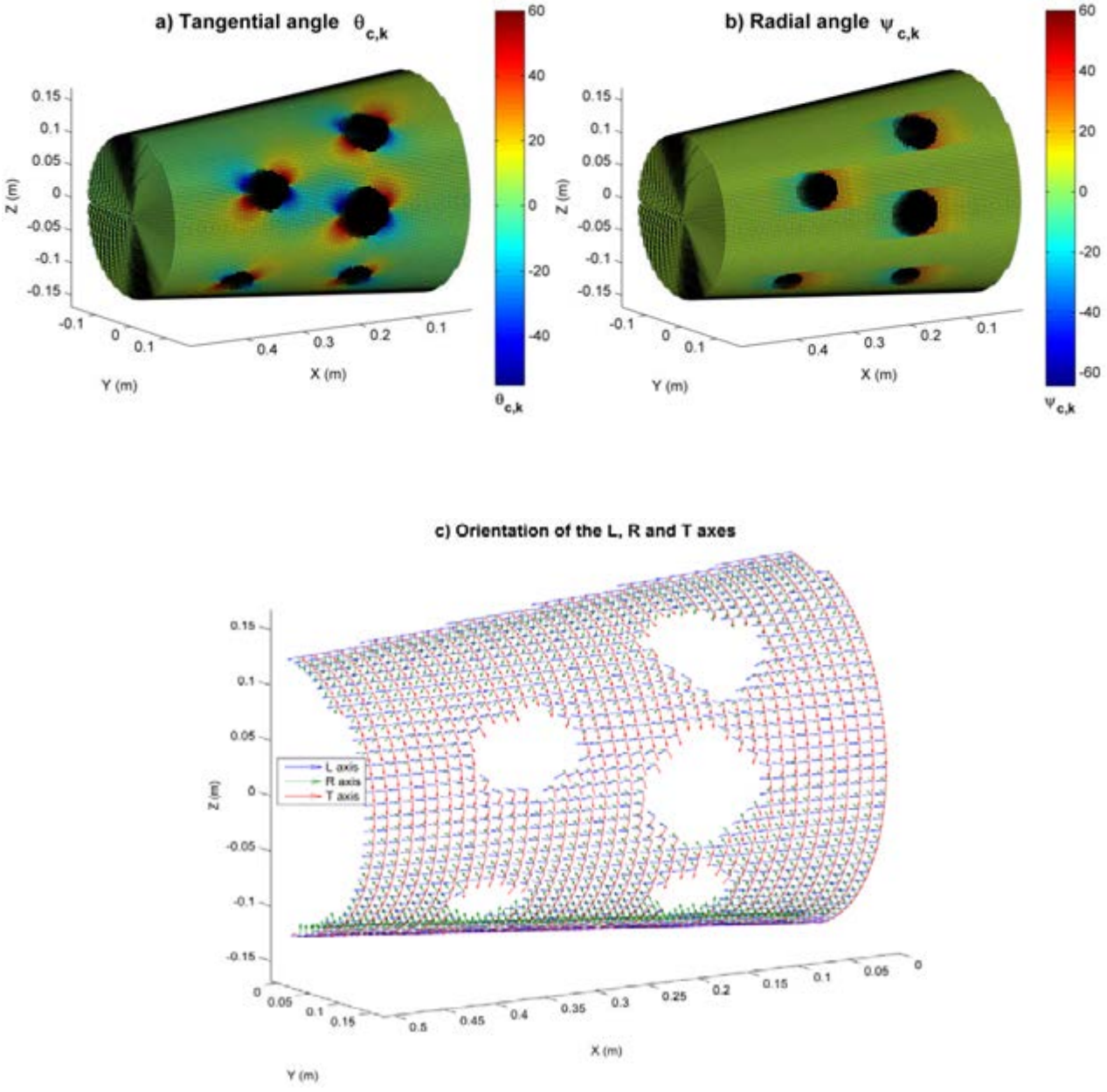


Figure 3: Illustration of (a) tangential angle, (b) radial angle and (c) orientation of material axes predicted by the model for a small log of 300mm in diameter and 500mm in length, based on [10]

On the other hand, the properties depending on both the fiber direction and the material plane, such as the elastic properties, can be calculated for each ring as

$$\boldsymbol{S_k} = \boldsymbol{J_{\epsilon,k}} \cdot \boldsymbol{S} \cdot \boldsymbol{J_{\sigma,k}}^{-1} \tag{7}$$

where S is the compliance matrix

$$\boldsymbol{S} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_L} & \frac{-\nu_{LR}}{E_L} & \frac{-\nu_{LT}}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & \frac{-\nu_{TR}}{E_R} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LT}}{E_L} & \frac{-\nu_{TR}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} \end{pmatrix} \tag{8}$$

and $\boldsymbol{J_{\epsilon,k}}$ and $\boldsymbol{J_{\sigma,k}}$ are the strain and stiffness transformation matrices, respectively.

Thus, after conducting the 6 operations described above according to the simple physical measurements of the log described in the Figure 1, it is possible to obtain an approximation of the basic physical $\boldsymbol{K_k}$ and mechanical $\boldsymbol{S_k}$ properties of the entire softwood log. Note that by including a randomly normal distributed contribution in the Eq. 6 and 8 according to the variability of defect-free wood properties, it would be possible to include the variability of the clear wood in the ICM. For instance, the Eq. 6 may be redefined such that

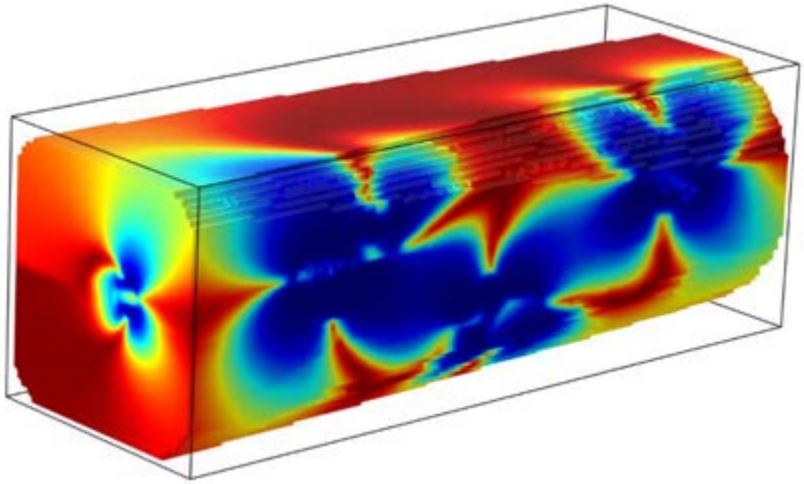
$$\boldsymbol{K} = \begin{pmatrix} k_L(\mu_L, s_L) & 0 & 0 \\ 0 & k_R(\mu_R, s_R) & 0 \\ 0 & 0 & k_T(\mu_T, s_T) \end{pmatrix} \tag{9}$$

where each directional property k is now obtained as a random number of a normal distribution with the measured average μ and variance s^2.

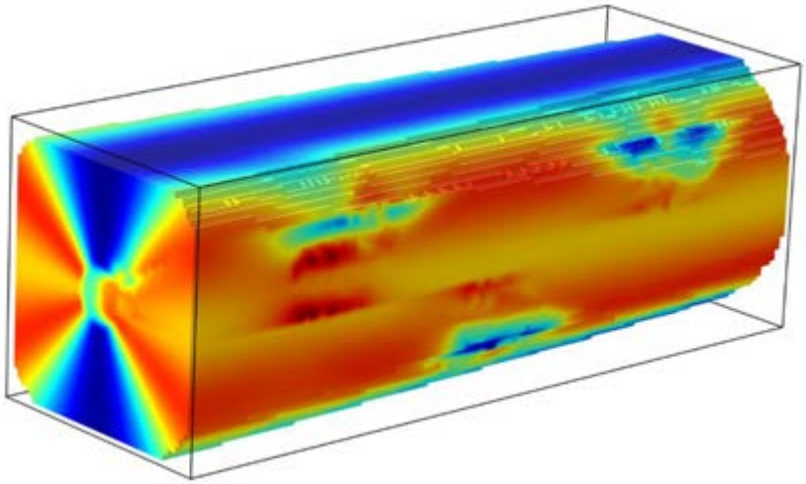
3. STEP TWO: FINITE ELEMENT MODEL OF THE WOOD

This step consists of conducting a finite element (FE) analysis that accounts for exactly the same global coordinate system of the step 1, so that the material properties of any wood piece which may be sawn from the original log can be interpolated from the previous analytical calculation (see an illustration on the last operation of Figure 2). In other words, by locating any lumber piece in the log, it is now possible to use the previously calculated material properties to conduct a numerical analysis. This FE computation may serve for either conducting a detailed physical and mechanical analysis, or calculating the effective (average) properties of the wood, e.g. global stiffness, moisture diffusion or thermal conductivity. See an illustration of FE results on the Figures 4 and 5.

(a)



(b)



(c)

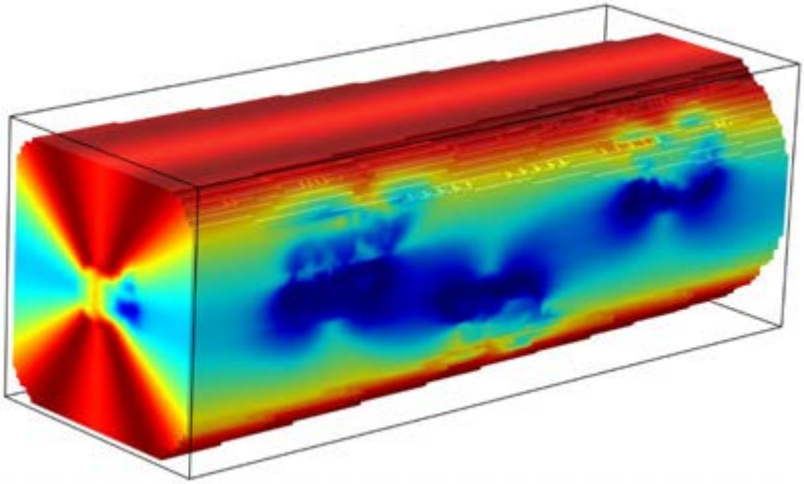


Figure 4: Illustration of Young moduli in the (a) longitudinal, (b) width and (c) depth beam directions used for the FE computations of a small lumber piece containing 3 knots. For simplicity hot colors indicate here large stiffness.

(a)

(b)

(c)

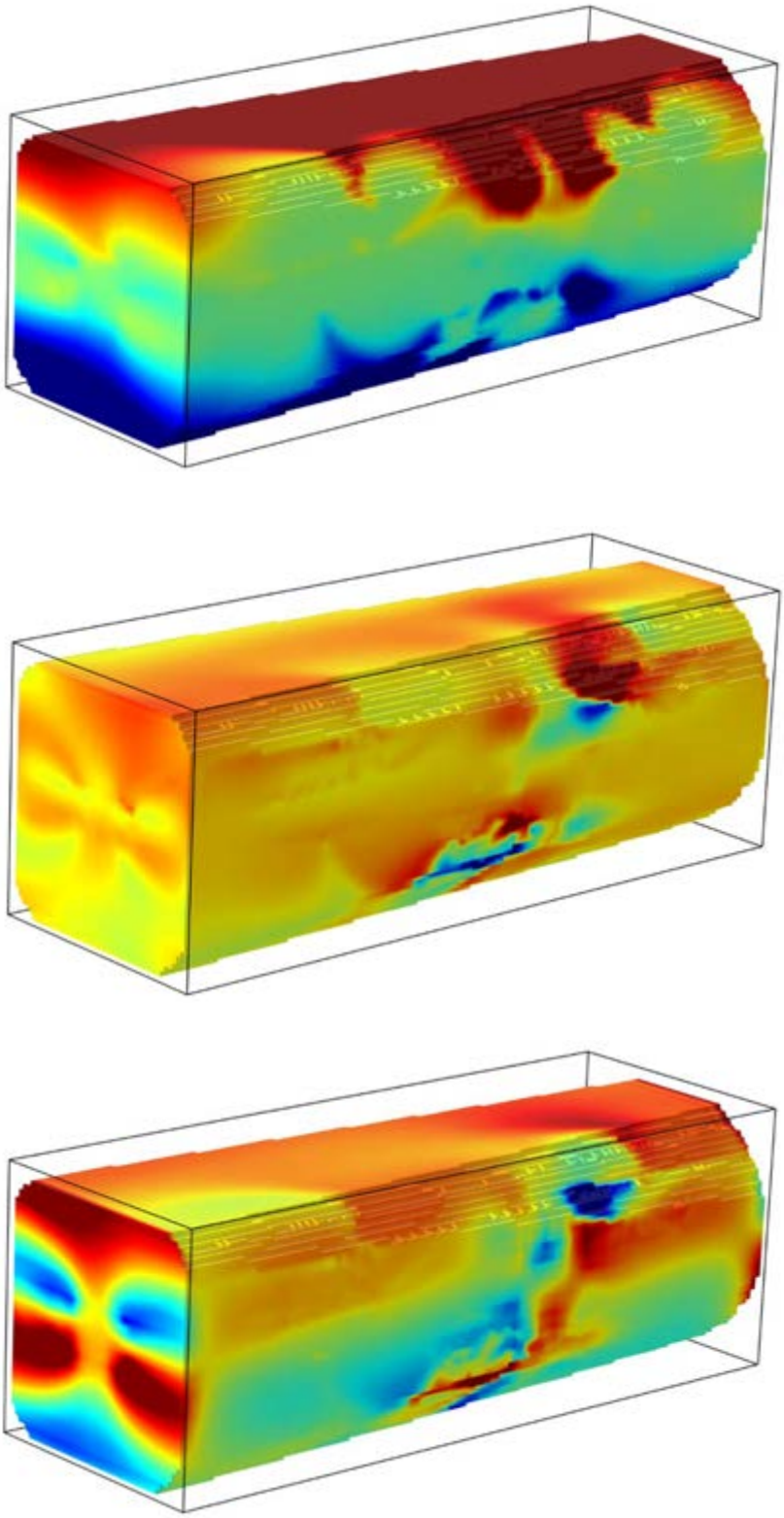


Figure 5: Illustration of the computed stresses in the (a) longitudinal, (b) width and (c) depth beam directions for a small lumber piece containing 3 knots. For simplicity hot colors indicate here large stress.

Note however that such FE analysis only involves the interpolation of the previous analytical properties, the application of the boundary conditions and the computation the solution of the problem. This dramatically increases the robustness and computational speed of this method in comparison to similar numerical models for the wood, i.e. FE calculations can be done in a very few seconds. Also, as the model serves for calculating the physical or mechanical response of any piece which might be sawn from the original log, it may allow not only for modelling the lumber but for optimizing the logging and the sawing industrial processes.

4. INITIAL VALIDATION

The model was initially validated against the failure load of 32 structural beams of Pinus sylvestris L. which were tested according to the 4-point bending standard procedure of EN 408. The numerical failure load was predicted with the Hoffman criterion via mean stress approach of 7mm in size, resulting in an absolute error of 10.2%. The initial results are encouraging and a more exhaustive experimental campaign that includes real wood measurements of full softwood logs should be performed. The model also should be tailored to one specific species to assess its potential for industrialization.

5. CONCLUSION

This research proposes a calculation method for the numerical modelling and estimation of the physical and mechanical properties of softwood. The calculation method has the particularity that it is based on the physical characteristics of the logs, rather than specific lumber pieces. This let us to account for conical and cylindrical nature of the timber, and therefore the fibre orientation can be calculated with higher accuracy. An additional advantage is that it can calculate any lumber piece which may be sawn from the log. Thus, the model should be useful not only for lumber grading, but for industrial logging and sawing.

Because most of the calculations are conducted analytically and only a final simplistic FE analysis is performed, this approach increases drastically the computational speed and robustness in comparison to previous numerical models. The initial validation with experiments has shown very promising results. The proposed calculation method is therefore expected to be useful in multiple applications yielding to a more efficient utilization of this material in the future. A more exhaustive validation that includes full field fiber measurements in softwood logs should be performed before assessing industrial implementation.

In addition, there are a number of aspects that still need to be addressed. The presented model considered one of the simplest cases, i.e. a straight log with rectilinear pith and circular section. However, it is obvious that more difficult geometrical log shapes can be found, such as curvilinear pith or elliptical cross sectional logs. Those aspects should be addressed in the future by implementing more sophisticated mapping approaches. Note however, that those issues are very difficult, or rather impossible to consider in most current numerical models of timber. This investigation is thus expected to contribute with a new approach for modelling the timber, which is not based on the anatomical modelling of lumber pieces, but on the modelling of the log itself. Also it is expected to contribute that many calculations of the fiber orientation can be performed analytically before numerical methods such as the finite element method are applied, and this drastically can increase the efficiency and speed of the calculations, which may be an essential aspect for the application of deterministic models of wood in the practice.

AKNOWLEDGEMENTS

The interchange with Andreas Briggert from Universität Luleå in Sweden is highly acknowledged.

REFERENCES

[1] Fink, G. and Köhler J., 'Model for the prediction of the tensile strength and tensile stiffness of knot clusters within structural timber', *Eur. J. Wood Wood Prod.*, 72 (2014) 331-341.
[2] Flores, E. S., DiazDelaO, F.A., Ajaj, R. M., Friswell, M.I. and Fernando, G.F. 'Mathematical modelling of the stochastic mechanical properties of wood and its extensibility at small scales', *Appl. Math. Modell.* 38 (2014) 3958-3967.
[3] Jenkel, C., Leichsenring, F., Graf, W. and Kaliske, M. 'Stochastic modelling of uncertainty in timber engineering' *Eng. Struct*. 99 (2015) 296–310.
[4] Baño, V., Arriaga, F., Soilán, A. and Guaita, M. 'Prediction of bending load capacity of timber beams using a finite element method simulation of knots and grain deviation' *Biosyst. Eng.* 109 (2011) 241-249.
[5] Lang, R. and Kaliske, M., Description of inhomogeneities in wooden structures: modelling of branches' *Wood Sci. Technol.* 47 (2013) 1051–1070.
[6] Foley, C. 'A three-dimensional paradigm of fiber orientation in timber' *Wood Sci. Technol.* 35 (2001) 453–465.
[7] Lukacevic, M., Füssl, J. 'Numerical simulation tool for wooden boards with a physically based approach to identify structural failure' *Eur. J. Wood Wood Prod.* 72 (2014) 497-508.
[8] Guindos P., Guaita M. 'A three-dimensional wood material model to simulate the behavior of wood with any type of knot at the macro-scale' *Wood Sci. Technol.* 43 (2013) 585-599.
[9] Guindos, P. 'Numerical modeling of timber with knots: the progressively damaged lattice approach vs. the equivalent damaged continuum' *Holzforschung* 68 (2014) 599-613.
[10] Guindos P. 'Method for the integral calculation of the fiber orientation and fundamental properties of softwood logs and lumber' *Holzforschung* 70(10) (2016) 981-991.
[11] Phillips, G.E., Bodig, J., Goodman, J.R. 'Flow grain analogy' *Wood Sci. Technol.* 14 (1981) 55-64.

CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE PEÇAS DE MADEIRA DE *PINUS ELLIOTTII* POR MEIO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDO POR ONDAS DE TENSÃO LONGITUDINAIS

STRUCTURAL GRADING OF *PINUS ELLIOTTII* TIMBER USING THE MODULUS OF ELASTICITY OBTAINED BY LONGITUDINAL STRESS WAVE METHOD

Jairo Ribas de Andrade Junior [(1)], Antônio Alves Dias [(2)]

(1) Mestrando em Engenharia Civil (Estruturas), Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: dias@sc.usp.br

Código de identificação: T3-03

Resumo

Peças de madeira com dimensões estruturais apresentam irregularidades e defeitos de crescimento, que podem reduzir sua resistência, sendo que a qualidade da sua classificação visual depende da experiência do classificador. Adicionalmente aos métodos de ensaio estáticos, podem ser aplicados métodos dinâmicos baseados em medições das frequências naturais do material, com vistas à determinação do módulo de elasticidade dinâmico da madeira, com a finalidade de estimar a sua classe de resistência estrutural. O objetivo deste trabalho foi classificar as peças de madeira visualmente e avaliar os valores de módulo de elasticidade de 260 peças estruturais de madeira de reflorestamento da espécie Pinus elliottii, provenientes da região do sudoeste paulista, para aplicação em estruturas. A classificação dinâmica foi feita por meio de ensaios não-destrutivos de vibração longitudinal, utilizando o aparelho Brookhuis Micro Timber Grader (MTG), sendo os resultados comparados com ensaios de flexão estática tradicionais. Os resultados obtidos desta classificação dinâmica são indicados para a classificação estrutural de todas as peças de madeira na saída da serraria, contribuindo para o enquadramento da madeira em diferentes classes estruturais de acordo com a ABNT NBR 7190 - Projeto de Estruturas de Madeira.

Palavras chave: estruturas de madeira; ensaio não-destrutivo; madeira laminada colada; construção industrializada

Abstract

Wood pieces at structural sizes have growth defects and irregularities, which can reduce its strength and stiffness compared with small clear wood specimens. The visual stress-grading of wood depends on the classifier experience and of pre-determined rules. In addition to the static testing methods may be applied dynamic methods based on measurement of the natural frequencies and density of the material to determine the modulus of elasticity (MOE) of the wood with non-destructive methods, which can be used to estimate the wood structural strength class. The objective of this work is to grade visually structural size specimen of wood and evaluate the stiffness values of wood reforestation species of Pinus elliottii, for use in structures, by nondestructive testing of longitudinal vibration, using the portable device Brookhuis Micro Timber Grader (MTG) and compare the results with static bending tests. This method allows the structural grade of all the pieces of wood in the output of the sawmill, with a fast and practice way, contributing to the structural strength classes of wood according to the Brazilian Standard ABNT NBR 7190 - Wooden Structures Project.

Keywords*: timber structures; non-destructive examination; glued laminated timber; industrialization building*

1. INTRODUÇÃO

A madeira serrada de dimensões estruturais é um material heterogêneo, que apresenta defeitos devido ao crescimento (nós, desvios das fibras, etc.), que reduzem a resistência do material.

Um ensaio mecânico não-destrutivo de um material deve ser baseado em correlações conhecidas entre as resistências e outras propriedades que podem ser avaliadas, sem danificar o material. No caso da madeira, a propriedade mecânica que é estimada, na maioria dos casos, é o módulo de elasticidade.

O módulo de elasticidade pode ser obtido por meio de ensaios de flexão estática que são de execução mais difícil e custosa. Métodos dinâmicos como vibração transversal, vibração longitudinal e ultrassom, não destrutivos são uma alternativa para a obtenção do módulo de elasticidade.

O objetivo deste trabalho foi avaliar a utilização do método de ensaio não destrutivo, por meio de vibração longitudinal, com o uso do aparelho portátil MTG *BrookHuis*, para obtenção do módulo de elasticidade de peças estruturais, utilizando um lote de *Pinus elliottii*, classificado visualmente, segundo as regras do SPIB (*Southern Pine Inspection Bureau*).

A classificação mecânica e a estimativa das propriedades mecânicas da madeira utilizada em estruturas constituem um ponto crítico para o dimensionamento e construção com este material. As peças de madeira com dimensões estruturais contêm defeitos naturais que interferem nas propriedades mecânicas do material, proporcionando comportamentos diferentes dos obtidos nos ensaios de peças pequenas e livres de defeitos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A norma norte-americana *American Society for Testing and Materials* (ASTM D4761), trata especificamente de ensaios estáticos para peças estruturais, com os procedimentos de ensaio para madeira serrada na flexão. Vigas com dimensões estruturais são sujeitas à flexão em quatro pontos, bi apoiadas e com a aplicação de cargas em dois pontos, e razão entre vão entre apoios e espessura da peça entre 18 e 21 vezes. Este tipo de carregamento, não tem interferência significativa da tensão de cisalhamento nos valores do MOE [1].

Métodos dinâmicos, como a vibração longitudinal, baseados em medições das frequências naturais podem ser utilizados para determinação do módulo de elasticidade dinâmico, *Ed*. Uma vantagem das medições dinâmicas é a curta duração do ensaio. Em geral, o módulo de elasticidade obtido pelos ensaios de vibração é um pouco maior do que os dos ensaios estáticos, mas as diferenças são pequenas, da ordem de 5% a 15% [2].

A classificação visual da madeira depende exclusivamente da estimativa da resistência mecânica a partir de características externas visíveis, como exemplo, os nós e quantidade dos anéis de crescimento. Por outro lado, na classificação de resistência mecânica é possível, em determinados métodos, medir o módulo de elasticidade, a densidade, o teor de umidade e a proporção dos nós. A precisão com que as propriedades podem ser estimadas permite atingir graus mais elevados de qualidade [3].

A classificação visual de peças estruturais de madeira é realizada por meio de regras de classificação. Na América do Norte, essas regras são escritas por uma associação de indústrias que representam uma área onde as espécies específicas são recolhidas, a *Southern Pine Inspection Bureau* (SPIB). O *Pinus elliottii*, se enquadra no grupo Southern Pine classificado segundo as regras do (SPIB). Os critérios para a limitação dos defeitos descritos em todas as regras de classificação visual em vigor na América do Norte [4].

O SPIB divide a classificação visual em 4 classes, para especificação em projetos, as peças enquadradas na Classe Visual SS são indicadas para os usos principais da estrutura, onde sejam requeridas as maiores cargas. As peças das classes visuais S1 e S2 são indicadas para uso secundário nas estruturas e as peças da classe visual S3 ou desclassificadas não são indicadas para uso na estrutura. A medição dos defeitos é realizada visualmente, sem o auxílio de ferramentas complexas.

2.1 Ensaios não destrutivos

Os ensaios não-destrutivos apresentam algumas vantagens na sua aplicação:

– Qualquer amostra pode ser examinada, incluindo elementos estruturais, partes de edificações, árvores em pé ou postes.

– Um corpo de prova pode ser ensaiado diversas vezes sem sofrer danos, isso permite que em cada ensaio, as variáveis sejam alteradas, estudando influências nas propriedades físicas e mecânicas da madeira.

– Diferentes propriedades ensaiadas em uma amostra podem ser correlacionadas.

2.2 Ensaio estático

A força deve ser aplicada em dois pontos situados nos terços do vão entre os apoios, medindo-se a flecha no centro do vão. O MOE é determinado pela Eq. (1).

$$MOE = \frac{23\,.\,\Delta F\,.\,L^3}{1296\,.\,\Delta u\,.\,I} \quad (1)$$

Sendo:

MOE = Módulo de elasticidade estático (MPa);

ΔF = Incremento da força (N);

L = Vão entre os apoios da viga (mm);

Δu = Incremento do deslocamento (mm);

I = Momento de inércia da seção transversal (mm^4);

2.3 Vibração longitudinal

A força deve ser aplicada em dois pontos situados nos terços do vão entre os apoios, medindo-se a flecha no centro do vão. O MOE é determinado pela Eq. (1).

$$E_d = \frac{400.l^2.f^2.m}{V} \quad (2)$$

Sendo:

f = Frequência de ressonância fundamental (kHz);

m = massa (g);

l = Vão (mm);

V = Volume (mm^3).

2.4 Brookhuis Microelectronics Timber Grader – MTG

O aparelho BrookHuis Micro Timber Grader (MTG) é um dispositivo portátil que utiliza o método de vibração longitudinal por ondas de tensão para obtenção do módulo de elasticidade dinâmico da madeira. Através de um software interno, com a seleção da espécie ensaiada, o MTG estima os valores do módulo de elasticidade à 12% de umidade. Fig. (1).

Figura 1: MTG dispositivo portátil.

A obtenção do módulo de elasticidade dinâmico a partir da frequência natural é a base de formulação utilizada pelo MTG. O equipamento aplica uma correção para modificar o E dinâmico obtido, em função da espécie ensaiada, resultando em valores estimados do Módulo de Elasticidade (E_{MTG}).

Previamente devem ser informados ao software do MTG, características do corpo de prova como: dimensões, teor de umidade, temperatura e peso. O equipamento portátil deve ser levemente pressionado na extremidade da seção transversal da peça de madeira. Ao pressionar o botão central, o ativador mecânico interno impacta o corpo de prova, então o sensor de onda de tensão grava o sinal da vibração. O software converte esse sinal em resultados (Frequência natural, Módulo de Elasticidade, classe de resistência, etc.). Os resultados são transferidos a um PC / laptop por Bluetooth. Esses resultados podem ser "traduzidos" em um dos muitos padrões internacionais usados para classificação mecânica da madeira. Durante a ação o equipamento portátil não pode ser movimentado [5].

2.5 Trabalhos técnico-científicos sobre obtenção de módulo de elasticidade para madeira

Carreira (2003) [6] classificou visualmente 600 peças de *Pinus sp*, com densidade média de 520 kgf/m³. As peças foram separadas em quatro grupos: Classe de Seleção Estrutural com alta densidade (SS-D), com baixa densidade (SS-ND), Classe secundária densa (Nº2-D) e não-densa (Nº2-ND). As madeiras foram ensaiadas na flexão estática, na vibração transversal e na máquina MSR. Para espécies de *Pinus elliottii* e *Pinus taeda* com seção transversal de 3,5cm x 12,5cm. A estimativa do E por vibração transversal apresentou correlação com o MOE na flexão estática de $R^2 = 0,98$. O E obtido pela máquina MSR apresentou correlação de $R = 0,92$ para o MOE na flexão estática, ocorreu aumento da dispersão com o aumento da densidade.

Segundinho (2012) [7] avaliou a eficácia de métodos de ensaio baseados nas frequências naturais de vibração, com utilização do aparelho *Sonelastic® Stand Alone*, em vigas de Pinus oocarpa, sendo 14 peças de dimensões (45x90x2300 mm) com $R^2=0,98$, 30 peças de dimensões (40x240x2010 mm) com $R^2=0,88$ e 30 peças de dimensões (40x240x3050 mm) com $R^2=0,89$. A vibração longitudinal apresentou resultados confiáveis e um método prático, para a obtenção do módulo de elasticidade de peças estruturais de madeira, reduzindo o tempo de execução dos ensaios. O módulo de elasticidade na vibração longitudinal foi superior ao MOE em 11,08%, 13,73%, 10,62% respectivamente para as seções ensaiadas.

Horacek e Tippner (2012) [8] avaliaram as propriedades da madeira da espécie *Pinus sylvestris L.,* com massa específica entre 370kgf/m³ e 543kgf/m³, correlacionando o módulo de elasticidade dinâmico (*Ed*) estimado pela técnica de onda de tensão longitudinal e propriedades de flexão estática, módulo de elasticidade na flexão estática (MOE). Os resultados apresentaram *Ed* maior que o MOE na flexão estática. Existiu correlação significante $R^2=0,96$ entre o Ed e o MOE na flexão estática.

Segundo Oliveira, Campos e Sales (2002) [9] os valores de MOE dinâmico são mais altos que os valores para MOE estático, com resultados obtidos dos testes dinâmicos 17% maiores que os estáticos.

Os trabalhos apresentados na literatura reforçam a viabilidade dos ensaios para obtenção do módulo de elasticidade por meios dinâmicos, com correlações altas nas estimativas do módulo de elasticidade estático da madeira. Os valores do E dinâmico são superiores aos valores do MOE. Também destaca-se a importância da verificação dos valores de teor de umidade, densidade e também da realização de classificação visual dos defeitos na madeira para complementar a acurácia dos resultados dos ensaios dinâmicos em comparação com os ensaios estáticos normatizados.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Primeiramente foi realizada a classificação visual no lote de *Pinus elliottii*, provenientes da região sudoeste do Estado de São Paulo.

Após a classificação visual, foram realizados os ensaios de vibração longitudinal por ondas de tensão, com determinação do módulo de elasticidade (E_{MTG}) estimado pelo MTG. Em seguida foram realizados os ensaios de flexão estática em relação ao eixo de maior inércia, sendo determinados os valores de MOE.

Todos os ensaios e procedimentos foram realizados no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM), do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), da Universidade de São Paulo (USP).

3.1 Materiais

Foi adquirido um lote de 260 peças de madeira da espécie *Pinus elliottii*, adquirido na empresa Sguário Madeiras, sendo proveniente da região Sudoeste do Estado de São Paulo, com dimensões nominais de 45mm x 105mm x 2500mm. As peças foram previamente secas em estufa.

3.2 Métodos

Foram determinados os teores de umidade de cada peça ensaiada, com medidor por contato modelo M52 da marca Marrari. E os valores foram corrigidos para a condição padrão de referência de umidade à 12%.

As peças foram classificadas visualmente de acordo com o as regras do SPIB, para determinar o efeito dos defeitos naturais e de processamento que possam afetar o MOE. As peças com deformações excessivas, esmoados e bolsas de resina, foram eliminadas.

Foram limitados os diâmetros dos nós no centro da face larga, nós na borda da face larga, nós na face estreita, inclinação das fibras, presença de fendas, rachas, esmoados e bolsas de resina de acordo com a Tab. (1).

As peças foram distribuídas em 4 classes, SS, S1, S2 e S3, em função do tamanho dos defeitos.

Tabela 1: Limitações dos defeitos em cada classe para peças com seção transversal de 45x105mm.

Classe	Nós		Inclinação das Fibras	Rachas Anelares		Fendas
	Borda	Centro		Passante	Superficial	
SS	9 mm	37 mm	8%	105 mm	600 mm	105 mm
S1	11 mm	47 mm	10%	105 mm	600 mm	105 mm
S2	15 mm	53 mm	12,5%	157 mm	625 mm	157 mm
S3	23 mm	79 mm	25%	416 mm	-	416 mm

Para medição dos defeitos foi elaborada uma régua com dimensões limite para a seção. Fig. (2).

Figura 2: Modelo da régua com os limites de dimensões dos nós.

O módulo de elasticidade dinâmico foi obtido pelo equipamento MTG seguindo os procedimentos apresentados no item 2.4. Fig. (3).

Figura 3: Computador com bluetooth e software de aquisição de dados e display do aparelho.

Conforme apresentado no item 2.2, no ensaio de flexão estática as peças foram apoiadas em suportes rotulados com uma relação (L/h) de 18. A força é aplicada sobre uma viga metálica que divide a carga em dois pontos equidistantes do vão entre os apoios (Fig. 4). A deformação foi medida com um relógio comparador, posicionado no ponto central do vão. O MOE estático foi determinado de acordo com a Eq. (1).

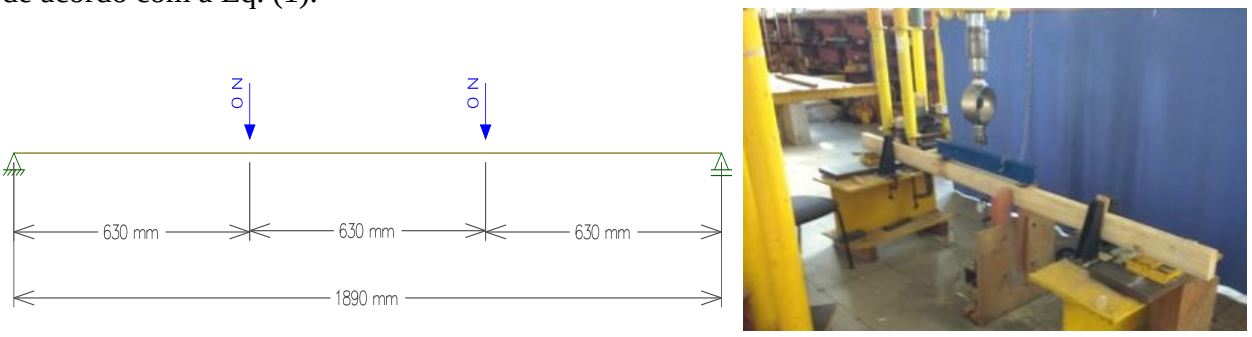


Figura 4: Montagem do ensaio estático para obtenção do MOE.

4. RESULTADOS

O valor médio da umidade das peças foi de 9,5%. O valor médio de densidade aparente à 12% de umidade, para o lote completo foi de 484 kg/m³, variando entre 470 kg/m³ (-2,9%) e 502 kg/m³ (+3,7%) entre as classes visuais.

Das 260 peças do lote, 47 peças (18%) foram eliminadas na classificação visual, restando 213 peças para a determinação das propriedades.

As Tabelas 2 e 3 apresentam as estatísticas descritivas dos resultados obtidos para cada o MOE e para o E_{MTG} considerando o lote completo e cada uma das classes separadamente.

Tabela 3: Estatística descritiva dos resultados de Módulo de Elasticidade na flexão estática.

MOE	Lote Completo	SS	S1	S2	S3
Média (MPa)	7270	8250	7071	7019	6875
Desvio padrão (MPa)	1960	2112	1652	1938	1709
Mínimo (MPa)	3183	4076	3183	3325	3349
Máximo (MPa)	14728	14728	10715	14366	12341
Coeficiente de Variação	27%	26%	23%	28%	25%
Quantidade de peças	213	72	43	42	56

O aparelho MTG calcula por meio da frequência natural o módulo de elasticidade dinâmico, E_{DIN}, e o software interno reduz os valores dinâmicos, por um fator de correção, que variou de 0,9166 à 0,9206, em função da espécie, resultando no valor do E_{MTG}.

Tabela 4: Estatística descritiva dos resultados de Módulo de Elasticidade obtido pelo MTG.

E_{MTG}	Lote Completo	SS	S1	S2	S3
Média (MPa)	7558	8611	7214	7162	7254
Erro padrão (MPa)	143	293	284	322	261
Desvio padrão (MPa)	2203	2489	1861	2084	1950
Mínimo (MPa)	3432	3769	3541	3432	3845
Máximo (MPa)	16006	15999	12545	16006	12831
Coeficiente de Variação	29%	29%	26%	29%	27%
Quantidade de peças	213	72	43	42	56

4.1 Correlação entre o E_{MTG} e o MOE

Para a análise comparativa entre os dados do módulo de elasticidade obtido com o MTG, E_{MTG}, e o módulo de elasticidade obtido pelo ensaio estático, MOE, foi utilizado o modelo de regressão linear simples.

A análise foi feita determinando a equação da regressão linear, o coeficiente de correlação e analisando os resíduos, para verificar o atendimento dos requisitos. Após, foi feita a análise da variância para verificar a condição do modelo ajustado.

A Figura 5 (A) apresenta o diagrama de dispersão e a regressão entre o E_{MTG} e o MOE, para os dados do lote completo e (B). O gráfico dos resíduos em função dos valores estimados para o E_{MTG}, podendo ser observada a homogeneidade da variância.

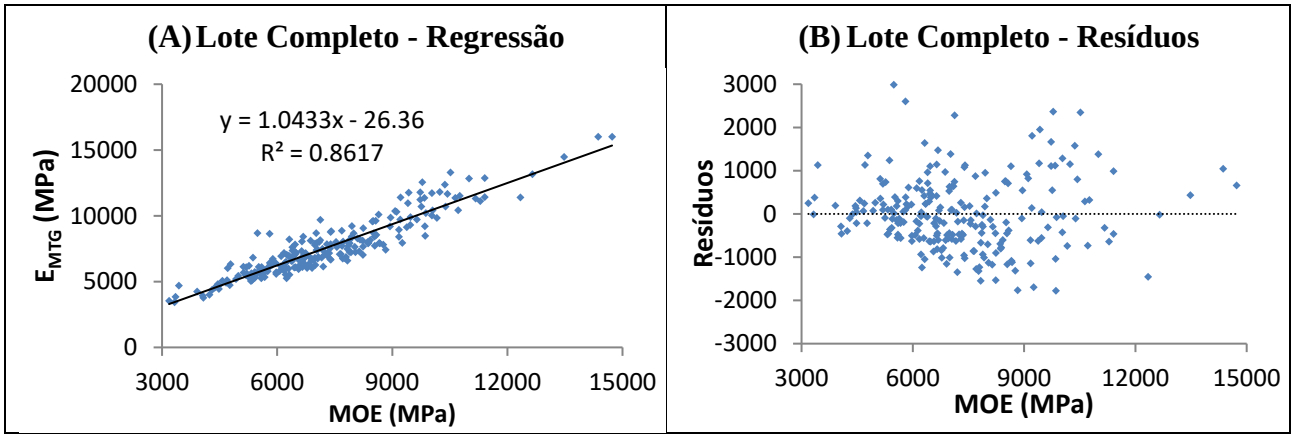


Figura 5: (A) Dispersão e reta de regressão entre o MOE e o EMTG e (B) Resíduos padronizados.

A Figura 6 apresenta o gráfico dos resíduos padronizados contra os escores normais, observando-se, aproximadamente uma distribuição normal.

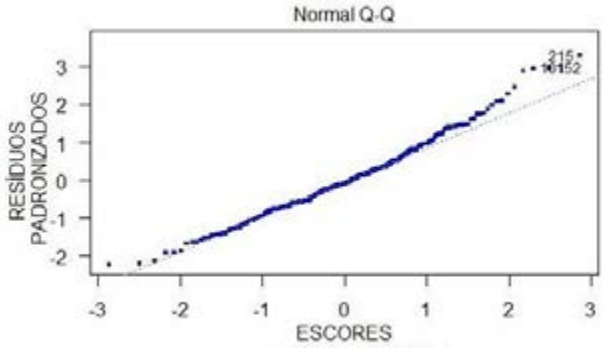


Figura 6: Gráfico de probabilidade normal dos resíduos para o EMTG do lote completo.

Atendidas as suposições da regressão, foi realizada a análise de variância. Para os graus de liberdade (1,211), o valor de F, a um nível de significância de α=0,05 é 3,86. Como o valor calculado de F é igual a 1457,6, pode-se concluir que existe evidência estatística de que a proporção da variância total explicada pela regressão é altamente significativa.

Para as diferentes classes visuais Fig. (7 e 8), foram realizados os mesmos procedimentos estatísticos do lote completo.

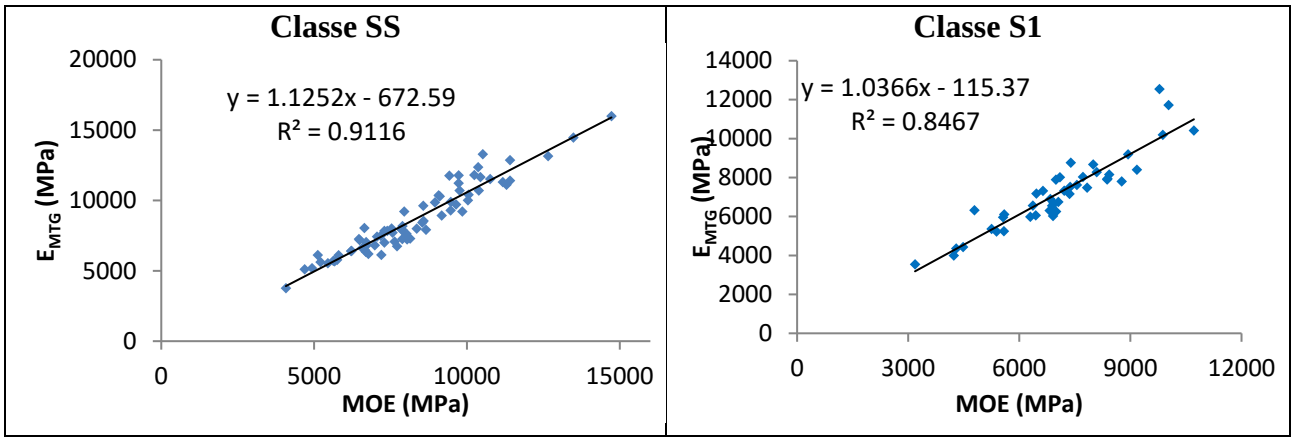


Figura 7: Dispersão e reta de regressão entre o MOE e o EMTG para as classes visuais SS e S1.

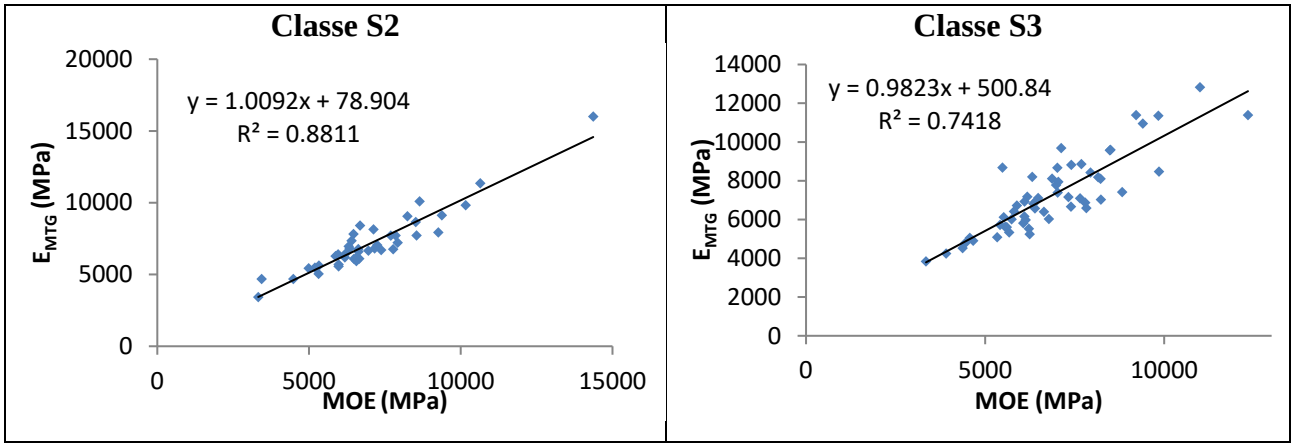


Figura 8: Dispersão e reta de regressão entre o MOE e o E_{MTG} para as classes visuais S2 e S3.

A Tabela 5 apresenta o resumo dos valores das correlações da regressão linear entre o E_{MTG} e o MOE na flexão estática para as diferentes classes de madeira.

Tabela 5: Correlação da regressão linear entre o E_{MTG} e o MOE.

Classe	Coeficiente de Correlação	Equação
Lote Completo	0,86	1,0433.MOE-26,36
SS	0,91	1,1252.MOE-672,59
S1	0,85	1,0366.MOE-115,37
S2	0,88	1,0092.MOE+78,904
S3	0,74	0,9823.MOE+500,84

5. CONCLUSÃO

O E_{MTG} médio para o lote completo foi 3,96% superior ao MOE na flexão estática. Em cada classe visual, para o *Pinus elliottii* os valores do E_{MTG} foram SS (+4,38%), S1 (+2,02%), S2 (+2,04%) e S3 (+5,50%), sempre superiores ao valor do MOE.

A correlação da regressão linear entre o E_{MTG} e o MOE foi 0,86 para o lote completo e para cada classe: 0,91 (SS), 0,85 (S1), 0,88 (S2) e 0,74 (S3), apresentando boas correlações com o MOE na flexão estática. Foi observada uma maior correlação da regressão linear nas peças da classe SS, havendo uma diminuição na correlação à medida que aumenta a presença dos defeitos naturais. O aparelho portátil de classificação estrutural MTG, por meio da vibração longitudinal apresentou bons resultados para a estimativa do MOE, e é recomendável a utilização do método para a classificação estrutural de peças serradas de madeira.

A técnica pode contribuir para uma maior velocidade de classificação estrutural das peças de madeira, com baixo custo de instalação e podendo ser aplicado nas serrarias ou na classificação das lamelas para melhor racionalização de vigas de madeira laminada colada (MLC), contribuindo para a evolução da classificação no mercado brasileiro de madeiras estruturais, racionalizando a execução das estruturas.

REFERÊNCIAS

[1] BODIG, J.; JAYNE, B. A.. Mechanics of Wood and Wood Composites. New York: van Nostrand Reinhold, 1993. 712 p.
[2] KOLLMANN, Frans F.P.; COTE, Wilfred A.. Physics of Wood. In: KOLLMANN, Frans F.p.. Principles of Wood Science and Technology: Solid Wood. Heidelberg: Springer-verlag, 1968. Cap. 6. p. 160-291.
[3] WIEGAND, Tobias. Grading an improvement of solid timber products. In: HERZOG, Thomas. Timber Construction Manual. Berlin: Friedemann Zeitler, 2008. Cap. 3. p. 55-59.
[4] CARREIRA, Marcelo Rodrigo. Critérios para classificação visual de peças estruturais de Pinus sp. 2006. Cadernos de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, v. 8, n. 34, p.17-43, 2006.
[5] ROZEMA, Peter. Timber Grader MTG: Operational instructions. Holanda: Enschede Institutenweg, 2013. 93 p.
[6] CARREIRA, Marcelo Rodrigo. Critérios para classificação visual de peças estruturais de Pinus sp. 2003. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
[7] SEGUNDINHO, Pedro Gutemberg de Alcantara et al. Aplicação do método de ensaio das frequências naturais de vibração para obtenção do módulo de elasticidade de peças estruturais de madeira. Revista Arvore, Viçosa, v. 36, n. 6, p.1155-1162, jun. 2012.
[8] HORÁCEK, Petr; TIPPNER, Jan. Nondestructive Evaluation of Static Bending Properties of Scots Pine Wood using stress wave technique. Wood Research, Brno, República Checa, v. 57, n. 3, p.359-366, 2012.
[9] OLIVEIRA, Fabiana Goia R.; CAMPOS, Janaina Anadia Goes de; SALES, Almir. Ultrasonic Measurements In Brazilian Hardwood. Materials Research, São Carlos, v. 5, n. 1, p.51-55, 2002.

CORRELAÇÃO ENTRE DUREZA JANKA E OUTRAS PROPRIEDADES DA MADEIRA DE *EUCALYPTUS GRANDIS* MODIFICADA TERMICAMENTE

CORRELATIONS BETWEEN JANKA HARDNESS AND OTHERS PROPERTIES IN THERMALLY-MODIFIED *EUCALYPTUS GRANDIS* WOOD

Fred W. Calonego [(1)], Elias T. D. Severo [(2)], Aline F. de Brito [(3)], Paula L. M. Rodrigues [(4)], Melany M. A. Pelozzi [(5)]

(1) Pós Dr., UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(2) Prof. Dr., UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(3) Doutoranda em Agronomia, UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(4) e (5) Mestre em Ciência Florestal, UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
Endereço de contato: fwcalonego@ig.com.br

Código de identificação: T3-06

Resumo

A madeira de Eucalipto possui baixa estabilidade dimensional e durabilidade natural. A modificação térmica é uma solução para esses problemas. Contudo, esse tratamento altera as propriedades mecânicas do material. A dureza Janka é um ensaio simples e apresenta correlações com a massa específica e a resistência à compressão paralela às fibras da madeira. Assim, o presente estudo teve como objetivo verificar as correlações entre a dureza Janka e outras propriedades físico-mecânicas da madeira de *Eucalyptus grandis* modificada termicamente. Para tanto, tábuas centrais de 19 árvores de *E. grandis* com 5,9 anos de idade foram utilizadas. As tábuas foram secas até 10% de umidade, aplainadas com 32 mm de espessura e cortadas com 0,60 m de comprimento. Uma das peças, de cada tábua, foi mantida em seu estado original (controle) e as demais foram modificadas termicamente à 180ºC, 200ºC e 220ºC. Corpos-de-prova foram produzidos para os ensaios de dureza Janka, compressão paralela às fibras e flexão estática. O material foi aclimatizado em câmara climática até a madeira controle atingir 12% de umidade. Os ensaios mecânicos foram realizados em uma máquina universal de ensaios com capacidade de 100 kN. Os resultados mostraram que: (1) existe correlação (Pearson) direta entre a dureza Janka e a massa específica e as resistências em flexão e em compressão paralela da madeira; e (2) a modificação térmica com 180ºC e 220ºC elimina as correlações entre a dureza Janka e as respectivas resistências à flexão e compressão paralela às fibras da madeira.

Palavras chave: madeira termorretificada; eucalipto; propriedades mecânicas; densidade da madeira

Abstract

Eucalypts wood has low dimensional stability and natural durability. Thermal modification solves these problems. However, this thermal treatment changes the mechanical properties of the wood. Janka hardness is a simple test and presents correlations with density and compressive strength parallel to grain. This study aimed to evaluate the correlations between Janka hardness and other physical-mechanical properties of thermally-modified Eucalyptus grandis wood. The present study utilized boards that contained the pith from 5.9 years old E. grandis trees. The boards were dried up to 10.0% moisture content, planing to 32-mm thick, and cutted into smaller pieces measuring 0.60 m in length. Subsequently, one piece was kept in its original condition and others pieces were thermally-modified at 180ºC, 200ºC and 220ºC. Specimens were obtained for the Janka hardness, compression-parallel-to-grain and static-bending tests. All of the specimens were placed in a climatic chamber (21ºC and 65% relative humidity) until the untreated wood reaches 12% moisture content. The mechanical tests were performed in a universal test machine with a capacity of 100 kN. The results showed that: (1) there is a direct correlation (Pearson test) between Janka hardness and density at 12% moisture content and compressive strength parallel to grain and strength at static bending of wood; and (2) thermal modification at 180ºC and 220ºC eliminates the correlations between Janka hardness and compressive strengths parallel to grain and strength at static bending.

Keywords*: thermally-modified wood; eucalypts; mechanical properties; density of wood*

1. INTRODUÇÃO

Dureza é a capacidade de um corpo de resistir à deformação. Durante esse teste, um objeto de geometria conhecida é forçado para dentro de um corpo, e a dureza é definida como a relação da força aplicada ao tamanho da indentação [1, 2]. A dureza da madeira é uma propriedade importante para pisos de madeira, laminados e para mobiliário de cozinha e escritório [3].

Nas caracterizações físico-mecânicas das madeiras de 30 espécies ficou constatado que a dureza Janka apresenta correlações significativas com a massa específica básica (r = 0,91) e com as resistências à compressão paralela (r = 0,86) e em flexão (r = 0,86) [4].

DUMAIL *et al.* [5] concluíram que a dureza Janka apresenta alta correlação (r = 0,94) com a massa específica básica da madeira de *Pinus pinaster*. Em estudo semelhante HERÄJÄRVI [3] constatou que a dureza Brinell é altamente correlacionada com a massa específica básica da madeira de *Betula pendula* (r = 0,787) e de *Betula pubescens* (r = 0,737).

DICKSON *et al.* [6] caracterizaram as madeiras provenientes de *Eucalyptus dunnii*, com 9 e 25 anos, e concluíram que a massa específica é a melhor propriedade preditiva da dureza Janka, pois essas propriedades apresentam correlação de 0,61 e 0,60 nas respectivas idades estudadas.

Muitos processos de modificação térmica da madeira são descritos na literatura. Em geral, eles apresentam em comum o fato da madeira ser exposta a temperaturas próximas a 200ºC durante várias horas. Esses tratamentos melhoram a estabilidade dimensional e a resistência natural da madeira aos agentes xilófagos [7, 8, 9, 10, 11, 12, 13].

Contudo, em geral, as propriedades mecânicas da madeira diminuem com o aquecimento [1, 14, 15]. Quando a madeira é modificada termicamente, ocorre a degradação térmica do material, resultando em perda de massa [9, 12, 14, 15]. Assim, a resistência mecânica da madeira é reduzida, geralmente, em cerca de 30% [9, 12].

O tratamento térmico da madeira de *Eucalyptus globulus* entre 190°C e 210°C ocasionou a diminuição nos módulos de ruptura e de elasticidade em flexão estática na ordem de 50,0% e 15,0%, respectivamente [16]. A madeira de *Eucalyptus camaldulensis*, quando modificada termicamente com 150ºC por 2 a 10 horas, apresentou diminuição significativa de 4,4% a 7,4% e de 9,9% a 38,1% na massa específica a 0% de umidade e na dureza Janka, respectivamente. Quando essa madeira foi modificada termicamente a 180ºC, durante 2 a 10 horas, houve diminuição significativa de 9,9% a 38,1% e de 14,6% a 44,2% nas respectivas propriedades [17].

Já, a madeira de *Eucalyptus grandis*, quando modificada termicamente entre 180ºC e 220°C, apresentou diminuição significativa de 21,5% a 49,3% na massa específica a 12% de umidade e de 12,1% a 20,7% na dureza Janka. Contudo, segundo esse trabalho, os módulos de elasticidade e de ruptura em compressão paralela às fibras e o módulo de elasticidade em flexão estática não foram alterados com o tratamento térmico [8].

Todavia, a correlação entre as propriedades mecânicas e a massa específica da madeira pode servir de subsídio para a indicação de uso de peças, pois não necessita de equipamentos onerosos e de difícil manuseio [4].

Assim, o objetivo desse trabalho foi verificar as correlações entre a dureza Janka e outras propriedades físico-mecânicas da madeira de *Eucalyptus grandis* modificada termicamente.

2. MATERIAL E MÉTODOS

No presente estudo foi utilizada madeira proveniente de árvores de *Eucalyptus grandis* com 5,9 anos de idade da fazenda Rio Claro, da empresa Duratex S.A., localizada em Lençóis Paulista, São Paulo, Brasil. Dezenove árvores foram aleatoriamente selecionadas de um talhão com 2,2 ha. Após a derrubada, as árvores foram traçadas em toras com 6,0 m de comprimento. A primeira tora de cada árvore com 20 a 22 cm de diâmetro foi processada mecanicamente em serra de fita dupla. Posteriormente, as tábuas centrais foram secas de 75,7% a 10,0% de umidade em uma estufa de

secagem com capacidade de 2,5 m^3 de madeira. As tábuas secas e com aproximadamente 34 mm de espessura foram utilizadas nesse estudo.

2.1 Modificação térmica das tábuas

Dezenove tábuas centrais foram aplainadas com 32 mm de espessura e cortadas em peças menores, com 0,60 m de comprimento. As regiões com nós e fendas foram descartadas. Uma das peças foi mantida em estado original (madeira controle) e as outras peças foram tratadas termicamente (madeira termicamente modificada).

O material foi colocado em uma estufa elétrica com controlador programável. O tratamento térmico (sem atmosfera inerte e por irradiação de calor) foi realizado em etapas, com uma temperatura inicial de 100ºC até 180ºC, 200ºC e 220ºC por um período de 2,5 horas, de acordo com a aplicação da patente desenvolvida por SEVERO e CALONEGO [18]. Após o término do tratamento térmico, a estufa elétrica foi desligada e as peças de madeira foram mantidas no seu interior sob resfriamento natural, até alcançarem 30ºC.

2.2 Determinação das propriedades físico-mecânicas da madeira

De cada peça de madeira foram retirados corpos-de-prova perfeitamente orientados em relação às três direções estruturais (radial, tangencial e longitudinal), segundo a norma ABNT NBR-7190 [19], para a determinação da massa específica aparente e os ensaios de dureza Janka (50 mm x 32 mm x 75 mm), compressão paralela às fibras (29 mm x 29 mm x 87 mm) e flexão estática (25 mm x 25 mm x 575 mm).

O material foi aclimatizado até a madeira controle atingir 12% de umidade. Os ensaios foram realizados em uma máquina universal com capacidade de 100kN, na FCA, da UNESP de Botucatu-SP, Brasil.

A dureza e as resistências à compressão paralela e flexão da madeira controle foram 19,8 MPa, 39,8 MPa e 69,0 Mpa, respectivamente. A rigidez à compressão e flexão foram 12800 MPa e 10700 MPa. Apenas a dureza e o MOR em flexão foram reduzidos pelo tratamento térmico [8].

Posteriormente, as correlações entre a dureza Janka e as outras propriedades físico-mecânicas da madeira controle de *Eucalyptus grandis* e das modificadas termicamente foram determinadas por meio do teste correlação de Pearson, com 5% de significância.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Conforme proposto no presente estudo, determinou-se correlação entre a dureza Janka e outras propriedades físico-mecânicas da madeira de *Eucalyptus grandis* e o efeito do tratamento de modificação térmica entre 180ºC e 220ºC nessas correlações (Tabela 1). Já, a Figura 1 mostra as equações das regressões que permitem fazer essas correlações.

Constata-se que na madeira não tratada, a dureza Janka apresenta correlações positivas com a massa específica a 12% e as resistências à compressão paralela e flexão estática ($p \leq 0,05$ pelo teste Pearson).

Esses resultados são coerentes com os apresentados por MELO *et al.* [4], que ao realizarem a caracterização físico-mecânica da madeira de 30 espécies concluíram que a dureza Janka apresenta correlações significativas com a massa específica básica e as resistências à compressão paralela e flexão. Também corroboram com as afirmações de que a dureza Janka apresenta correlação muito forte (0,94) com a massa específica de *Pinus pinaster* [5], de que a dureza Brinell é altamente correlacionada com a massa específica básica da madeira de *Betula pendula* (0,787) e de *Betula pubescens* (0,737) [3] e de que a correlação entre a dureza Janka e a massa específica da madeira foi de 0,91 [4].

Tabela 1: Correlação entre a dureza Janka e outras propriedades físico-mecânicas da madeira de *E. grandis* modificada termicamente.

Tratamento	ρ_{12}	f_{c0}	E_{c0}	f_M	E_M
Controle	0,838 * (19)	0,550 * (19)	0,377 ^{NS} (19)	0,571 * (17)	0,471 ^{NS} (17)
180ºC	0,489 * (19)	0,461 * (19)	0,002 ^{NS} (19)	0,309 ^{NS} (19)	0,268 ^{NS} (19)
200ºC	0,770 * (19)	0,576 * (19)	-0,320 ^{NS} (19)	-0,346 ^{NS} (18)	0,131 ^{NS} (18)
220ºC	0,807 * (19)	-0,005 ^{NS} (19)	0,329 ^{NS} (19)	0,263 ^{NS} (16)	0,290 ^{NS} (16)

sendo: ρ_{12} - massa específica a 12%; f_{c0} - resistência à compressão paralela às fibras; E_{c0} - rigidez à compressão paralela às fibras; f_M - resistência à flexão estática; E_M - rigidez à flexão estática; * - correlação de Pearson a 5% de significância; ^{NS} - correlação não significativa; ( ) - número de repetições.

Resultados semelhantes foram encontrados por DICKSON *et al.* [6] que ao caracterizarem a madeira de *Eucalyptus dunni*, concluíram que a massa específica é a melhor propriedade preditiva da dureza Janka, pois apresentou correlação de 0,61.

Verifica-se na Tabela 1 e Figura 1 que a dureza Janka da madeira modificada termicamente a 180ºC já não apresenta interações com a resistência à flexão estática e que tratamentos de 220ºC eliminam a correlação entre a dureza e resistência à compressão paralela às fibras da madeira. Salienta-se que os diversos níveis do tratamento térmico não interferem na correlação da dureza Janka com a massa específica da madeira de *E. grandis*

Esses resultados corroboram com os encontrados por CALONEGO *et al.* [8], que ao tratarem termicamente a madeira de *Eucalyptus grandis* concluíram que tanto a massa específica a 12% quanto a dureza Janka apresentaram decréscimos lineares crescentes com o aumento da temperatura do tratamento, e que a rigidez e a resistência à compressão paralela às fibras e à flexão estática da madeira não apresentaram variações com a temperatura de modificação térmica, quando comparadas com o material sem tratamento. Resultados semelhantes foram apontados por UNSAL *et al.* [17] que ao modificarem termicamente a madeira de *Eucalyptus camaldulensis,* com temperaturas de 150ºC e 180ºC por 2 a 10 horas, concluíram que houve diminuição significativa na massa específica a 0% de umidade e na dureza Janka com o aumento da temperatura e do tempo de exposição da madeira.

As mudanças na composição química da madeira durante o tratamento térmico podem ser responsáveis por esse comportamento. Vários autores [10, 11, 12, 13, 20, 21] afirmaram que a reticulação entre a lignina e os polímeros resultantes da degradação térmica da madeira é responsável pelas variações em diversas propriedades da madeira.

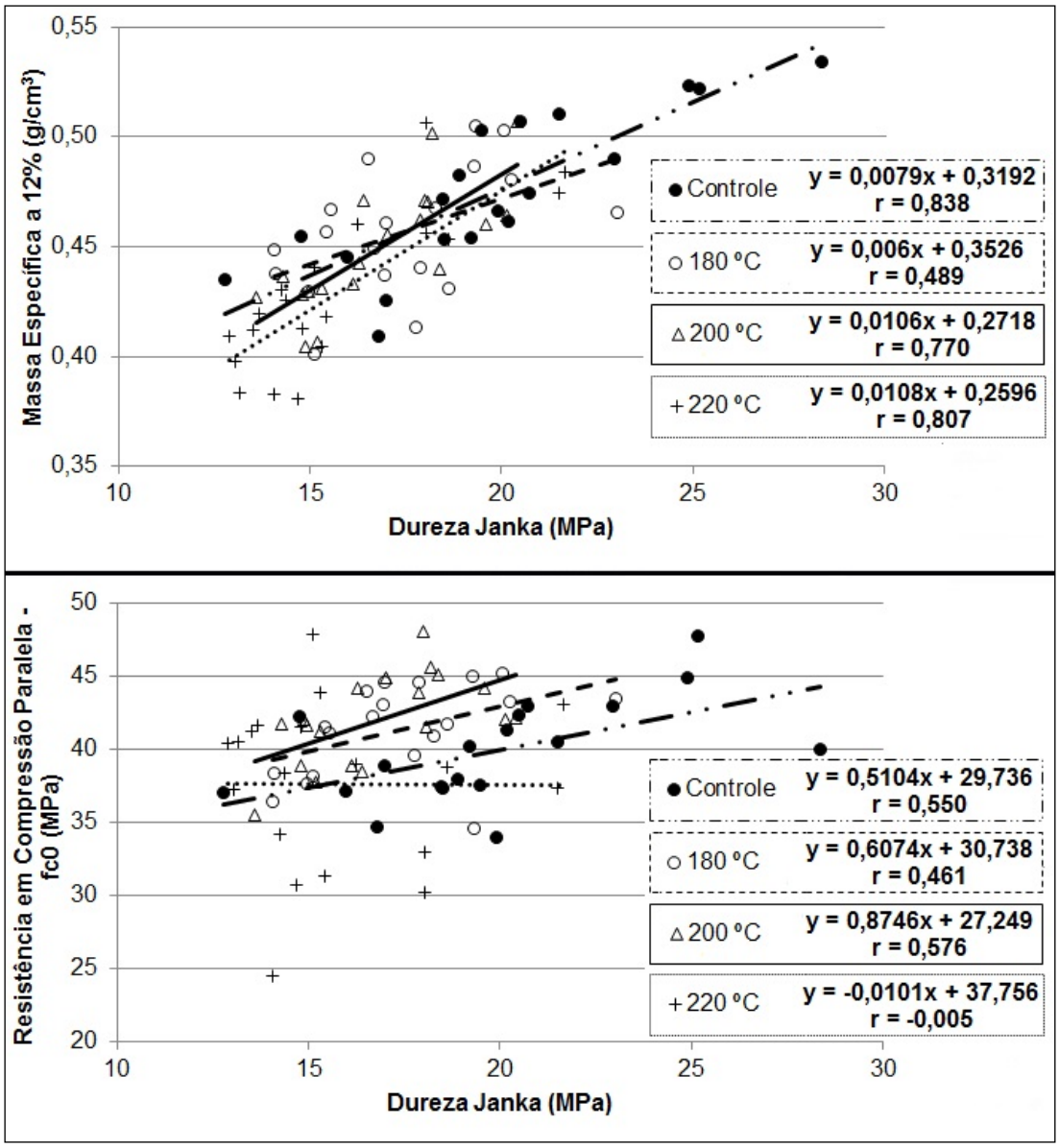


Figura 1: Relação entre a dureza Janka e a massa específica e a resistência em compressão paralela para a madeira de *E. grandis*.

4. CONCLUSÕES

Verificando as correlações entre a dureza Janka e outras propriedades físico-mecânicas da madeira de *E. grandis* modificada termicamente, conclui-se que: (1) existe uma correlação positiva entre a dureza Janka e a massa específica a 12% e as resistências à compressão paralela às fibras e flexão estática na madeira sem tratamento; (2) a modificação térmica elimina as correlações entre a dureza Janka e as resistências à flexão e compressão paralela às fibras, sem interferir na correlação com a massa específica da madeira de *E. grandis*.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), Brasil, pelo suporte financeiro através do processo 05/59074-7.

REFERÊNCIAS

[1] Bodig, J. and Jayne, B. A., 'Mechanics of wood and wood composites', Van Nostrand Reinhold, New York. (1982), 712 p.
[2] Doyle, J. and Walker, J. C. F., 'Indentation hardness of wood', *Wood and Fiber Science* **17** (3) (1985) 369-376.
[3] Heräjärvi, H., 'Variation of basic density and Brinell hardness within mature finnish *Betula pendula* and *B. pubescens* stems', *Wood and Fiber Science* **36** (2) (2004) 216-227.
[4] Melo, R. R. de, Araldi, D. B.; Stangerlin, D. M., Müller, M.T. e Gatto, D.A. 'Uso das características tecnológicas da madeira para o agrupamento de espécies florestais', *Nativa* **1** (1) (2013) 1-7.
[5] Dumail, J. F.; Castera, P. and Morlier, P., 'Hardness and basic density variation in the juvenile wood of maritime pine', *Annals of Science Forest* **55** (1998) 911-923.
[6] Dickson, R. L.; Raymond, C. A.; Joe, W. and Wilkinson, C. A., 'Segregation *of Eucalyptus dunnii* logs using acoustics', *Forest Ecology and Management* **179** (2003) 243-251.
[7] Calonego, F. W., Severo, E. T. D. and Furtado, E. L., 'Decay resistance of thermally-modified *Eucalyptus grandis* wood at 140ºC, 160ºC, 180ºC, 200ºC and 220ºC', *Bioresource Technology* **101** (23) (2010) 9391-9394.
[8] Calonego, F. W., Severo, E. T. D. and Ballarin, A. W., 'Physical and mechanical properties of thermally-modified wood from *E. grandis*', *Holz als Roh- und Werkstoff / European Journal of Wood and Wood Products* **70** (4) (2012) 453-460.
[9] Homan, W., Tjeerdsma, B., Beckers, E. and Jorissen, A., 'Structural and other properties of modified wood', In *Proceedings of World Conference on Timber Engineering*, (British Columbia, 2000), 8p.
[10] Metsä-kortelainen, S., Anitikainen, T. and Viitaniemi, P., 'The water absorption of sapwood and heartwood of Scots pines and Norway spruce heat-treated at 170ºC, 190ºC, 210ºC and 230ºC', *Holz als Roh- und Werkstoff / European Journal of Wood and Wood Products* **64** (3) (2005) 192-197.
[11] Severo, E. T. D., Calonego, F. W. and Sansígolo, C. A., 'Physical and chemical changes in juvenile and mature woods of *Pinus elliottii* var. *elliottii* by thermal modification', *Holz als Roh- und Werkstoff / European Journal of Wood and Wood Products* **70** (5) (2012) 741-747.
[12] Waskett, P. and Selmes, R.E., '*Opportunities for UK grown timber: wood modification state of the art review*', Building Research Establishment LTD, proj nº 203-343. (2001), 83p.
[13] Weiland, J. J. and Guyonnet, R., 'Study of chemical modifications and fungi degradation of thermally-modified wood using DRIFT spectroscopy', *Holz als Roh- und Werkstoff / European Journal of Wood and Wood Products* **61** (2) (2003) 216-220.
[14] Forest Products Laboratory, '*Wood handbook: wood as an engineering material*' USDA, Washington. (1999) 463p.
[15] Haygreen, J. G. and Bowyer, J. L., '*Forest products and wood science: an introduction*', University Press/AMES, Iowa State. (1996), 484p.
[16] Esteves, B., Marques, A. V., Domingos, I., Pereira, H., 2007. 'Influence of steam heating on the properties of pine (*Pinus pinaster*) and eucalypt (*Eucalyptus globulos*) wood', *Wood Science and Technology* **41** (3) (2007) 193-207.
[17] Unsal, O., Korkut, S. y Atik, C., 'The effect of heat treatment on some properties and colour in eucalyptus (*Eucalyptus camaldulensis* dehn.) wood', *Maderas, Ciencia y tecnología*, **5** (2) (2003) 145-152.
[18] Severo, E. T. D. e Calonego, F. W., 'Processo de modificação térmica, por irradiação de calor, para a melhora da estabilidade dimensional e da durabilidade biológica de madeira sólida', *INPI* PI0902/38-8A2, (2009).
[19] ABNT NBR 7190, 'Projeto de estruturas de madeira', ABNT, Rio de Janeiro. (1997).
[20] Bhuiyan, T. R., Hirai, N. and Sobue, N., 'Effect of intermittent heat treatment on crystallinity in wood cellulose', *Journal of Wood Science* **47** (5) (2001) 336-341.
[21] Wikberg, H. and Maunu, S. L., 'Characterization of thermally-modified hard- and softwoods by ^{13C} CPMAS NMR', *Carbohydrate Polymers* **58** (2004), 461-466.

EVALUACIÓN DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS EN PIEZAS ESTRUCTURALES DE PINO RESINOSO CULTIVADO EN EL NORDESTE DE ARGENTINA

CREEP EVALUATION IN STRUCTURAL TIMBER OF ARGENTINEAN RESINOUS PINE

Pamela Y. Fank [(1)], Rocío Ramos [(2)], Pablo M. Stefani [(3)], Juan C. Piter [(4)] (P)

(1) Ing. Civil, Becaria doctoral CONICET, Depto. de Ing. Civil – Facultad Regional Concepción del Uruguay - Universidad Tecnológica Nacional, Concepción del Uruguay – Entre Ríos – Argentina.
(2) Ing. Civil, Investigadora, GEMA - Depto. de Ingeniería Civil - Facultad Regional Concepción del Uruguay - Universidad Tecnológica Nacional, Concepción del Uruguay – Entre Ríos – Argentina.
(3) Dr., Investigador, ECOMATERIALES-INTEMA-CONICET - Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional Mar del Plata, Mar del Plata – Buenos Aires – Argentina.
(4) Dr., Investigador, GEMA - Depto. de Ingeniería Civil - Facultad Regional Concepción del Uruguay - Universidad Tecnológica Nacional, Concepción del Uruguay – Entre Ríos – Argentina.
Dirección de contacto: pamela_fank@yahoo.com.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T3-08

Resumen

En este trabajo se presentan y discuten los resultados obtenidos de un proyecto orientado a investigar la deformación diferida en vigas aserradas de pino resinoso cultivado en el nordeste de Argentina. El programa experimental involucró 14 vigas cargadas en estado seco en un ambiente cerrado, 7 de *Pinus taeda* e igual cantidad de *Pinus elliottii*, todas con sección transversal nominal de 45 mm x 100 mm y separación entre apoyos igual a 2,5 m. Cada viga fue sometida a una carga puntual de 641 N. Los resultados mostraron que la deformación relativa obtenida experimentalmente es congruente con el valor calculado aplicando el criterio del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera para vigas sometidas a cargas de larga duración y ubicadas en ambiente interior no ventilado. La comparación entre los resultados promedio de las vigas de *P. taeda* y de *P. elliottii* probó que la diferencia entre el comportamiento de ambas especies puede ignorarse para propósitos vinculados al diseño estructural. Considerando que la presencia de médula afecta significativamente el comportamiento mecánico de este material, se compararon las deformaciones de las piezas con médula y las libres de ella, obteniéndose diferencias sin relevancia para fines prácticos.

Palabras clave: *Pinus taeda*; *Pinus elliottii*; flexión estática

Abstract

This paper reports the results of an investigation regarding the analysis of deflections in sawn timber beams of resinous pine grown in the Northeast of Argentina. The empirical project enclosed 14 dried beams loaded in indoor climate, 7 pieces of Pinus taeda and the same amount of Pinus elliottii, all of them with nominal cross-section sizes of 45 mm x 100 mm and a span length of 2.5 m. On each beam, a concentrated-load of 641N was applied. The results showed that the relative deflections obtained experimentally are congruent to the value calculated by applying the Argentinean design rules for wood construction for beams subjected to long-term loading and located in indoor climate. The comparison between P. taeda and P. elliottii creep results proved that the difference between both species behavior could be ignored for structural design purposes. Taking into account that the presence of pith significantly affects the mechanical behavior of this material, the deflections for beams with pith and free of it were compared, whose results haveshown negligible differences for practical purposes.

Keywords*: Pinus taeda; Pinus elliottii; static bending*

1. INTRODUCCIÓN

La superficie de bosques cultivados en Argentina alcanza aproximadamente 1,12 millones de hectáreas de las cuales el 59 % está constituido por plantaciones de coníferas, el 25 % por eucaliptos, el 10 % por salicáceas y el 6 % restante por otras de menor entidad (FAO) [1]. La región de la Mesopotamia, integrada por las provincias de Misiones, Corrientes y Entre Ríos, contiene más de la mitad de las plantaciones implantadas de este país. Un análisis detallado de la distribución regional de los bosques de coníferas indica que el 83 %del total nacional se ubica en las provincias de Misiones y Corrientes. La primera reúne más del 50 % de dichas plantaciones -equivalente a unas 300.000 hectáreas- destacándose principalmente los pinos resinosos de las especies *Pinus taeda* y *Pinus elliottii* (SIFIP) [2], las que proveen la mayor parte de la madera aserrada destinada a fines estructurales en el país.

Al abordar el diseño de una viga de madera se deben satisfacer dos requerimientos esenciales, uno referido a las condiciones de seguridad y otro a las de servicio. El primero se encuentra relacionado con la capacidad portante del elemento estructural y, el segundo, con el adecuado funcionamiento de éste durante la vida útil de la estructura, vinculándose directamente con la deformación que dicho elemento exhibe al ser sometido a cargas con diferente tiempo de duración (Coronel 1996 [3], Thelandersson 1995 [4]). La deformación final que experimenta el elemento estructural al cabo de un cierto período de tiempo se compone por una deformación elástica instantánea -vinculada con la rigidez de la madera- y por una deformación diferida que varía en función del tiempo. Ésta última es conocida como creep y se origina por diversos fenómenos que se dividen en dos categorías: los mecano-sortivos y los viscoelásticos (Nordström y Sandberg 1994) [4].

El creep mecano-sortivo es aquel que se produce debido al cambio en el contenido de humedad del material mientras éste se encuentra sometido a una carga permanente (Nordström y Sandberg 1994) [5]. La madera, al ser un material higroscópico capaz de intercambiar humedad con el medio ambiente, es especialmente afectada por este fenómeno (Ranta-Maunus 1995) [6], produciéndose un aumento de la deformación con la desorción y una disminución de ésta con la absorción (Nordström y Sandberg 1994) [5]. Al analizar la deflexión en piezas de secciones transversales grandes, en general ésta no es afectada cuando el ciclo de humedad es corto (variaciones diarias o semanales del clima), sin embargo, adquiere gran importancia cuando el ciclo climático es anual, particularmente en presencia de excepcionales temporadas secas y húmedas consecutivas (Ranta-Maunus 1995) [6].

La deformación viscoelástica, por su parte, es aquella que se produce en una pieza debido a la permanencia de la carga y, tanto la intensidad de la ésta, como el contenido de humedad del material y, en menor proporción, la variación de la temperatura en el ambiente, son factores que afectan a dicha deformación (Coronel 1996) [3], Nordström y Sandberg 1994) [5]). Estudios experimentales han demostrado que a mayor nivel de tensión aplicada corresponde una mayor tasa de crecimiento del creep, alcanzando la falla en un período de tiempo menor. Para niveles de tensión menores al 35 % de la resistencia instantánea, la evolución de las deformaciones en función del tiempo se mantiene estable luego de experimentar un rápido crecimiento inicial (Andriamitantsoa 1995) [7]. En cuanto al segundo factor, informes sostienen que el valor del creep es mayor para piezas en estado verde respecto de piezas en estado seco (cuando el contenido de humedad en ésta es invariable) y, que el creep relativo –cociente entre la deformación final y la instantánea-, sin embargo, es prácticamente independiente del tenor de humedad de la madera (Nordström y Sandberg 1994) [5]. Respecto a la influencia de la temperatura, puede afirmarse que cuanto mayor es ésta, mayor es la deformación, pero en general su influencia puede despreciarse para temperaturas inferiores a 50 ºC. No obstante, en las estructuras convencionales los límites indicados para la tensión y la temperatura usualmente no suelen ser superados (Andriamitantsoa 1995) [7].

Diversos proyectos experimentales (Ranta-Maunus 1995 [6], Gowda *et al.* 1996 [8], Shen y Gupta 1997 [9]) han abarcado el estudio de las deformaciones diferidas tanto para pequeñas probetas libres de defectos como para piezas en tamaño estructural. Los resultados pusieron en evidencia diferencias

significativas en el comportamiento reológico para ambas categorías. Para piezas en tamaño estructural, el efecto de la inclinación de las fibras junto a la presencia de defectos (nudos, médula, entre otros) puede aumentar el creep. En cambio, en pequeñas probetas –libres de defectos- cobran importancia las variaciones en el contenido de humedad. Considerando que las deformaciones son mayores en dirección perpendicular a las fibras que en dirección paralela a las mismas, experimentalmente resulta más sencillo medir las deflexiones que las pequeñas deformaciones longitudinales que ocurren bajo compresión o tensión. Asimismo, para las condiciones de servicio en las estructuras convencionales resultan más relevantes las deformaciones en los elementos flexionados que en los sometidos a esfuerzo axil. Por estos motivos, la mayoría de las pruebas llevadas a cabo se han realizado en vigas sometidas a esfuerzos de flexión.

Teniendo en cuenta que el creep es normalmente considerado como un incremento en la deflexión de las vigas, las diferentes reglas de diseño de estructuras de madera (CIRSOC 601 [10], EN 1995-1-1 [11], NCh 1198 [12], NDS [13]) proporcionan un factor para ser multiplicado a la deformación elástica instantánea y poder calcular así la deformación diferida de un modo sencillo (Ranta-Maunus 1995) [5]. El reglamento Argentino de estructuras de madera CIRSOC 601 [10], en línea con el NDS [13] de EEUU, adopta un factor de deformación dependiente del tiempo (Kcr), el cual varía en función del tipo de pieza y de su contenido de humedad, así como de las condiciones de servicio a la que la misma será expuesta. Este factor no considera la calidad de la pieza de madera puesto que la misma ya es contemplada en la determinación de la deformación instantánea. Adicionalmente, el CIRSOC 601 [10] establece valores límites –expresados en función de la longitud de la viga- que se deben verificar para el control de las deformaciones, los mismos varían con el destino de la estructura y con los requerimientos del proyecto.

Nordström y Sandberg (1994) [5] sostienen que las propiedades de la madera contribuyen al fenómeno del creep particularmente por el carácter heterogéneo de este material que deriva de las características de su estructura interna. Por lo tanto, el estudio de las deformaciones adquiere fundamental importancia en aquellas especies de rápido crecimiento donde los árboles son cortados a temprana edad. Esto se debe a que, en general, dicha madera presenta una importante proporción de madera juvenil asociada a la médula del árbol, la que representa una zona débil y fácilmente degradable (Chan Martín *et al.* 2002) [14]. La madera juvenil se caracteriza por poseer comportamiento mecánico y físico diferente al de la madera madura, brindando usualmente menores valores de resistencia y rigidez como consecuencia de la conformación que adquiere la capa intermedia S2 de la pared secundaria en la estructura celular (Hoffmeyer 1995) [15], la que está asociada a una mayor inclinación de las micro fibrillas respecto de la madera normal (Cave y Walker 1994 [16], Donaldson 2008 [17], Yin *et al.* 2011 [18]). Este aspecto cobra importancia porque estudios demostraron que las propiedades reológicas de la madera se ven afectadas por el ángulo que presentan las microfibrillas, registrándose un incremento marcado de las deformaciones cuando el ángulo supera los 18 grados de inclinación En cambio, para valores menores el creep resulta prácticamente independiente de dicha variable (Roszyk, 2010 [19], 2012 [20]).

En nuestro país, los recursos forestales cultivados de mayor importancia comercial para fines estructurales provienen de plantaciones de rápido crecimiento, siendo los más destacados el pino resinoso (*Pinus taeda* y *P. elliottii*) del nordeste junto al *Eucaliptus grandis* procedente de la Mesopotamia. En relación a las deformaciones diferidas, sólo se reportaron estudios sobre madera de *Eucalyptus grandis*, los cuales involucraron el análisis de piezas flexionadas bajo cargas de larga duración y ubicadas en ambiente interior sin climatización, abarcando tanto pequeñas probetas libres de defectos (Calvo *et al.* 2002 [21]) como piezas en tamaño estructural en estado inicial seco (Piter *et al.* 2006 [22], 2007 [23]) y en estado inicial verde (Torrán *et al.* 2008 [24]). Al considerar el caso particular del pino resinoso se advierte que se han llevado a cabo algunos estudios sobre propiedades físicas y mecánicas (Fank *et al.* 2014 [25] [26], IRAM 9662-3 [27] y 9670 [28]), pero ninguno contempla las propiedades reológicas de dicho material. Teniendo en cuenta la importancia comercial

de estas especies para fines estructurales y que las mismas se encuentran incluidas en los suplementos del CIRSOC 601 [10], resulta necesario constatar experimentalmente que el criterio adoptado por dicho reglamento para la consideración del creep sea aplicable para el pino resinoso del nordeste.

Este trabajo tiene como objetivo presentar y discutir los resultados de las deformaciones diferidas obtenidas experimentalmente a través del ensayo de vigas en estado seco de madera de pino resinoso (*P. taeda* y *P.elliottii*) cultivado en el nordeste de Argentina, solicitadas a flexión bajo carga de larga duración en condiciones de uso interior. Se analiza la influencia que ejerce la presencia de médula y se compara el comportamiento reológico entre ambas especies. Además, se contrastan los resultados experimentales con los calculados a través del criterio adoptado por la normativa argentina CIRSOC 601 [10] para la consideración del creep.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El material destinado a la investigación empírica estuvo compuesto por 14 piezas de madera aserrada estructural de pino resinoso (7 piezas de *Pinus taeda* y 7 piezas de *P. elliottii*) extraídas de árboles con origen certificado cultivados en la provincia de Misiones. Los de *P. taeda* fueron obtenidos de una plantación de 15 años de edad ubicada en el departamento Montecarlo y los de *P. elliottii* se extrajeron de una forestación de 29 años de edad localizada en el departamento Libertador General San Martín.

Para conformar la muestra destinada a este estudio fueron seleccionadas vigas de diversas calidades que resultaran representativas de la producción actual de madera aserrada de ambas especies, adoptándose una sección nominal de 45 x 100 (mm) por ser una de las más demandadas para fines estructurales en el país.

Una vez registradas las dimensiones reales de cada viga-promedio: 45,6 x 100,2 x 2600 mm- e inmediatamente antes de la disposición definitiva de éstas, se determinaron el contenido de humedad y la densidad de cada una. El primero se obtuvo como el promedio de 6 mediciones (extremos y centro en ambas caras anchas) realizadas con un xilohigrómetro de resistencia eléctrica marca HOLZMEISTER, modelo LG9. El segundo se calculó como la razón entre el peso del cuerpo -determinado con una balanza electrónica- y su volumen.

Para la realización de los ensayos a flexión bajo carga de larga duración las piezas fueron dispuestas en un recinto destinado especialmente para tal fin, situado dentro de las instalaciones de la Facultad Regional Concepción del Uruguay –UTN, reflejando las condiciones normales de uso en ambientes cerrados, sin climatización, para la región de la provincia de Entre Ríos. Como se puede observar en el esquema expuesto en la Figura 1, los cuerpos de prueba fueron sometidos a un ensayo de flexión con una separación entre apoyos igual a 2,50 m y una carga puntual constante de 641 N ubicada en el centro de la pieza, la cual fue aplicada por el término de un año y un mes (392 días).

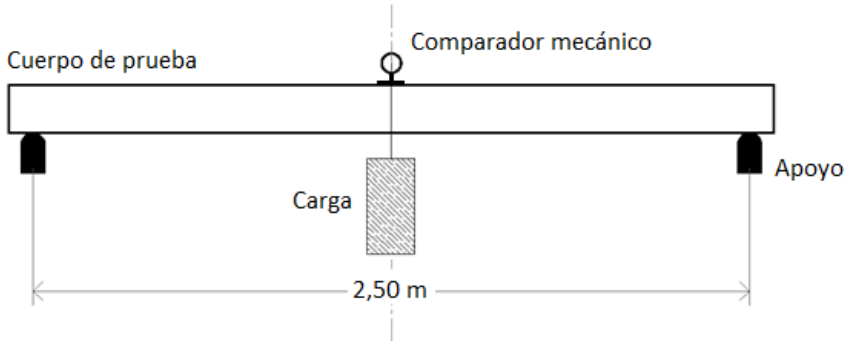


Figura 1: Esquema del dispositivo de carga

El nivel de la carga respondió a condiciones normales de uso en estructuras y fue establecido con el objetivo de lograr una deformación final -con relación a la separación entre apoyos- de 1/240, nivel admitido normalmente en estructuras destinadas para fines comerciales, recreacionales e institucionales (Tabla 3.2.3-1 CIRSOC 601) [10]. Como en el presente trabajo se estudiaron vigas de diferentes calidades, para la estimación de la carga aplicada se consideró un módulo de elasticidad en flexión igual 8000 N/mm2, valor intermedio entre los establecidos para vigas aserradas de pino resinoso de ambas clases resistentes especificadas en la norma IRAM 9670 [28]. Por otra parte, teniendo en cuenta el esquema estático adoptado (Figura 1), el valor nominal de las cargas y las dimensiones de la sección transversal adoptada, los valores de tensión máximo esperados para cada pieza resultaron comprendidos entre 5,1 N/mm^2 y 5,3 N/mm^2, representando aproximadamente el 35 % del 5-percentil de la resistencia en flexión, valor obtenido experimentalmente sobre vigas de las mismas especies y con idénticas dimensiones que las utilizadas en este proyecto (Fank *et al.* 2014) [26].

La deformación vertical o flecha (Δ) se determinó en el punto central de cada viga utilizando comparadores mecánicos marca Mitutoyo con precisión de 0,01 mm, como se puede apreciar en la Figura 2. La deformación instantánea (Δinst), ocurrida inicialmente debido a la aplicación de la carga, fue determinada luego de aproximadamente 5 minutos de su aplicación. El valor relativo de la deformación en función del tiempo fue obtenido realizando el cociente entre la deformación total a un tiempo dado y su correspondiente deformación instantánea (Δ/Δinst).

Figura 2: Medición de la deformación vertical

A mediados del mes de septiembre se dio inicio al ensayo, registrándose los valores de la deformación total -en función del tiempo- a diario durante 3 meses, luego cada dos días hasta completar los 6 meses y, posteriormente, con periodicidad de 2 veces por semana hasta alcanzar 392 días desde el inicio. Simultáneamente durante el transcurso del ensayo se registraron las condiciones de humedad relativa y temperatura ambiente a través del empleo de un termo-higrómetro digital.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Las deformaciones instantáneas

La Tabla 1 exhibe los principales resultados obtenidos para las deformaciones registradas en el centro de las vigas inmediatamente después de colocadas las cargas (Δinst). Teniendo en cuenta que se implementó un esquema estático común para toda la muestra y que, tanto la carga como las dimensiones de la sección transversal de las vigas fueron adoptadas con los mismos valores nominales (ver Materiales y Métodos), estos resultados proveen información acerca de la rigidez de las piezas, tanto para la muestra total como en forma discriminada por especie y por calidad de madera. El valor

medio de Δinst en el centro de las vigas para la muestra completa (6,99 mm) representa 1/358 de la luz de cálculo de las vigas (2500 mm), valor congruente con las reglas de diseño vigentes en el país (CIRSOC 2016) [10]. Este resultado junto al nivel tensional máximo aplicado, que representa aproximadamente el 35 % del 5-percentil de la resistencia a flexión del material (ver Materiales y Métodos), confirman que el ensayo llevado a cabo es representativo del comportamiento de una estructura real.

Tabla 1: Principales resultados de la deformación inicial (Δinst) en el centro de las vigas

	Todas (n = 14)	*Pinus taeda* (n = 7)	*Pinus elliottii* (n = 7)	Sin médula (n = 9)	Con médula (n = 5)
Mínimo (mm)	4,64	5,26	4,64	4,64	6,15
Medio (mm)	6,99	7,30	6,68	5,75	9,23
Máximo (mm)	14,74	14,74	10,37	7,12	14,74
COV (%)	38	46	30	14	37

La tabla anterior muestra un valor Δinst medio 9 % mayor –y consecuentemente un módulo de elasticidad medio un 9 % menor- en las vigas de *P. taeda* respecto a las de *P. elliottii*, lo que es consistente con la consideración de ambas especies como un grupo para su utilización estructural en el país (CIRSOC 2016 [10], IRAM 9670 [28] y 9662-3 [27]). Por su parte, los resultados exhiben un valor Δinst medio 61 % mayor en las vigas con presencia de médula que en las libres de ella, confirmando también para este caso que la presencia de esta característica afecta significativamente la rigidez del material en estudio, lo que está en línea con el criterio de clasificación por resistencia adoptado en nuestro país por la norma IRAM 9662-3 [27]. La sub-muestra que reúne las vigas de mejor calidad -sin médula- presenta una dispersión de los resultados (COV = 14 %) significativamente menor a las restantes, para las cuales el COV se encuentra entre 30 % y 46 %. Estos valores del COV indican también una alta variabilidad del módulo de elasticidad, la que puede ser explicada por el criterio de selección de las vigas, el cual se orientó en lograr una muestra representativa de la calidad general del material.

3.2 Las deformaciones diferidas

La evolución del valor medio de las deformaciones en el centro de las vigas puede apreciarse en la Figura3, donde se advierte una tendencia general que es común a la muestra total y a las 4 sub-muestras. Luego de producida la deformación instantánea (Δinst), las curvas exhiben una pendiente ascendente que se manifiesta en forma muy pronunciada durante los 10 primeros días. Posteriormente el incremento es relativamente moderado y estable en un período que se extiende aproximadamente hasta los 200 días. Entre los 200 y los 220 días se observa otro aumento muy pronunciado, que luego da lugar a una suave pendiente ascendente hasta los 300 días y continúa prácticamente sin exhibir incrementos hasta el final. La evolución de las deformaciones permiten observar claramente la influencia de los dos componentes que caracterizan a la parte diferida de la deformación (creep): i) el componente viscoelástico, que se manifiesta a través de un incremento progresivo pero cada vez menos acentuado de la deformación y, ii) el componente mecano-sortivo, que expresa una variación adicional de la deformación debido a los cambios cíclicos del contenido de humedad de la madera bajo carga (Honfi 2014 [29], Ranta-Maunus 1995 [6]). No obstante, en el caso investigado un análisis detallado de ambos componentes del creep escapa a los objetivos de este trabajo.

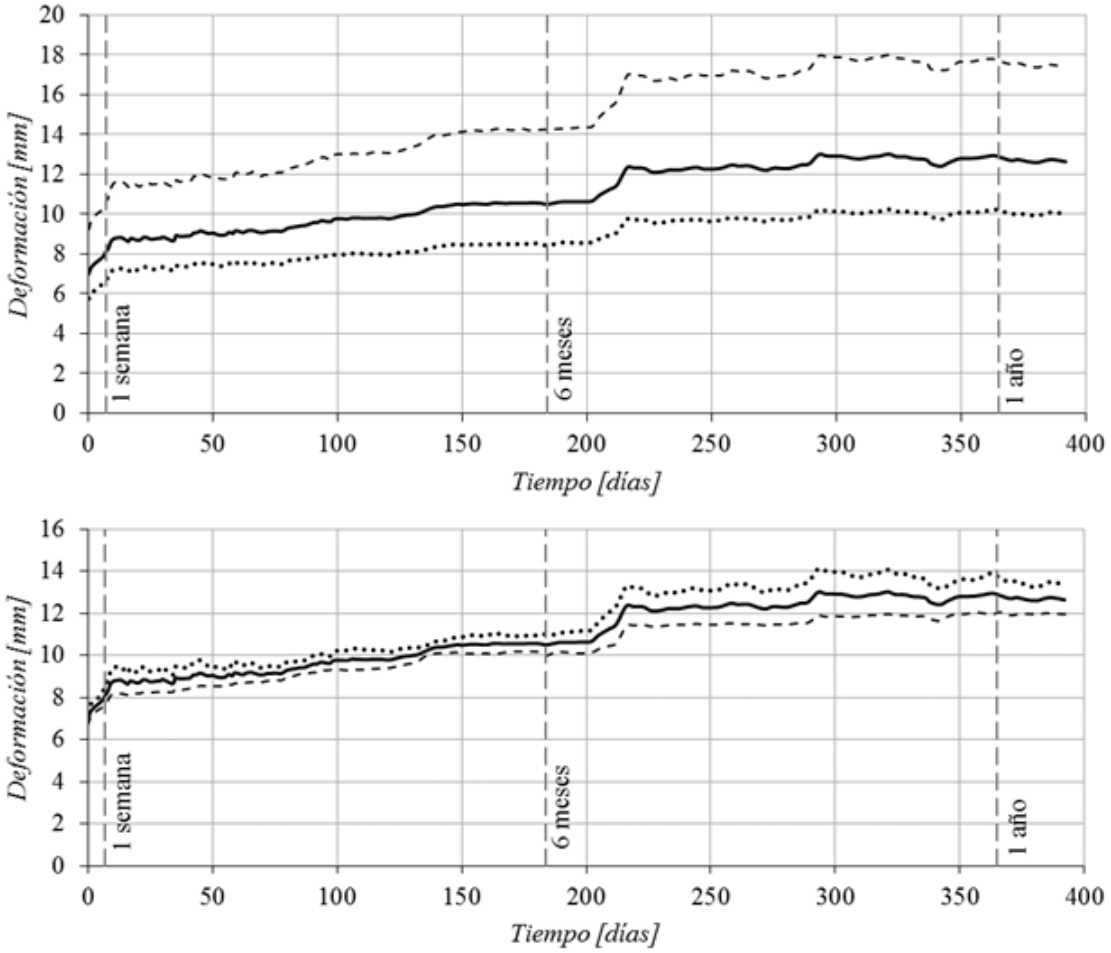


Figura 3: Evolución del valor medio de las deformaciones durante el ensayo. Arriba: sin médula (·····); con médula (- - -); total (——). Abajo: *P. taeda* (·····); *P. elliottii* (- - -); total (——)

Si bien la Figura3 permite apreciar que la tendencia general de las curvas fue común para la muestra total y para las 4 sub-muestras, también permite visualizar que durante todo el ensayo las deformaciones fueron sensiblemente mayores en las vigas de menor calidad (con médula) que en las de mayor calidad (libres de médula), y que esa diferencia fue sensiblemente menor en la comparación entre las dos especies. Luego de un año de aplicada la carga, el valor medio de la deformación alcanzó 17,69 mm para las vigas con médula y 10,17 mm para las libres de esa característica. Los correspondientes valores para el *P. taeda* y el *P. elliottii* fueron 13,67 mm y 12,03 mm respectivamente. Estos resultados mostraron que las diferencias porcentuales encontradas en las deformaciones instantáneas de las distintas sub-muestras (Tabla 1) se mantuvieron relativamente estables a través del tiempo. Esto es congruente con el criterio generalmente adoptado por las reglas de diseño, las que determinan el valor de la deformación diferida como el producto de la deformación instantánea por un factor que es independiente de la especie y de la calidad de la madera (CIRSOC 601 [10], EN 1995-1-1 [11], NCh 1198 [12], NDS [13])

La Figura 4 exhibe la evolución de los valores medios de las deformaciones relativas (Δ/Δinst) y confirma, para las especies de rápido crecimiento investigadas, que el valor de las deformaciones diferidas puede expresarse con independencia de la especie y de la calidad de la madera. Al cabo de 6 meses y 1 año la relación Δ/Δinst correspondiente a la muestra completa alcanzó 1,49 y 1,79, respectivamente. Por su parte, luego de un año de ensayo las deformaciones relativas pertenecientes a las 4 sub-muestras alcanzaron valores medios de 1,80, 1,78, 1,85 y 1,75 para el *P. taeda*, el *P.*

elliottii, las vigas con y sin presencia de médula, respectivamente. Tanto las diferencias exhibidas entre sub-muestras como en comparación con el de la muestra total (1,79) pueden despreciarse para propósitos prácticos vinculados al diseño estructural. Por otro lado, los valores medios indicados fueron acompañados por coeficientes de variación que oscilaron entre 12 % y 13 %, lo cual indica una reducida dispersión de los resultados obtenidos para las deformaciones relativas en comparación con la variabilidad encontrada para los correspondientes a la deformación instantánea (ver Tabla 1).

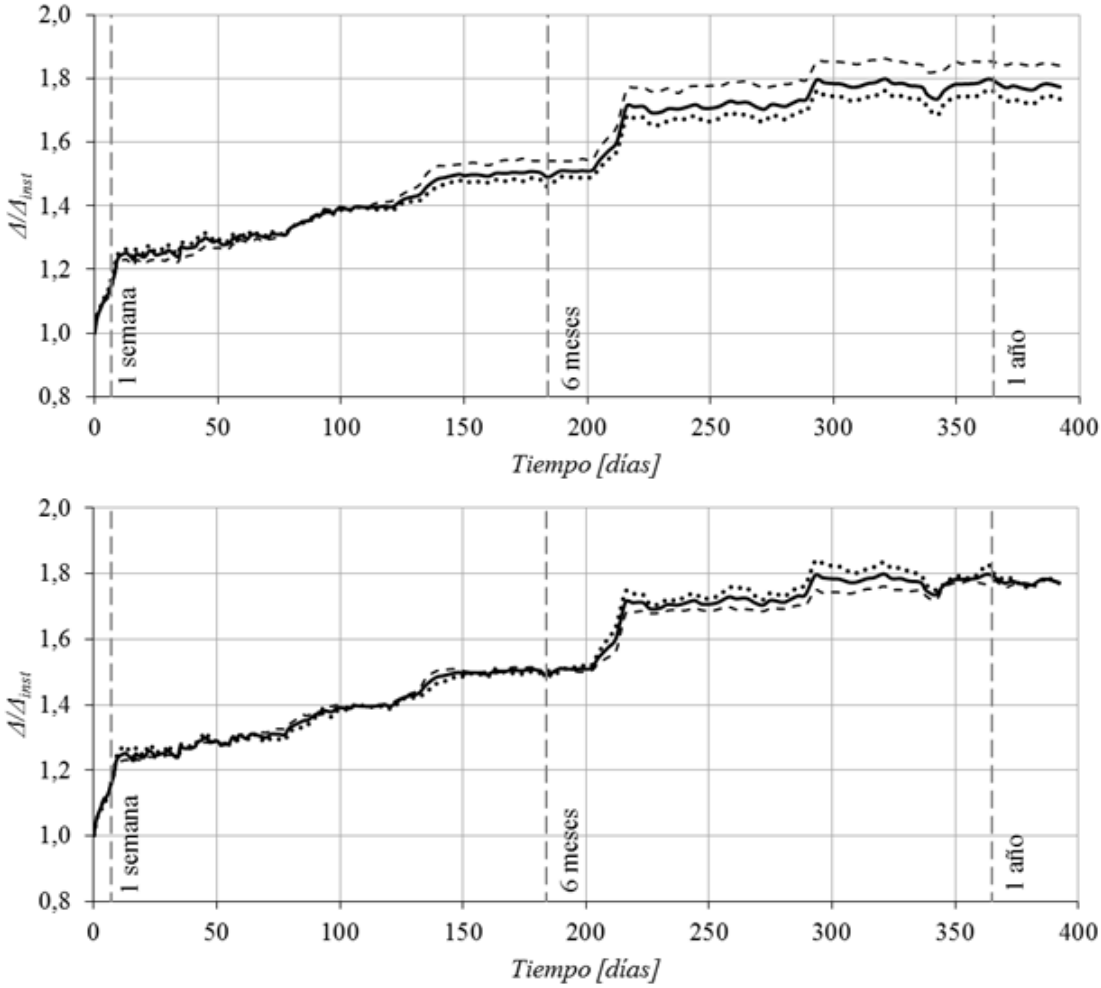


Figura 4: Valor medio de la deformación relativa (Δ/Δinst) en función del tiempo.
Arriba: sin médula (·····); con médula (- - -); total (——).
Abajo: *P. taeda* (·····); *P. elliottii* (- - -); total (——)

3.3 El criterio del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera

Si bien con particularidades, las expresiones provistas por las reglas de diseño para estimar la deformación luego de un determinado período de tiempo consideran como variables más importantes: i) la duración de la carga, ii) las variaciones en el contenido de humedad de la madera, es decir, su estado de servicio incluyendo el contenido de humedad inicial de la pieza.

El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 [10], en línea con el NDS [13] de EEUU, considera que la deformación final (Δ) producida por una carga permanente o de larga duración (10 años) en un miembro estructural aserrado ubicado en un local adecuadamente ventilado, donde su contenido de humedad no supere en ningún caso el 19 %, puede estimarse multiplicando la deformación instantánea (Δinst) por el factor Kcr = 1,5. Si la condición de servicio corresponde a un

ambiente no ventilado (húmedo), donde el contenido de humedad del miembro puede exceder el valor citado anteriormente, debe considerarse Kcr = 2,0.

Con el propósito de explicar la razón por la cual en esta investigación el valor medio de la deformación encontrada al cabo de un año para la muestra completa (Δ = 1,79 Δinst; Figura4) superó al previsto por las reglas para cargas de larga duración actuando en un ambiente adecuadamente ventilado (Δ = 1,5 Δinst), se efectuó un estudio detallado de los registros de temperatura y humedad en el local donde se llevó a cabo el ensayo y durante el período en que transcurrió el mismo. Dicho estudio mostró que la temperatura varió entre 11,7 ºC y 30,2 ºC y, que la humedad relativa lo hizo entre 41 % y 95 %.A la vez, el mismo reveló que durante los meses de diciembre, enero y febrero las temperaturas se mantuvieron elevadas en coincidencia con una reducida humedad ambiente y que, en cambio, en el período abril/julio se produjo la situación inversa. Además, los resultados de este análisis detallado mostraron que el contenido de humedad en la madera osciló entre el 8 % y el 22 %, este último porcentaje indicó una condición ambiental del local correspondiente a un clima húmedo según las reglas nacionales.

Respecto a la evolución de las deformaciones después del primer año, estudios previos (Gowda *et al.* 1996) [8] probaron que el componente de creep obtenido luego de 6 meses recién es duplicado al cabo de 10 años. Tomando como base el valor medio experimental obtenido en este trabajo a los 6 meses (Δ/Δinst = 1,49; Figura 4) se deduce que el componente de creep correspondiente a ese lapso de tiempo fue igual a 0,49 Δinst. Duplicando este valor se llega a: Kcr experimental = 1 + 2 x 0,49 = 1,98, factor prácticamente coincidente con el adoptado por las reglas de diseño del país para una viga sometida a cargas de larga duración (10 años) ubicadas en un ambiente húmedo (Kcr = 2,0).

La comparación de los resultados experimentales con los obtenidos aplicando el criterio del CIRSOC 601 [10] confirmó que este último interpreta adecuadamente el comportamiento mecánico de la muestra investigada considerando las siguientes particularidades del material: i) las vigas fueron obtenidas de dos especies de rápido crecimiento, ii) en la madera juvenil presente en estas especies la capa S2 de la pared secundaria exhibe una mayor inclinación de las microfibrillas que en la madera normal (Cave y Walker 1994 [16], Donaldson 2008 [17], Yin *et al.* 2011 [18]) y, iii) la deformación relativa se incrementa cuando crece el ángulo entre el esfuerzo y la dirección de las fibras (Ranta-Maunus 1995) [6].

El análisis también puso en evidencia la necesidad de que el proyectista estructural considere con un adecuado nivel de detalle tanto la duración de las cargas actuantes como la condición de servicio en el lugar donde se ubicará la estructura. No obstante, existen variables no consideradas explícitamente pero que pueden ejercer una importante influencia sobre la deformación final. Dentro de éstas se destacan: i) el nivel de las tensiones que actúan sobre el miembro estructural y, ii) el tamaño de la sección transversal de este último. En la muestra investigada las tensiones se ubicaron en un 35 % de la resistencia estimada (ver Materiales y Métodos), nivel que es habitual para una estructura en servicio y que garantiza un desarrollo estable del creep como lo contemplan las reglas de diseño. En cambio, un nivel de tensiones cercano al de la resistencia característica del material hubiese producido una acentuada aceleración del creep conducente a una falla prematura (Andriamitantsoa 1995) [7]. Las dimensiones nominales adoptadas para las vigas de la muestra ensayada (45 mm x 100 mm) pueden considerarse de tamaño intermedio y habituales en estructuras de viviendas. No obstante, hay que considerar que el tamaño del miembro estructural influye sobre las variaciones en su contenido de humedad (en locales sin climatización) y consecuentemente sobre el valor de su deformación final. Este parámetro debe ser correctamente evaluado por el proyectista para evitar la aparición de deformaciones finales excesivas en piezas de dimensiones reducidas o el desarrollo de un diseño conservador en piezas de grandes dimensiones (Calvo *et al.* 2002 [21], Ranta-Maunus 1995 [6]).

4. CONCLUSIONES

Los resultados experimentales mostraron que luego de un año el valor medio de la deformación relativa (Δ/Δinst) alcanzó 1,79 para la muestra completa. Los valores correspondientes a las sub-muestras de *Pinus taeda* y *Pinus elliottii* fueron 1,80 y 1,78, respectivamente, y los obtenidos para las sub-muestras conteniendo vigas con médula y libres de ella fueron 1,85 y 1,75, respectivamente. Las pequeñas diferencias encontradas en el comportamiento de las distintas sub-muestras pueden despreciarse para propósitos prácticos vinculados al diseño estructural y ratifican la validez, para el caso analizado, del criterio del Reglamento CIRSOC 601 [10] que estima el valor de la deformación diferida independientemente de la especie y de la calidad de la madera.

La proyección a 10 años del componente del creep determinado experimentalmente a los 6 meses -utilizando resultados de investigaciones previas- y su comparación con los resultados obtenidos aplicando las reglas de diseño del país, confirmó que éstas interpretan adecuadamente el comportamiento del material investigado cuando es sometido a cargas de larga duración. Estos resultados adquieren una significativa importancia teniendo en cuenta el creciente uso de madera estructural proveniente de especies de rápido crecimiento que contienen una proporción significativa de madera juvenil.

Además, este estudio puso en evidencia la necesidad de que el proyectista estructural examine detalladamente las características de los parámetros considerados explícitamente en el diseño, tales como la duración de las cargas actuantes y la condición de servicio en el lugar de emplazamiento de la estructura. Asimismo, del análisis emergió la conveniencia de que el proyectista tenga en cuenta aquellas variables no consideradas directamente por las reglas de diseño pero que son capaces de influir sobre la deformación final, tales como el tamaño del miembro estructural y el nivel de las tensiones actuantes.

REFERENCIAS

[1] FAO. Estudio de tendencias y perspectivas del sector forestal en América Latina al año 2020, Informe Nacional Argentina. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Disponible en <ftp://ftp.fao.org/docrep/fao/009/j1901s/j1901s00.pdf>. Acceso 28/06/2016.

[2] SIFIP. Sistema de Información Foresto-Industrial Provincial. Inventario Forestal. Disponible en <http://extension.facfor.unam.edu.ar>. Acceso 30/01/2014.

[3] Coronel, E., 'Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas. 2º parte: Fundamentos de las propiedades mecánicas de las maderas', Instituto de Tecnología de la Madera (Santiago del Estero, Argentina, 1996) 335 pp.

[4] Thelandersson, S., 'Deformations in timber structures', Informationsdienst Holz, STEP 3 (Düsseldorf, Germany, 1995) pp. 11/1-11/16.

[5] Nordström, J. y Sandberg, D., 'The rheology of wood – Considerations of the mechano-sorptive creep', Royal Institute of Technology (Stockholm, Sweden, 1994) 11 pp.

[6] Ranta-Maunus, A, 'Creep and effects of moisture in timber', Informationsdienst Holz, STEP 3 (Düsseldorf, Germany, 1995) pp. 4/1-4/21.

[7] Andriamitantsoa, L., 'Creep', Timber Engineering STEP 1 (Centrum Hout, The Netherlands, 1995) pp. A19/1-A19/5.

[8] Gowda, C., Kortesmaa, M. y Ranta-Maunus, A., 'Long term creep tests on timber beams in heated and non-heated environments', VTT Publications 278 (1996) 35 pp.

[9] Shen, Y. y Gupta, R., 'Evaluation of creep behavior of structural lumber in natural environment', Wood Engineering 47 (1) (1997) 89-96.

[10] INTI CIRSOC 601, 'Reglamento Argentino de Estructuras de Madera', Instituto Nacional de Tecnología Industrial (Buenos Aires, Argentina, 2016).

[11] EN 1995-1-1, 'Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings', European Committee for Standardisation (Brussels, 2005).

[12] NCh 1198, 'Madera – Construcciones en madera – Cálculo', Instituto Nacional de Normalización INN (Santiago, Chile, 2007).
[13] NDS, 'National Design Specification for Wood Construction', American Forest & Paper Association (Washington, EEUU, 2012).
[14] Chan Martín, M., Araujo Molina, A. y Azueta García, M., 'Los defectos naturales en la madera aserrada'. Ingeniería Revista Académica 6(001) (2002) 29-38.
[15] Hoffmeyer, P., 'Wood as a building material', Timber Engineering STEP 1 (Centrum Hout, The Netherlands, 1995) pp. A4/1-A4/21.
[16] Cave, I. y Walker, J., 'Stiffness of wood in fast-grown plantation softwoods: the influence of microfibril angle', Forest Products Journal 44(5) (1994) 43-48.
[17] Donaldson, L. 'Microfibril angle: measurement, variation and relationships – a review', IAWA Journal 29(4) (2008) 345–386.
[18] Yin, Y, Bian, M., Song, K., Xiao, F. y Xiaomei, J., 'Influence of microfibril angle on within-tree variations in the mechanical properties of Chinese fir (Cunninghamia lanceolata)', IAWA Journal 32(4) (2011) 431–442.
[19] Roszyk, E., Moliński, W. y Jasińska, M., 'The effect of microfibril angle on hygromechanic creep of wood under tensile stress along the grains', Wood Research 55(3) (2010) 13-24.
[20] Roszyk, E., Mania, P. y Moliński, W., 'The influence of microfibril angle on creep Scotch Pine wood under tensile stress along the grains', Wood Research 57(3) (2012) 347-358.
[21] Calvo, C., Cotrina, A., Cuffré, A., Piter, J., Stefani, P. y Torrán, E., 'Deformaciones diferidas en probetas pequeñas y libres de defectos de Eucalyptus grandis de Argentina'. Maderas: Ciencia y Tecnología 4(2) (2002) 124-132.
[22] Piter, J., Zerbino, R. y Blaß, H., 'Deflections in beams of Argentinean Eucalyptus grandis under long-term loading', Holz als Roh- und Werkstoff 64 (2006) 351-355.
[23] Piter, J., Calvo, C., Cuffré, A., Rougier, V., Sosa Zitto, M. y Torrán, E., 'Creep in structural-sized beams of Argentinean *Eucalyptus grandis*', Maderas: Ciencia Tecnología 9(2) (2007) 117–126.
[24] Torrán, E., Sosa Zitto, A., Gonzalez, A. y Piter, J., 'Creep in beams of Argentinean *Eucalyptus grandis* loaded in unseasoned state', Holz Roh Werkst 66 (2008) 201–205.
[25] Fank, P., Stefani, P. y Piter, J., 'Resistencia y rigidez de tablas destinadas a la fabricación de madera laminada encolada estructural. Análisis comparativo entre el pino resinoso (*Pinus taeda/elliottii*) y el álamo (*Populus deltoides* 'Australiano 129/60' y 'Stoneville 67')', IV Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina-Jornadas de Salicáceas 2014 (La Plata, Argentina, 2014) 8 pp.
[26] Fank, P., Stefani, P. y Piter, J., 'Efecto de la altura en la resistencia a flexión en piezas de pino resinoso del noreste de Argentina', XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural (Montevideo, Uruguay, 2014) 13 pp.
[27] IRAM 9662-3, 'Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 3: Tablas de pino taeda y elliotti (*Pinus taeda* y *elliottii*) ', Instituto Argentino de Normalización y Certificación (Buenos Aires, Argentina, 2015).
[28] IRAM 9670, 'Madera estructural. Clasificación y requisitos. Clasificación en grados de resistencia para la madera aserrada de pinos resinosos del noreste argentino mediante una evaluación visual', Instituto Argentino de Normalización y Certificación (Buenos Aires, Argentina, 2002).
[29] Honfi, D., 'Design for serviceability. A probabilistic approach', Tesis doctoral, LUND University, Division of Structural Engineering (Lund, Sweden, 2014) 124 pp.

ESPECTROSCOPÍA DE INFRARROJO CERCANO (NIRS) PARA DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE TRANSICIÓN DE LA MADERA JUVENIL A MADERA ADULTA

NEAR INFRARED SPECTROSCOPY (NIRS) FOR DETERMINING OF JUVENILE WOOD TO MATURE WOOD TRANSITION POINT

Antonio Ruano [(1)], Eva Hermoso [(2)], José Manuel Grau [(1)]

(1) Ingeniero de Montes, Contratado pre-doctoral, INIA-CIFOR, Madrid, España
(2) Dr. Ingeniero de Montes, Científico Titular, INIA-CIFOR, Madrid, España
Dirección de contacto: hermoso@inia.es

Código de identificación: T3-09

Resumen

Para el destino estructural de la madera, el conocimiento de la proporción de madera juvenil presente en un árbol es determinante debido a que se caracteriza por tener unas propiedades físico-mecánicas inferiores y consecuentemente, su mayor presencia repercute en los posibles usos finales del material. El objetivo de este trabajo consiste en evaluar el uso de espectroscopía de infrarrojo cercano (NIRs) para la determinación del punto de transición de la madera juvenil a la madera adulta, revelando así la cantidad de ambas. El estudio se realiza sobre madera extraída de árboles de *Pinus sylvestris* L. de las parcelas de experimentación del INIA ubicadas en los montes del Sistema Central de España. Mediante la extracción de cores de los árboles con barrena y su posterior procesado se analizan las muestras con un MultiPurpose Analyzer de Brucker equipado con una sonda de fibra óptica externa. Los resultados se extraerán de dos modelos de calibración, uno cuantitativo usando con datos de referencia las medidas de densidad de los cores obtenidas mediante microdensitometría de rayos X, y otro cualitativo, el cual resulta más complicado dado que el cambio de madera juvenil a madera adulta no se produce de manera abrupta, sino que es un proceso continuo que implica problemas de solapamiento entre ambas.

Palabras clave: madera juvenil; espectroscopía de infrarrojo cercano; calidad estructural; *Pinus sylvestris* L.

Abstract

Lumber oriented to structural purposes needs to know the juvenile wood proportion of the tree due to its lower physical and mechanical properties, which influences in the final uses of the material. The aim of this study is to evaluate the use of near infrared spectroscopy (NIRs) to determine the transition point of juvenile wood to mature wood, thus revealing the amount of both. The study is carried out on Pinus sylvestris L. wood sampled from trees of experimental plots of INIA, located in Sistema Central mountains of Spain. Through the extraction of cores from trees and their processing, samples are analyzed with a Brucker´s MultiPurpose Analyzer equipped with an external optical fiber probe. The results will be deduced from two calibration models, quantitative one, using reference data from density measurements of the cores obtained by means of microdensitometry of X-rays, and another qualitative one, which is more complicated since juvenile wood to mature wood transition it is not produced abruptly, but is a continuous process involving problems of overlap between both.

Keywords*: juvenile wood; near infrared spectroscopy; structural quality; Pinus sylvestris L.*

1. ANTECEDENTES

La madera es un material de construcción que en España está cobrando auge debido a las ventajas ambientales y de secuestro de carbono que presenta. La escasa huella de carbono que genera en su procesado, el secuestro de carbono que produce en su crecimiento y el ser un material renovable, son virtudes que dota al material de las características demandadas hoy en día.

Una de las dificultades del uso de la madera estructuralmente se revela en su heterogeneidad de propiedades físicas y químicas, variando, no solo a nivel de especie, estación y pie, sino también dentro del propio árbol. Existen cambios sustanciales a lo largo del tronco, dentro del mismo anillo, desde la médula hacia la corteza, e incluso entre la madera temprana y la tardía. Esta variación de propiedades está inducida según algunos autores por varios factores que interactúan con el árbol como son el clima, el sitio, la selvicultura y el genotipo entre otras ([1], [2], [3], [4] y [5]).

Existe una variación marcada y definida en cada árbol conocida como madera juvenil. La madera juvenil se puede describir como la madera todavía inmadura en la que sus características sufren cambios rápidos y progresivos en los anillos según se aleja de la médula en sentido transversal, hasta alcanzar un punto a partir del cual dichas propiedades se estabilizan. Las propiedades de la madera juvenil varían a lo largo del tronco y suele estar más presente en la zona de la copa, motivo por el cual ha recibido diversos nombres [2]. Actualmente debido a la tendencia en la selvicultura de reducir los turnos cada vez más, la cantidad de madera juvenil presente en el tronco es cada vez más significativa, depreciando su valor y pudiendo provocar pérdidas en las pilas de madera de los secaderos por las deformaciones a las que da lugar.

El fenómeno de la formación, la cuantificación y las consecuencias de la proporción de la madera juvenil está siendo estudiado a fondo en las principales coníferas españolas destinadas a uso estructural dentro del proyecto RTA2014-0005 del CIFOR-INIA. Las inferiores propiedades físico-mecánicas y tecnológicas que introduce la presencia de la madera juvenil, así como los problemas de secado originados por las desiguales contracciones que la caracterizan, se traducen en una reducción de las posibilidades de uso final de la madera y por tanto disminuye el rendimiento económico que pueden aportar ([1], [6] [7] y [8]).

Uno de los principales problemas de la madera juvenil es la dificultad de su determinación. Para conocer aproximadamente su proporción, se utilizan varias metodologías, como el análisis de discos extraídos de un árbol apeado o mediante cores extraídos con barrena de los árboles en pie, para posteriormente realizar un análisis de densitometría o alguna otra técnica que permita la determinación del punto de transición entre madera juvenil y adulta, conociendo así la proporción presente de ambas. Por otro lado, en función de la característica elegida para el estudio del punto de transición (ángulo de microfibrillas, densitometría, longitud de traqueidas, grosor de la pared celular, proporción celulosa/lignina), dicho punto puede variar [9].

El objetivo de este trabajo se centra en elaborar un ajuste cualitativo y cuantitativo mediante la técnica NIRs orientado a determinar el punto de transición entre la madera juvenil y la adulta sobre cores extraídos a dos alturas, a 1,3 y a 4,3 metros, los cuales además son analizados por microdensitometría de rayos X posteriormente y estudiar si espectralmente es viable hacer un solo ajuste para detectar la cantidad de madera juvenil o, debido a la variación de sus propiedades a lo largo del tronco, no fuera suficiente.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Área de estudio

Las parcelas sobre las que se ha realizado el estudio pertenecen a la red de Sitios de Ensayo de Gestión Forestal Sostenible (SEGeForS) del Centro de Investigación Forestal (CIFOR) del INIA, España. En ellas se han testado diferentes intensidades de clara y poda sobre la masa, disponiendo de

una gran información sobre el desarrollo de los rodales tras varias operaciones selvícolas y recogidas en los diferentes inventarios quinquenales realizados por el CIFOR en dicha red desde 1991 en *Pinus sylvestris* L. y 1993 en *Pinus nigra* Arnold.

Para el *Pinus sylvestris* L. se escogieron unas parcelas de estudio localizadas en el Sistema Central, concretamente en la Morcuera (Comunidad de Madrid). Están a una altitud de 1.550 m s.n.m. en la cara norte de la montaña con una orientación NE y una pendiente variable del 10-50% en el área de estudio. La precipitación media anual es de 1.062 mm y la temperatura media anual es de 7ºC.

Para el *Pinus nigra* Arnold se escogieron unas parcelas de estudio localizadas en Zarzuela de Jadraque (comunidad de Guadalajara). Está a una altitud de 1.043 m s.n.m. en un altiplano con una pendiente del 15-20%. La precipitación media anual es de 489 mm y la temperatura media anual es de 10,9ºC.

2.2 Diseño de muestreo

Para llevar a cabo este estudio, se han recogido distintos datos para las dos especies en función de los tratamientos disponibles.

En cada parcela procedente de cada bloque y tratamiento se extraen de 5 árboles correspondientes a la altura y diámetro a la altura del pecho (DAP) medio de la parcela, dos cores, a la altura de 1,30 m. y otro a 4,30 m., dado que la parte de mayor valor del fuste son las trozas basales [10]. Los cores se extraen siempre en la misma orientación y aguas arriba en caso de pendiente, llegando hasta la médula y lo más perpendicular posible a la dirección longitudinal de las fibras.

En los sitios de ensayo existen los siguientes tratamientos: Parcelas testigo, Parcelas de claras débiles sin poda y con poda a 3 metros (solo en *P. silvestris*), Parcelas de claras mixtas fuertes sin poda y con poda a 5 metros.

2.3 Obtención de medidas con el NIRs

Según Sauter [9] es más fácil determinar el punto de transición entre madera juvenil y adulta usando solamente los anillos de verano. Teniendo esto en cuenta, se obtiene el espectro de la madera de verano de cada anillo de todos los cores y se correlaciona con su densidad para realizar el ajuste cuantitativo.

Al tener datos a dos alturas situados en la parte del fuste comercial, se puede ajustar un modelo más exacto que si solo se tuviese un dato puntual.

A los cores obtenidos se les eliminan los extractivos mediante una disolución de pentano al 95% antes de realizar el análisis de densitometría. Posteriormente se escanean usando un Espectroscopio por transformada de Fourier (FT_IR), mediante el MultiPurpose Analyzer (MPA) de Bruker, equipado con una sonda de fibra óptica con 3 mm de longitud de paso óptico, una resolución espectral de 2 cm-1 y un rango espectral que varía de 780 a 2.777 nm. Para escanear únicamente la parte de madera de verano del anillo, se utiliza recubrimientos reflectantes (Acktar Black) para reducir la longitud de paso óptico, sin aumentar el ruido del espectro.

Como la sección de la madera a escanear, la preparación de la muestra, el contenido de humedad y el número de PLS variables latentes influyen considerablemente según se señala en los estudios previos ([11], [12], [13], [14], [15] y [16]), se decidió aclimatar las muestras a 20ºC y 60% de humedad relativa, consiguiendo que el contenido de humedad de la madera fuera homogénea alrededor de 12%.

El escaneo de la sección utilizada para relacionarla con la densidad, se realiza en sentido transversal ya que así se registra una mayor variación y señal [17]. En la microdensitometría de rayos X los datos se obtienen también de los cortes transversales aunque hay estudios como el de Giroud *et al.* [18] que no lo tiene en cuenta y realiza la comparación con una medición radial basándose en el paper de Schimleck *et al.* [19], quien concluye que la diferencia entre ambas mediciones es pequeña.

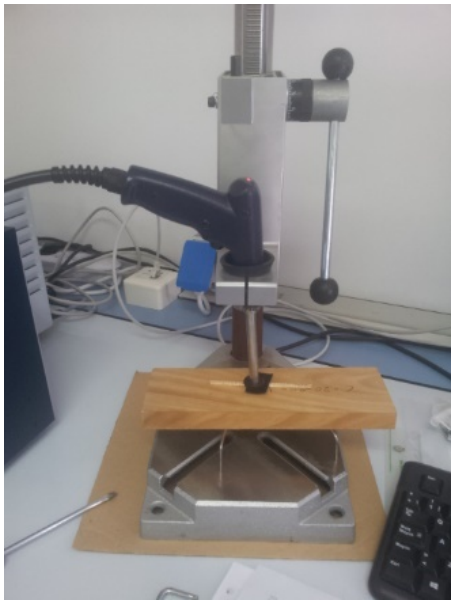


Figura 1: Escaneado de cores con la sonda del NIRs

3. SITUACIÓN ACTUAL DE LOS RESULTADOS

El procesamiento de los resultados es complejo, por lo que el desarrollo de los trabajos se ha ralentizado.

Utilizando el NIRs, se han escaneado los espectros de los anillos de verano de cada core que superaban 0,5 mm de grosor, en total se tienen 470 espectros de los cuales, de media, 40 pertenecían a un mismo core. La resolución espectral utilizada es de 8 cm^{-1} y para el muestreo se ajusta el "simple scan time" a 256 escaneos por toma.

El primer paso realizado sobre ellos es un Análisis de Componentes Principales (PCA) combinado con un Box-Plot para descartar outliers espectrales.

Posteriormente se divide en dos las muestras, una parte con el fin de realizar la calibración y otra como validación de la misma, y se prueban distintos ajustes mediante el software OPUS. Se realizan Regresiones de Mínimos Cuadrados Parciales (Partial Least Squares o PLS) con los datos en bruto, así como con distintos procesamientos de los espectros (sustracción de línea recta, normalización vectorial, normalización de mínimo-máximo, corrección de dispersión multiplicativa, primera y segunda derivada, así como combinaciones de ellas) para intentar ajustar los resultados a los datos de densidad obtenidos mediante microdensitometría.

En un inicio, los ajustes alcanzados no fueron los esperados siendo el mejor el que dio como resultado un coeficiente de determinación R^2 de 52% y un RPD del 1,7 (relación entre la desviación estándar (SD) y el error estándar de validación cruzada (SECV)).

Analizando las causas de estos resultados y recurriendo al conocimiento de que las propiedades de la madera juvenil varían a lo largo del tronco, se plantea hacer dos ajustes diferentes según las alturas estudiadas, teniendo en cuenta si los árboles han sido podados o no y hasta que altura por que la distancia a la copa viva influye en la generación de la madera ([1] y [3]). Como resultado de esta consideración, se consigue una mejora del ajuste hasta el 66% y un RPD de 2,1. Sin embargo todavía el ajuste dista mucho del 3 o al menos del 2,5 mínimo deseable, pero apunta a un posible procedimiento de progreso.

Actualmente se están ejecutando dos vías distintas para solucionar el problema:

- Probar a reducir la resolución espectral a 16 cm^{-1} para disminuir el ruido de los espectros obtenidos.

- Tomar muestras más numerosas para intentar una calibración más ajustada a las distintas alturas del árbol analizadas (1,3 y 4,3 m), por separado.

4. CONCLUSIONES

- El estudio ha encontrado dificultades en obtener ajustes entre las medidas obtenidas con el NIRs y los datos de densidad derivados de microdensitometría por rayos X.
- Los valores de los ajustes obtenidos no han sido los esperados, ni los mínimos aceptables para considerar válidos los resultados de las medidas obtenidas con el NIRs.
- Se inician nuevas vías de análisis para solventar los inconvenientes detectados. Estas vías están orientadas a la mejora de los espectros obtenidos mediante la reducción de la resolución espectral y en el aumento del número de muestras particularizadas para las distintas alturas y alturas de podas del árbol estudiadas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el soporte financiado por el INIA mediante el proyecto RTA2014-00005-00-00 dentro del Programa Nacional de I+D del Ministerio de Economía y Competitividad de España.

REFERENCIAS

[1] Larson, P.R., "Wood formation and the concept of wood quality". *Sch. For. Bull*. 74. New Haven, CT: Yale University (1969) 54 p.
[2] Larson, P.R.; Kretschmann, D.E.; Clark III, A. and Isebrands, J.G., "Formation and Properties of Juvenile Wood in Southern Pines A Synopsis". *USDA Forest Service*, FPL-GTR-129 Report (2001) 42 p.
[3] Baldwin, V. C.; Peterson, K. D.; Clark, A.; Ferguson, R. B.; Strub, M. R. and Bower, D. R., "The effects of spacing and thinning on stand and tree characteristics of 38-year-old loblolly pine". *Forest Ecology and Management*, 137(1-3) (2000) 91–102.
[4] Rodríguez Trobajo, E. and Ortega Quero, M., "Tendencias radiales de la densidad y sus componentes en *Pinus nigra* Arn. De la Península Ibérica". *Rev. de Investigación Agraria: Sistemas y Recursos Forestales,* España 15(1) (2006) 120-133.
[5] Burdon, R.D.; Kibblewhite, R.P.; Walker, C.F.; Megraw, R.A.; Evans, R. and Cown, D.J., "Juvenile Versus Mature Wood: A New Concept, Orthogonal to Corewood Versus Outerwood, with Special Reference to *Pinus radiata* and *Pinus taeda"*. *Forest Science* 50 (2004) 399-415.
[6] Zobel B.J. and Sprague J.R., "Juvenile wood in forest trees". *Springer*, Berlin (1998) p 300.
[7] Hermoso, E.; Fdez-Golfín J.I. and Díez M.R., "Mechanical characterization of timber according to European standards from Spanish provenances of Scots Pine". *Revista de Investigación Agraria,* España 12(3) (2003) 103-110.
[8] UNE 56.544 (AENOR, 2011). "Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de coníferas".
[9] Sauter, U. H.; Mutz R., and Munro B. D., "Determining Juvenile-Mature Wood Transition in Scots Pine Using Latewood Density". *Wood and Fiber Science* 31(4) (1999) 416-25.
[10] Kinney, S-A., "Forest Inventory Utilization". https://blog.forest2market.com/forest-inventory-utilization (2013) Last accessed Jan.2017.
[11] Schimleck, L. R., "Estimation of wood properties of increment cores by near-infrared spectroscopy". *Abstracts of Papers of the American Chemical Society*, 223 (2002) U139–U140.
[12] Xu, Q. H.; Qin, M. H.; Ni, Y. H.; Defo, M.; Dalpke, B. and Sherson, G., "Predictions of wood density and module of elasticity of balsam fir (*Abies balsamea*) and black spruce (*Picea mariana*) from near-infrared spectral analyses". *Canadian Journal of Forest Research*, 41 (2011) 352–358
[13] Fujimoto, T.; Kurata, Y.; Matsumoto, K. and Tsuchikawa, S., "Feasibility of Near-infrared spectroscopy for online multiple trait assessment of sawn lumber". *Journal of Wood Science*, 56 (2010) 452–459.
[14] Hoffmeyer, P. and Pedersen, J. G., "Evaluation of density and strength of Norway spruce wood by Near-infrared reflectance spectroscopy". *Holz als Roh- und Werkstoff*, 53 (1995) 165–170.

[15] Mora, C. R. and Schimleck, L. R., Determination of specific gravity of green *Pinus taeda* samples by near-infrared spectroscopy: comparison of pre-processing methods using multivariate figures of merit. *Wood Science and Technology*, 43 (2009) 441–456.
[16] Alves, A.; Santos, A.; Rozenberg, P.; Paques, L. E.; Charpentier, J. P.; Schwanninger, M. and Rodrigues, J., "A common near-infrared-based partial least squares regression model for the prediction of wood density of *Pinus pinaster* and *Larix* x *eurolepis*", *Wood Science and Technology*, 46 (2012) 157–175.
[17] Adedipe, O.E.; Dawson-Andoh, B.; Slahor, J. and Osborn, L., "Classification of red oak (*Quercus rubra*) and white oak (*Quercus alba*) wood using a near infrared spectrometer and soft independent modelling of class analogies", *Near Infrared Spectroscopy* 16 (2008) 49–57.
[18] Giroud, G.; Defo, M.; Bégin, J. and Ung, C.-H., "Application of near infrared spectroscopy to determine the juvenile-mature wood transition in black spruce", *Forest Products Journal* 65 (2015) 129-138.
[19] Schimleck, L. R.; Stürzenbecher, R.; Mora, C.; Jones, P. D. and Daniels, R. F., "Comparison of *Pinus taeda* L. wood property calibrations based on NIR spectra from the radial-longitudinal and radial-transverse faces of wooden strips", *Holzforschung* 59(2) (2005) 214–218.

ESTUDIO PRELIMINAR DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE 'CONTI 12' PARA SU USO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

PRELIMINARY STUDY OF THE MECHANICAL PROPERTIES OF 'CONTI 12' FOR USE AS STRUCTURAL MATERIAL

Ricardo D. Bassotti [(1)] (P), Cristian O. Bay [(2)], Felipe V. Genovese [(3)]

(1) Mg. Ing Estructural, Profesor Titular, UTN Facultad Regional San Rafael, San Rafael, Argentina
(2) Ing. Civil, Profesor Asociado, UTN Facultad Regional San Rafael, San Rafael, Argentina
(3) Mg. Ing. Civil, Profesor Asociado, UTN Facultad Regional San Rafael, San Rafael, Argentina
Dirección de contacto: rbassotti@frsr.utn.edu.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T3-10

Resumen

Uno de los géneros forestales de mayor relevancia implantados en la provincia de Mendoza es el *Populus* y en particular uno de sus clones el *Populus x canadensis* 'Conti 12', por sus características de desarrollo y sanidad respecto del ataque de plagas. Desde la Dirección de Producción Forestal (DPF) del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca de la Nación, se promociona la implantación de este tipo de forestales en los oasis norte, centro y sur de la provincia, con programas especiales de desarrollo. El uso como materia prima para la elaboración de sistemas estructurales (secciones aserradas o madera laminada encolada), despierta gran interés para la incorporación de valor agregado al producto obtenido de la tala. Se realizó un trabajo de investigación en forma conjunta con los profesionales de la DPF de la Región Cuyo, sobre material extraído de dos plantaciones del oasis centro de la provincia de Mendoza, ubicadas próximas a la ciudad de Tunuyán. Se presentan resultados preliminares de las propiedades físicas y mecánicas de la variedad indicada, como Módulo Resistente a Flexión (MOR), el Módulo de Elasticidad Global (MOE) y la Densidad, de ensayos a flexión realizados en tablas, obtenidas de los árboles talados, y siguiendo los requerimientos establecidos en las Normas IRAM 9663 y 9664.

Palabras clave: *Populus x canadensis* 'Conti 12'; MOR; MOE; densidad

Abstract

One of the most important forest genres implanted in the province of Mendoza is the Populus and in particular one of its clones Populus x canadensis 'Conti 12', due to its characteristics of development and health with regard to pest attack. From Forest Production Department (DPF) of the Ministry of Agriculture, Livestock and Fisheries of the Nation, the implementation of this type of forest in the north, central and southern oases, of the province is promoted, with special development programs. The use as raw material for the elaboration of structural systems (sawed sections or glued laminated wood), arouses great interest for the incorporation of added value to the product obtained from the logging. A research work was carried out jointly with the DPF professionals of the Cuyo Region, on material extracted from two plantations of the central oasis of the province of Mendoza, located near the city of Tunuyán. Preliminary results of the physical and mechanical properties of the indicated variety are presented, such as Modulus Resistant to Flexion (MOR), Modulus of Global Elasticity (MOE) and Density, of flexural tests made in boards, obtained from the felled trees, and following the requirements established in IRAM Standards 9663 and 9664.

***Keywords**: Populus x canadensis 'Conti 12'; MOR; MOE; density*

1. INTRODUCCIÓN

Los datos aportados por la Subsecretaría de Desarrollo Foresto Industrial del Ministerio de Agroindustria de la Nación, indican que el álamo es una de las especies forestales de mayor importancia en la provincia de Mendoza, que ocupa más del 90% de los bosques cultivados y luego los eucaliptos que representan alrededor del 5%.

El uso que se da a las variedades forestales de álamo implantadas es variado y entre los industriales se destacan los de madera triturada para la realización de tableros aglomerados, madera debobinada para la elaboración de contrachapados, embalajes livianos, fósforos y palitos para helado y la madera aserrada utilizada para carpintería, cajonería, lápices, y en mucho menor medida para revestimientos machihembrados y secciones macizas y laminadas para uso estructural.

Una de las variables a tener en cuenta dentro de los programas forestales es sin lugar a dudas, la incorporación de valor agregado al producto obtenido de la tala, y el uso como material para la elaboración de sistemas estructurales, es uno de los que despiertan gran interés.

Un claro ejemplo de este objetivo se puede apreciar en la zona del Delta del Río Paraná, donde la industria maderera ha desarrollado el uso de la madera de álamo para la construcción de molduras, machihembrado para revestimientos, tableros de listones, tacos laminados y vigas estructurales de madera laminada encolada. Este desarrollo ha permitido la caracterización de dos clones implantados en la zona, como son el Populus deltoides ‘Australiano 129/60’ y ‘Stoneville 67’ [1, 2], que permitió la redacción y publicación de la Norma IRAM 9662-4 [3].

La aprobación del Reglamento CIRSOC 601-2013 – Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, para el proyecto y la construcción de obras públicas de carácter nacional cualquiera sea su forma de contratación y de ejecución, por parte de la Secretaría de Obras Públicas dependiente del Ministerio del Interior, Obras Públicas y Viviendas de la Nación, exige el estudio de las propiedades físicas y mecánicas de las distintas especies forestales del territorio nacional, para ser utilizadas en la construcción de estructuras de madera, tanto con secciones aserradas como utilizando secciones realizadas con madera laminada encolada.

En la actualidad se ha logrado la caracterización física y mecánica de los clones de Populus indicados anteriormente y de las especies forestales Pino paraná, Eucalipto grandis y Pino taeda y elliotii, que han permitido la redacción de las Normas IRAM 9662-1/2/3 [4-6].

En esta línea de trabajo en la Facultad Regional San Rafael, de la Universidad Tecnológica Nacional, se han realizado trabajos de caracterización física y mecánica de madera de álamo que se comercializa en la zona sur de la provincia de Mendoza, que ha permitido la obtención de resultados de secciones aserradas y secciones laminadas encoladas [7].

En los oasis norte, centro y sur de la provincia de Mendoza, se ha promovido la plantación de bosques de la variedad *Populus x canadensis* ‘Conti 12’, por sus características referidas a la velocidad de crecimiento y sanidad respecto del ataque de plagas. Existen muchos estudios realizados referidos a este clon [8-10], pero se hace necesario poder obtener las propiedades físicas y mecánicas de secciones aserradas de dimensiones reales de uso, para poder caracterizar la misma para su aplicación en estructuras.

Se desarrolla un trabajo de investigación conjunto entre miembros de la Región Cuyo Forestal de la Subsecretaría de Desarrollo Foresto Industrial del Ministerio de Agroindustria de la Nación y el grupo GEDEC del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad Regional San Rafael de la Universidad Tecnológica Nacional, orientado específicamente a la especie forestal ‘Conti 12’, indicada anteriormente, con dos objetivos principales que son el de obtener resultados referidos al rendimiento del producido útil de los especímenes talados y determinar en las secciones aserradas obtenidas, sus propiedades mecánicas y la densidad, valores de interés desde el punto de vista estructural.

Se realiza el estudio inicial con secciones transversales aserradas en forma de tablas y se contrastan los valores obtenidos para un grupo de árboles y la variabilidad de los mismos según las distintas secciones en altura.

Se presentan resultados preliminares de las propiedades físicas y mecánicas de la variedad indicada, como Módulo Resistente a Flexión (MOR), el Módulo de Elasticidad Global (MOE) y la Densidad, con la finalidad que los mismos sirvan como valores de referencia para compararlos con otras variedades de la misma especie, como los caracterizados en la norma IRAM 9662-4 y poder alentar a la utilización de esta especie como material estructural.

2. OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS PARA ENSAYO

Para la obtención de las muestras a ensayar se procedió a la tala de cuatro árboles son la siguiente ubicación geográfica: dos árboles de una finca localizada en la zona denominada Capiz, en el departamento de San Carlos y los otros dos en otra finca de la zona denominada La Primavera, del departamento de Tunuyán. Los árboles presentaron presencia de poda hasta los 8 m de altura y un diámetro a la altura de pecho (DAP) promedio de 30 cm, con una edad entre 10 y 12 años. El peso promedio de cada árbol resulto de 700 kg.

En esta instancia se determinó lo que se puede definir como el rendimiento del proceso de tala, resultando que el 82%, en peso, fueron las distintas trozas y el 18% restante, resultó como residuo de ramas y puntas.

Las diversas trozas resultantes de la tala, de 2,4 m de longitud, fueron identificadas para diferenciarlas respecto del árbol al cual pertenecían como también en altura, identificándose los árboles con las letras A, B, C y D, y las trozas en altura con números correlativos desde el 1 hasta el 8, en los casos de árboles de mayor altura, desde la base hasta el extremo.

Las trozas se trasladaron hasta un aserradero de la zona, donde fueron pesadas y procesadas en tablas y alfajías de las siguientes dimensiones transversales: 1” x 4” y 1” x 5”, en forma de tablas y 2” x 4”, en forma de alfajías. Se pesaron las secciones aserradas, como así también los residuos de tapa y aserrín generados durante el proceso, obteniéndose un resultado en peso del 69% de tablas y alfajías y un 31% de aserrín y tapas. El resultado final de madera obtenida resultó de aproximadamente 1.000 pulgadas por tonelada, entendiéndose a la pulgada como un volumen de madera de 1” x 1” de sección, por 1 metro de longitud.

Figura 1: Tablas estibadas en el Laboratorio de Estructuras

La madera aserrada se trasladó posteriormente al Laboratorio de Estructuras de la Facultad Regional San Rafael de la Universidad Tecnológica Nacional, ubicado en la ciudad de San Rafael y se estibó en dicho lugar a los efectos de un secado natural hasta alcanzar la humedad de equilibrio y proceder a la realización de los ensayos. Se aprecia una imagen de la madera en el laboratorio en la Figura 1.

3. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS Y LA DENSIDAD

3.1 Secciones aserradas con sección transversal en forma de tablas

Se realiza el estudio a un grupo de 126 probetas de madera aserrada de sección transversal aproximada de 125 mm de ancho y 25 mm de altura y 100 mm de ancho y 25 mm de altura, con una longitud de 500 mm. Los ensayos se realizan siguiendo las directivas establecidas en las normas IRAM 9664 – Madera Estructural – Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad e IRAM 9663 – Estructuras de Madera – Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural – Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas [11,12].

Previo a la realización de los ensayos a flexión de las probetas, que se realizan hasta alcanzar la rotura, se caracteriza cada una de ellas, realizando una serie de mediciones y determinaciones, siendo las más significativas las correspondientes a la medición de la sección transversal promedio, la observación de la presencia o no de médula y la medición de la ubicación y las dimensiones de los nudos, a fin de determinar la nudosidad.

En los nudos individuales, se calcula el valor que se define como nudosidad, como el cociente entre la medida del nudo mayor y el ancho de la superficie en la cual se manifiesta. La medida del nudo se expresa como la distancia entre las tangentes a él que sean paralelas al eje de la pieza. Si un mismo nudo se manifiesta en distintas superficies de la pieza, la nudosidad se calcula en forma independiente en cada una de ellas. En los nudos de arista, la nudosidad se expresa como el menor valor de los correspondientes a las dos superficies donde se manifiesta.

Se realiza la determinación de la nudosidad de cada una de las probetas y se clasifican los resultados para los valores de nudosidad inferiores a 1/3 y sin presencia de médula, y los comprendidos entre valores de 1/3 y 2/3 de nudosidad, sin importar la presencia o no de médula. Por similitud a la clasificación establecida en la Normas IRAM 9662-4, se define a las probetas sin médula y nudosidad inferior a 1/3 como Clase 1 y las probetas con nudosidad mayor a 1/3 y menor a 2/3, como Clase 2, aceptándose la presencia de médula. Las cantidades de tablas correspondientes a cada una de las clases se detallan en la Tabla 1.

Tabla 1: Cantidad de tablas en función de la clase

TIPOLOGÍA	CANTIDAD
CLASE 1	110
CLASE 2 – SIN MÉDULA	7
CLASE 2 – CON MÉDULA	9

Se puede apreciar de los resultados de la tabla el predominio de las tablas de Clase 1 y esto es debido a la calidad que se obtiene en la madera cuando se realizan los trabajos de poda adecuados durante el desarrollo de los árboles. Para la realización del ensayo se cortan trozos de 500 mm de longitud de las tablas originales de aproximadamente 2.200 mm de longitud, y durante la preparación de las muestras para la realización de los ensayos, se hizo difícil obtener trozos que en base a la clasificación visual pudieran clasificarse como Clase 2. También como consecuencia de la poca cantidad de muestras de Clase 2, y el material obtenido de una cantidad muy limitada de árboles, los resultados obtenidos de los ensayos no deben considerarse como resultados representativos para la caracterización.

La determinación de la resistencia a flexión (MOR) se realiza para cada una de las probetas y posteriormente se realiza un ajuste para una altura de referencia de 150 mm, según se establece en la norma IRAM 9664. Los valores obtenidos no deben ser corregidos por el contenido de humedad.

La probeta se debe cargar en flexión sobre dos puntos simétricos separados una distancia igual a 6 veces la altura, en los tercios centrales, con una longitud total entre apoyos igual a 18 veces la altura. La probeta debe quedar simplemente apoyada y la carga se debe aplicar con una velocidad constante de avance del cabezal de carga que no debe superar los (0,003 de la altura) mm/s. El valor de la resistencia a flexión se corrige a una altura de referencia de 150 mm, dividiendo por

$$k_d = \left(\frac{150}{d}\right)^{0,2} \quad (1)$$

donde:

d = canto o altura de la probeta de ensayo

La determinación del módulo de elasticidad en flexión según lo establecido en la norma IRAM 9663 se puede realizarse de manera local o global. Se determina para cada una de las probetas y se realiza una corrección en función del contenido de humedad, según lo establecido en la norma IRAM 9664.

Para la determinación del módulo de elasticidad global (MOE), el ensayo se realiza con las mismas características que para el caso de la resistencia a flexión, realizándose la medición de la deformación en el centro de la luz y en el centro del borde traccionado. La carga máxima que se aplique no debe superar el 0,4 $P_{máx}$ y no debe dañar la probeta, siendo el valor de $P_{máx}$ el valor máximo estimado de resistencia de la probeta.

La expresión de cálculo es la siguiente:

$$E_{m,g} = \frac{3a\ell^2 - 4a^3}{2bd^3\left(2\dfrac{w_2 - w_1}{P_2 - P_1}\right)} \quad (2)$$

donde:

$(P_2 - P_1)$ = el incremento de carga en Newtons en la recta de regresión con un coeficiente de correlación de 0,99 o mejor

$(w_2 - w_1)$ = el incremento de deformación en milímetros correspondiente a P2 – P1

a = distancia entre un punto de carga y el apoyo más próximo

ℓ = luz en flexión, en milímetros

b = ancho de la sección transversal en un ensayo de flexión, en milímetros

d = altura de la sección en los ensayos de flexión, en milímetros

Se determina el contenido de humedad de cada una de las muestras ensayadas según lo establecido en la Norma IRAM 9532 – Maderas. Método de determinación de la humedad [13], y se corrigen los valores del módulo de elasticidad según lo establecido en la norma IRAM 9664 de la siguiente manera; las probetas cuyo contenido de humedad esté comprendido entre el 8% y el 18% deben ajustarse al 12%. Las probetas cuyo contenido de humedad sea mayor del 18% deben corregirse desde un contenido de humedad del 18% y no desde su contenido de humedad real. Para el módulo de elasticidad la corrección será del 1% por cada variación del 1% del contenido de humedad. Las correcciones deben realizarse de forma que las propiedades aumenten si los datos se corrigen desde un contenido de humedad mayor y viceversa.

La determinación de la densidad se realiza para cada una de las probetas, utilizando un trozo que se extrae de la misma una vez ensayada y próximo al tramo central. Luego se realiza una corrección en función del contenido de humedad y según lo especificado en la norma IRAM 9664, que establece que cuando el contenido de humedad sea menor del 12% la densidad debe aumentarse un 0,5% por cada 1% de variación del contenido de humedad y viceversa.

Se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de las tablas, con el canto mayor (100/125 mm) dispuesto en el equipo de ensayo en forma horizontal y el canto menor (25 mm) en forma vertical, de resistencia a flexión (MOR), módulo de elasticidad global (MOE) y densidad, incluyéndose los valores mínimo, medio y máximo, corregidos, la desviación estándar, el coeficiente de variación (COV) y el valor del percentil 5% (P5%), de las distintas muestras.

En la Tabla 2 se incluyen los resultados de las 126 probetas.

Tabla 2: Todas las probetas

MOR N/mm^2	MOE N/mm^2	DENSIDAD Kg/m^3	
17.7	5467	340	Mínimo
37.9	**8840**	387	Medio
59.0	14144	456	Máximo
8.5	1285	27	Desviación
0.22	0.15	0.07	COV
22.7	6899	**348**	P5%

En la Tabla 3 se indican los valores correspondientes a las 110 probetas de Clase 1 y en la Tabla 4 los valores correspondientes a las 16 probetas de Clase 2.

Tabla 3: Probetas Clase 1

MOR N/mm^2	MOE N/mm^2	DENSIDAD Kg/m^3	
18	5941	340	Mínimo
38	**8876**	386	Medio
59	14144	456	Máximo
8	1247	27	Desviación
0.22	0.14	0.07	COV
22.7	7001	**347**	P5%

Tabla 4: Probetas Clase 2

MOR N/mm^2	MOE N/mm^2	DENSIDAD Kg/m^3	
19	5467	349	Mínimo
37	**8600**	392	Medio
51	11188	436	Máximo
9	1548	24	Desviación
0.24	0.18	0.06	COV
23.0	6177	**359**	P5%

Se observa que los valores obtenidos para las tablas Clase 2 pueden considerarse como similares a los de Clase 1, pero como se mencionó anteriormente la escasa cantidad de muestras impiden una correcta interpretación y valoración de los resultados, en particular del MOR y MOE.

Se obtiene un valor promedio de contenido de humedad de 9,5%, para todas las tablas ensayadas.

La relación entre la resistencia a flexión y el módulo de elasticidad en flexión se presenta en la Figura 2, para los resultados de todas las tablas ensayadas

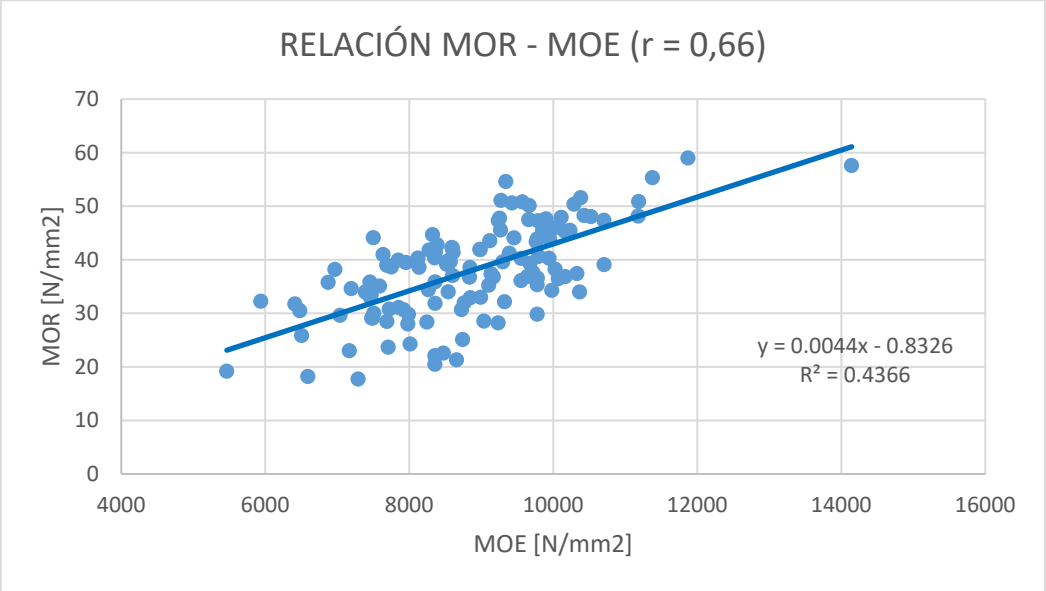


Figura 2: Relación MOR - MOE para todas las tablas

Se aprecia que el valor de la resistencia en flexión aumenta a medida que aumenta el módulo de elasticidad en flexión, situación común a los ensayos realizados con otros clones de madera de álamo, efectuados anteriormente.

Respecto de la variación del MOR en relación a los valores de densidad, se presentan los resultados en la Figura 3.

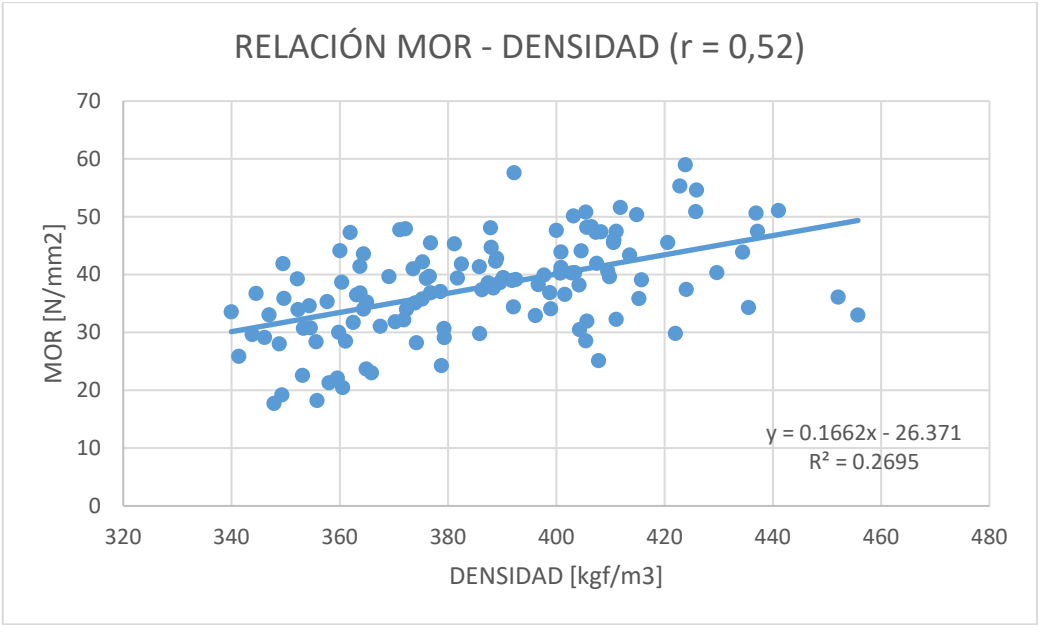


Figura 3: Relación MOR - DENSIDAD para todas las tablas

Se puede apreciar que los valores del MOR aumentan a medida que aumenta el valor de la densidad, de igual forma que los ensayos realizados anteriormente.

Otra relación de mucho interés desde el punto de vista estructural, es la que vincula la variación de la resistencia a flexión con la nudosidad. Se presentan en la Figura 4 los valores obtenidos para todas las tablas

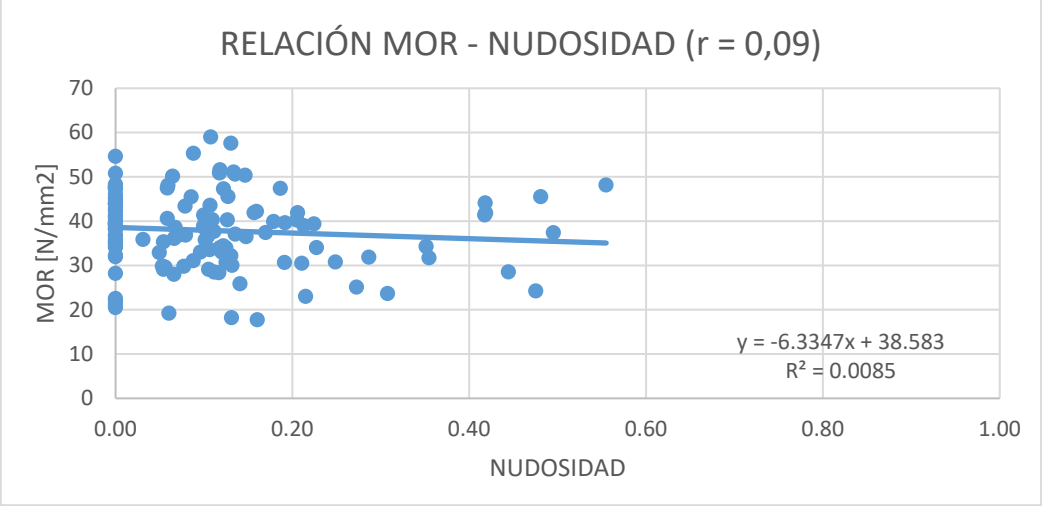


Figura 4: Relación MOR - NUDOSIDAD para todas las tablas

Se observa que a medida que aumenta el valor de la nudosidad, disminuye el valor del MOR, relación que se presenta en la mayoría de los ensayos de especies forestales.

Con el único propósito de realizar una comparación entre los valores preliminares obtenidos para el Conti 12 y los de dos especies forestales que ya se han caracterizado en una Norma, la IRAM 9662-4, para tablas de álamo (*Populus deltoides* 'Australiano 129/60' y 'Stoneville 67'), se presentan las relaciones de MOR, MOE y Densidad en la Tabla 5, solo para los resultados obtenidos de los ensayos de las tablas de Clase 1.

Tabla 5: Relaciones de Valores Característicos - Conti 12 y Norma IRAM 9662-4

	MOR N/mm^2	MOE N/mm^2	DENSIDAD Kg/m^3
Conti 12	22,7	8.876	347
IRAM 9662-4	24,0	10.200	400
Diferencia [%]	-5,42	-12,99	-13,25

Se aprecia que los valores obtenidos de los ensayos de Conti 12, son menores que los establecidos en la norma IRAM para los clones especificados en la misma.

Debido a la metodología empleada para la obtención e identificación de las diferentes secciones aserradas, se puede analizar la variación de las propiedades mecánicas y densidad en relación a la posición de donde se han extraído las distintas tablas ensayadas.

Respecto de la metodología adoptada para la designación de las trozas, se hizo utilizando una numeración en orden creciente desde la parte inferior de los árboles hacia el extremo superior, por lo tanto, las trozas número 1 corresponden a las inferiores, alcanzando el valor 8 las trozas del extremo superior. Se recuerda que la longitud aproximada de cada troza es de 2,40 m.

Se indican en la Tabla 6 la cantidad de tablas ensayadas correspondientes a la Clase 1 y a cada una de las trozas. La mayor cantidad corresponde a las dos trozas inferiores, como ocurre generalmente, y disminuye considerablemente en las superiores.

Tabla 6: Cantidad de tablas ensayadas por troza

TROZA N°	CANTIDAD DE TABLAS
8	2
7	4
6	3
5	12
4	15
3	9
2	28
1	35

Se presentan en la Figura 5 los valores medios del MOR, MOE y Densidad, debido a la escasa cantidad de tablas involucradas en el análisis y su variación en la troza a la cual pertenecen los valores de ensayo.

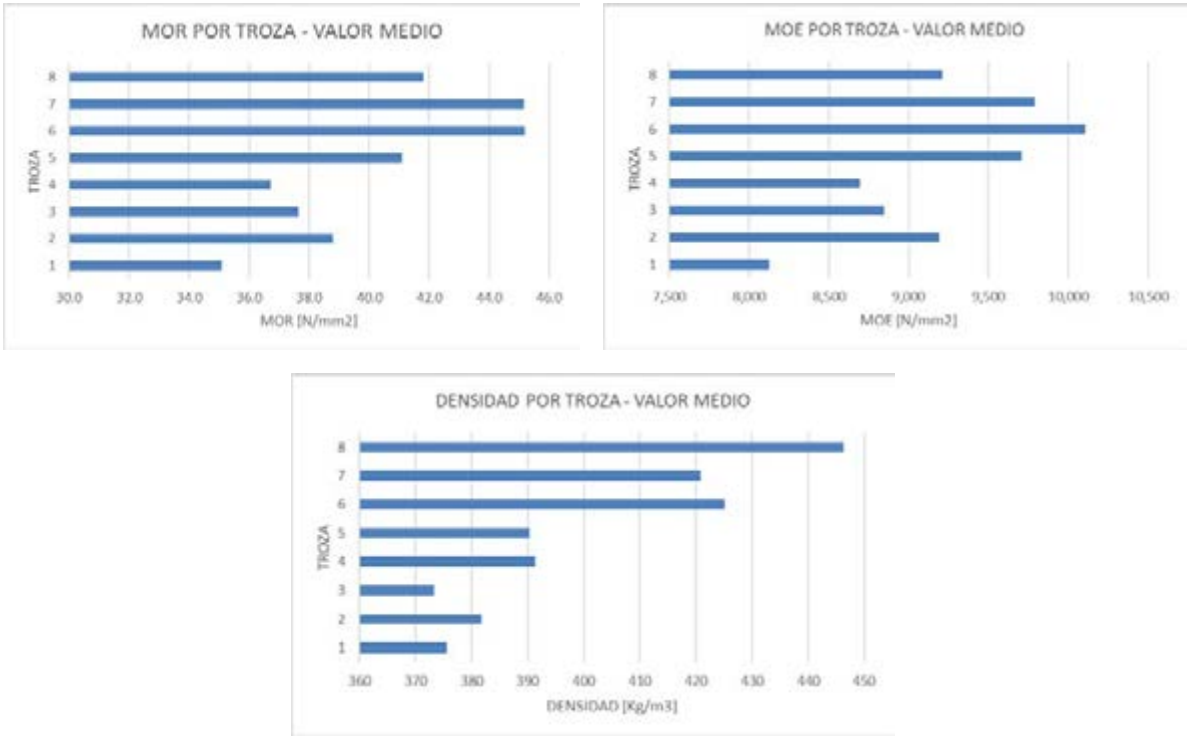


Figura 5: Variación de propiedades mecánicas y densidad en altura

Se puede apreciar de los gráficos, que en términos generales hay una leve tendencia al aumento de los valores de las distintas variables en las trozas superiores, y en la zona de las trozas medias los valores son menores a las superiores, pero siempre mayores a los valores de las dos trozas inferiores. Pero debido a la escasa cantidad de tablas ensayadas correspondientes a las trozas superiores, no se puede determinar con certeza que haya una línea definida de tendencia que indique claramente la variación de las variables MOR, MOE y Densidad, en altura.

Se indica nuevamente que debido a que se han ensayado solamente cuatro árboles, hay que tomar todos estos valores solo como valores preliminares y deberán hacerse muchos más ensayos para poder confirmar en forma fidedigna, los mismos.

4. CONCLUSIONES

Se ensayan una serie de 126 probetas de sección transversal nominal de 1” x 4” y 1” x 5”, obtenidas del aserrado de cuatro árboles implantados en el oasis centro de la provincia de Mendoza, en fincas cercanas a la ciudad de Tunuyán, correspondientes al clon *Populus canadensis* Conti 12.

La procedencia de las plantas que garantizan la tipología de la especie forestal, ha sido realizada por profesionales de la Dirección de Producción Forestal de la zona cuyo del Ministerio de Agricultura de la Nación.

En función de los resultados obtenidos, y teniendo presente que se trata solo de la evaluación de cuatro árboles, se hacen una serie de consideraciones que se detallan a continuación.

Se puede apreciar la calidad de la madera obtenida como consecuencia de las labores de poda realizadas durante el desarrollo del mismo, que arrojó como resultado que la mayoría de las tablas alcanzaran una clasificación visual de tipo Clase 1.

Se determinan el valor del percentil 5 de la resistencia a flexión, MOR, corregido a una altura de referencia de 150 mm, el valor del percentil 5 de la Densidad, corregido en relación al contenido de humedad y el valor medio del módulo de elasticidad en flexión, MOE, corregido también en relación al contenido de humedad.

Los valores para las tablas de Clase 1 resultan de 22.7 MPa para el MOR, de 8.840 MPa para el MOE y de 348 kg/m^3 para la Densidad.

Se aprecia el aumento del valor del MOR en relación al aumento del valor del MOE, como así también el aumento del valor del MOR al aumentar el valor de la Densidad.

Respecto de la nudosidad, el aumento de la misma presenta una tendencia a la disminución del valor del MOR.

Se comparan los valores de MOR, MOE y Densidad, obtenidos respecto de los incluidos en la Norma IRAM 9662-4, correspondientes a otras dos especies forestales de *Populus,* solo para la Clase 1, con el solo propósito de contrastar los valores. Los obtenidos para el Conti 12 son en términos generales un 5% menores en el caso del MOR y un 13 % menores en el MOE y Densidad.

Se aprecia una leve tendencia al aumento de las propiedades determinadas a medida que aumenta la altura de donde se extrajo la muestra para ensayar, teniendo muy presente que las tablas obtenidas para ensayo de las trozas superiores son escasas.

Se remarca que se trata solo de ensayos realizados con material proveniente de solo cuatro árboles, y por lo tanto deben tomarse como resultados preliminares y continuar con los trabajos de investigación sobre muestras obtenidas de una mayor cantidad de árboles de bosques implantados en la misma región.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Tecnológica Nacional por el apoyo dado para el desarrollo del proyecto de investigación. Al Secretario de Ciencia y Tecnología de la Facultad Regional San Rafael, Ing. Felipe Genovese, por el soporte de financiamiento necesario para acceder al equipamiento y el apoyo para la realización del proyecto de investigación.

Al personal técnico profesional del Área de Extensión de la Región Cuyo Forestal de la Subsecretaría de Desarrollo Foresto Industrial del Ministerio de Agroindustria de la Nación, en particular a la Ing. Agr. Natalia Naves.

A los alumnos becarios de Ingeniería Civil, Florencia Prósperi, Adelina Serrano, Cristian Balastegui, Fernando Barrionuevo y Nicolás Cortizo, por su colaboración en la faz experimental y el procesamiento de la información, que hicieron posible el desarrollo experimental del proyecto.

REFERENCIAS

[1] Ramos, R., Gómez, R., Torrán, E., Piter, J.C., 'Propiedades físico-mecánicas de la madera laminada encolada estructural de álamo (*Populus deltoides* 'Australiano 129/60' y 'Stoneville 67'). Análisis conforme al criterio adoptado por la normativa europea'. Jornadas de Salicáceas 2014, 18 al 21 de marzo de 2014, La Plata, República Argentina.

[2] Fank, P., Stefani, P., Piter, J.C., 'Resistencia y rigidez de tablas destinadas a la fabricación de madera laminada encolada estructural. Análisis comparativo entre el pino resinoso (Pinus taeda/elliottii) y el álamo (*Populus deltoides* 'Australiano 129/60' y 'Stoneville 67'), Jornadas de Salicáceas 2014, 18 al 21 de marzo de 2014, La Plata, República Argentina.

[3] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2015). Norma IRAM 9662-4. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 4: Tablas de álamo (Populus deltoides Australiano 129/60' y 'Stoneville 67').

[4] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2015). Norma IRAM 9662-1. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 1: Tablas de pino Paraná (Araucaria angustifolia).

[5] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2015). Norma IRAM 9662-2. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 2: Tablas de eucalipto (Eucalyptus grandis).

[6] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2015). Norma IRAM 9662-3. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 3: Tablas de pino taeda y ellioti (Pinus taeda y elliottii).

[7] Bassotti, R., Bay, C., Reviglio, H., Genovese, F., 'Caracterización físico mecánica de la madera de álamo del sur de la provincia de Mendoza, para la fabricación de elementos estructurales multilaminados encolados', Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 19 al 21 de noviembre de 2014, Montevideo, Uruguay.

[8] Barotto, J., Palazzini, A., Marquina, J., 'Modelos Altura Total – Diámetro a la Altura del Pecho en *Populus x canadensis* "Conti 12" creciendo en 5 diferentes marcos de plantación, Jornadas de Salicáceas 2014, 18 al 21 de marzo de 2014, La Plata, República Argentina.

[9] Davel, M., Arquero, D., 'Efecto de la intensidad de poda sobre el crecimiento y la formación de rebrotes en plantaciones de Populus x canadensis 'Conti 12' e 'I-214' en el Valle del Río Negro', Jornadas de Salicáceas 2014, 18 al 21 de marzo de 2014, La Plata, República Argentina.

[10] Marquina, J., Barotto, J., Palazzini, D., '*Populus x canadensis* 'Conti 12' y Populus deltoides "Stoneville 66", creciendo en 5 diferentes marcos de plantación', Jornadas de Salicáceas 2014, 18 al 21 de marzo de 2014, La Plata, República Argentina.

[11] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2013). Norma IRAM 9664. Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad.

[12] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2013). Norma IRAM 9663. Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas.

[13] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (1963). Norma IRAM 9532. Maderas. Método de determinación de la humedad.

DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS DE PINO URUGUAYO DE RÁPIDO CRECIMIENTO MEDIANTE ENSAYOS DE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

DETERMINATION OF ELASTIC CONSTANTS OF URUGUAYAN FAST GROWTH PINE FROM COMPRESSION AND BENDING TESTS

Laura Moya [(1)] (P), Vanesa Baño [(2)], Juan M. González [(3)], Juan Perlas [(4)], Matías Cagno [(5)], Hugo O'Neill [(6)]

(1) PhD Prof. asociada, Facultad de Arquitectura, Universidad ORT Uruguay, Montevideo, Uruguay
(2) Dr. Prof., asociada, Dpto. de Estrructuras, Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
(3) Arq. y Asistente de investigación, Facultad de Arquitectura, Universidad ORT Uruguay, Montevideo, Uruguay
(4) Estudiante y Asistente de investigación, Dpto. de Estrructuras, Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
(5) Ing. Qco. Investigador junior, Departamento de proyectos forestales, Laboratorio Tecnológico del Uruguay
(6) Per Agr. Investigador senior, Departamento de proyectos forestales, Laboratorio Tecnológico del Uruguay
Dirección de contacto: moya@ort.edu.uy; (P) Presentadora

Código de identificación: T3-12

Resumen

La madera aserrada de pino en Uruguay proviene de árboles de plantaciones de rápido crecimiento con altos porcentajes de madera juvenil, y por consiguiente con bajas propiedades físicas y mecánicas. La modelación numérica del comportamiento estructural de la madera y el diseño de productos de ingeniería de madera, requieren contar con información sobre sus propiedades elásticas y mecánicas. El objetivo del trabajo fue contribuir a la caracterización mecánica de la madera de *Pinus elliottii* y *P. taeda* a partir de un modelo ortótropo y lineal, evaluando sus constantes elásticas. El programa experimental incluyó ensayos de compresión y flexión sobre cuerpos de prueba de tamaño pequeño y libre de defectos. Para cada cuerpo de prueba ensayado en compresión, se midieron las deformaciones en dos planos. En los cuerpos ensayados a flexión, las deformaciones por compresión y tracción se midieron en el plano LR. Se determinaron los doce parámetros elásticos que describen el comportamiento elástico de la madera: tres módulos elásticos, tres módulos de corte y seis coeficientes de Poisson. Los resultados experimentales de los ensayos de flexión permitieron obtener los módulos de elasticidad a compresión y a tracción y determinar la posición de la fibra neutra. La diferencia entre los valores de módulo de elasticidad longitudinal a compresión obtenido en ensayos de flexión y los correspondientes del ensayo de compresión paralela fue baja, con un error relativo de 3,5%.

Palabras clave: constantes elásticas; *Pinus elliotii*; *Pinus taeda*; Uruguay; flexión; compresión

Abstract

Locally produced timber in Uruguay come from fast-growing species with high proportions of juvenile wood, and medium to low engineered properties. Numerical simulations and design of engineered wood products required knowledge of mechanical and elastic parameters. The aim of this study was to determine the elastic constants of Uruguayan Pinus elliottii and P taeda. Experimental program involved compression and bending tests on small defect-free specimens were performed. For each specimen, compression strain was measured in two planes; for bending test, compression and tension strains were measured in LR plane. The twelve elastic parameters that describes the elastic behavior of wood were determined. Experimental results from bending tests provided elastic moduli in compression and in tension.

Keywords*: elastic constants; Pinus elliottii; Pinus taeda; Uruguay; bending tests; compression tests*

1. INTRODUCCIÓN

La madera de pino en Uruguay proviene de árboles de plantaciones de rápido crecimiento con altos porcentajes de madera juvenil, y por consiguiente con bajas propiedades físicas y mecánicas [1]. El conocimiento de las propiedades elásticas y mecánicas de la madera resulta de especial relevancia para la modelación numérica y por los métodos de cálculo empleados en los proyectos de estructuras. Usualmente la madera es considerada como un material elástico y ortótropo, cuyo comportamiento puede definirse mediante doce constantes: tres módulos de Young, longitudinal, radial y tangencial (E_L, E_R, E_T), tres módulos transversales longitudinal-radial, longitudinal-tangencial y radial-tangencial (G_{LR}, G_{LT}, G_{RT}) y seis coeficientes de Poisson (ν_{LT}, ν_{LR}, ν_{TR}, ν_{TL}, ν_{RL}, ν_{RT}) [2]. Estas constantes, generalmente se determinan mediante ensayos estáticos axiales [3], [4], dinámicos [5], [6], y ambos [7], [8], [9]. En Uruguay, la información sobre las propiedades elásticas de las maderas cultivadas es parcial. Para pino, se conoce solamente el módulo de elasticidad longitudinal determinado en ensayos de flexión estática [10]. Algunos autores [11] han reportado que es posible obtener los módulos elásticos de compresión y de tracción a partir de ensayos de flexión estática para madera de *Pinus sylvestris* de España. El ensayo de flexión tiene la ventaja de permitir obtener simultáneamente los módulos elásticos longitudinales de tracción y compresión, y además evitar los problemas de excentricidad observados en los ensayos de compresión, o los relacionados con las mordazas en los de tracción. Los objetivos de este trabajo fueron: determinar las constantes elásticas de la madera de pino uruguayo mediante ensayos de compresión, y obtener los módulos elásticos longitudinales de tracción y de compresión a partir de ensayos de flexión y del conocimiento de la ubicación de la fibra neutra.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La madera utilizada en este trabajo proviene de diez piezas de madera aserrada (55 x 150 x 3300 mm) de *Pinus elliottii* y *P. taeda*. Las probetas de estudio, de pequeñas dimensiones y libre de defectos, fueron extraídas de diez piezas seleccionadas teniendo especial precaución en que la orientación de los ejes de simetría física y elástica de la madera coincidiera con los ejes longitudinal, radial y tangencial de la pieza.

2.1 Preparación de las probetas y condiciones de ensayo

De cada viga seleccionada, se extrajo un grupo de cuerpos de prueba de pequeñas dimensiones y libre de defectos, compuesto por seis probetas (20 x 20 x 60 mm) para ensayos de compresión en las 6 direcciones indicadas en la Tabla 1, totalizando 60 probetas de compresión. Adicionalmente, de cuatro de las diez vigas seleccionadas, se extrajo un segundo grupo de probetas, compuesto por dos probetas pareadas, una para ensayo de flexión (21 x 21x 450 mm) y otra para compresión paralela (20 x 20 x 60 mm) ambas con un corte transversal radial, totalizando cuatro probetas de compresión y cuatro de flexión. La Fig. 1 muestra el patrón de corte para las 8 probetas extraídas de una misma viga, relativa a las direcciones de ortotropía de la madera.

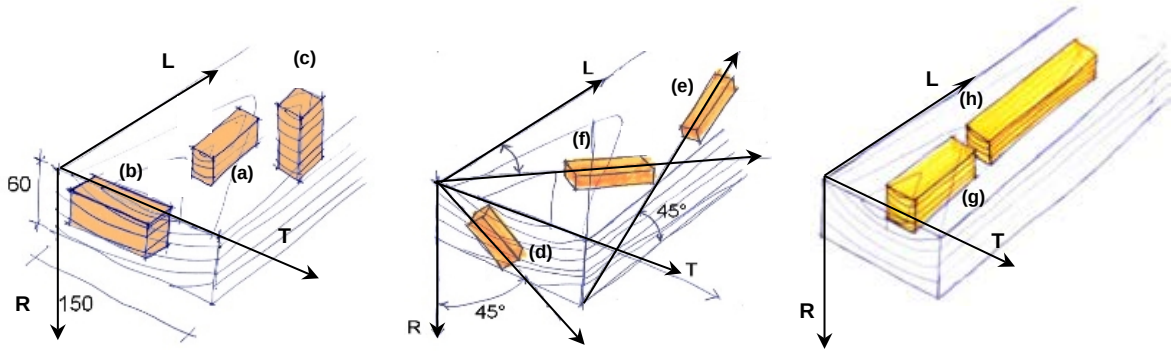


Figura 1: Patrón de corte para los cuerpos de prueba extraídos de la viga. La letra refiere al tipo de ensayo: (a) paralelo a la fibra, (b) perpendicular tangencial, (c) perpendicular radial, (d) a 45º en el plano LT, (e) a 45º en el plano RT, (f) a 45º en el plano LR, (g) flexión, (h) compresión paralela.

La totalidad de las probetas fue acondicionada a 12% de contenido de humedad (CH) en cámara climatizada (20±2°C de temperatura y 65±5% de humedad relativa del aire) en el Dpto. de Proyectos forestales del LATU. Luego de acondicionadas, a cada probeta de compresión se le midió las dimensiones con calibre digital de precisión ±0,01 mm, y se le pegó con adhesivo de cianoacrilato, ocho galgas uni-axiales (KYOWA KFG-10-120-C1-11) a efectos de medir las defomaciones longitudinal (δL), radial (δR) y tangencial (δT) producida por la aplicación de una carga de compresión sobre la sección transversal. Análogamente, a cada probeta de flexión, luego de medirle sus dimensiones, se le pegaron dos galgas uni-axiales, una en el cordón superior y otra en el cordón inferior, para medir las deformaciones longitudinales (δL) en compresión y en tracción, respectivamente, obtenidas a partir de un ensayo de flexión de cuatro puntos.

Los ensayos experimentales fueron realizados en una cámara climatizada a 20°C y 65% de humedad relativa, en el Dpto. de Proyectos forestales del LATU. Se utilizó una máquina universal Minebea con una celda de carga de de 50 kN. La medición de las deformaciones se realizó conectando las galgas extensométricas a un medidor de deformaciones (Vishay Micro-Measurements R, modelo P3). Para la captura de datos de carga aplicada a las probetas y de sus respectivas deformaciones, la máquina universal y el medidor de deformaciones fueron conectados a un ordenador portátil con un programa de adquisición de datos, facilitados por el Dpto. de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República.

2.2 Ensayos de compresión

Los ensayos de compresión fueron realizados de acuerdo a UNE 56535 [12] y UNE 56542 [13] con una velocidad de ensayo de 0,2 mm/min. Las mediciones de las galgas que se consideraron válidas fueron aquellas tomadas dentro de un rango lineal definido por regresión lineal con un coeficiente $R^2 \geq 0{,}99$.

El cálculo de las tensiones de compresión paralela (σ_L), perpendicular radial (σ_R), perpendicular tangencial (σ_T), a 45° respecto a las direcciones antes mencionadas (σ_{LR}, σ_{LT} y σ_{RT}), y las deformaciones unitarias según L, T, R, LR, LT y RT (ε_L, ε_T, ε_R, ε_{LR}, ε_{LT} y ε_{RT}) se calcularon de acuerdo a:

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A};\ \varepsilon_i = \frac{\delta_i}{l} \qquad (1)$$

donde σ_i es la tensión en la dirección i(L, T, R, LR, LT y RT), P_i es la carga aplicada en la dirección i, A es el área de la sección transversal de la probeta; l es la longitud inicial de la galga; y ε_i es la deformación de la galga en la dirección i.

Las constantes elásticas para las probetas cuyos ejes se corresponden con los ejes de ortotropía, se calcularon de acuerdo a:

$$E_i = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i};\ \nu_{ij} = \frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_i};\ \nu_{ik} = \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_i} \tag{2}$$

donde E_i es el módulo de elasticidad en la dirección i(L, T y R), σ_i es la tensión en la dirección i, $\nu_{i,j,k}$ es el coeficiente de Poisson en las direcciones i, j, k ($i \neq j \neq k$); y $\varepsilon_{i\,j,k}$ es la deformación de la galga en la dirección i, j, k respectivamente.

Los módulos de corte se calcularon para los ejes de ortotropía con las relaciones propuestas por Aira et al. (2014):

$$G_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}} = \frac{\sigma_{y'}}{2\left(\varepsilon_{x'} - \varepsilon_{y'}\right)} \tag{3}$$

donde G_{xy} es el módulo de corte en los planos xy (iLR, LT y RT), y $\varepsilon_{x'}$ y $\varepsilon_{y'}$ son las deformaciones de la galga en las direcciones en x' e y', siendo x' e y' los ejes del sistema de coordenadas girado a 45º con respecto a los ejes del sistema de coordenadas principal x e y.

Posteriormente a los ensayos de compresión, las probetas fueron embaladas en film de polietileno y trasladas al Instituto de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República, donde se realizaron los ensayos de densidad y contenido de humedad de acuerdo a UNE-EN 13183-1 [14].

Tabla 7: Posición de los cuerpos de prueba para medición de los parámetros elásticos en ensayos de compresión

Posición	Paralela	Perpendicular		@ 45º		
	(a)	Tangencial (b)	Radial (c)	LT (d)	RT(e)	LR(f)
Parámetros elásticos medidos	$E_L = \frac{\sigma_L}{\varepsilon_L}$	$E_T = \frac{\sigma_T}{\varepsilon_T}$	$E_R = \frac{\sigma_R}{\varepsilon_R}$			
	$\nu_{LR} = -\frac{\varepsilon_R}{\varepsilon_L}$	$\nu_{TL} = -\frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_T}$	$\nu_{RL} = -\frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_R}$	G_{LT}	G_{RT}	G_{LR}
	$\nu_{LT} = -\frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L}$	$\nu_{TR} = -\frac{\varepsilon_R}{\varepsilon_T}$	$\nu_{RT} = -\frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_R}$			
(a),(b),(c),(d),(e),(f): identificación de la probeta según la orientación de la fibra relativa a las direcciones de ortotropía de la madera de acuerdo a Fig 1						

2.3 Ensayos de flexión

Los ensayos de flexión en 4 puntos fueron realizados en base a la norma para madera estructural EN 408 [15] y a velocidad de ensayo de 4,5 mm/min.

En el tramo elástico del diagrama tensión-deformación, el comportamiento de la madera en tracción y compresión es lineal. Los módulos de elasticidad en compresión y tracción se obtuvieron a partir de la Ley de Hooke (4), como la relación entre la diferencia de tensiones y deformaciones entre los puntos inicial y final del tramo recto del diagrama definidos por las cargas máximas de flexión entre 10% y 40% de la carga máxima de flexión, de acuerdo a (5):

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c ; \;\; \sigma_t = E_t \varepsilon_t \tag{4}$$

$$E_c = \frac{\sigma_{c,40} - \sigma_{c,10}}{\varepsilon_{c,40} - \varepsilon_{c,10}} ; \;\; E_t = \frac{\sigma_{t,40} - \sigma_{t,10}}{\varepsilon_{t,40} - \varepsilon_{t,10}} \tag{5}$$

donde E_c y E_t son los módulos de elasticidad en compresión y tracción paralela, respectivamente; $\sigma_{c,40}$-$\sigma_{c,10}$ es el incremento de tensiones en compresión correspondiente al incremento de cargas F_{40}-F_{10} (N/mm^2); $\sigma_{t,40}$-$\sigma_{t,10}$ el incremento de tensiones en compresión correspondiente al incremento de cargas F_{40}-F_{10} (N/mm^2); y $\varepsilon_{c,40}$-$\varepsilon_{c,10}$ y $\varepsilon_{t,40}$-$\varepsilon_{t,10}$ son el incremento de deformaciones en compresión y tracción, respectivamente, correspondientes al incremento de cargas F_{40}-F_{10} (adimensional).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Ensayos de compresión

A partir de los datos experimentales de las probetas del primer grupo, se graficaron los diagramas de carga-deformación. A modo de ejemplo, las Fig 2, 3 y 4 muestran diagramas típicos de carga-deformación para compresión paralela, compresión perpendicular radial y compresión perpendicular tangencial.

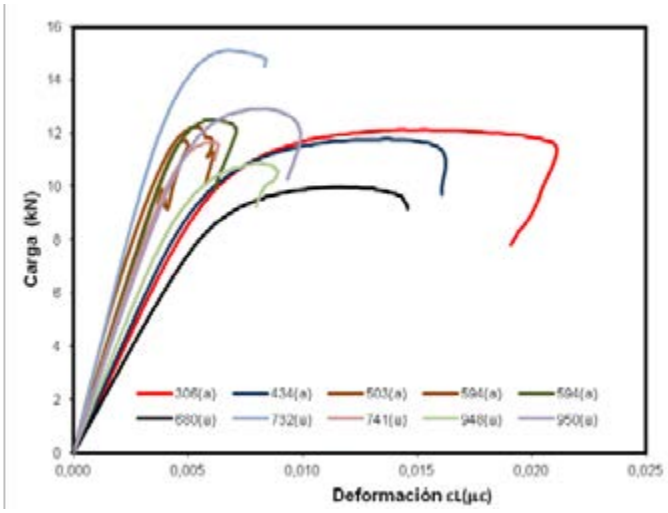


Figura 2: Diagrama de carga-deformación para probetas ensayadas en compresión paralela

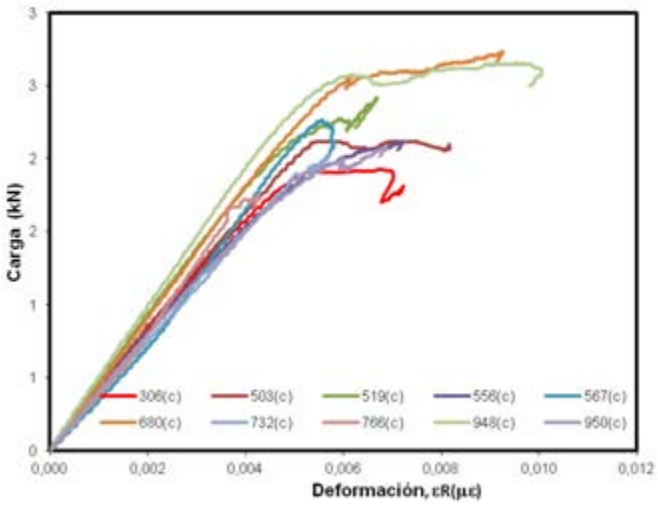


Figura 3: Diagrama de carga-deformación para probetas ensayadas en compresión perpendicular radial

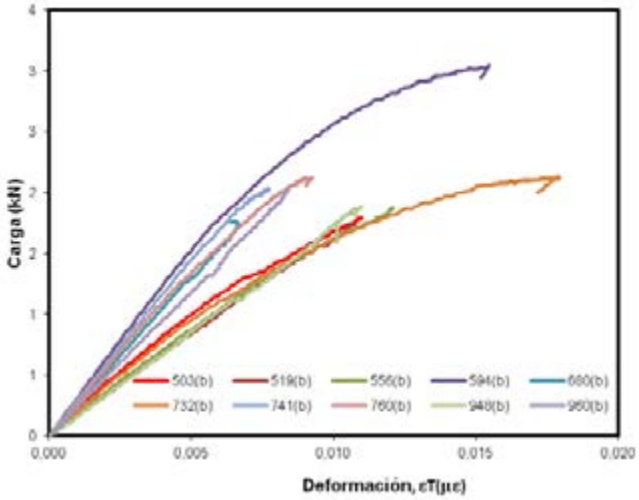


Figura 4: Diagrama de carga-deformación para probetas ensayadas en compresión perpendicular tangencial

El conjunto completo de 12 constantes elásticas que se muestra en la Tabla 2, pudo ser obtenido para las probetas provenientes de cinco de las diez vigas, ya que algunas galgas fallaron antes de alcanzar el límite de proporcionalidad en los ensayos de compresión.

Tabla 2: Constantes elásticas de madera de pino uruguayo[a,b] determinadas en ensayos de compresión

ID[c]	Módulos de Young y de Corte (N mm^{-2})						Coeficientes de Poisson					
	$E_{,L}$[d]	$E_{,R}$	$E_{,T}$	G_{LR}	G_{LT}	G_{RT}	ν_{LR}	ν_{LT}	ν_{RL}	ν_{RT}	ν_{TL}	ν_{TR}
503	6731	1070	458	1439	460	493	0.582	0.421	1.037	0.138	0.582	0.421
680	3628	1084	609	832	405	801	0.483	0.315	1.028	0.207	0.728	0.142
732	8258	899	469	1090	315	570	0.600	0.503	0.482	0.121	0.087	0.322
948	4955	1152	404	1104	543	755	0.495	0.585	0.630	0.151	0.291	0.075
950	5407	942	524	981	707	106	0.505	0.389	0.438	0.098	0.341	0.098
Media	5796	1092	493	1089	486	545	0.533	0.443	0.723	0.143	0.406	0.212
CoV%	30	10	16	21	31	51	10	24	40	29	62	72

[a] Densidad (valor medio) de la madera 430 g cm^{-3}
[b] Valor ajustado al 12% de CH
[c] Refiere a la viga de la cual provienen las probetas según el patrón de corte de la Fig.1
[d] Corresponde a mediciones en el plano LT (E_{LT})

Si se comparan los valores medios (considerando los CoV) obtenidos en este estudio con los de referencia del Wood Handbook [16] para las mismas especies, se observa que: los módulos E_T, E_R y G_{LR} están en el orden de los valores de referencia; mientras que E_L es menor que la mitad del publicado, pero cercano al valor medio reportado por Moya et al. [17] para el módulo de elasticidad determinado en ensayos de flexión de pequeñas probetas libre de defectos. El valor medio del módulo de corte G_{LT} es 30% menor, y el de G_{RT} es 3,5 veces mayor que los respectivos valores de referencia [16].

Finalmente, los valores medios de los coeficientes de Poisson ν_{LR} y ν_{LT} son similares a los tabulados en el Wood Handbook para las mismas especies, mientras que los coeficientes ν_{RT} y ν_{TR}

experimentales son notoriamente inferiores (dos y tres veces menores, respectivamente). Los coeficientes ν_{TL} y ν_{RL} no están tabulados en el Wood Handbook para las especies de *Pinus elliottii* y *P. taeda*. Comparados con los reportados por Bodig y Jayne [2], se observa que no hay congruencia entre los datos experimentales y los coeficientes ν_{TL} y ν_{RL} para coníferas. Cabe señalar la alta variabilidad observada en la determinación de algunos parámetros elásticos, fundamentalmente en aquellos obtenidos en cuerpos de prueba cuyos ejes se desvían de los ejes de ortotropía de la madera.

3.2 Ensayos de flexión

Los resultados de las probetas del grupo B, ensayadas en compresión paralela, fueron comparados con los respectivos de las probetas pareadas ensayadas en flexión. La Fig. 5 presenta a modo de ejemplo, los gráficos carga-deformación de las probetas Nº 680 (g) y (h), la primera ensayada en compresión paralela, y la segunda en flexión.

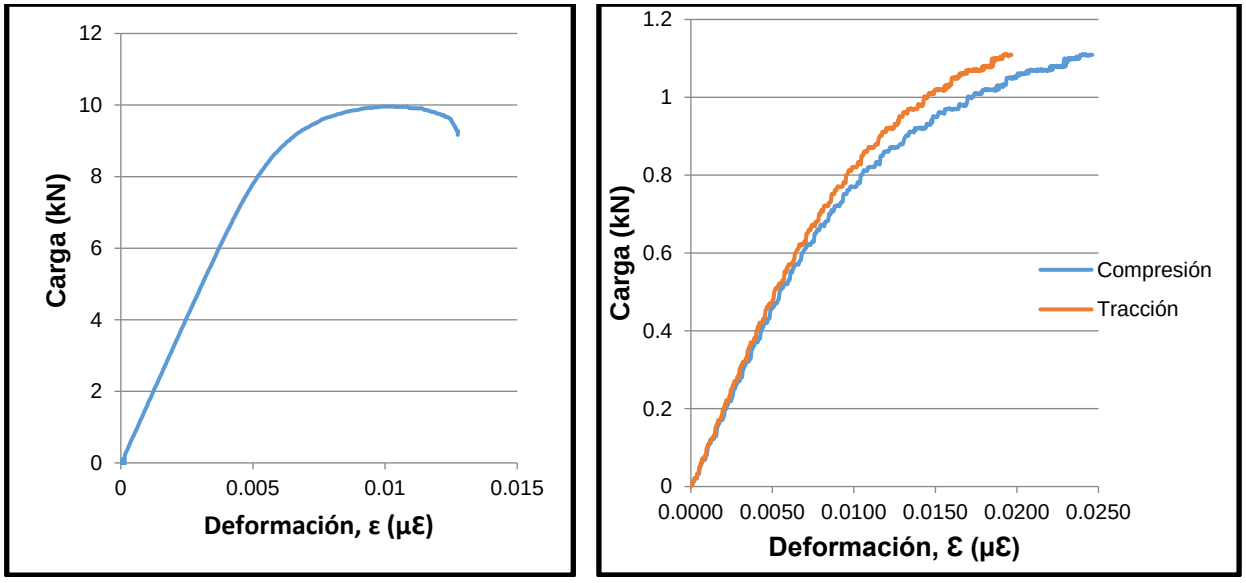


Figura 5: Diagramas carga-deformación para las probetas pareadas Nº 680. Izquierda, probeta Nº 680 (g) ensayada en compresión paralela; derecha, probeta Nº 680 (h) ensayada en flexión

Para las 4 probetas ensayadas a flexión, se determinaron los módulos de elasticidad longitudinal en tracción (E_t) y en compresión (E_c), encontrándose el valor de 1,3 para el cociente E_t/E_c.

El valor medio del módulo de elasticidad en compresión obtenido en el ensayo de compresión ($E_{L,c,c}$= 5.311 N mm^{-2}) concuerda con el correspondiente obtenido en el ensayo de flexión ($E_{L,c,b}$=5.309 N mm^{-2}) para las 4 probetas con la misma identificación (Tabla 3). Este resultado es promisorio, si bien el número insuficiente de probetas impide establecer conclusiones.

Tabla 3: Módulo de elasticidad obtenido a partir de ensayos de compresión y de flexión

ID	Compresión (LR) $E_{L,c,c}$ (N mm^{-2})	Flexión (LR) $E_{L,c,b}$ (N mm^{-2})
519	3624	3849
732	6876	6938
950	5609	6851
948	5134	3598
Media	5311	5309

Cabe señalar que en varias oportunidades se observó excentricidad de la carga durante el ensayo de compresión lo cual conllevó a una importante variabilidad en los resultados experimentales. Estos datos preliminares estarían indicando que es posible determinar el módulo de elasticidad de compresión mediante el ensayo de flexión y evitar el problema de excentricidad del ensayo de compresión. Además, el ensayo de flexión tiene la ventaja de permitir obtener en el mismo ensayo el módulo de elasticidad de compresión y el de tracción.

4. CONCLUSIONES

En este estudio se determinaron las propiedades elásticas de las maderas de *Pinus elliottii* y *P. taeda* provenientes de plantaciones uruguayas. En general, los valores de los parámetros elásticos resultaron menores que los publicados en la literatura para las mismas especies. Estos resultados pueden ser atribuidos a la alta proporción de madera juvenil observada en los cuerpos de ensayo.

Los datos preliminares indicaron que es posible determinar el módulo de elasticidad de compresión mediante el ensayo de flexión y evitar el problema de excentricidad del ensayo de compresión.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Agencia Nacional de Investigación e Innovación por los fondos para este trabajo.

REFERENCIAS

[1] Moya, L., Cardoso, A., Cagno, M., y O'Neill, H. 'Caracterización estructural de madera aserrada de pinos cultivados en Uruguay', *Maderas. Ciencia y Tecnología* 17.3: 597-612 (2015).
[2] Bodig, J. y Jayne, B.A. 1993. 'Mechanics of wood and wood composites' (Krieger Publishing Co Malabar, Florida, 1993).
[3] Ballarin, A.W. y Nogueira, M. 'Caracterizacao elástica da madeira de *Eucalyptus citriodora*'. CERNE, V.9, N.1, p.066-080 (2003)
[4] Garab, J., Keunecke, D., Hering, S., Szalai, J., y Niemz, P. 'Measurement of standard and off-axis elastic moduli and Poisson´s ratios of spruce and yew wood in the transverse plane', *Wood Sci Technol* 44:451-464 (2010).
[5] Bucur V. y Archer, R.R. 'Elastic constants for wood by an ultrasonic method', *Wood Sci Technol* 18:255-265 (1984).
[6] Ballarin, A.W.,y Nogueira, M. 'Determinacao do módulo de elasticidade da madeira juvenil e adulta de *Pinus taeda* por ultra-som', *Eng. Agríc*. vol.25, n.1, pp. 19-28 (2005).
[7] Goncalves, R., Trinca, A.J. y Cerri, D.G.P. 'Comparison of elastic constants of wood determined by ultrasonic wave propagation and static compression testing', *Wood and Fiber Sci*, 43(1): 64-75 (2011).
[8] Baradit, E., Niemz, P., y Fernández-Pérez, A. 'Propiedades físico-mecánicas de algunas maderas nativas chilenas coníferas y latifoliadas por ultrasonido', *Maderas. Ciencia y tecnología* 15(2):235-244 (2013).

[9] Vázquez, C., Goncalves, R., y Guaita, M. 'Determinación de propiedades mecánicas de *Castanea sativa* Mill. mediante ondas de ultrasonidos y comparación con el método de compresión'. *Anales del VII Congreso Ibérico de Agroingeniería y Ciencias hortícolas* (Madrid, 6 pp, 2013).
[10] O´Neill, H. y Tarigo, F. 'Propiedades mecánicas de *Pinus elliottii* Eng. del norte de Uruguay', *Informe N°7*. Laboratorio Tecnológico del Uruguay (Montevideo, 42 pp, 2008).
[11] Baño, V., Argüelles-Bustillo, R., Regueira, R., y Guaita, M. 'Determinación de la curva tensión-deformación en madera de Pinus sylvestris L. para la simulación numérica de vigas de madera libre de defectos', *Materiales de construcción*, 62(306), 269-284 (2012).
[12] UNE 56535. 'Características físico-mecánicas de la Madera. Determinación de la Resistencia a la compresión axial', AENOR (1977).
[13] UNE 56542. 'Características físico-mecánicas de la madera. Determinación de la resistencia a la compresión perpendicular a las fibras', AENOR (1988).
[14] UNE-EN 13183-1. 'Contenido de humedad de una pieza de madera aserrada', AENOR (2002).
[15] EN 408. 'Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties'. CEN/TC 124 (2010).
[16] USDA. 'Wood Handbook : Wood as an engineering material', *General Technical Report* FPL-GTR-190, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Madison, WI (2010).
[17] Moya L., Laguarda, MF, Cagno M, Cardoso A, Gatto F, O´Neill H. 'Physical and mechanical properties of loblolly and slash pine wood from Uruguayan plantations', *Forest Prod J.* 63(3/4):128-137 (2013).

PROPIEDADES RESISTENTES EN COMPRESIÓN PARALELA DE LA MADERA *POPULUS DELTOIDES* CULTIVADO EN EL DELTA DEL RIO PARANÁ

STRENGTH PROPERTIES IN PARALLEL COMPRESSION OF THE WOOD *POPULUS DELTOIDES* CULTIVATED IN THE DELTA OF THE PARANA RIVER

Alfredo A. Guillaumet [(1)] (P), María C. Filippetti [(2)], Roberto D. Manavella [(1)], Luis Acuña Rello [(3)], Juan C. Piter [(4)]

(1) Ing., Profesor Titular, Investigador, Universidad Tecnológica Nacional FR Venado Tuerto, Argentina
(2) Ing., Profesor Adjunto, Investigador, Universidad Tecnológica Nacional FR Venado Tuerto, Argentina
(3) Dr. Ing., Profesor Titular, Investigador, Universidad de Valladolid, España
(4) Dr. Ing., Profesor Titular, Investigador, Universidad Tecnológica Nacional FR C. del Uruguay, Argentina
Dirección de contacto: aaguillaumet@rec.utn.edu.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T3-13

Resumen

En Argentina se encuentran edificios con estructura de madera, construidas generalmente con especies de alta densidad, resistencia y durabilidad. La protección del bosque nativo estimuló la utilización de madera con baja densidad proveniente de bosques implantados. Sin embargo, la falta de información sobre su comportamiento mecánico genera incertidumbre y demanda una importante tarea de caracterización. A modo de ejemplo, en los suplementos del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera [1], se proveen valores de las propiedades para solo cuatro especies cultivadas en el país: *Pinustaeda/elliottii*, *Eucalyptusgrandis*, *Araucaria angustifolia y Populus deltoides*. Las propiedades resistentes y elásticas propuestas, en la mayoría de los casos, fueron determinadas en ensayos a flexión y luego con las expresiones de la norma UNE-EN 384 [2] se determinaron los valores para el resto de los esfuerzos. Con el fin de verificar la aplicabilidad de la expresión de la norma [2], se determina la resistencia a la compresión paralela en 100 probetas de *Populus deltoides,*51 del clon ´Australiano 129/60´ y 49 del clon ´Stoneville 67´, provenientes del delta del río Paraná. Los ensayos se realizaron según la norma UNE-EN 408 [3] y la clasificación visual de acuerdo a la norma IRAM 9662/4 [4]. Los resultados experimentales de resistencia a la compresión paralela resultan superiores a los que surgen de aplicar la expresión de la norma [2].

Palabras clave: Populus deltoides; clasificación visual estructural; compresión paralela; álamo

Abstract

In Argentina there are buildings with a wooden structure, generally constructed with species of high density, strength and durability. The protection of the native forest stimulated the use of wood with low density from implanted forests. However, the lack of information about its mechanical behavior generates uncertainty and demands an important task of characterization. As an example, in the supplements of the Argentinean design code of Wood Structures [1], property values are provided for only four species cultivated in the country: Pinustaeda / elliottii, Eucalyptus grandis, Araucaria angustifolia and Populus deltoides. The proposed resilient and elastic properties, in most cases, were determined in flexural tests and then with the expressions of norm UNE-EN 384 [2], the values for rest of the efforts were determined. In order to verify the applicability of the expression of the norm [2], the resistance to parallel compression is determined in 100 test pieces of Populus deltoides, 51 of the clone 'Australian 129/60 'and 49 of the clone Stoneville 67', coming from of the Paraná River Delta. The tests were conducted according to the UNE-EN 408 [3] and the visual classification according to IRAM 9662/4 [4]. The experimental results of resistance to parallel compression are superior to those that arise from applying the expression of the norm [2].

Keywords: Populus deltoides; structural visual classification; parallel compression; poplar

1. INTRODUCCIÓN

En Argentina la reciente aprobación del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, [1], las normas de fabricación para las vigas laminadas encoladas, IRAM 9660 y 9661[5, 6 y 7], y las normas de clasificación visual resistente, IRAM 9662 [4, 8, 9 y 10], todas ellas desarrolladas en los últimos 10 años, muestran el avance del conocimiento de las propiedades estructurales de la madera proveniente de bosques implantados y presentan un panorama esperanzador en cuanto al incremento de su uso en la industria de la construcción.

El álamo se inserta en la familia de las salicáceas y constituye el tercer cultivo forestal en importancia en Argentina, siendo precedido por los pinos y eucaliptus. Se estima en más de 80.000 las hectáreas forestadas en el delta del río Paraná y entre los muchos clones que se cultivan prevalecen el ´Australiano 129/60´ y el ´Stoneville 67´.

La Norma IRAM 9662/4 [4] presenta un sistema de clasificación visual resistente para tablas aserradas de *Populus deltoides*, clones ´Australiano 129/60´ y ´Stoneville 67´, cultivado en el delta del Río Paraná. Esta norma se construyó en base a ensayos de flexión realizados de acuerdo a la norma UNE-EN 408 [3]. La información sobre el comportamiento a flexión de los álamos del delta se completa con distintas publicaciones [11, 12, 13, 14 y 15]. Se han publicado resultados de ensayos que determinaron las tensiones de aplastamiento para uniones tipo clavija en madera del clon ´Australiano 129/60´ [16 y 17], pero no hay publicaciones, para clones de esta procedencia, que presenten resultados de ensayos con otras solicitaciones.

Resulta de interés para el cálculo estructural conocer el comportamiento en compresión paralela a las fibras de la madera de *Populus deltoides* de esta procedencia. Edlun [18] describe el proceso de rotura a la compresión paralela como la falla a pandeo de una hilera de fibras, un modo de inestabilidad local con una cizalladura a lo largo de un plano inclinado. Especifica también que las muestras deben ser lo suficientemente cortas para evitar el pandeo general de toda la pieza. La norma UNE-EN 408:2011 [3] fija una relación de 6 entre el largo de la pieza y la menor dimensión de la misma. La rotura se produce en forma más dúctil que en el esfuerzo de tracción.

Los valores de resistencia a la compresión paralela para los clones de álamo presentados en los suplementos del CIRSOC 601 [1] corresponden a determinaciones realizadas en base a las expresiones propuestas en la norma UNE-EN 384:2010 [2], a partir de la resistencia a la flexión. La norma IRAM 9664:2013 [19] presenta una expresión similar a la de la norma UNE-EN 384:2010 [2] para determinar la resistencia a la compresión paralela a partir de la resistencia característica en flexión. Considerando que la expresión de la norma [2] para determinar la resistencia a la compresión paralela es común para todas las especies, y que la misma norma [2] aclara que es de aplicación en el caso de no contarse con ensayos de probetas de dimensiones reales de uso, resulta importante para disminuir incertezas en los valores del reglamento [1] realizar los ensayos que permitan verificar la precisión de los valores determinados por la expresión de la norma [2].

El objetivo de este trabajo es determinar la resistencia a la compresión paralela a las fibras y el módulo de elasticidad para los grados resistentes definidos en la norma IRAM [4], en madera de *Populus deltoides*, clones ´Australiano 129/90´ y ´Stoneville 67´mediante ensayos realizados según la norma UNE-EN 408:2011 [3] y comparar los resultados experimentales con los calculados por la aplicación de la norma UNE-EN 384:2010 [2] sobre las propiedades en flexión del mismo lote de madera publicadas en el año 2016 [14].

2. MATERIAL Y MÉTODO

2.1 Material

El material experimental se seleccionó al azar de la producción de madera aserrada proveniente de dos plantaciones de *Populus deltoides*, una del clon ‘Australiano 129/60’ y una del clon ‘Stoneville

67', de 13 años y 16 años respetivamente al momento de la tala, radicadas en el delta del río Paraná. En ambos cultivos, las prácticas silviculturales y las edades de corte fueron representativas de la población a analizar. Luego de secadas, las piezas fueron trasladadas al Laboratorio de la Facultad Regional Venado Tuerto de la Universidad Tecnológica Nacional. La madera se entregó aserrada en vigas de distintas escuadrías. En primer lugar se ensayaron las vigas a flexión, los resultados fueron publicados en el año 2016 [14] y luego de los despuntes, fuera de la luz de flexión, se aserraron las probetas para el ensayo a la compresión paralela. De acuerdo a las proporciones que establece la norma UNE-EN 408:2011 [3]se confeccionaron probetas de sección cuadrada de 45 mm de lado y 270 mm de largo. Se mecanizaron 49 probetas del clon ´Australiano 129/60´ y 51 del clon ´Stoneville 67´, se seleccionaron de manera tal que mayoritariamente cumplen con los requisitos de los grados 1 y 2 de la norma [4]. Las probetas se colocaron en una cámara a una temperatura de 20+/-2 ºC y una humedad relativa ambiente de 65+/-5 % hasta el momento del ensayo. No se consideraron piezas que presentaran ataque de insectos.

2.2 Método

El procedimiento de ensayo se realizó de acuerdo a las prescripciones de la norma UNE-EN 408:2011 [3]. El mismo procedimiento es el descripto en la norma IRAM 9663:2013 [20]. De cada probeta se determinaron las dimensiones previas al ensayo con una precisión de 0,1 mm utilizando un calibre digital. Se verificó que las testas estuvieran bien mecanizadas, paralelas entre sí y perpendiculares al eje de la probeta. Como las probetas presentaban distintos defectos, se relevaron los mismos de acuerdo a las prescripciones de la norma IRAM 9662/4 [4].

La carga se aplicó con un equipo hidráulico a una velocidad constante de 0,7 mm/minuto, inferior a 0,00005 x 270 que es la máxima que prescribe la norma. Se aseguró que la probeta estuviera perfectamente centrada con el cilindro de carga y alineada con el mismo, para posicionar cada probeta se utilizaron dos niveles láser ubicados a 90° entre sí. Entre la celda de carga y el dispositivo de contacto con la probeta se interpuso una rótula. Las cargas se midieron con una celda de cargas de precisión 10 N y carga máxima 250 kN. Las deformaciones se midieron sobre el tramo central de la probeta en una longitud de 180 mm, equivalente a cuatro veces la menor dimensión de la probeta, a través de dos comparadores Mitutoyo de precisión 0,001 mm y carrera máxima de 12 mm, dispuestos simétricamente como se muestra en la Figura 1.

Figura 1: probeta en posición de ensayo

Se tomó lectura de carga y deformación cada 5.000 N, se completaron 7 lecturas para cada probeta. Las lecturas de carga y deformación se realizaron a través de tres cámaras web, una para cada comparador y una para el lector de la celda de cargas. Se utilizó el software Cerberus para la visualización simultánea en pantalla de las tres cámaras. Con un capturador de pantalla se almacenó la imagen de cada escalón de carga. En la pantalla se mostraba también el tiempo de ensayo. Con las imágenes se ingresaron manualmente los datos a una planilla de cálculo para su procesamiento previo y finalmente se realizó el análisis estadístico con un software específico. La Figura 2 muestra la vista de la pantalla en el momento de la captura de datos.

Figura 2: Pantalla de lectura de cargas y deformaciones

La determinación de la humedad y de la densidad de cada probeta se realizó en base a los lineamientos de las normas ISO 3130 (1975) [21] e ISO 3131 (1975) [22].

Para la determinación del módulo de elasticidad $E_{c,0}$ se seleccionan los datos que presentaron, entre la carga y la deformación, una correlación superior a 0,99. Para la determinación del módulo de elasticidad se utilizó la expresión 1.

$$E_{c,0} = \frac{l_1(F_2 - F_1)}{A(w_2 - w_1)} \quad (1)$$

$F_2 - F_1$ es un incremento de carga en la parte recta de la curva carga-deformación en newtons.
$w_2 - w_1$ es el incremento de deformación correspondiente a $F_2 - F_1$ en milímetros.
l_1 es la longitud de la base de medida de las deformaciones en milímetros.
A es el área de la sección transversal en milímetros cuadrados.

La fuerza máxima se alcanzó en un tiempo de 300 s ± 120 s. Para la determinación de la resistencia a la compresión ($f_{c,0}$) se utilizó la expresión 2.

$$f_{c,0} = \frac{F_{máx}}{A} \quad (2)$$

$F_{máx}$ es la carga máxima en newtons.
A es el área de la sección transversal en milímetros cuadrados.

La norma UNE-EN 384 [2] propone expresiones para determinar, a partir de la resistencia característica en flexión($f_{m,k}$) , los valores para la resistencia ente los distintos esfuerzos, en el caso de la resistencia a la compresión paralela a las fibras ($f_{c,0}$), propone la expresión 3.

$$f_{c,o} = (f_{m,k})^{0,45} \times 5 \quad (3)$$

$f_{m,k}$ es la resistencia característica en flexión, en N/mm^2

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Figura 3 se muestra la rotura de cuatro de las probetas. Las figuras "3a" y "3b" presentan la rotura a partir de un nudo, mientras que las figuras "3c" y "3d" corresponden a piezas sin defectos. En la Figura "3d" se aprecia claramente el plano inclinado de corte [18].

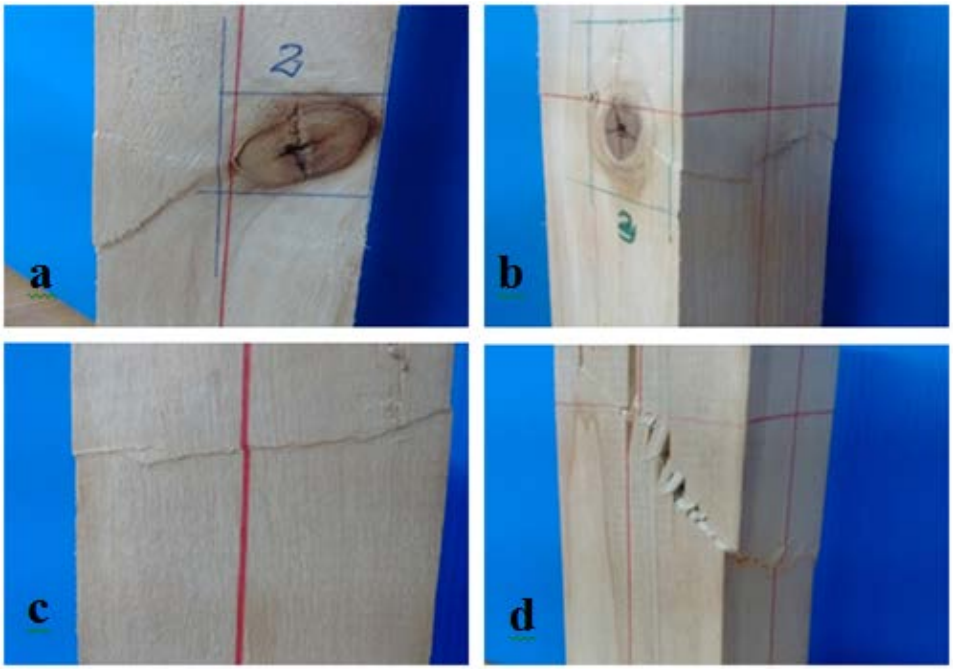


Figura 3: Líneas de rotura de cuatro probetas

3.1 Análisis por clon

En la tabla 1 se presenta el análisis estadístico de los valores de resistencia a la compresión paralela a las fibras($f_{c,0}$) ajustada a la humedad de referencia del 12%, por clon y en conjunto.

Tabla 1: Resistencia a la compresión paralela a la fibra por clon (N/mm^2)

Clon	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano 129/60	23,4	30,0	35,1	24,6	3,2	10,7	51
Stoneville 67	24,7	35,0	46,8	25,7	5,4	15,4	49
Todas	23,4	32,5	46,8	25,2	5,0	15,5	100

Del análisis estadístico comparativo entre ambos clones surge un P-valor=0,000, indicando que existe una diferencia estadísticamente significativa en la resistencia a la compresión

paralela($f_{c,0}$)entre ambos clones, aunque la diferencia entre los valores del percentil 5% es del orden del 4%. Esta situación difiere de la encontrada en la resistencia a flexión [14]donde no se presentaba una diferencia significativa entre ambos clones. Se debe considerar quese evalúa toda la población sin considerar las diferencias que pueden ocasionar los grados de calidad. La Figura 4 presenta el gráfico de caja y bigotes de ambas poblaciones

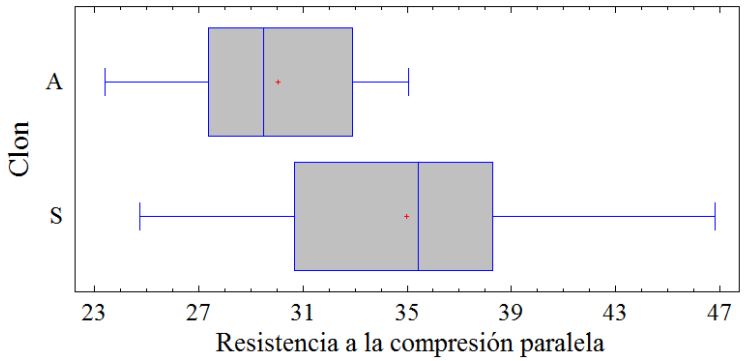


Figura 4: Resistencia a la compresión paralela por clon(N/mm^2)

En la tabla 2 se presentan los valores estadísticos del módulo de elasticidad obtenidos en los ensayos de compresión paralela a las fibras ajustados a la humedad de referencia del 12%, por clon y en conjunto.

Tabla 2: Módulo de elasticidad en compresión paralela por clon(N/mm^2)

Clon	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano 129/60	5.070	9.267	14.626	6.238	1.855	20,0	51
Stoneville 67	6.530	11.687	15.782	7.559	2337	20,0	49
Todas	5.070	10.452	15.782	6.544	2.422	23,2	100

Del análisis estadístico comparativo entre ambos clones se obtiene un P-valor=0,000, lo que indica que existe una diferencia estadísticamente significativa en el módulo de elasticidad a la compresión paralela entre ambos clones, con una diferencia entre los valores medios del orden del 25%. Esta diferencia es mayor que la encontrada en los ensayos a flexión entre ambos clones [14]. Se debe considerar que se evalúa toda la población sin considerar las diferencias que pueden ocasionar los grados de calidad. La Figura 5 presenta el gráfico de caja y bigotes de ambas poblaciones.

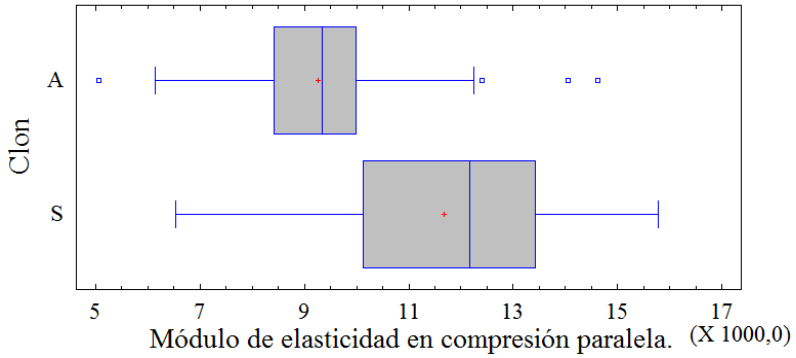


Figura 5: Módulo de elasticidad en compresión paralela por clon(N/mm^2)

En la tabla 3 se presentan los valores estadísticos de densidad, ajustados a la humedad de referencia del 12%, obtenidos en las probetas sobre las que se realizaron los ensayos de compresión paralela a las fibras, divididos por clon y en conjunto.

Tabla 3: Densidad por clon(Kg/m^3).

Clon	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano 129/60	332	383	450	336	23,6	6,2	51
Stoneville 67	395	468	554	399	43,5	9,3	49
Todas	332	425	554	353	55,1	13,0	100

Del análisis estadístico comparativo entre ambos clones se obtiene un P-valor=0,000, lo que indica que existe una diferencia estadísticamente significativa en la densidad entre ambos clones, con una diferencia entre los valores medios del orden del 18%. Esta diferencia es mayor que la encontrada en las piezas utilizadas en los ensayos a flexión entre ambos clones que era del 8% [14]. Se observa una disminución en la densidad del clon ´Australiano129/60´ y una leve suba en la del clon ´Stoneville 67´. La Figura 6 presenta el gráfico de caja y bigotes de ambas poblaciones.

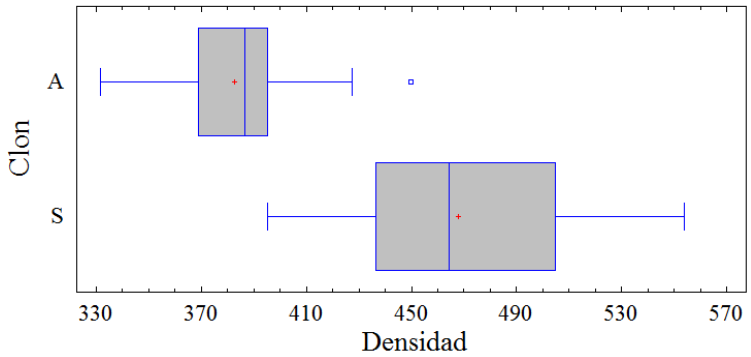


Figura 6: Densidad por clon(Kg/m^3)

3.2 Análisis por grado resistente. Clasificación visual según norma IRAM 9662/4 [4]

En virtud del objetivo de analizar el comportamiento a la compresión paralela en piezas que califiquen de acuerdo a los parámetros de la norma IRAM 9662/4 [4] en la tabla 4 se expone el análisis estadístico para los dos grados resistentes definidos. Se indica el número de piezas al solo efecto de cuantificar la base de cálculo. No se pueden evaluar rendimientos, en cuanto al porcentaje de piezas que califican, por el sesgo de la muestra (se ensayaron piezas que mayoritariamente cumplen con los requisitos de los grados 1 y 2 de la norma [4]). El rendimiento del sistema de clasificación se puede ver en la publicación [14].

Tabla 4: Resistencia a la compresión paralela por clase resistente (N/mm^2).

Clon	Grado	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano 169/60	1	26,6	31,0	35,1	27,0	2,6	8,4	42
	2	23,4	25,5	27,4	23,4	1,2	4,6	9
Stoneville 67	1	30,7	38,0	46,8	31,1	4,5	12	20
	2	24,8	33,2	41,5	25,7	4,6	14	25
Ambos	1	26,6	33,3	46,8	27,1	4,6	14	62
	2	23,4	31,1	41,5	24,6	5,3	17	34

La población de las probetas del clon ´Australiano 129/60´ condujo a que solo nueve piezas calificaran en el grado 2 y el resto en grado 1. En el clon ´Stoneville 67´ hay una mayor distribución por grado. El clon ´Stoneville 67´ presenta, para el grado 1, valores de resistencia a la compresión paralela, percentil 5% y valor medio, superiores a los del clon ´Australiano29/60´. El análisis de ambos clones en conjunto presenta una diferencia del 10% entre los grados 1 y 2. El coeficiente de variación aumenta en el análisis en conjunto por la diferencia entre los valores para cada clon.

La tabla 5 presenta los valores de módulo de elasticidad por grado resistente. Se puede apreciar nuevamente que el clon ´Stoneville 67´ presenta valores muy superiores a los del clon ´Australiano129/60´. En el grado 1 el valor medio es casi un 30 % superior, mientras que en grado 2 la diferencia asciende al 42%. En el análisis en conjunto se puede apreciar que a diferencia de lo observado con la resistencia la separación en clases resistentes no ofrece una mejora en el módulo de elasticidad, este resultado es similar al obtenido en los ensayos a flexión [14].

Tabla 5: Módulo de elasticidad en compresión paralela por clase resistente(N/mm^2).

Clon	Grado	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil5%	Desvío	COV	n
Australiano 169/60	1	6.151	9.611	14.626	6.241	1.806	19	42
	2	5.070	7685	8.672	5.070	1.127	15	9
Stoneville 67	1	6.875	12.575	15.782	8.214	2.009	16	20
	2	6.530	11.162	15.587	7.558	2.492	22	25
Ambos	1	6.151	10.567	15.782	6.560	2.324	22	62
	2	5.070	10.235	15.587	6.530	2.699	26	34

De la misma manera que lo encontrado en los ensayos a flexión por Guillaumet *et al.*[14] el clon ´Stoneville 67´ presenta un mayor módulo de elasticidad y mayor densidad, y en el caso de la compresión paralela un mayor valor de resistencia. Solamente se puede justificar el estudio en conjunto en que resultan muy difíciles de reconocer como madera aserrada en los puntos de comercialización, que no se marcan en aserradero para facilitar su diferenciación y que en Argentina es relativamente nuevo el proceso de clasificación visual resistente. En base a estas consideraciones y que las diferencias no son tan significativas la norma IRAM 9662/4 [4] los trata en conjunto.

Para el *Populus x euroamecaricana* I-214 cultivado en la provincia de Río Negro, Argentina, se publicó [23] un valor medio de resistencia a la compresión paralela similar al obtenido para el grado 1 del clon ´Australiano 129/60´ y un módulo de elasticidad muy inferior de 5.544 N/mm^2.

3.3 Análisis de la aplicaciónde la expresión de la norma UNE-EN 384:2010, por grado resistente según norma IRAM 9662/4 [4]

La publicación de Guillaumet *et al.* [14] presenta los resultados a flexión por clase resistente para ambos clones tratados como una sola muestra, por ello se presenta el análisis en conjunto, tal como los trata la norma IRAM 9662/4 [4]. La tabla 6 presenta la comparación de los valores determinados por la aplicación de la expresión (3) que propone la norma UNE-EN 384:2010 [2] y los obtenidos experimentalmente en ensayo a la compresión paralela. Se observa que los valores experimentales son superiores a los determinados por la expresión de la norma [2], con una diferencia de 19% para el grado 1 y una diferencia del 17% para el grado 2. Los valores de diseño de referencia propuestos en el suplemento 1 del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera [1] para el *Populus deltoides* se fijaron tomando como base la norma IRAM 9662/4 [4]. Como esta norma propone valores característicos a flexión inferiores a la publicación mencionada [14], el valor determinado por aplicación de la expresión de la norma UNE-EN 384 [2] para la compresión paralela a las fibras resulta más bajo, es decir más alejado del valor experimental.

Tabla 6: Comparación de la resistenciaa la compresión paralela, percentil 5%, según UNE-EN384:2010 [2] y la experimental

Grado	$f_{m,k}$ N/mm^2	$f_{c,0}$ UNE-EN384 N/mm^2	$f_{c,0}$ experimental N/mm^2	Diferencia %
1	26,8	22,0	27,1	-19%
2	22,6	20,3	24,6	-17%

$f_{m,k}$: resistencia a la flexión publicada por Guillaumet *et al.* [14]. $f_{c,0}$UNE-EN384: resistencia a la compresión paralela determinada con la expresión de la UNE-EN 384:2010 [2]. $f_{c,0}$ experimental: resistencia a la compresión paralela experimental según este trabajo.

En la tabla 7 se presentan los módulos de elasticidad en flexión por clase resistente para ambos clones en conjunto publicados por Guillaumet *et al*.[14] y los obtenidos experimentalmente por ensayo a la compresión paralela. Se puede observar que los valores obtenidos son ligeramente inferiores a los obtenidos en flexión.

Tabla 7: Comparación del módulo de elasticidad medio en flexión y en compresión paralela

Grado	$E_{m,g}$ N/mm^2	$E_{c,0}$ experimental N/mm^2	Diferencia %
1	10.812	10.567	-2%
2	10.466	10.235	-2%

$E_{m,g}$: módulo de elasticidad global en flexión según Guillaumet et al [14]. $E_{c,0}$experimental: módulo de elasticidad determinado en compresión paralela en este trabajo.

4. CONCLUSIONES

El clon ´Stoneville 67´ de *Populus deltoides* cultivado en el delta del río Paraná presentó valores de resistencia a la compresión paralela a las fibras, módulo de elasticidad en compresión paralela y densidad superiores a los obtenidos para el clon ´Australiano 129/60´de la misma procedencia.

El sistema de clasificación visual resistente propuesto en la norma IRAM 9662/4 [4] genera en la resistencia a la compresión paralela a las fibras, percentil 5%, una interesante diferencia entre los valores para los grados 1 y 2.

Para ambos clones tratados en conjunto, como lo hace la norma IRAM 9662/4 [4], se obtuvieron valores de resistencia a la compresión paralela a las fibras, percentil 5%, de 27,1 N/mm^2 y de 24,6 N/mm^2 para los grados resistentes 1 y 2 respectivamente.

Los valores de resistencia a la compresión paralela a las fibras obtenidos a partir de la resistencia a la flexión con la expresión propuesta en la norma UNE-EN 384:2010 [2] resultaron sensiblemente inferiores, 19% y 17% para los grados resistentes 1 y 2 respectivamente, a los obtenidos experimentalmente.

El sistema de clasificación visual resistente propuesto en la norma IRAM 9662/4 [4] no genera diferencias en el valor medio del módulo de elasticidad en compresión paralela a las fibrasentre los valores para los grados 1 y 2.

Para ambos clones tratados en conjunto se obtuvieron valores medios de módulo de elasticidad en compresión paralela de 10.567 N/mm^2 y de 10.235 N/mm^2 para los grados resistentes 1 y 2 respectivamente. Los valores son ligeramente inferiores (2%) a los publicados para ensayos a flexión [14].

A la luz de los resultados obtenidos experimentalmente se deberían revisar los valores propuestos para la compresión paralela a las fibras en el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera [1].

REFERENCIAS

[1] CIRSOC 601. Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad en Obras Civiles. (2016). Reglamento Argentino de Estructuras de Madera. Buenos Aires. (2016)
[2] UNE-EN 384:2010. Agencia Española de Normalización y Certificación. Determinación de los valores característicos de las propiedades y la densidad. Madrid. (2010).
[3] UNE- EN 408:2011. Agencia Española de Normalización y Certificación. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas. Madrid. (2011).
[4] IRAM 9662-4. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por Resistencia. Parte 4 – Tablas de álamo‘Australiano 129/60’ y ‘Stoneville 67’ (Populus deltoides). Buenos Aires. (2014)
[5] IRAM 9660-1. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Parte 1: Clases de resistencia y requisitos de fabricación y de control. Buenos Aires. (2015).
[6] IRAM 9660-2. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Parte 2: Métodos de ensayo. Buenos Aires. Argentina.
[7] IRAM 9661. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Requisitos de los empalmes por unión dentada. Buenos Aires. Argentina.
[8] IRAM 9662-1. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por Resistencia. Parte 1: Tablas de pino Paraná (Araucaria angustifolia). Buenos Aires. (2015)
[9] IRAM 9662-2. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por Resistencia. Parte 2: Tablas de Eucaliptus grandis. Buenos Aires. (2015)
[10] IRAM 9662-3. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por Resistencia. Parte 3: Tablas de Pinus Taeda / Elliotti. Buenos Aires. (2015)
[11] Guillaumet, A.A.; Filippetti, M.C.; Acuña Rello, L.; Piter, J.C. Utilización de la madera de álamo en elementos estructurales. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo, Uruguay. (2014)
[12] Fank, P; Stefani, P.; Piter, J. C. Resistencia y rigidez de tablas destinadas a la fabricación de madera laminada encolada estructural. Análisis comparativo entre el pino resinoso (Pinustaeda/elliottii) y el álamo (Populus deltoides ‘Australiano 129/60’ y ‘Stoneville 67’). IV Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina. La Plata, Argentina. (2014).
[13] Filippetti MC, Guillaumet AA, Manavella RD, Guillaumet MP. Uso estructural de la madera de álamo. II Congresso Brasileiro de Ciência e Tecnologia da Madeira. Belo Horizonte, Brasil. (2015).

[14] Guillaumet, A.A.; Filippetti, M.C.; Acuña Rello, L.; Piter, J.C. Propiedades mecánicas en flexión de la madera aserrada de Populus deltoides ´Stoneville 67´. XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Asunción, Paraguay. (2016).
[15] Guillaumet A., Manavella R., Acuña Rello L., Piter J.C. Influencia de las dimensiones de la sección transversal sobre la resistencia a flexión en madera aserrada de Populus deltoides cultivado en Argentina. Maderas: Ciencia y Tecnología 18(4):587-598. (2016)
[16] Manavella R.D., Guillaumet A.A., Filippetti María C., Tortoriello M. Determinación de la Resistencia al Aplastamiento en Madera de Álamo para Uniones Tipo Clavija. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo. Uruguay. (2014)
[17] Manavella R.D., Guillaumet A.A., Filippetti María C., Tortoriello M. Resistencia al aplastamiento en madera de álamo, influencia del diámetro de perno y la densidad. XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Asunción, Paraguay. (2016).
[18] Edlun B. Tension and compression. Timber engineering step 1. First edition. Centrum Hout. The Netherlands. P 197-204 (1995).
[19] IRAM 9664. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad. Buenos Aires. (2013)
[20] IRAM 9663. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera estructural. Determinación de las propiedades físicas y mecánicas. Buenos Aires. (2013
[21] ISO 3130. International Organization for Standardization (E). Wood - Determination of moisture content for physical and mechanical tests. (175).
[22] ISO 3131.International Organization for Standardization (E). Wood - Determination of density for physical and mechanical tests. (1975).
[23] Spavento E. tesis doctoral “Caracterización y mejora tecnológica de la madera de Populus x euramericana I-214 (dode) guinier, austral y boreal, con fines estructurales”. Universidad de Valladolid. España. (2015)

CORRELAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS DA MADEIRA DE *PINUS SP.* EM CORPOS DE PROVA ISENTOS DE DEFEITOS E PEÇAS ESTRUTURAIS

CORRELATION TO COMPRESSION STRENGTH PARALLEL TO GRAIN OF THE WOOD OF *PINUS SPP.* IN SPECIMENS WITHOUT DEFECTS AND STRUCTURAL PARTS

Lorenzo L. dos Santos [(1)] (A), Perla de C. Lima [(2)], Antônio A. Dias [(3)], Carlito C. Junior [(3)]

(1) Doutorando em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo EESC-USP, São Carlos, Brasil.
(2) Engenheira Civil, Colaboradora do Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras LaMEM-EESC-USP, São Carlos, Brasil.
(3) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: lls@usp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T3-15

Resumo

A madeira de *pinus sp.* possui grande incidência de defeitos, dos quais destacam-se os nós. Quando utilizada em situações estruturais, a presença dos defeitos pode alterar significativamente a resistência do material. O objetivo deste trabalho foi correlacionar a resistência à compressão paralela às fibras da madeira de pinus sp. em peças estruturais com e sem defeitos e em corpos de prova sem defeitos. Foram utilizadas 100 tábuas com dimensões 3,8x8,9x396cm, classificadas visualmente e divididas em 5 grupos, com 20 peças cada. De cada tábua foi retirada uma peça de tamanho estrutural, dimensões 3,8x8,9x205cm, com a presença dos maiores nós, e um corpo de prova isento de defeitos, dimensões 3,8x3,8x11,4cm. Os ensaios foram realizados seguindo as recomendações das normas ISO 13910:2013 e da ABNT NBR 7190:1997 e evidenciaram uma grande diferença entre a resistência nos dois casos, que supera 70% de minoração para a peça estrutural, nas piores situações.

Palavras chave: madeira; compressão; defeitos; nós

Abstract

The timber of pinus sp. has a great incidence of defects, of which the knots stand out. When used in structural situations, the defect incidence can alter significantly the strength of the material. The objective of this paper was to correlate the compression strength parallel to the grain of the pinus sp. in structural timber with and without defects and in small specimens without defects. For that were used 100 boards with dimension 3,8x8,9x396cm, that were visually classified and divided in 5 groups with 20 pieces each. Of each board were cut a structural specimen, with dimensions 3,8x8,9x205cm and with the worse knots of the initial board, and a smaller specimen without defects with dimensions of 3,8x3,8x11,4cm. The tests were carried out following the recommendations of ISO 13910:2013 and ABNT NBR 7190:1997 standards and showed a great difference between the resistance in the two cases, which exceeds 70% of reduction for the structural specimens in the worst situations.

Keywords*: timber; compression; defect; knots*

1. INTRODUÇÃO

A classificação visual e mecânica é imprescindível para a utilização adequada das madeiras, principalmente aquelas provenientes de manejo florestal, como é o caso do pinus. Segundo [1], é comum encontrar diferenças de resistência acima de trezentos por cento entre duas peças de mesma espécie e mesma dimensão. Esta diferença pode ser correlacionada com a variação da densidade e principalmente com os defeitos presentes nas peças, tais como os nós.

Quanto à classificação mecânica, atualmente a norma brasileira NBR 7190:1997 [2] não dispõe de métodos para classificação estrutural da madeira. Nesta norma são apresentados apenas métodos de ensaios com corpos de prova isentos de defeitos e com dimensões reduzidas, tendo como base a utilização da resistência à compressão paralela às fibras para delimitação das classes de resistência da madeira. No entanto, quando se trata da madeira de pinus e das coníferas em geral, este método pode não ser suficiente para inferir suas características mecânicas, ainda que a norma estipule coeficientes de segurança para a sua utilização.

Diferentemente da norma brasileira, a ISO 13910:2013 [3] preconiza a realização de ensaios com peças em dimensões estruturais. Estas dimensões podem ser variáveis, de acordo com o padrão de corte da sua seção transversal. Além de propor os ensaios com dimensões estruturais, é sugestivo que os principais defeitos das peças estejam presentes nos mais diversos ensaios, como no teste à compressão paralela às fibras. Neste ensaio, a norma estipula que, quando não for possível a realização do procedimento com a peça em tamanho estrutural, a secção selecionada para a obtenção da resistência nesta solicitação deve conter, obrigatoriamente, o pior nó (defeito) presente na peça. Somente assim é possível realizar uma estimativa real da resistência de peças estruturais com defeitos, estimando então a resistência de forma mais adequada.

De forma geral, sugere-se que a resistência de peças com defeitos e preconizadas pela norma [3] seja inferior que àquelas isentas de defeitos, tal como estipulado por [1], sendo importante a comparação entre as duas para verificar a existência de correlações. No entanto, como os defeitos possuem tamanhos e formas diferentes, a classificação visual é imprescindível para que sejam separados grupos com defeitos semelhantes, favorecendo então a aquisição de resultados positivos.

Para classificar visualmente as peças pode ser utilizado o método proposto por [4], que determinou critérios para a classificação visual de peças estruturais de pinus sp., sugerindo cinco classes visuais: SS, S1, S2, S3 e F. Para o agrupamento nas classes são considerados a intensidade e o tamanho dos defeitos, principalmente dos tamanhos dos nós encontrados em função das dimensões das peças de madeira, de forma que na classe SS são consideradas peças estruturais com menor intensidade e tamanho de defeitos. As demais classes apresentam progressão na relação dos defeitos, sendo que a classe F é considerada como madeira desclassificada para utilização estrutural por apresentar defeitos extremamente prejudiciais à resistência da madeira.

Os critérios de classificação visual para coníferas podem ser realizados de acordo com outras referências, tais como as normas americanas ASTM D-245: 1993, a chilena NCh 1207:1990 e a argentina CIRSOC 601 (IRAM,2013). Ainda existe muita discussão acerca da quantidade de classes visuais necessárias para a classificação mais eficiente das madeiras, no entanto, como as características das árvores podem ser completamente diferentes de acordo com o clima e o solo em que são cultivadas, optou-se por escolher o trabalho realizado por [4] como base da classificação visual deste trabalho.

Este trabalho teve como objetivo correlacionar a resistência à compressão paralela às fibras da madeira a partir dos ensaios preconizados pelas normas [1] e [3], com corpos de prova isentos de defeitos e peças estruturais classificadas visualmente em cinco grupos, tal como recomenda [4].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

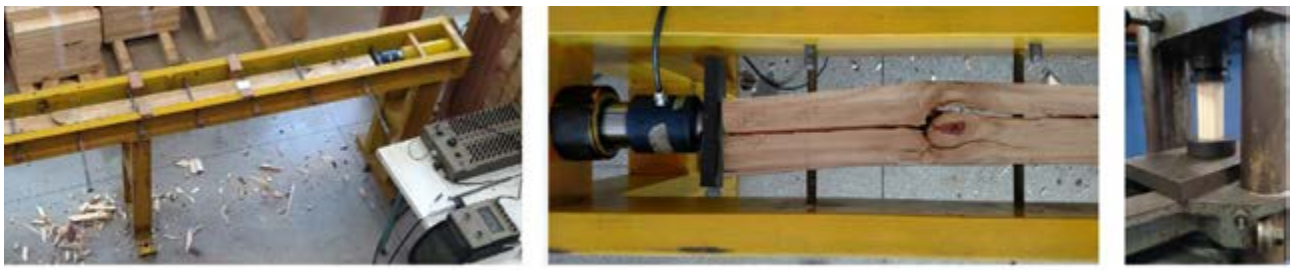
Este trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras, do Departamento de Estruturas, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo (LaMEM-SET-EESC-USP). Nele serão dispostos resultados preliminares de uma classificação estrutural completa da madeira de pinus sp., desenvolvida em parceria com a indústria Berneck S. A. Painéis e Serrados.

Para a obtenção dos resultados foram utilizadas 100 tábuas de um lote com 2600 peças. Originalmente, cada uma possuía 3,96 metros de largura e seção 3,8 x 8,9 centímetros. Todas as peças foram secas em estufa ainda na indústria e possuíam umidade padronizada em 12±1%, aferidas com equipamento elétrico M52 da marca Marrari®. De cada uma das tábuas foram retirados dois corpos de prova, um com tamanho estrutural de 205 x 3,8 x 8,9cm seguindo as recomendações da norma [3] e outro prismático com dimensões 11,4 x 3,8 x 3,8 segundo preconiza a norma [1].

As tábuas passaram por classificação visual quando ainda possuíam seu tamanho inicial, e foram seccionadas de forma que os piores defeitos fossem compreendidos no corpo de prova estrutural. Já os corpos de prova prismáticos foram retirados de partes adjacentes isentas de quaisquer defeitos. As medidas de todos os 200 corpos de prova foram aferidas, assim como as respectivas massas, de forma a obter valores de densidade que foram posteriormente comparados.

Para o ensaio de compressão estrutural foi criado um dispositivo metálico robusto capaz de confinar a tábua sem grandes folgas e realizar o travamento para evitar o efeito de flambagem. Neste dispositivo, que pode ser observado na Figura 1-A, foi colocado um atuador hidráulico acoplado com uma célula de carga com capacidade de 25 toneladas, melhor observado na Figura 1-B. As leituras da célula de carga foram realizadas com auxílio de um dispositivo de leitura da marca Kyowa®. Já para a realização dos ensaios com corpos de prova isentos de defeito, foi utilizada uma máquina de ensaios AMSLER com escala de 10 toneladas, aferida com a mesma célula de carga utilizada no ensaio de compressão estrutural. A aplicação da carga foi realizada com uma rótula, conforme observado na Figura 1-C. Os valores de resistência são obtidos pelas relações diretas da resistência dos materiais, tal como prescrito nas normas e apresentado na Equação 1.

$$f_{c0} = {}^{Força\ máxima}/_{Area} \quad (1)$$



A B C

Figura 1: (A) Aparato de ensaio de compressão estrutural; (B) Detalhe de ruptura no nó e célula de carga acoplada ao atuador hidráulico; (C) Detalhe do ensaio de compressão na AMSLER.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A madeira utilizada neste trabalho possuía alta qualidade de processamento isenção de defeitos como rachaduras, empenamentos, encurvamentos, torcimentos, arqueamentos, esmoados, e fendilhamentos. Os únicos defeitos presentes eram os nós, assim como a presença escassa de bolsas

de resina e medula, ora desclassificadas estruturalmente, mas presentes nos ensaios como tábuas de classificação visual “F”. Nenhuma peça possuía ataques de insetos ou qualquer organismo xilófago.

Inicialmente foram comparados os valores de densidade dos dois corpos de prova. Assim como esperado, não houve uma diferença muito grande, com uma correlação de 85,58% entre os resultados. No entanto, quando realizado teste T estatístico, os valores se diferem a um nível de significância de 5%, tendo o valor p=0,000436 (p<0,05). A dispersão dos resultados pode ser observada na Figura 2.

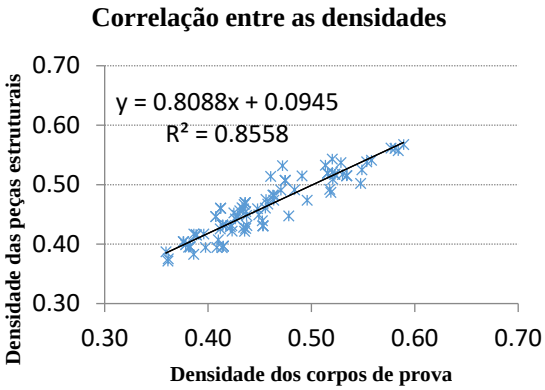


Figura 2: Dispersão e correlação entre os valores de densidade dos corpos de prova.

Quanto aos valores de resistência, é possível observar um fator importante: Quanto menor a incidência de defeitos presente nas peças, melhor é a correlação dos resultados entre os respectivos corpos de prova. Isso pode ser observado na Figura 3 e na Tabela 1, analisando as dispersões dos valores das resistências à compressão paralela às fibras nos corpos de prova isentos de defeitos ($f_{c0,cp}$) e da resistência a compressão paralela às fibras no ensaio estrutural ($f_{c0,est}$). A correlação de 93,89% entre as peças SS e os corpos de prova isentos de defeitos é considerada excelente e poderia ter sido melhor caso houvesse completa isenção de defeitos nas peças estruturais. A redução gradativa das porcentagens de correlações na medida em que a classe visual permite defeitos maiores demonstra que diferentes coeficientes de segurança podem ser aplicados de acordo com cada classe visual, e se tornam alvo de pesquisas futuras.

Quanto à minoração dos resultados no ensaio estrutural com peças com defeitos, também é possível afirmar que quanto maiores os defeitos piores são os resultados. O valor máximo de minoração chegou a 73,8% para uma peça ‘F’, apresentando média de 45,7% neste caso. Já para as melhores peças (SS), os resultados foram melhores, tendo máxima de 23,1% e média de 16,7%. No entanto, nenhum dos grupos de resultados pode ser considerado estatisticamente semelhante, uma vez que todos os valores de ‘p’ foram inferiores a 0,05 no teste T estatístico.

Assim como era esperado, as peças ‘F’, consideradas desclassificadas estruturalmente, apresentaram a pior correlação de resultados e os maiores índices de minoração das cargas. Estas peças não devem ser utilizadas em estruturas, a não ser que sejam retirados os piores defeitos e reaproveitadas, seja para outras finalidades ou com a unção axial a partir da colagem com emendas dentadas.

Tabela 1: Minoração dos resultados no ensaio estrutural, correlação dos resultados valor 'p' estatístico.

Classe visual	Média	Máximo	Mínimo	Correlação	p valor
SS	16,70%	23,10%	4,20%	93,89%	$8,29*10^{-10}$
S1	29,90%	46,00%	18,40%	77,89%	$3,96*10^{-14}$
S2	27,80%	42,00%	0,30%	51,16%	$2,83*10^{-8}$
S3	40,4%	61,00%	21,50%	40,39%	$7,03*10^{-11}$
F	45,70%	73,80%	16,40%	4,21%	$7,34*10^{-8}$

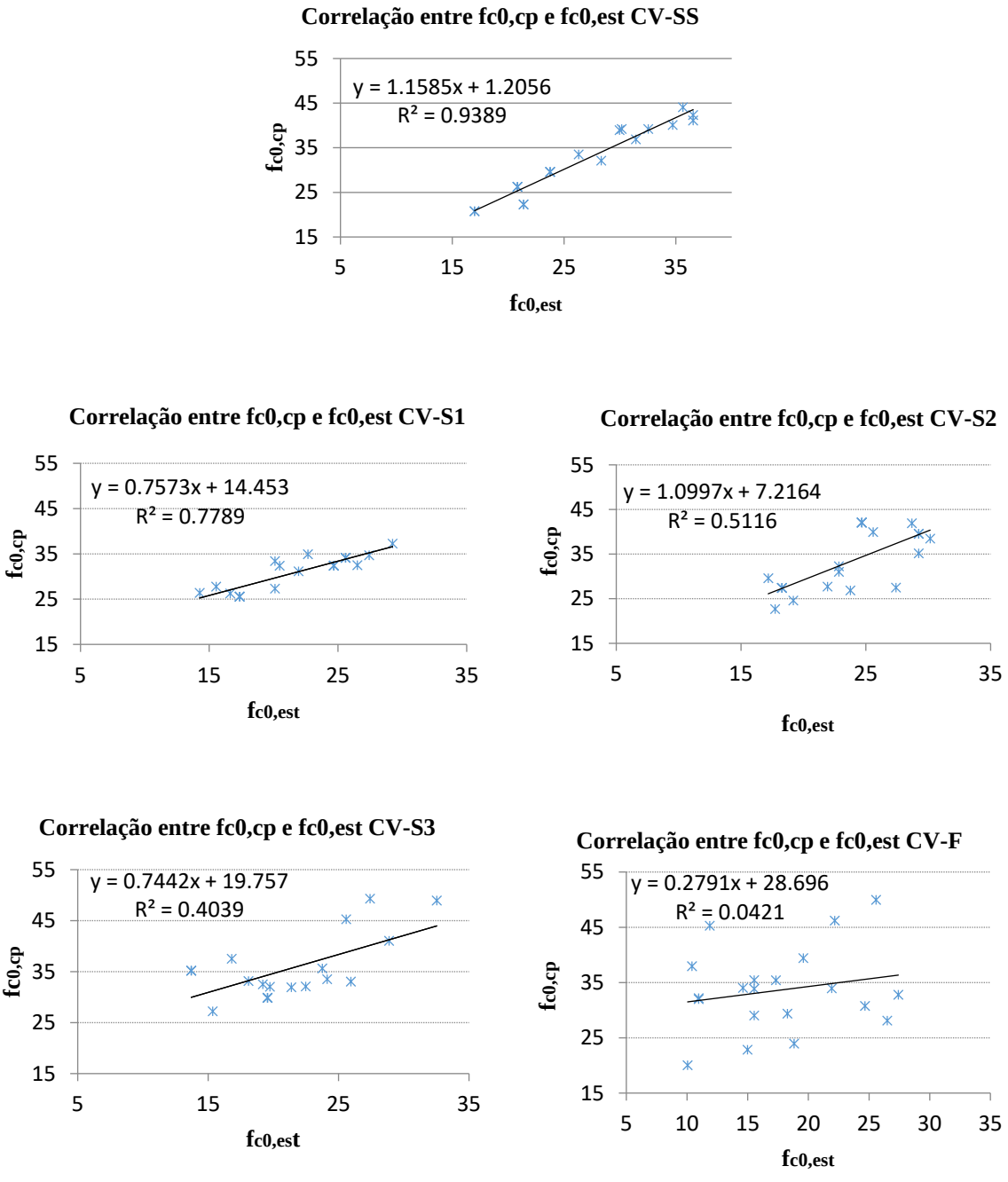


Figura 3: Dispersões e correlações entre os ensaios de compressão paralela às fibras em corpos de prova isentos de defeitos ($f_{c0,cp}$) e estruturais ($f_{c0,est}$) variando a classificação visual (CV) de SS a F.

4. CONCLUSÕES

Com os resultados apresentados é possível concluir que a incidência de defeitos, principalmente os nós, afeta diretamente a resistência à compressão paralela às fibras da madeira. Assim como a realização da classificação visual se torna de suma importância na inferência de possíveis coeficientes de segurança as estruturas.

É possível concluir também que a atual NBR 7190:1997 dispõe de métodos ineficientes para a classificação estrutural de espécies coníferas com grande incidência de defeitos, principalmente para a estudada neste trabalho, sendo assim a ISO 13910:2013 uma melhor alternativa para classificar esse tipo de madeira.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem ao Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira, do Departamento de Estruturas, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo (LaMEM-SET-EESC-USP) e principalmente à indústria Berneck S. A. Painéis e Serrados, pelo aporte material e financeiro, imprescindíveis para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

[1] Carrera, M. R., Dias, A. A. Critérios para classificação visual de peças estruturais de pinus sp. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos v. 8, n. 34, p.17-43, 2006.
[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 7190. Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.
[3] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO 13910 - Structural timber – Characteristic values of strength – graded timber – Sampling, full-size testing and evaluation. 2013
[4] CARREIRA, M. R. (2003). Critérios para classificação visual de peças estruturais de Pinus Sp. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-MECÂNICA DA MADEIRA DE *EUCALYTUS GRANDIS* DE 10 ANOS EM TRÊS ALTURAS DIFERENTES

PHYSICAL-MECHANICAL CHARACTERIZATION OF 10-YEAR-OLD *EUCALYPTUS GRANDIS* WOOD AT THREE DIFFERENT HEIGHTS

Elen A. Martines Morales [(1)] (A), Rafaele Almeida Munis [(2)], Mauri Pedroso de Lima Jr. [(2)], João C. Biazzon [(3)], Anderson D. da Fé [(4)], Jorge Carvalho Martins [(2)], Vitor A. Neves Silva [(2)], Alex Torres de Araújo [(2)]

(1) Dra. Profa., Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho" - Campus de Itapeva/São Paulo, Brasil
(2) Estudante de graduação, Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho" de Itapeva/São Paulo, Brasil
(3) Mestre, Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho" - Campus de Bauru/São Paulo, Brasil
(4) Estudante de pós-graduação, Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho" - Campus de Guaratinguetá/São Paulo, Brasil
Dirección de contacto: elen@itapeva.unesp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T3-17

Resumo

Por ser de origem biológica, a madeira apresenta variabilidade em suas propriedades mecânicas entre espécies diferentes, posições variadas nas toras, madeira de árvores de idades diferentes ou de procedências geográficas diferentes, entre outros. Para a utilização eficiente de madeiras de reflorestamento mais jovens, que tenham propriedades equivalentes às desejadas de madeiras nativas, são necessários mais estudos. Especificamente para a utilização em estruturas, a madeira de Eucalyptus sp insere-se em classes de resistência superiores às de Pinus sp. O objetivo deste trabalho foi realizar a caracterização físico-mecânica da madeira de Eucalyptus grandis proveniente da região de Itapeva-SP (Brasil), de árvores com 10 anos de idade, em três posições da base ao topo das toras, para utilização em estruturas. Todo o trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Propriedades dos Materiais, do Campus de Itapeva, da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (UNESP). Foram utilizados os 10 primeiros metros de 4 árvores, a partir da base, divididos em 3 toras de 3 metros cada, totalizando 12 toras.

Palavras chave: caracterização de material; estruturas; eucalyptus grandis; madeira; propriedades físico-mecânicas

Abstract

Because wood is of biological origin, it presents variability in its mechanical properties between different species, varied positions in logs, wood of different ages trees or of different geographical origins, among others. For the efficient use of younger reforestation woods, which have properties equivalent to those desired from native woods, further studies are needed. Specifically for use in structures, the wood of Eucalyptus sp enters classes of resistance superior to those of Pinus sp. The objective of this research was to perform the physical-mechanical characterization of Eucalyptus grandis wood from the Itapeva-SP region (Brazil), from 10-year-old trees, in three positions from the base to the top of the logs, for use in structures. All research was developed in the Laboratory of Properties of Materials, of the Campus of Itapeva, of the Paulista State University "Júlio de Mesquita Filho" (UNESP). The first 10 meters of 4 trees were used, from the base, divided in 3 logs of 3 meters each, totaling 12 logs.

***Keywords**: eucalyptus grandis; material characterization; physical-mechanical properties; structures; wood*

1. INTRODUÇÃO

A madeira, sendo uma matéria prima renovável, vem ganhando cada vez mais destaque. Suas aplicações são as mais variadas, o que acaba levando pequenos e médios empresários a investirem na comercialização da mesma e, devido ao pouco conhecimento sobre suas características físicas e mecânicas por esse público, podem acontecer aplicações indevidas desse material, o que pode causar descrédito e tornar cada vez mais difícil sua utilização para projetos relevantes.

Nas últimas décadas, verificou-se o avanço por parte da silvicultura brasileira, no melhoramento florestal e na exploração de espécies exóticas de crescimento consideravelmente rápido. Esses avanços ocorreram devido à grande produção de celulose e ao aumento na produção de carvão vegetal para o uso industrial, utilizando madeira de Eucalipto proveniente de madeira de reflorestamento [1].

No período 2000-2001, na Região Administrativa de Sorocaba, à qual pertence a cidade de Itapeva/SP, a área de plantio de Eucalyptus sp foi de 233.406 ha, a maior dentre todas as outras áreas reflorestadas no Estado de São Paulo [2].

Estima-se que no Brasil existam 5,10 milhões de hectares de floresta plantada de Eucalipto. Sua cultura é intensiva, com elevada produtividade da ordem de 45-60 m³/ha/ano, que está baseada, principalmente em florestas clonais [3].

O estudo das propriedades mecânicas da madeira tem se desenvolvido devido ao trabalho de diversos pesquisadores, trabalhando em sua maior parte com espécies de madeira de reflorestamento como Pinus e Eucalipto. O estudo dessa área é muito abrangente, pois as características apresentam variação devido a idades diferentes [4], devido ao posicionamento em relação a direção radial das toras e entre alturas diferentes [5], já que essas variações levam a variação da densidade [6], mesmo em híbridos clonais [7], sendo utilizada essa variação com sua finalidade de utilização [8] [9].

Para estudar os valores médios da densidade e do módulo de elasticidade na flexão estática da madeira de 24 árvores, com 21 anos de idade, com dimensões nominais e condução segundo as prescrições da ABNT NBR 7190:1997, Ballarin e Palma encontraram 0,62 g/cm^3 e 15.306 MPa, respectivamente [10].

Em um outro estudo, Morales encontrou os valores médios dos módulos de elasticidade na compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras e flexão estática iguais a 15.306 MPa, 17.963 MPa e 17.019 MPa, respectivamente, utilizando-se madeira comercial de *Eucalyptus grandis*, sem idade definida, com dimensões nominais e condução dos ensaios segundo as prescrições da ABNT NBR 7190:1997 [12].

Lobão *et al* determinaram os valores médios da densidade e das resistências na compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras, cisalhamento e flexão estática iguais a 0,575 g/cm^3, 49,5 MPa, 75,3 MPa, 8,3 MPa e 64,7 MPa, respectivamente, de madeira comercial de *Eucalyptus grandis*, sem idade definida, com dimensões nominais e condução dos ensaios segundo as prescrições da ABNT NBR 7190:1997 [6].

O objetivo deste trabalho foi realizar a caracterização físico-mecânica da madeira de *Eucalyptus grandis* proveniente da região de Itapeva-SP (Brasil), de árvores com 10 anos de idade, em três posições da base ao topo das toras, para utilização em estruturas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

As toras foram provenientes de doação da Fazenda Ribeirão do Sul (Itapeva/SP), da Empresa Sudoeste Paulista, e escolheu-se 4 árvores, com no máximo 40 cm de diâmetro, por limitação de equipamentos da serraria, tomando-se o cuidado de serem o mais retilíneas possível, sem cupim ou defeitos aparentes e que encontravam-se em local viável para o operador da motosserra, o que não propiciou que as mesmas fossem selecionadas de forma totalmente aleatória. As mesmas foram seccionadas em três partes a cada três metros a partir da base conforme o esquema representado na Figura 1.

As pranchas foram beneficiadas na serraria do Campus de Itapeva, da UNESP, obtendo-se pranchas com uma espessura nominal de 7,0 cm, considerando-se uma possível variabilidade dessa espessura através da retração para a obtenção dos corpos de prova, já que para a maioria dos ensaios físico-mecânicos a prescrição normativa é de que tenham seção transversal de 5,0 x 5,0 cm. As pranchas relacionadas a uma das toras são mostradas na Figura 1.

Em prosseguimento as pranchas foram encaminhadas a um pátio de secagem, até atingirem a umidade de equilíbrio, foram escolhidas as que possuíam menor quantidade de rachaduras para serem usinadas com a finalidade de obtenção de uma superfície plana, para a subsequente confecção dos corpos de prova de densidade, compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras, flexão estática e cisalhamento. A obtenção dos corpos de prova bem como a condução dos ensaios físicos mecânicos seguiram as prescrições normativas da ABNT NBR 7190:1997 [12].

Figura 1: Pranchas de uma das toras após beneficiamento.

Para os ensaios de compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras e flexão estática foram determinados tanto os valores de resistência quanto do módulo de elasticidade, com auxílio da máquina de ensaio universal EMIC, com Célula de carga 300 kN, onde foi aplicado o carregamento de 10 MPa por minuto. A Figura 2 mostra o ensaio de um corpo de prova de flexão estática.

Figura 2: Ensaio mecânico de um corpo de prova de flexão estática.

O cálculo das médias, desvio padrão e coeficiente de variação, análise de normalidade e intervalo de confiança foram realizados através do software estatístico R, adotando o nível de significância de 5%, para os testes estatísticos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores médio (M) e de desvio padrão (DP), em g/cm^3, bem como de coeficientes de variação, em %, dos dados obtidos nos ensaios de densidade (d) obtidos nas peças da altura A, B e C estão dispostos na Tabela 1.

Tabela 1: Valores relativos a densidade nas três alturas.

d	Altura A	Altura B	Altura C
M	0,58	0,61	0,62
DP	0,06	0,05	0,04
CV	11,0	8,4	6,9

De acordo com o Anexo E da NBR 7190/97 [11] a densidade da espécie *Eucalyptus grandis* indicada é de 0,64 g/cm^3, para uma amostra de 103 corpos de prova, sem especificação da idade da madeira utilizada, sendo um valor próximo às densidades médias obtidas de cada uma das três alturas, à densidade média total de 0,60 g/cm, e também próximo a 0,62 g/cm^3 (madeira com 21 anos) [10]. Os valores de CV mostram que a variabilidade foi baixa.

Os valores médios (M) e de desvio padrão (DP), em MPa, bem como de coeficientes de variação, em %, de resistência (f_{c0}) e de módulo de elasticidade (E_{c0}) obtidos nos ensaios de compressão paralela às fibras nas peças das alturas A, B e C, corrigidos a uma umidade de 12%, estão dispostos na Tabela 2.

Tabela 2: Valores relativos ao ensaio de compressão paralela ás fibras nas três alturas.

f_{c0}	Altura A	Altura B	Altura C	E_{c0}	Altura A	Altura B	Altura C
M	59,6	61	62,3	M	19.431	25.002	26.009
DP	7,5	8,8	7,1	DP	2.400	3.680	4.516
CV	12,6	15	11	CV	12,4	15	17

Os valores médios de f_{c0} encontrados para as peças de cada uma das três alturas, bem como o valor médio total igual a 61 MPa foram superiores aos valores 40,3 MPa [11] e 49,5 MPa [6] citados na literatura. Os valores médios de módulos de elasticidade na compressão paralela às fibras para a madeira das três alturas, bem como o valor médio total igual a 23.481 MPa, também foram superiores aos de 12.803 MPa [11] e 15.306 MPa [12] encontrados na literatura.

Os valores médios (M) e de desvio padrão (DP), em MPa, bem como de coeficientes de variação, em %, de resistência (f_{t0}) e de módulo de elasticidade (E_{t0}) obtidos nos ensaios de tração paralela às fibras nas peças das alturas A, B e C, corrigidos a uma umidade de 12%, estão dispostos na Tabela 3.

Tabela 3: Valores relativos ao ensaio de tração paralela às fibras nas três alturas.

f_{t0}	Altura A	Altura B	Altura C	E_{t0}	Altura A	Altura B	Altura C
M	112,5	97,3	107,6	M	17.349	19.462	20.498
DP	21,2	15,6	38,7	DP	2.312	2.306	2.214
CV	18,9	16	36,0	CV	13,3	11,8	10,8

Os valores médios de f_{t0} encontrados para as peças de cada uma das três alturas, bem como o valor médio total igual a 105,8 MPa foram superiores aos valores 70,2 MPa [11] e 75,3 MPa [6] citados na literatura. Os valores médios de módulos de elasticidade na tração paralela às fibras de 19.462 MPa e 20.498 MPa encontrados para a madeira nas alturas B e C, bem como o valor médio total igual a 19.103 MPa, foram superiores ao de 17.963 MPa encontrado na literatura [12] e o valor 17.349 MPa encontrado para madeira da altura A foi inferior a esse valor, porém muito próximo.

Os valores médios (M) e de desvio padrão (DP), em MPa, bem como de coeficientes de variação, em %, de resistência (f_m) e de módulo de elasticidade (E_m) obtidos nos ensaios de flexão estática nas peças das alturas A, B e C, corrigidos a uma umidade de 12%, estão dispostos na Tabela 4.

Tabela 4: Valores relativos ao ensaio de flexão estática nas três alturas.

f_m	Altura A	Altura B	Altura C	E_m	Altura A	Altura B	Altura C
M	93,1	86,2	86,9	M	15.483	16.981	17.226
DP	12,7	15,8	18,0	DP	1.303	1.311	2.026
CV	13,7	18,3	20,7	CV	8,4	7,7	11,8

Os valores médios de f_m encontrados para as peças de cada uma das três alturas, bem como o valor médio total igual a 88,7 MPa foram superiores ao valor 64,7 MPa [6] citado na literatura. Os valores médios de módulos de elasticidade na flexão estática de 15.483 MPa e 16.981 MPa encontrados para a madeira nas alturas A e B, bem como o valor médio total igual a 16.563 MPa, foram inferiores ao de 17.963 MPa [12] porém superiores ao de 15.306 MPa [10], ambos encontrados na literatura, sendo esse útimo relacionado a madeira de árvores de 21 anos, sendo o valor obtido para a madeira da altura C superior a esses dois valores da literatura.

Os valores médios (M) e de desvio padrão (DP), em MPa, bem como de coeficientes de variação, em %, dos dados obtidos nos ensaios de cisalhamento (f_{v0}) obtidos nas peças da altura A, B e C, corrigidos a uma umidade de 12%, estão dispostos na Tabela 5.

Tabela 5: Valores relativos ao ensaio de cisalhamento nas três alturas.

f_{v0}	Altura A	Altura B	Altura C
M	11,4	9,9	10,2
DP	1,2	1,3	0,8
CV	10,4	13,1	8,1

Os valores médios de f_{v0} encontrados para as peças de cada uma das três alturas, bem como o valor médio total igual a 10,5 MPa foram superiores aos valores 8,3 MPa [6] e 7,0 MPa [11] citados na literatura.

4. CONCLUSÃO

De modo geral, os valores das propriedades físico-mecânicas determinadas superaram ou alcançaram os valores citados em literatura, quer seja com madeira de *Eucalyptus grandis* de maior idade do que 10 anos, proveniente de fonte comercial ou dos valores indicados pela ABNT NBR 7190:1997 [11], independentemente da altura considerada.

Nos casos dos módulos de elasticidade na tração paralela às fibras (altura C), o valor foi próximo ao relatado em literatura para madeira comercial e, na flexão estática (alturas A e B), os valores foram superiores ao valor de módulo de elasticidade encontrado em literatura para madeira adulta.

Esse mesmo comportamento se verifica quando são considerados os valores médios totais, repetindo-se para a flexão estática que o valor médio é superior ao valor de módulo de elasticidade encontrado em literatura para madeira adulta.

Os valores encontrados indicam a possibilidade da utilização em estruturas da madeira de *Eucalyptus grandis* de dez anos, proveniente da região de Itapeva. Esse é um fato muito importante, visto que nessa região a produção de madeira de Eucalipto é, quase que exclusivamente, para o setor de celulose e papel. Desta forma é possível agregar valor ao material madeira e, consequentemente, auxiliar no desenvolvimento regional.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a empresa Sudoeste Paulista pela doação das madeiras.

REFERENCIAS

[1] Maêda, J. M. *Avaliação de parâmetros genéticos e de critérios de seleção em Virola surinamensis Warb.* Viçosa: UFV, 2000. 94p. Dissertação (Doutorado em Ciência Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, 2000.

[2] Kronka, F. J. N. et al. Monitoramento de vegetação natural e do reflorestamento no Estado de São Paulo. In: Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, 12, 2005, Goiânia. *Anais.* Goiânia: INPE, 2005. p. 1569-1576.

[3] Alfenas, A. C., Zauza, E. A. V., Mafia, R. G., Assis, T. F. *Clonagem e doenças do eucalipto.* Viçosa: UFV, 2004.442p.

[4] Silva, J. C. *Caracterização da madeira de Eucalyptus grandis Hill ex. Maiden, de diferentes idades, visando a sua utilização na indústria moveleira.* 2002. 160p. Tese (Doutorado em Ciências Florestais) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

[5] Cruz, C. R.; Lima, J. T.; Muniz, G. I. B. Variações dentro das árvores e entre clones das propriedades físicas e mecânicas da madeira de híbridos de *Eucalyptus*. *Scientia Florestalis*, **64** (2003) 33-47.

[6] Lobão, M. S.; Lúcia, R. M. D.; Moreira, M. S. S.; Gomes, A. Caracterização das propriedades físico-mecânicas da madeira de eucalipto com diferentes densidades. *Rev. Árvore*, **28** (6) (2004) 889-894.

[7] Gonçalves, F. G.; Olivera, J. T. S.; Lucia, R. M. D.; Sartório, R. C. Estudo de algumas propriedades mecânicas da madeira de um híbrido clonal de *Eucalyptus urophylla* X *Eucalyptus grandis*. *Rev. Árvore,* **33** (3) (2009) 501-509.

[8] Lopes, C. S. D. *Caracterização madeira de três espécies de eucalipto para uso em movelaria.* 2007. 88p. Dissertação (Mestrado em Recursos Florestais) - Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2007.

[9] Rocha, M. P. *Eucalyptus grandis Hill ex maiden e Eucalyptus dunnii Maiden como fontes de matéria-prima para serrarias.* 2000. 185p. Tese (Doutorado em Engenharia Florestal) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2000.

[10] Ballarin, A. W., Palma, H. A. L. Avaliação do módulo de elasticidade de madeiras de reflorestamento com uso do método não destrutivo de vibração transversal. *Rev. Mad. Arq. e Eng*, **10 (**25) (2009), 5-14.

[11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira – Anexo B, Rio de janeiro, Brasil, 1997. 107 p.

[12] Morales, E. A. M. *Determinação do módulo de elasticidade da madeira: proposta para simplificação dos procedimentos metodológicos.* Dissertação de Mestrado em Ciência e Engenharia de materiais. p. 86. 2002.

DETERMINATION OF CHARACTERISTIC VALUES IN NBR 7190: 1997 COMPARED WITH NONPARAMETRIC ESTIMATORS OF SAMPLE QUANTILES

DETERMINAÇÃO DO VALOR CARACTERÍSTICO NA NBR 7190: 1997 E ESTIMATIVAS NÃO PARAMÉTRICAS DE QUANTIS AMOSTRAIS

Carlos Alberto Oliveira de Matos [(1)] (P)

(1) Prof. Dr., UNESP – Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Campus Experimental de Itapeva, Itapeva, Brasil.
Contact address: carlos@itapeva.unesp.br; (P) Presenter

Identification code: T3-18

Abstract

According to definition of NBR 7190: 1997, the characteristic value, unless specified otherwise, is the lower characteristic value $X_{k,inf}$ which is the value, smaller than mean value, which has only 5% probability of being reached in a given lot of material. In its Annex B, which has a normative character, it defines experimental methods for determination of sixteen wood properties for structural designs and the expression for estimation of the characteristic value.

The definition of characteristic value corresponds, in Statistics, to a quantile of 0.05 order, indicated by q (0.05), such that 5% of observations are smaller than q (0.05).

The present article compares the estimation of characteristic value defined in Brazilian standard with eight different definitions of nonparametric estimates sample quantiles most commonly used in statistical computing packages through simulation of pseudorandom variables using the Monte Carlo Method (MCM) in twelve sample sizes and five conditions of sample variability.

The results are analyzed according to desirable properties for a sample quantile estimator, to the adaptation to parameters of safety model of Brazilian standard and to increase the commercial use potential wood for structural design, using less restrictive estimates objectifying contribute to the ongoing discussion about the review and improvement of some aspects of the standard.

Keywords: characteristic value; Monte Carlo methods; Brazilian standard

Resumen

Segundo a definição da NBR 7190: 1997 o valor característico, salvo especificação em contrário, é o valor característico inferior Xk,inf, que é o valor, menor que o valor médio, que tem apenas 5% de probabilidade de ser atingido em um dado lote de material. No seu anexo B, que tem caráter normativo, ela define os métodos experimentais para a determinação de dezesseis propriedades das madeiras para projetos de estruturas e a expressão para a estimativa do valor característico.

A definição de valor característico corresponde, na Estatística, à medida do quantil de ordem 0,05, indicada por q(0,05), tal que 5% das observações sejam menores do que q(0,05).

O presente artigo compara a estimativa do valor característico definida na norma com oito diferentes definições de estimativas não paramétricas de quantis amostrais mais comumente usadas em pacotes de computação estatística através de simulação de variáveis pseudoaleatórias utilizando o método Monte Carlo (MMC) em doze diferentes condições de tamanho da amostra e de cinco condições de variabilidade amostral.

Os resultados são analisados em função das propriedades desejáveis para um estimador do quantil amostral, da adequação aos parâmetros do modelo de segurança da norma brasileira e do aumento do potencial de utilização comercial das madeiras para projetos de estruturas através da utilização de estimativas menos restritivas e objetivam contribuir para a discussão contínua acerca da revisão e do aperfeiçoamento de alguns aspectos da norma.

***Palabras clave**: valor característico; Método Monte Carlo; Norma Brasileira; NBR*

1. BACKGROUND

The supply chain of construction has great social and economic importance in Brazil. It is responsible for 15.5% of GDP (Gross Domestic Product) and presents relevant social role in generating jobs, representing 6% of total employed persons, which characterizes the sector as the most employer in the country.

In Brazil, there is a widespread prejudice against the more intensive use of wood in construction of buildings because of the tradition inherited from the Portuguese colonizers, the ignorance of the properties of wood and insistence on outdated construction methods.

The Brazilian Association of Technical Standards (ABNT) is National Forum for Standardization published the NBR 7190:1997 - Design of wooden structures in 1997 replacing the NBR 7190:1982. "This standard sets the general conditions that must be followed in the design, implementation and control of the common structures of wood, such as bridges, bridges, roofs, floors and falsework." [1]

According to the definition of NBR 7190: 1997, the characteristic value, unless otherwise specified, is the smallest characteristic value $X_{k,low}$, which is the value, lower than the mean value, which has only 5% probability to be not achieved in a given batch of material.

The Annex B, which has a normative character, defines experimental methods for the determination of sixteen properties of wood for structural projects or that are used exclusively to compare resistance among different species:

a) moisture content;
b) density;
c) compression parallel to grain;
d) tension parallel to grain;
e) compression perpendicular to grain;
f) tension perpendicular to grain;
g) shear;
h) cracking;
i) bending;
j) hardness;
k) impact resistance in flexion;
l) embedding;
m) shear strength at the bondline ;
n) normal tension to the bondlinhe;
o) resistance of toothed and beveled seams;

and presents the expression (1) for estimating characteristic values:

$$x_{wk} = \left(2\frac{x_1 + x_2 + \cdots + x_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2}-1} - x_{\frac{n}{2}} \right) 1.1 \qquad (1)$$

where results must be placed in ascending order $x_1 \le x_2 \le \cdots \le x_n$ disregarding the highest value when the number of specimens is odd. If x_{wk} is less than x_1 or less than seventy percent of the mean value, it is not considered valid.

The definition of characteristic value corresponds, in a statistical sense, to the 0.05 quantile. It is indicated by q (0.05), and is a value such that 5% of the observations are smaller than q (0.05).

Our objective is compare the estimator of the characteristic value defined in the standard with nine nonparametric estimators of sample quantiles most commonly used in statistical computing packages [2].

All sample quantiles are defined as weighted averages of consecutive order statistics [4]. Sample quantiles of type i are defined by (2):

$$Q[i](p) = (1-\gamma)x[j] + \gamma\, x[j+1] \tag{2}$$

where $1 \le i \le 9$, $(j-m)/n \le p \le (j-m+1)/n$, $x[j]$ is the j th order statistic, n is the sample size, the value of γ is a function of $j = floor(np+m)$ and $np+m-j$, and m is a constant determined by the sample quantile type.

For types 1, 2 and 3, $Q[i](p)$ is a discontinuous function of p, with $m=0$ when $i=1$ and $i=2$, and $m=-1/2$ when $i=3$ [4].

Type 1 is the inverse of empirical distribution function where $\gamma = 0$ if $g=0$, and 1 otherwise.

Type 2 is similar to type 1 but with averaging at discontinuities where $\gamma = 0.5$ if $g=0$, and 1 otherwise.

Type 3 is a nearest even order statistic (SAS ® definition) where $\gamma = 0$ if $g=0$, and 1 otherwise.

For types 4 through 9, $Q[i](p)$ is a continuous function of p, with $gamma = g$ and m given below. The sample quantiles can be obtained equivalently by linear interpolation between the points $(p[k], x[k])$ where $x[k]$ is the k th order statistic. Specific expressions for $p[k]$ are given below [4].

Type 4 is a linear interpolation of the cumulative distribution function where $m=0$ and $p[k] = k/n$.

Type 5 is a piecewise linear function where the knots are the values midway through the steps of the empirical cumulative distribution function where $m=1/2$ and $p[k] = (k-0.5)/n$. This is popular amongst hydrologists.

Type 6 is used by Minitab ® and by SPSS ®, where $m=p$ and $p[k] = k/n+1$ and thus $p[k] = E[F(x[k])]$.

Type 7 is used by S ®, where $m = 1-p$ and $p[k] = k-1/n-1$ and in this case $p[k] = mode[F(x[k])]$.

The resulting quantile estimates in Type 8 are approximately median-unbiased regardless of the distribution of x, where $m = (p+1)/3$ and $p[k] = (k-1/3)/(n+1/3)$ and then $p[k] \cong median[F(x[k])]$.

The resulting quantile estimates in Type 9 are approximately unbiased for the expected order statistics if x is normally distributed where $m = p/4+3/8$ and $p[k] = (k-3/8)/(n+1/4)$.

2. METHODS

These comparisons were conducted through simulation of pseudo random variables using Monte Carlo methods. The study simulated eleven different sample sizes (n = 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 18, 24, 30, 36) together with five variability conditions (coefficient of variation = 5, 10, 15, 20, 25). Fifty-five samples resulting from combinations of all levels of the two factors were generated 20,000 times. All samples were generated with normal distribution.

3. RESULTS

All resulting values were standardized by dividing by the estimate defined by the standard. This variable (z) is shown in Figure 1, which shows that this characteristic value estimator overestimates the estimates obtained with the other nine non-parametric estimators.

In most situations, the estimator used in the standard is about 9% higher and this result is 35% in the most extreme situation.

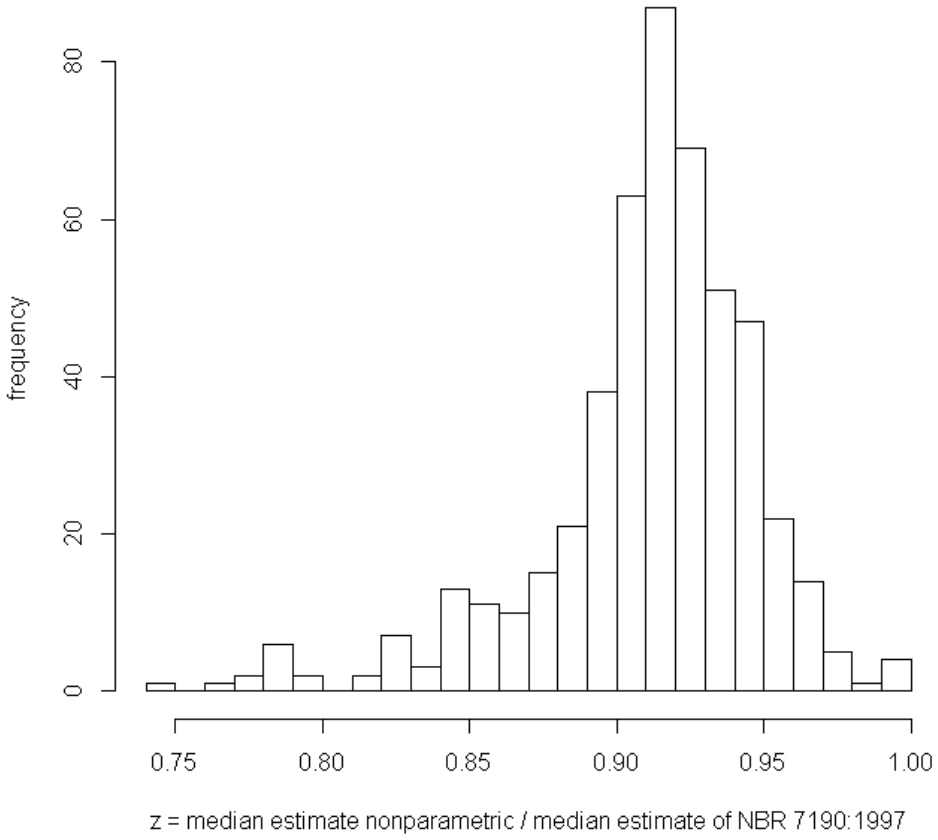


Figure 1: Histogram of z (median estimate nonparametric / median estimate of NBR 7190: 1997) in all 55 simulated situations.

The Figure 2 shows the distribution of the variable z to each of the estimators. The difference between the definition of Brazilian standard and nine estimators of sample quantiles becomes more visible.

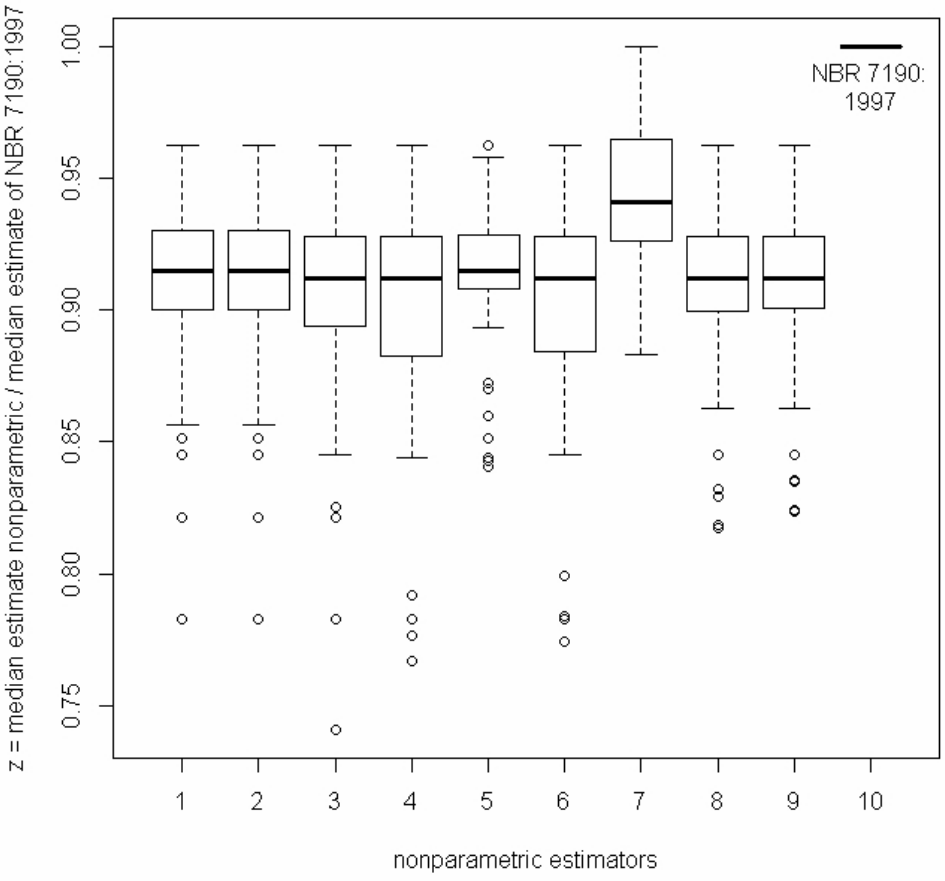


Figure 2: Comparison of the characteristic value defined in NBR 7190:1997 with nine nonparametric estimators of sample quantiles most commonly used in statistical computing packages.

This difference is smaller in relation to the estimator 7 which considers "the modal position p_k = mode $F(X_{(k)}) = (k-1)/(n-1)$. One nice property is that the vertices of $\hat{Q}_7(p)$ divide the range into n-1 intervals, and exactly 100p% of the intervals lie to the left of $\hat{Q}_7(p)$ and $100(1-p)$% of the intervals lie to the right of $\hat{Q}_7(p)$" [3]. Unfortunately, this definition has only four of the six desirable properties for a sample quantile.

4. CONCLUSIONS

The results aims to contribute to the ongoing discussion on the revision and improvement of some aspects of this standard and are analyzed in terms of the following factors: desirable properties of a sample quantiles estimator, adequacy to the safety model parameters from the Brazilian standard and increased potential for commercial use of wood for structural projects through the use of less restrictive estimates.

REFERENCES

[1] ABNT: NBR 7190 - Projeto de estruturas de Madeira. ABNT Rio de Janeiro, 1997.
[2] R. J. Hyndman and Y. Fan: Sample Quantiles in Statistical Packages. The American Statistician, 50(4):361-365, 1996.
[3] E. J. Gumbel: La Probabilité des Hypotheses. Comptes Rendus de l'Academie des Sciences, 209:645-647, 1939.
[4] R Core Team. Sample Quantiles. In: R Documentation. Retrieved from http://127.0.0.1:12440/library/stats/html/quantile.html

POTENCIAL USO ESTRUCTURAL DE LA MADERA *POPULUS DELTOIDES* CULTIVADO EN EL NOROESTE DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

POTENTIAL STRUCTURAL USE OF WOOD *POPULUS DELTOIDES* CULTIVATED IN THE NORTHWEST OF BUENOS AIRES PROVINCE

María C. Filippetti [(1)] (P), Alfredo A. Guillaumet [(2)], Miguel Tortoriello [(3)], Cesar Alí Mossre [(4)]

(1) Ing., Profesor Adjunto, Investigador, Universidad Tecnológica Nacional FR Venado Tuerto; Argentina
(2) Ing., Profesor Titular, Investigador, Universidad Tecnológica Nacional FR Venado Tuerto; Argentina
(3) Ing., Profesor Titular, Investigador, UNNOBA. Junín. Argentina
(4) Ing., JTP, Investigador, UNNOBA. Junín. Argentina
Dirección de contacto: aaguillaumet@rec.utn.edu.ar; (P) Presentadora

Código de identificación: T3-19

Resumen

La madera proveniente de bosques implantados constituye una alternativa de suma importancia en la construcción de edificios y la poca información disponible sobre el comportamiento estructural de las distintas combinaciones especie – procedencia marca la necesidad de desarrollar trabajos de caracterización estructural. En Argentina las normas IRAM 9670, 9660, 9662 establecen el marco normativo de calidad, pero solo se incluyen cuatro combinaciones de especie – procedencia, que luego recoge el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601. Numerosas publicaciones técnicas y la norma IRAM 9662/4 presentan las propiedades estructurales de tablas de madera de los clones de Populus deltoides Stoneville 67 y Australiano 129/60 cultivados en el delta del río Paraná. En la zona continental del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires se encuentran 5000 has. de bosques implantados con los mismos clones y la evaluación de sus propiedades resistentes resulta de gran importancia a la hora de su comercialización para su utilización con fines estructurales. En este trabajo se presentan los resultados de los ensayos realizados 306 tablas de madera, 156 del clon Australiano 129/60 y 150 del Stoneville 67 provenientes de bosques implantados en la localidad de Morse. Los ensayos se realizaron según la norma UNE EN 408:2011. Los valores de resistencia a la flexión y módulo de elasticidad resultaron superiores a los publicados para los mismos clones cultivados en el Delta del río Paraná, lo que permitiría considerar a esta madera para uso estructural.

Palabras clave: Populus deltoides; clasificación visual estructural; estructuras de madera; álamo

Abstract

The wood from implanted forests is a very important alternative in building construction and scarce information available on the structural behavior of the different combinations species - source marks the need to do research on structural characterization. In Argentina, the IRAM 9670, 9660, 9662 standards establish the quality standards framework, but only four species - source combinations are included. Numerous technical publications and IRAM 9662/4 present the structural properties of wood board of the Populus deltoides Stoneville 67 and Australian 129/60 clones grown in the Paraná River delta. There are 5000 ha of forests implanted with the same clones located in the continental Northwest of the Province of Buenos Aires, and the assessment of their resistant properties is of utmost importance at the time of its commercialization for its use for structural purposes. In this paper we present the results of the tests performed on 306 wooden boards, 156 were of the Australian clone 129/60 and 150 were of Stoneville 67 coming from implanted forests in the town of Morse. The tests were performed according to the UNE EN 408: 2011 standards. The values of bending strength and modulus of elasticity were higher than those published for the same clones grown in the Paraná River Delta, which would allow to consider this wood for structural use.

Keywords*: Populus deltoides; structural visual classification; wood structures; poplar*

1. INTRODUCCIÓN

En las especies de reforestación “El álamo en general se presenta como una especie de rápido crecimiento, baja densidad de la madera y rigidez, pero con resultados que podrían satisfacer las condiciones para fabricación de vigas laminadas o como vigas aserradas para pequeñas luces” (Castro, 2006).

El cultivo de Salicáceas (Salix spp., Populus spp.) en la pampa húmeda tiene más de cien años de historia, y cuenta en la actualidad con 5.000 hectáreas de plantaciones en macizo, predominantemente de álamos (Achinelli et al, 2006).

La instalación de montes de reparo, cortinas forestales y macizos representa una alternativa agroforestal posible, rentable y permite realizar una diversificación de la producción cada vez más concentrada en los cultivos anuales. Los resultados obtenidos en el inventario forestal de plantaciones de Populus deltoides en el centro norte de la Provincia de Buenos Aires, a lo largo de un ciclo productivo permiten inferir que los crecimientos son promisorios para la zona. En efecto, se alcanzó un crecimiento de 26 m3.ha-1.año-1 sin contar la madera obtenida en tratamientos de raleos. La combinación con la actividad ganadera permitiría acortar los tiempos de retorno de la inversión y facilitar la incorporación como alternativa productiva en campos tradicionalmente agrícolas. (Ferrere et al, 2014)

La norma IRAM 9662-4(2015) presenta la clasificación visual de tablas de *Populus deltoides* “Australiano 129/60” y “Stoneville 67” cultivados en el Delta del Río Paraná con destino a la fabricación de vigas laminadas encoladas. La información sobre el álamo del delta se completa con las publicaciones Guillaumet et al (2014) y Fank et al (2014) basadas en ensayos a flexión de tablas y los que presentan valores de las propiedades resistentes a partir del estudio de piezas de distinta escuadría como Filippetti et al (2015) y Guillaumet et al (2016a). También, contamos con los estudios sobre los *Populus nigra* cv *italica* (álamo criollo) y el *Populus x canadensis* I-214 y *Guardi,* cultivados en el sur de Mendoza en Argentina, Genovese et al (2014).

El “Reglamento Argentino de Estructuras de Madera”, CIRSOC 601 toma los valores de la IRAM 9662/4 y los incorpora a sus suplementos. Actualmente, los álamos cultivados en otras zonas de la Argentina se hallan en deficiencia comercial para su uso estructural.

Por tanto, el objetivo de este trabajo es determinar las propiedades mecánicas de tablas aserradas de los clones *Populus deltoides* “Australiano 129/60” y “Stoneville 69”, proveniente de bosques implantados en la localidad de Morse al noroeste de la Provincia de Buenos Aires y compararlos con los valores propuestos en la IRAM 9662/4 (2015) y con los obtenidos en diversos trabajos sobre elementos estructurales de madera de *Populus*.

2. MATERIAL Y MÉTODO

2.1 Material

El “Establecimiento Forestal San José” de la localidad de Morse (Junín - Buenos Aires) perteneciente a la firma Urionagüena Hnos. e Hijos S.H cuenta con más de 700 has plantadas con álamos. Se realizó la selección de individuos, en rodales de álamo de 15 a 17 años de edad de dos formas distintas, para el clon *Populus deltoides* ‘Australiano 129/60’ se tomaron trozas ya cortadas en la plantación y para el clon “Stoneville 67” se seleccionaron en forma aleatoria y representativa 7 árboles con alrededor de 30 trozas; esta tarea contó con el apoyo de ingeniero forestal y agrónomo. En ambos cultivos, las prácticas silviculturales y las edades de corte fueron representativas de la población a analizar. Para ambos clones, las trozas pasaron por el aserradero de la empresa y se convirtieron en tablas de 1” por 4” de 3 m de longitud que fueron secadas y cepilladas. Luego en el laboratorio, se cortaron 160 tablas de cada clon con una longitud de 50 cm, se colocaron en cámara de estabilizado con una temperatura de 20+/-2 ºC y una humedad relativa ambiente de 65+/-5 % para

luego ser ensayadas en los laboratorios de la UTN Facultad Regional Venado Tuerto y de la UNNOBA sede Junín.

2.2 Método

Las Figuras 1 y 2 corresponden a la norma IRAM 9662/4 (2015), de la cual se siguieron los lineamientos para el relevamiento de los defectos: presencia de médula, dimensión de los nudos, deformaciones previas al ensayo, arista faltante, fisuras y ataque biológico. La dimensión de los nudos se midió entre paralelas a las aristas para los nudos de cara, para los nudos de arista se consideró la dimensión más chica que se manifestara en una de las caras. La nudosidad "K" se define como el porcentaje que ocupa la dimensión de cada nudo sobre la dimensión de la cara donde se manifiesta.

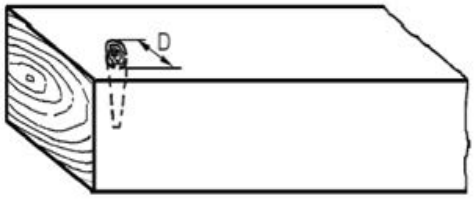


Figura 1: Medición del nudo cara

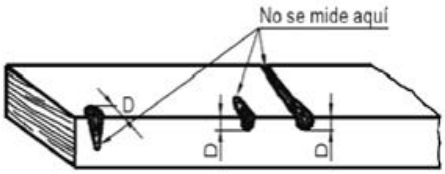


Figura 2: Medición del nudo de arista

Para la presencia de médula, la determinación fue si la pieza incluía o no partes de la misma.

Se limita la inclinación de fibra a un valor menor a la relación 1:9, que es el valor exigido en la norma IRAM 9662/4 (2015) para clase 1 y 2.

La presencia ataque biológico causado por hongos de pudrición u orificios por insectos, generaba el descarte de la pieza para uso estructural (rechazo). La Figura 3 muestra el criterio de clasificación visual que se aplicó según lo establecido en la norma para las clases 1 y 2.

PROBETA	MEDULA	NUDO	CLASE
	No se admite	≤ 1/3	**1**
	Se admite	≤ 2/3	**2**

Figura 3: Clasificación visual de tablas según la norma IRAM 9662/4:2015

El procedimiento experimental se realizó de acuerdo a las prescripciones de la norma UNE-EN 408 (2011). La Figura 4 presenta el esquema de cargas para el ensayo.

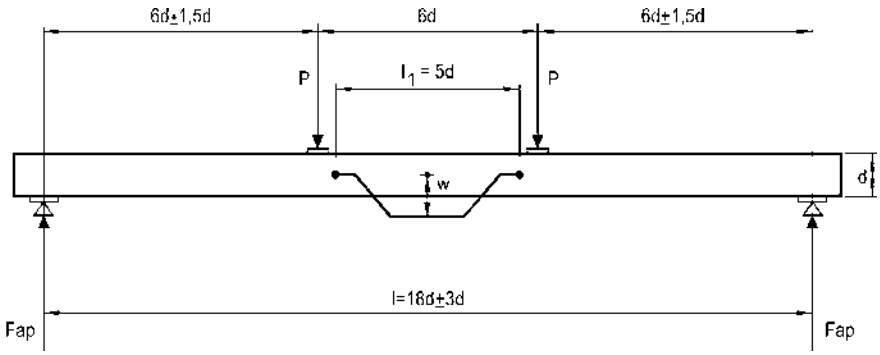


Figura 4: Esquema de cargas

Los ensayos de 156 tablas del clon ‘Australiano 129/60’ se realizaron en el laboratorio de la Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Venado Tuerto. La carga de ensayo se aplicó, mediante una prensa hidráulica con válvula reguladora de caudal que permitía ajustar la velocidad de aplicación de la carga, para que la fuerza máxima se alcance en un tiempo de 300 s ± 120 s. La medición de cargas se realizó con una celda de 10 KN de capacidad máxima con precisión de 10 N, conectada a un transductor marca CIFIC de registración continua de la lectura.

La Figura 5 muestra el ensayo de las 150 tablas de Stoneville 67 en el Laboratorio de la Universidad Nacional del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires con sede en Junín. La aplicación de la carga se realizó con una máquina Universal de ensayos marca Baldwin con capacidad máxima de 300 KN y accionamiento hidráulico. Para la medición de las cargas se interpone una celda con una capacidad máxima de 25 KN conectada a un transductor de registración continua de lectura cada 5 N. Una rótula ubicada entre la máquina y el dispositivo de ensayo garantiza la perpendicularidad de la aplicación de la carga.

Figura 5: Dispositivo de ensayo en UNNOBA

Las deformaciones para la determinación del módulo de elasticidad global se registraron, en ambos laboratorios, con reloj comparador digital Mitutoyo con una precisión de 0,01 mm en la parte inferior del centro del vano respecto de los apoyos. Se tomaron lecturas de carga y deformación para 7 escalones cada 500 N hasta la rotura. Se empleó cámaras web que apuntaban al dial del comparador digital y al transductor de carga, que en combinación de un soft Cerberus para webcam y el soft para captura de pantalla, permitió tomar simultáneamente las mediciones para cada escalón de carga requerido. Con las imágenes posteriormente se ingresaron manualmente los datos a una planilla Excel

para su procesamiento previo y finalmente se realizó el análisis estadístico con un soft específico. La Figura 6 muestra la vista de la pantalla en el momento de la captura de datos.

Figura 6: Captura de pantalla de escalón de carga

Para la determinación del módulo de elasticidad global en flexión se utilizó la expresión 1:

$$E_{m,g} = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3\left(2\frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh}\right)} \quad (1)$$

Siendo:
$E_{m,g}$: Módulo de elasticidad global en flexión, en Newton por milímetro cuadrado
l: longitud entre apoyos, en milímetros.
$F_2 - F_1$: incremento de carga en newton.
$w_2 - w_1$: incremento de deformación en milímetros para $F_2 - F_1$.
G: módulo de elasticidad transversal, en newton por milímetro cuadrado.

Se consideró el módulo de elasticidad transversal "G" = 650 N/mm^2, de acuerdo a lo permitido por la norma UNE-EN 408 (2011) para los casos en que se desconoce su valor. Posteriormente a los ensayos en todos los cuerpos de prueba se determinó la densidad (norma ISO 3131:1975) y humedad (norma ISO 3130:1975). También se registró la ubicación y tipo de rotura.

Para la determinación de la resistencia a flexión se utilizó la expresión 2:

$$fm = \frac{3Fa}{bh^2} \quad (2)$$

Donde:
fm: resistencia a la flexión, en newton por milímetro cuadrado.
F: carga, en Newton.
a: distancia entre un punto de carga y el apoyo más próximo, en milímetros.
b: anchura de la sección transversal, en milímetros.
h: altura de la sección en los ensayos de flexión, en milímetros.

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1 Análisis por clon

En la tabla 1 se presenta el análisis estadístico de los valores de resistencia a la flexión (f_m) ajustado, por clon y en conjunto. Los valores se ajustaron a la altura de referencia (150 mm) de acuerdo a las prescripciones de la norma UNE-EN 384 (2010).

Tabla 1: Resistencia a la flexión en N/mm^2

Clon	Mínimo	Medio	Máximo	**Percentil 5%**	Desvío	COV	n
Australiano	18,5	42,2	62,7	**28,7**	8,6	20%	157
Stoneville	22,1	37,2	58,8	**25,6**	7,7	20%	146
Todos	18,5	39,8	62,7	**26,2**	8,5	21%	303

Del análisis estadístico comparativo entre ambos clones la diferencia entre los valores del percentil 5% es mayor en un 12% el 'Australiano 129/60'. La Figura 7 presenta el gráfico de caja y bigotes de ambas poblaciones.

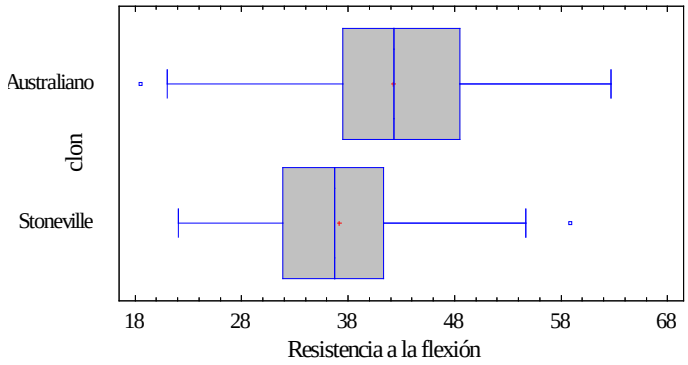


Figura 7: Resistencia a la flexión en N/mm^2

En la tabla 2 se presentan los valores estadísticos principales del módulo de elasticidad global ($E_{m,g}$) obtenidos en los ensayos ajustados a la humedad de referencia del 12%, por clon y en conjunto.

Tabla 2: Módulo de elasticidad en N/mm^2

Clon	Mínimo	**Medio**	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano	6678	**10897**	16215	7544	1927	18%	155
Stoneville	8058	**10929**	15100	8483	1480	13%	146
Todos	6678	**10912**	16215	8217	1722	16%	301

Del análisis estadístico observamos una diferencia poco significativa en el módulo de elasticidad entre ambos clones. La Figura 8 presenta el gráfico de caja y bigotes de ambas poblaciones.

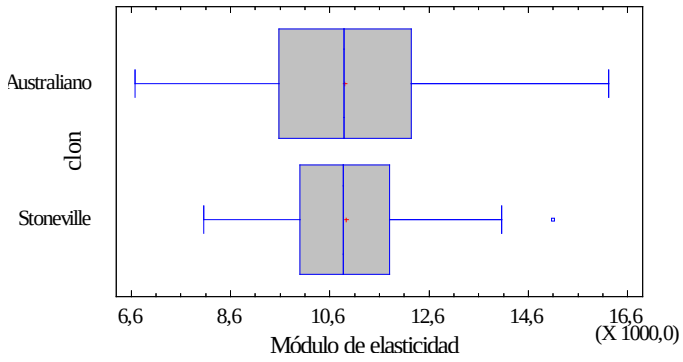


Figura 8: Módulo de elasticidad en N/mm^2

En la tabla 3 se presentan los valores estadísticos de la densidad, ajustados a la humedad de referencia del 12%, divididos por clon y en conjunto.

Tabla 3: Densidad en Kg/m^3

Clon	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano	360	479	552	**431**	28,5	6%	157
Stoneville	388	441	564	**401**	35,6	8%	146
Todos	360	461	564	**406**	37,3	8%	303

Del análisis estadístico se evidencia una diferencia significativa en la densidad entre ambos clones, que para los valores medios es de un 8%. Si los comparamos con los planteados por Guillaumet et al (2016a) para la muestra en conjunto resultan similares, pero difieren mucho con los valores del clon "Australiano129/60".

3.2 Análisis por grado resistente. Clasificación visual según norma IRAM 9662/4

La norma IRAM 9662/4 establece un sistema de clasificación visual por resistencia para tablas aserradas de álamo, Populus deltoides ´Australiano 129/60´ y ´Stoneville 67´, cultivados en el delta del río Paraná, sin hacer ninguna distinción entre los clones. En este trabajo se analizan por clon y en conjunto, las piezas divididas en tres clases resistentes, clase 1 y 2 para uso estructural y la clase 3 como rechazo.

Tabla 4: Resistencia a la flexión por clase resistente – N/mm^2

Clon	Clase	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano	1	24,5	45,4	62,7	**31,0**	7,6	17%	97
	2	18,5	37,9	55,5	**23,5**	7,5	20%	50
	3	21,0	32,9	44,3	**21,0**	6,6	20%	10
Stoneville	1	23,2	39,6	58,8	**29,0**	7,3	18%	97
	2	22	32,7	44,8	**23,7**	5,6	17%	36
	3	24	31,3	44,1	**24,0**	6,8	22%	13
Todos	1	23,2	42,5	62,7	**29,8**	8,0	19%	194
	2	18,5	35,7	55,5	**23,7**	7,2	20%	86
	3	21,0	32,0	44,3	**24,0**	6,6	21%	23

Aplicando ese criterio de clasificación visual resistente, se puede apreciar en la tabla 4 que el clon ´Australiano 129/60" presenta valores de resistencia a flexión un 7 % superior a los del clon ´Stoneville 67´ en el clase 1, mientras que en clase 2 los valores resultan iguales

La tabla 5 presenta los valores de módulo de elasticidad por grado resistente, y se observa que el clon ´Stoneville 67´ presenta valores muy similares a los del clon ´Australiano 129/60´. Tomado en conjunto la diferencia entre clase 1 y clase 2 asciende al 9 %.

Tabla 5: Módulo de elasticidad por clase resistente – N/mm^2

Clon	Clase	Mínimo	Medio	Máximo	Percentil 5%	Desvío	COV	n
Australiano	1	6678	**11317**	15815	7713	1937	17%	95
	2	7064	**10420**	16215	7388	1770	17%	50
	3	8069	**9292**	11963	8069	1150	12%	10
Stoneville	1	8135	**11337**	15100	9140	1329	12%	97
	2	8133	**10358**	13738	8275	1532	15%	36
	3	8057	**9460**	10899	8058	909	10%	13
Todos	1	6678	**11327**	15815	8670	1654	15%	192
	2	7064	**10394**	16215	7828	1665	16%	86
	3	8057	**9387**	11963	8069	999	11%	23

Del análisis de los valores, surge que aplicar el criterio de clasificación permite mejorar en un 8 % los valores de resistencia a flexión y en un 4 % en el módulo de elasticidad. La clase 3 no tiene uso estructural y se lo considera rechazo. Respecto de la densidad, la clasificación no genera optimización de los valores aplicando el criterio de dividir por clase, ya que la diferencia de densidades entre ambos clones es muy marcada, situación que no se observó en los valores publicados por Guillaumet et al (2016a)

3.3 Análisis comparativo

Se realizó la comparación de los parámetros obtenidos en este trabajo y los propuestos para tablas de *Pópulus deltoides* "Australiano 129/60" y "Stoneville 67" cultivado en el delta del río Paraná por la IRAM 9662/4 (2015), Guillaumet et al (2016a) y Fank et al (2014). También con el *Pópulus* Nigra de Genovese et al (2014). La tabla 6 muestran comparativamente los valores de resistencia a flexión en N/mm2, módulo de elasticidad en N/mm2 y la densidad en Kg/m3.

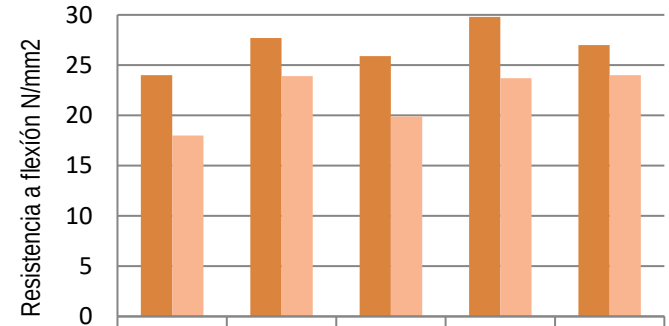
Tabla 6: Comparación de las propiedades mecánicas en tablas según distintos autores.

Autor	Clon / origen	Resistencia a flexión		Módulo de elasticidad		Densidad	
		Clase 1	Clase 2	Clase 1	Clase 2	Clase 1	Clase 2
1	Australiano 129/60 y Stoneville 67 (Delta)	24	18	10200	9000	400	400
2	Australiano 129/60 y Stoneville 67 (Delta)	27,7	23,9	10618	9859	367	369
3	Australiano 129/60 y Stoneville 67 (Delta)	25,9	19,9	10396	8976	400	400
4	Australiano 129/60 y Stoneville 68 (Morse)	**29,8**	**23,7**	**11327**	**10394**	**406**	**409**
5	Pópulus Nigra (Sur de la Pcia. de Mendoza)	27	24	8254	8526	330	330

A partir de los valores indicados por la norma IRAM 9662/4 para los clones *Populus deltoides* "Australiano 129/60" y "Stoneville 67" cultivados en el delta del río Paraná, califican según el criterio de la UNE EN 338 (2010) en clase resistente C22 para la clase 1 y en C18 para la clase 2. Con los

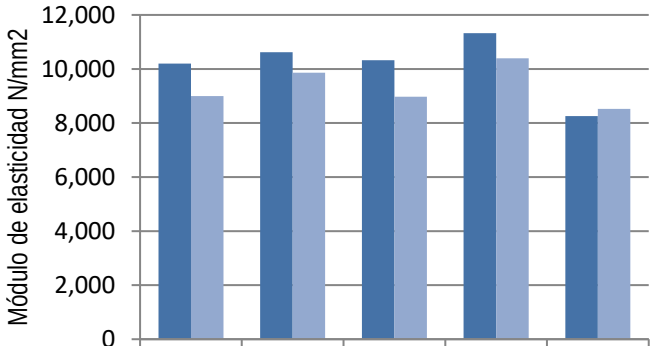
resultados obtenidos, para los mismos clones cultivados en el noroeste de la Provincia de Buenos Aires (Morse) permiten calificarlos en clase resistente C24 y C22 respectivamente.

Las figuras 9 y 10 muestran gráficamente las diferencias entre clases y comparativamente los resultados según distintos autores, para resistencia a flexión y módulo de elasticidad.



	1	2	3	4	5
Clase 1	24	27.7	25.9	29.8	27
Clase 2	18	23.9	19.9	23.7	24

Figura 9: Comparación de valores de resistencia a flexión según distintos autores



	1	2	3	4	5
Clase 1	10200	10618	10326	11327	8254
Clase 2	9000	9859	8976	10394	8526

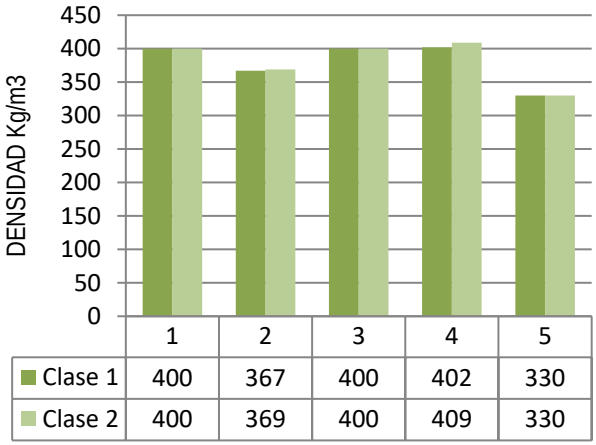
Figura 10: Comparación de valores de módulo de elasticidad según distintos autores

[1] Tablas según IRAM 9662/4, [2] Tablas según Guillaumet et al (29016ª), [3] Tablas según Fank et al (2014), [4] Tablas según este trabajo [5] Tablas según Genovese et al (2014).

Para ambos clones tratados en conjunto, como lo hace la norma IRAM 9662/4, se obtuvieron valores de resistencia a la flexión de 29,8 N/mm2 para la clase 1 resultando un 25 % mayor que lo planteado en la norma y en la clase 2 esa diferencia se acrecienta a un 30 % ya que el valor alcanzado es de 23,7 N/mm2.

Tomando la muestra completa, se obtuvieron valores de módulo de elasticidad de 11.327 N/mm2 y de 10.394 N/mm2 para las clases resistentes 1 y 2 respectivamente. Los valores son ligeramente superiores en un 12% a los propuestos por la norma.

La Figura 11 muestra los valores de densidad de forma comparativa, poniendo en evidencia que los valores logrados, trabajando los clones en conjunto, no difieren del valor de referencia de la norma.



	1	2	3	4	5
Clase 1	400	367	400	402	330
Clase 2	400	369	400	409	330

Figura 11: Comparación de valores de densidad según distintos autores

[1] Tablas según IRAM 9662/4, [2] Tablas según Guillaumet et al (29016ª), [3] Tablas según Fank et al (2014), [4] Tablas según este trabajo [5] Tablas según Genovese et al (2014).

4. CONCLUSIONES

El sistema de clasificación visual especificado en la IRAM 9662/4 (2015) se puede aplicar a los clones de esta procedencia, logrando una optimización de valores para cada clase resistente con un buen rendimiento. Evaluar los clones en conjunto, resulta razonable considerando que no es posible distinguirlos a simple vista, que se comercializan sin identificación y que sus propiedades resistentes no presentan diferencias muy grandes.

Los valores de resistencia a la flexión y módulo de elasticidad resultaron similares entre ambos clones de *Pópulus deltoides* cultivados en el noreste de la Provincia de Buenos Aires. Siendo la densidad en el clon ´Australiano 129/60´ muy superior a la del clon ´Stoneville 67´del mismo origen.

Los clones cultivados en el noroeste de la Provincia de Buenos Aires (localidad de Morse), presentaron mayores valores de resistencia a flexión y módulo de elasticidad que los propuestos por la norma IRAM 9662/4 para los mismos clones cultivados en el delta del río Paraná.

Basados en estos resultados, se propone gestionar la incorporación a la norma IRAM 9662/4 (2015) de los clones cultivados en el noroeste de la Provincia de Buenos Aires y que los valores determinados sean anexados a los suplementos del Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601.

AGRADECIMIENTOS

A la firma Urionaguena Hnos. y SH, al Agrónomo Gral. Daniel Samá encargado del establecimiento “San José”, a la Ing. Ftal. Paula Ferrere del EE INTA 9 de julio y al Técnico Regional (DPF-MAGyP) Ing. Agr. Alejandro Signorelli.

A los jóvenes graduados y alumnos de la carrera de ingeniería civil de la Facultad Regional Venado Tuerto de la Universidad Tecnológica Nacional por su valiosa participación en el desarrollo de los ensayos.

A los alumnos de ingeniería mecánica e ingeniería industrial de la Universidad Nacional del Noroeste de la Provincia de Buenos Aires por su valiosa participación en el desarrollo de los ensayos.

REFERENCIAS

[1] Achinelli, F. Silvicultura de álamos y sauces en la Pampa húmeda. Actas Jornadas de Salicáceas. Pgs 21-36. (2006)
[2] Castro G. Usos actuales y posibilidades futuras de la madera de álamo. Jornadas de Salicáceas (2006)
[3] CIRSOC 601. Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad en Obras Civiles. Reglamento Argentino de Estructuras de Madera. Buenos Aires. (2016)
[4] Fank, P; Stefani, P.; Piter, J.C. Resistencia y rigidez de tablas destinadas a la fabricación de madera laminada encolada estructural. Análisis comparativo entre el pino resinoso (Pinus taeda/elliottii) y el álamo (Populus deltoides 'Australiano 129/60' y 'Stoneville 67'). IV Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina. La Plata, Argentina. (2014)
[5] Ferrere P.; Signorelli, A.; Rastelli, B. ¿Cómo crece el álamo en Continente? Estudio en rodales de Populus deltoides cv Stoneville 67 en Morse, Pcia. de Bs. As. IV Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina, La Plata, Argentina (2014)
[6] Filippetti MC, Guillaumet AA, Manavella RD, Guillaumet MP. Uso estructural de la madera de álamo. II Congresso Brasileiro de Ciência e Tecnologia da Madeira. Belo Horizonte, Brasil. (2015).
[7] Genovese et al. Caracterización físico mecánica de la madera de álamo del sur de la Provincia de Mendoza, para la fabricación de elementos estructurales multilaminados encolados. IV Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina. La Plata, Argentina. (2014)
[8] Guillaumet, A.A.; Filippetti, M.C.; Acuña Rello, L.; Piter, J.C. Utilización de la madera de álamo en elementos estructurales. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo, Uruguay. (2014)
[9] Guillaumet, A.A.; Filippetti, M.C.; Acuña Rello, L.; Piter, J.C. Propiedades mecánicas en flexión de la madera aserrada de Populus deltoides ´Stoneville 67´. XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo, Uruguay. (2016a).
[10] IRAM 9660-1 Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Parte 1: Clases de resistencia y requisitos de fabricación y de control. Buenos Aires. (2015)
[11] IRAM 9662-4. Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por Resistencia. Parte 4 – Tablas de álamo 'Australiano 129/60' y 'Stoneville 67' (Populus deltoides). BuenosAires. (2015)
[12] IRAM 9670 Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Madera estructural. Clasificación en grados de resistencia para la madera aserrada de pinos resinosos (Pino elliotti y Pino taeda) del noroeste argentino mediante una evaluación visual. Buenos Aires. (2002).
[13] ISO 3130. International Organization for Standardization (E).) Wood - Determination of moisture content for physical and mechanical tests. (175).
[14] ISO 3131. International Organization for Standardization (E). Wood - Determination of density for physical and mechanical tests. (1975).
[15] UNE-EN 338 Agencia Española de Normalización y Certificación. Madera estructural. Clases resistentes. Madrid. (2010).
[16] UNE-EN 384 Agencia Española de Normalización y Certificación. Determinación de los valores característicos de las propiedades y la densidad. Madrid. (2010).
[17] UNE- EN 408 Agencia Española de Normalización y Certificación. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas. Madrid. (2011).

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN MADERA DE *POPULUS DELTOIDES* 'AUSTRALIANO 129/60', COMPARACIÓN CON LOS VALORES DADOS POR EL CIRSOC 601

DETERMINATION OF THE EMBEDMENT STRENGTH IN WOOD OF *POPULUS DELTOIDES* 'AUSTRALIAN 129/60', COMPARISON WITH VALUES GIVEN BY THE CIRSOC 601

Roberto D. Manavella [(1)] (P), Alfredo A. Guillaumet [(2)], Cesar Alí Mossre [(3)], Patricio Arrien [(4)]

(1) Ing. Civil, Profesor Titular, Investigador, Universidad Tecnológica Nacional FRVT. Argentina.
(2) Ing. en Construcciones, Profesor Titular, Investigador, Univ. Tec. Nacional FRVT y UNNOBA. Argentina.
(3) Ing. Mecánico, Jefe Trab. Práct., Investigador, Univ. Nac. del Noroeste de la Prov. de Bs As. Argentina.
(4) Ing. Mecánico, Investigador, Univ. Nac. del Noroeste de la Prov. de Bs As. Argentina.
Dirección de contacto: aaguillaumet@rec.utn.edu.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T3-20

Resumen

El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 especifica valores de diseño de referencia y factores de ajuste para el uso de la madera aserrada. En el capítulo 8 se establecen disposiciones de diseño para uniones mecánicas que se complementan con el aporte de la Tabla S.4.1.1-1 del Suplemento 4, basada en las NDS 2005, donde se presentan valores de referencia de la resistencia al aplastamiento en función de la gravedad anhidra y el diámetro del perno. En este trabajo se determinaron valores de resistencia al aplastamiento para madera de Populus deltoides 'Australiano 129/60' procedente del delta del río Paraná, Argentina. Se realizaron 571 ensayos de acuerdo a la norma UNE-EN 383:2007, utilizando pernos rígidos de 5, 6, 7, 8 y 10 mm, 303 en la dirección paralela a la fibra y 268 en la dirección perpendicular, obteniéndose valores de resistencia característica al aplastamiento percentil 5 % de 21,43 N/mm^2 y de 12,69 N/mm^2 respectivamente.

En este documento también se efectúo una importante evaluación de la influencia del diámetro del perno y la densidad anhidra en la resistencia al aplastamiento. Al comparar los resultados experimentales obtenidos con los de referencia presentados en el CIRSOC 601 se observan, para algunos diámetros, diferencias apreciables que coinciden con las expuestas en otras publicaciones. De acuerdo a esto, se sugiere que los valores especificados por el Reglamento Argentino sean utilizados con precaución, hasta tanto se ratifique o desestime la tendencia observada.

Palabras clave: resistencia al aplastamiento; uniones; álamo; influencia del diámetro; CIRSOC 601

Abstract

The Argentine Regulation for Wooden Structures (CIRSOC 601), specifies reference design values and adjustment factors for the use of sawn timber. Chapter 8 establishes design directives for mechanical joints that are complemented by the contribution of Table S.4.1.1-1 of Supplement 4, based on the 2005 NDS, where reference values of embedment strength are given in function of the specific gravity and the bolt diameter. In this work, values of embedment strength were determined for wood of Populus deltoides ´Australiano 129/60´ of the delta of the Parana River, Argentina. A total of 571 tests were performed according to UNE-EN 383: 2007, using rigid bolts with diameters 5, 6, 7, 8 and 10 mm, 303 in the parallel direction to the fiber and 268 in the perpendicular direction. The characteristic resistance values 5% percentile obtained were of 21,43 N/mm^2 and 12,69 N/mm^2 respectively.

Also, in this paper, is made, an important evaluation of the influence of bolt diameter and specific gravity on embedment strength. When comparing the experimental results obtained with the reference values presented in CIRSOC 601, there are appreciable differences, for some diameters, which coincide with those shown in other publications. According to this, it is suggested that the values specified by the Argentine Regulation be used with caution, until the observed trend is ratified or rejected.

Keywords*: embedment strength; joints; poplar; dowel bearing strength; CIRSOC 601*

1. INTRODUCCIÓN

Los valores de la resistencia al aplastamiento de la madera y las propiedades mecánicas del elemento metálico utilizado, son parámetros básicos, aunque no únicos, para el cálculo de la capacidad portante de una unión, en cualquiera de los métodos usados en la actualidad.

A continuación se citan algunos ejemplos. Para la aplicación del Eurocódigo 5 es necesario conocer básicamente, el valor característico de la tensión al aplastamiento de la madera y los valores característicos tanto de la resistencia a la extracción como del momento plástico del elemento de unión. En la norma brasileña NBR 7190, según lo indicado en su capítulo "Ligações com pinos metálicos", los datos de partida indispensables para realizar el cálculo de una unión con elementos metálicos, son la resistencia de cálculo al aplastamiento de la madera y la resistencia de cálculo a fluencia de la clavija. En tanto que para calcular según el Reglamento Argentino, se necesita conocer el valor característico de la resistencia al aplastamiento de la madera y el valor característico de la tensión de fluencia en flexión de la clavija.

Si no se disponen de valores de resistencia al aplastamiento el CIRSOC 601 permite obtenerla a partir de la Tabla S.4.1.1-1. En dicha tabla se presentan valores de resistencia al aplastamiento de referencia, Fe, en N/mm^2, para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidas a carga lateral, en función de la gravedad anhidra de la madera y del diámetro de perno. Esta tabla tiene su origen en la publicada en las NDS 2005, como tabla 11.3.2, la cual sigue vigente como tabla 12.3.3. en la actualización 2015 (NDS 2015).

Existen trabajos de investigación previos sobre madera de álamo "Populus deltoides Australiano 129/60" (Manavella et al, 2016), (Manavella et al, 2014), y sobre el híbrido Pinus Elliottii var. Elliottii x Pinus Caribaea var. Hondurensis (Manavella et al, 2012), especies de densidades similares, donde se han comparado los valores de resistencia al aplastamiento experimentales con los presentados en el CIRSOC 601, observándose que los resultados de ensayo difieren sensiblemente de los valores de referencia indicados por el Reglamento. También se han realizado trabajos sobre madera de Araucaria angustifolia usando pasadores rígidos (Guillaumet et al, 2010) y pernos deformables (Guillaumet et al, 2011).

La correlación existente entre la resistencia al aplastamiento y la densidad de la madera ha sido motivo de investigación de varios autores que han corroborado la hipótesis de que a mayor densidad del material mayor resistencia. También han analizado la influencia del diámetro del elemento de fijación sobre la resistencia al aplastamiento paralela y perpendicular a la fibra, verificándose que para la dirección paralela no se manifiestan variaciones significativas, en tanto que se ha observado que para la dirección perpendicular la resistencia disminuye a medida que aumenta el diámetro. Sawata K. et al (2002), en su trabajo sobre Picea jezoensis y Abies sachalinensis madera de densidad media aproximada de 400 kg/m^3 y para diámetros de pasadores de 8, 12, 16 y 20 mm, indica que existe una correlación significativa entre la resistencia al aplastamiento y la densidad, señalando además, que para ensayos realizados bajo norma EN 383, el valor de la resistencia paralela a la fibra es apenas influenciado por el diámetro de la clavija, en tanto que, para la dirección perpendicular aunque también afecta poco, se observa una disminución de la resistencia a medida que aumenta el diámetro.

El presente trabajo tiene como primer objetivo determinar la resistencia al aplastamiento en la dirección paralela y perpendicular a la fibra, en madera de álamo "Populus deltoides Australiano 129/60" procedente del delta del Río Paraná, Argentina usando pernos rígidos de 5, 6, 7, 8 y 10 mm de acuerdo a la norma UNE-EN 383:2007 y comparar los resultados obtenidos experimentalmente con los valores de referencia propuestos en la Tabla S.4.1.1-1. del Reglamento Argentino, a fin de ratificar o desestimar las tendencias observadas en publicaciones anteriores. También se busca establecer la influencia del diámetro del pasador sobre la resistencia al aplastamiento en ambas direcciones.

2. MATERIAL Y MÉTODO

2.1 Material de ensayo

El material de ensayo fue elaborado a partir de una selección aleatoria de madera aserrada procedente de una plantación de Álamo *Populus deltoides* 'Australiano 129/60' implantada en el delta del río Paraná, Argentina. El lote estaba compuesto de 200 piezas que fueron entregadas secas y aserradas en tablas de 1" x 4" x 2,2 m de largo. En el laboratorio de la UTN Facultad Regional Venado Tuerto se procedió a su acondicionamiento consistente en un canteado y un cepillado en ambas caras hasta un espesor de 23 mm. A continuación se separó el material libre de defectos y se fabricaron las probetas de acuerdo a la norma UNE-EN 383:2007. Se hace notar que sobre el material de ensayo destinado a la confección de las probetas para pasador 5 mm se realizó un segundo cepillado para llevarlo a un espesor de 20 mm. Por último, la piezas se almacenaron en cámara controlada para su estabilización, a una temperatura de (20 ± 2) ºC y a una humedad relativa ambiente de (65 ± 5) % hasta su ensayo.

Se confeccionaron un total de 571 probetas, 303 para ensayar en la dirección paralela a las fibras y 268 para la dirección perpendicular. En la Figura 1 se muestra la geometría genérica de las probetas en función del diámetro de pasador, para la dirección paralela y perpendicular, establecida por la normativa de ensayo. En la Tabla 1 se indican los valores de los parámetros adoptados y las medidas finales de las probetas paracada diámetro de perno.

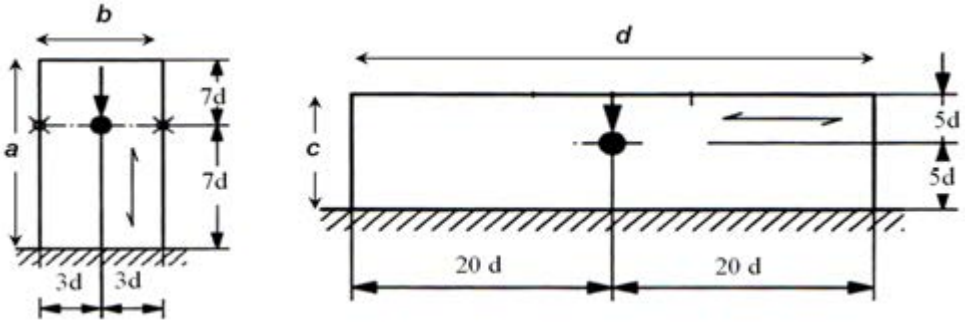


Figura 1: Dimensiones de las probetas

Como elementos de fijación se utilizaron pasadores rígidos confeccionados con acero trefilado de diámetro 5, 6, 7, 8, y 10 mm. La condición de perno rígido, según especifica la norma, viene dada por la relación entre el espesor de la pieza y el diámetro de la clavija y debe estar entre 1,5d y 4d, condición que se cumple para todos los casos.

Tabla 1: Dimensiones de las probetas según diámetro de perno.

Dimensión	**Unid.**	**Diámetro de pasador (*d* en *mm*)**				
		5	6	7	8	10
3.*d* *(*)*	*mm*	15	18	21	24	30
5.*d* *(*)*	*mm*	25	30	35	40	50
7.*d* *(*)*	*mm*	35	42	49	56	70
20.*d* *(*)*	*mm*	100	120	140	160	200
a *(**)*	*mm*	70	84	98	112	140
b *(**)*	*mm*	30	36	42	48	60
c *(**)*	*mm*	50	60	70	80	100
d *(**)*	*mm*	200	240	280	320	400

(*) Dimensiones en funcion de ***d*** *(diámetro del perno o pasador),según UNE-EN 383:2007*
(**) Valores de ***a,b,c,d*** *de acuerdo a lo indicado en la Figura 1*

De acuerdo a la prescripción de la norma, la colocación de los elementos de fijación debe ser la misma que se utiliza en la práctica, para el caso de pernos se realiza con orificio sobredimensionado. En nuestro caso se taladraron orificios con una holgura de 0,25 mm, los que fueron realizados sobre

una perforadora de banco a fin de garantizar la perpendicularidad entre el eje del pasador y la cara de apoyo de la pieza.

2.2 Equipo y dispositivos

La carga fue aplicada con una máquina Universal de ensayos de accionamiento hidráulico marca Baldwin con capacidad máxima de 300 KN. La misma posee una válvula reguladora de caudal manual con la cual se puede variar según necesidad la velocidad de aplicación de la carga. La medición de las cargas se realizó a través de una celda y un transductor de registración continua con una capacidad máxima de 50 KN y precisión de 5 N. Entre la máquina y el dispositivo de ensayo se interpuso una rótula para garantizar la perpendicularidad de la aplicación de la carga. Se aseguró que la probeta estuviera colocada simétricamente en el dispositivo de ensayo. Las deformaciones fueron medidas usando dos relojes comparadores digitales marca Mitutoyo de rango 0-12,7 mm, y lectura de 0,01mm, dispuestos simétricamente.

Las lecturas de carga y deformación se realizaron a través de tres cámaras web, una para cada reloj comparador y una para el lector de la celda de carga. Usando el programa “Cerberus” se visualizó de manera simultánea en pantalla las cámaras y un cronómetro digital que indicaba el tiempo de ensayo. La imagen de cada escalón de carga se almacenó, previa captura de pantalla con el software apropiado. A posteriori se transfirieron manualmente los datos extraídos de las imágenes guardadas a una planilla de cálculo para su procesamiento final. En la Figura 2 se observa una probeta para ensayo paralelo a la fibra, ubicada en el dispositivo de ensayo. En la parte inferior puede verse la rótula interpuesta y la celda de carga y en el lateral derecho se distingue la cámara Web para la lectura de uno de los relojes comparadores.

Figura 2: Probeta y dispositivo de ensayo

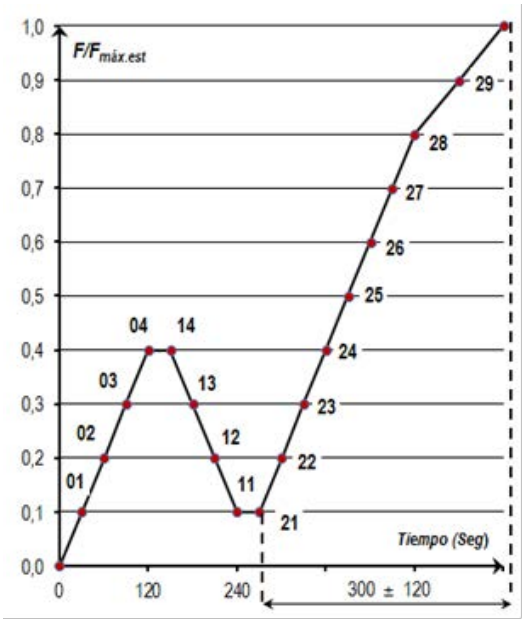


Figura 3: Procedimiento de carga, según UNE-EN 383:2007

2.3 Procedimiento de carga

La aplicación de la carga se ajusta al procedimiento dado por la Norma UNE-EN 383:2007, el cual puede observarse en la Figura 3 donde también se visualizan los puntos donde deben registrarse los desplazamientos. Mediante experiencias previas, cálculo o ensayos preliminares se debe establecer la carga máxima estimada $F_{máx,est}$, ya que a partir de ese valor se establecen los intervalos de cargas

a aplicar en el ensayo. En nuestro caso se ejecutaron ensayos previos a los efectos de determinar su valor.

El procedimiento de carga para cada probeta se visualiza en la Figura 3 y consta de dos ciclos. El ciclo de carga previo (desde el punto 0 al 21) que consiste en incrementar la fuerza hasta alcanzar el 40% de la carga máxima estimada en un tiempo de 120 segundos, mantener dicho valor durante 30 segundos, descargar hasta el 10 % de la fuerza máxima estimada en un tiempo de 90 segundos y volver a mantener constante ese valor durante 30 segundos.

A partir de ese punto se inicia el ciclo de carga final que consiste en la aplicación de la carga en forma progresiva hasta la finalización del ensayo. El ensayo se detiene cuando se llegó a la carga máxima, por rotura física de la probeta, o cuando la deformación relativa alcanzó un valor de 5 mm. La carga se aumenta o disminuye con velocidad de deslizamiento constante del cabezal de carga y la fuerza máxima debe alcanzarse en un tiempo de 300 ± 120 segundos a partir del ciclo de carga previo (punto 21).

Para cada probeta se registró la fuerza aplicada, el tiempo y las deformaciones correspondientes a los puntos indicados en el procedimiento de carga, como la media entre las lecturas de los dos comparadores. La determinación de la humedad y de la densidad de cada probeta se realizó de acuerdo a las normas ISO 3130 (1975) e ISO 3131 (1975). Se ajustaron los valores de densidad a la humedad de referencia del 12%, de acuerdo a lo establecido en la norma UNE-EN 384:2010.

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1 Determinación de la resistencia al aplastamiento

La resistencia al aplastamiento se calculó usando la fórmula (1), dada por la Norma UNE-EN 383:2007.

$$f_h = \frac{F_{máx}}{d \times t} \tag{1}$$

f_h : *Resistencia al aplastamiento, en N/mm².*
$F_{máx}$: *Fuerza máxima correspondiente a la rotura o a 5 mm de deformación, en N.*
d : *Diámetro del perno, en milímetros.*
t : *Espesor de la probeta, en milímetros.*

Los valores de resistencia al aplastamiento en la dirección paralela a las fibras para pasadores de diámetros 5, 6, 7, 8 y 10 milímetros y para el total de la muestra se observan en la Tabla 2.

Tabla 2: Valores de resistencia al aplastamiento paralelo a las fibras

PARÁMETROS	UNIDAD	DIÁMETRO DE PERNO (mm)					Todas
		5	6	7	8	10	
Promedio	N/mm²	28,87	27,03	31,11	26,56	24,04	27,53
Desvio STD	N/mm²	4,07	3,58	4,39	3,24	3,02	4,41
Mínimo	N/mm²	22,44	20,32	22,90	20,37	19,57	19,57
Máximo	N/mm²	38,80	38,13	44,52	33,41	34,32	44,52
Percentil 5%	N/mm²	23,23	21,94	25,22	21,69	20,05	21,43
COV %	%	14,1	13,3	14,1	12,2	12,6	16,0
Nro de Probetas (*n*)		60	57	64	57	65	303

La resistencia al aplastamiento paralelo promedio varía entre un valor mínimo de 24,04 N/mm² y un valor máximo de 31,11 N/mm² teniendo una variación del orden del 30 % entre dichos extremos. En tanto que si se analiza la resistencia paralela percentil 5 % la variación entre el mayor y el menor de los valores es del orden del 26 %.

Los mayores valores se dan para el pasador de diámetro 7 mm y los menores para el perno de diámetro 10 mm, tanto para la resistencia promedio como para la resistencia percentil 5%. La variación del COV se encuentra entre el 12,2% y el 14,1 %.

El valor de la resistencia al aplastamiento paralela a las fibras percentil 5 % para el total de la muestra es de 21,43 N/mm^2.

Tabla 3: Valores de resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras

PARÁMETROS	UNIDAD	DIÁMETRO DE PERNO (mm)					Todas
		5	6	7	8	10	
Promedio	N/mm^2	24,71	21,19	22,00	17,62	16,25	20,50
Desvio STD	N/mm^2	6,46	5,13	4,16	4,01	3,64	5,70
Mínimo	N/mm^2	16,08	13,01	12,03	11,85	10,79	10,79
Máximo	N/mm^2	45,75	34,94	33,29	28,31	26,70	45,75
Percentil 5%	N/mm^2	17,25	14,04	14,84	12,45	11,05	12,69
COV %	%	26,1	24,2	18,9	22,7	22,4	27,8
Nro de Probetas (*n*)		59	47	59	49	54	268

Los valores de resistencia al aplastamiento en la dirección perpendicular a las fibras para los cinco diámetros de pasador y para el total de la muestra se indican en la Tabla 3.

Se observa que los valores de resistencia al aplastamiento perpendicular promedios varían desde un mínimo de 16,25 N/mm^2 hasta un máximo de 24,71 N/mm^2 con una variación entre extremos de alrededor del 52 %. Esta variación entre valores extremos aumenta al 56 % al evaluar los resultados de la resistencia perpendicular percentil 5 %. En ambos casos el valor mayor se da para pasador de 5 mm de diámetro y el menor valor para el perno de diámetro 10 mm.

El valor de la resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras percentil 5 % para el total de la muestra es de 12,69 N/mm^2.

Se hace notar que los valores de resistencia al aplastamiento promedio y percentil 5%, obtenidos en los ensayos paralelos a las fibras son superiores a los valores de los ensayos perpendiculares, para todos los diámetros estudiados.

3.2 Determinación de la densidad 12 % y correlación con la resistencia al aplastamiento

Se calcularon los valores de densidad corregida a la humedad de referencia del 12% para cada uno de los diámetros ensayados y para el total de la muestra según las indicaciones dadas por la norma UNE-EN 384. Los resultados se muestran en la Tabla 4 y se aprecia que las diferencias entre valores máximos y mínimos tanto para la densidad media corregida al 12 % como para la densidad percentil 5 %, están por debajo del 5 %.

Tabla 4: Valores de densidad corregida al 12 %

PARÁMETROS	UNIDAD	DIÁMETRO DE PERNO (mm)					Todas
		5	6	7	8	10	
Promedio	Kg/m^3	400,07	393,00	408,92	397,05	394,03	398,87
Desvio STD	Kg/m^3	34,68	31,58	26,40	30,64	32,41	31,66
Mínimo	Kg/m^3	334,71	345,04	350,76	354,48	342,00	334,71
Máximo	Kg/m^3	502,06	496,60	475,33	483,61	520,73	520,73
Percentil 5%	Kg/m^3	352,17	357,53	363,85	360,20	348,13	356,96
COV %	%	8,7	8,0	6,5	7,7	8,2	7,9

Mediante un análisis de regresión lineal, se estableció la correlación existente entre la resistencia al aplastamiento en cada una de las direcciones y la densidad corregida al 12 %, para los cinco diámetros ensayados. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5. Para los diferentes

diámetros y las distintas direcciones de ensayo se observa una relación de moderada a fuerte en los coeficientes de correlación. La menor correlación se da para el perno de diámetro 7 mm y la mayor se obtiene para el pasador de diámetro 8 mm, ambos en la dirección paralela a las fibras.

Tabla 5: Coeficientes de correlación resistencia-densidad 12 %

PARÁMETROS	DIÁMETRO DE PERNO (mm)				
	5	6	7	8	10
Correlación Tensión Paralela -Densidad 12 %	0,675	0,610	0,563	0,800	0,799
Correlación Tensión Perpendicular -Densidad 12 %	0,790	0,567	0,657	0,734	0,633

3.3 Determinación de la densidad Anhidra según CIRSOC 601

De acuerdo a lo expresado en el Reglamento CIRSOC 601, si se dispone del valor de la gravedad específica a un determinado contenido de humedad, *Gmc,* el valor en el estado anhidro (madera seca en horno), G, puede obtenerse con la expresión dada en (2):

$$G = \frac{G_{mc}}{(1+mc) - 0.84\,.\,mc.G_{mc}} \qquad (2)$$

G = *Gravedad anhidra*
G_{mc} = *Gravedad específica a un determinado contenido de humedad*
mc = *Contenido de humedad como cociente entre el peso del agua contenida y el peso anhidro.*

Se calcularon los valores de densidad anhidra para su posterior uso en el cálculo de los valores de la resistencia al aplastamiento de referencia, de acuerdo al Reglamento Argentino. Los valores obtenidos para cada diámetro y para el total de la muestra se visualizan en la Tabla 6. Se observa que para la densidad anhidra percentil 5 % los valores para cada diámetro y para el total de la muestra, difieren en menos de un 5 % entre extremos.

El valor de densidad anhidra percentil 5 % para el total de la muestra es de muestra es de 329,52 Kg/m^3.

Tabla 6: Valores de densidad anhidra según CIRSOC 601

PARÁMETROS	UNIDAD	DIÁMETRO DE PERNO (mm)					Todas
		5	6	7	8	10	
Promedio	Kg/m^3	370,75	363,61	379,59	367,98	364,84	369,61
Desvio STD	Kg/m^3	33,41	30,45	25,41	29,50	31,18	30,53
Mínimo	Kg/m^3	308,54	317,80	323,94	327,36	314,87	308,54
Máximo	Kg/m^3	469,58	464,04	443,70	451,77	487,82	487,82
Percentil 5%	Kg/m^3	324,67	330,08	336,22	332,63	320,88	329,52
COV %	%	9,0	8,4	6,7	8,0	8,5	8,3

3.4 Cálculo de la resistencia al aplastamiento de referencia según CIRSOS 601

3.4.1 Introducción

El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, permite calcular la resistencia al aplastamiento de referencia de la madera, *Fe,* en N/mm^2, en la dirección paralela y perpendicular, para uniones con elementos de fijación tipo clavijas sometidas a carga lateral, a partir de la densidad anhidra del material y del diámetro de perno. Estos valores se presentan en la Tabla S.4.1.1-1 del Suplemento 4. El CIRSOC 601 establece que "…Los valores de diseño de referencia para las tensiones, indicados en los Suplementos de este Reglamento, se refieren al material cuando es

sometido a una *carga que lo solicita al nivel de su tensión de diseño durante un tiempo acumulado de aproximadamente 10 años, o al 90 % de una carga que solicita al material al nivel de su tensión de diseño en forma continua durante toda la vida útil de la estructura, sin que se afecte el coeficiente de seguridad adoptado*. De acuerdo con este criterio y a los fines de este Reglamento, esta duración de la carga es considerada normal y, consecuentemente, para esta condición el factor de duración de la carga, **C_D**, será igual a **1…”**. La madera tiene la propiedad de soportar cargas máximas sustancialmente mayores cuando éstas actúan durante un tiempo breve que cuando lo hacen durante un tiempo prolongado. El Reglamento lo contempla a través de un *Factor de duración de la carga (C_D)* el cual está tabulado en el Capítulo 4 Tabla 4.3-2.

Los ensayos de resistencia al aplastamiento tienen una duración aproximada de 10 minutos, para efectuar la comparación con los valores de referencia propuestos en el CIRSOC 601, los resultados obtenidos de forma experimental se afectan con un factor de corrección por duración de la carga cuyo valor es C_D =1,6.

3.4.2 Cálculo de la resistencia al aplastamiento paralela a la fibra

El CIRSOC 601 establece que, para diámetros de clavija menor a 6,35 mm, la resistencia al aplastamiento es independiente de la dirección de las fibras y del diámetro. De acuerdo a esto, para los pasadores de 5 mm y 6 mm los valores de resistencia al aplastamiento paralela y perpendicular a la fibra son iguales y se calculan a partir de una interpolación lineal entre los valores de densidades adecuados o aplicando la fórmula siguiente:

$$\mathbf{Fe = 114{,}4 * G^{1{,}84}} \quad (3)$$

Fe: *Resistencia al aplastamiento de referencia en N / mm^2.*
G: *Valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra en Kg/dm^3.*

Por otra parte, indica que, para diámetros superiores a 6,35 mm, la resistencia al aplastamiento depende de la dirección de la fibra, estableciendo que para la dirección paralela el valor es independiente del diámetro de la clavija. La resistencia al aplastamiento paralela a la fibra para los pernos de 7 mm, 8 mm y 10 mm de diámetro tiene valores idénticos y se calcula por tabla, interpolando entre densidades o haciendo uso de la fórmula que a continuación se detalla:

$$\mathbf{Fe// = 77{,}2 * G} \quad (4)$$

Fe//: *Resistencia al aplastamiento de referencia paralela a la fibra en N / mm^2.*
G: *Valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra en Kg/dm^3.*

Tabla 7: Resistencia al aplastamiento paralela a las fibras. Comparación con CIRSOC 601

PARÁMETROS	Unidad	fh // DIÁMETRO DE PERNO (mm)				
		5	6	7	8	10
Resistencia Experimental 5 % Percentil (10 minutos) *(1)*	N/mm^2	23,23	21,94	25,22	21,69	20,05
Resistencia Experimental Corregida (con Cd=1,6 a 10 años) *(2)*	N/mm^2	14,52	13,71	15,76	13,55	12,53
Resistencia calculada según CIRSOC 601 *(3)*	N/mm^2	14,86	14,86	25,46	25,46	25,46
Relacion entre Valor Exp. Corregido y valor de CIRSOC 601	%	98%	92%	62%	53%	49%

(1) Resist.al aplastamiento Experimental paralela a la fibra Percentil 5% (Duración de carga 10 minutos)
(2) Resist.al aplastamiento Experimental paralela a la fibra Corregida por duracion de la carga con CD =1,6 (Duración de carga 10 años)
(3) Resist.al aplastamiento de Referencia paralela (Fe), calculada de Tabla S.4.1.1-1 CIRSOC 601

En la Tabla 7, se indican los valores de resistencia al aplastamiento de referencia paralelo a las fibras calculados según el Reglamento Argentino, para cada diámetro de perno. También se muestran los resultados experimentales sin corregir con duración de carga de 10 minutos y los valores corregidos a 10 años donde se afectan los valores por el coeficiente de duración de la carga C_D =1,6, explicado anteriormente. Por último se presenta la relación entre los valores experimentales

corregidos y los calculados según CIRSOC. Se hace notar que se realizaron los cálculos por fórmula y por tabla, no existiendo diferencias apreciables entre los valores obtenidos interpolando en la Tabla S.4.1.1-1 y los calculados usando las expresiones dadas por el Reglamento.

Al analizar la relación entre los valores experimentales corregidos y la resistencia calculada según CIRSOC se observa que para diámetros menores a 6,35 mm, es decir para los pernos de 5 mm y 6 mm la coincidencia es alta, entre el 98% y el 92%. En tanto que si se comparan los diámetros mayores a 6,35 mm, dan valores notoriamente más bajos, entre el 62% y el 49%.

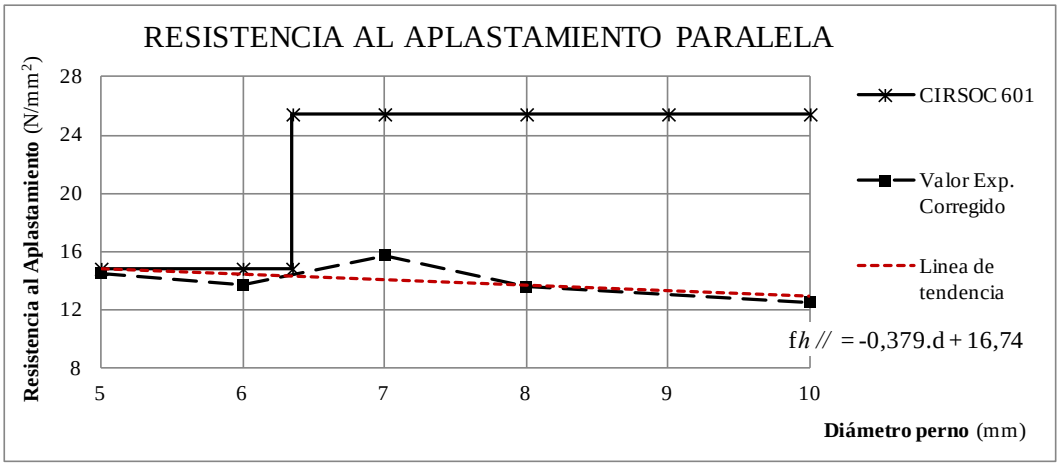


Figura 4: Gráfico comparativo de resistencia al aplastamiento paralela a las fibras

En la Figura 4 se muestra un gráfico con los valores de resistencia al aplastamiento paralela a las fibras dados por el Reglamento Argentino, los obtenidos experimentalmente afectados por el factor de duración de la carga y la línea de tendencia para estos últimos valores. El Reglamento propone dos valores constantes para la resistencia al aplastamiento de referencia paralela a las fibras con un corte bien definido en el diámetro de 6,35 mm, discontinuidad que no se visualiza en los valores experimentales. Al observar las curvas de la Figura 4 se aprecia que en el primer tramo del gráfico, hasta el diámetro de 6,35 mm, los valores experimentales copian con bastante similitud la ecuación propuesta por el CIRSOC, pero a partir de ese diámetro, el comportamiento de dichos valores se aleja notablemente de la expresión propuesta por el Reglamento, dando idea de que el comportamiento real para madera de esta densidad es una curva más continua y constante no compatible con el abrupto salto propuesto en la Tabla del Suplemento 4. Este comportamiento de la curva es similar al planteado por Sawata K. et al (2002), en su trabajo sobre Picea jezoensis y Abies sachalinensis donde señala que el valor de la resistencia paralela a la fibra es poco influenciado por el diámetro de la clavija. Para completar el análisis, se presenta una línea de tendencia para los resultados experimentales de resistencia al aplastamiento paralelo a las fibras corregidos con C_D=1,6. La ecuación lineal propuesta (5), tiene variaciones entre -5% y +12% respecto de los valores de ensayo.

$$f_{h//} = -0{,}379 \cdot d + 6{,}74 \qquad (5)$$

***fh//*:** *Resistencia al aplastamiento paralela a la fibra en N / mm²*
d: *diámetro del pasador en mm*

3.4.3 Cálculo de la resistencia al aplastamiento perpendicular a la fibra

Dado que el CIRSOC plantea que, para diámetros menores a 6,35 mm, la resistencia al aplastamiento es independiente de la dirección de las fibras y del diámetro de perno, los valores de la resistencia al aplastamiento perpendicular a la fibra para los pernos de diámetro 5 mm y 6 mm son coincidentes con los calculados para la dirección paralela.

Para diámetros de clavija mayores a 6,35 mm el Reglamento indica que la resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras es función del diámetro y de la densidad anhidra. Su valor disminuye al aumentar el diámetro de perno y aumenta al aumentar la densidad. Se calcula a partir de la Tabla S.4.1.1-1. por interpolación entre diámetros y densidades o utilizando la expresión:

$$Fe_{\perp} = 212 * G^{1,45} / D^{0,5} \quad (6)$$

$Fe_{\perp}$: *Resistencia al aplastamiento de referencia perpendicular a la fibra en N / mm².*
G: *Valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra en Kg/dm³.*
D: *Diámetro del perno en mm.*

Tabla 8: Resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras. Comparación con CIRSOC 601

PARÁMETROS	Unidad	$f_{h\perp}$ DIÁMETRO DE PERNO (mm)				
		5	6	7	8	10
Resistencia Experimental 5 % Percentil (10 minutos) *(1)*	N/mm²	17,25	14,04	14,84	12,45	11,05
Resistencia Experimental Corregida (con Cd=1,6 a 10 años) *(2)*	N/mm²	10,78	8,77	9,27	7,78	6,91
Resistencia calculada según CIRSOC 601 *(3)*	N/mm²	14,86	14,86	16,13	15,02	13,44
Relacion entre Valor Exp. Corregido y valor de CIRSOC 601	%	73%	59%	58%	52%	51%

(1) Resist. al aplastamiento experimental perpendicular a la fibra Percentil 5% (Duración de carga 10 minutos)
(2) Resist.al aplastamiento experimental perpendicular a la fibra Corregida por duracion de la carga con CD =1,6 (Duración de carga 10 años)
(3) Resistencia al aplastamiento de Referencia perpendicular (Fe), calculada de Tabla S.4.1.1-1 CIRSOC 601

En la Tabla 8, se indican, para cada diámetro, los valores de resistencia al aplastamiento de referencia perpendicular a las fibras calculados según el Reglamento Argentino, los resultados experimentales obtenidos para una duración de la carga de 10 minutos (tiempo de ensayo), los valores corregidos para una duración de carga de 10 años y la relación entre los valores experimentales corregidos y los dados por el Reglamento. Al examinar la relación entre los valores de resistencia calculados según CIRSOC 601 y los experimentales corregidos para una duración de la carga de 10 años, se observa que estos últimos son sensiblemente menores, entre el 73% y el 51% de los valores dados por la Norma. Se puede apreciar, además, que los valores de la relación van disminuyendo a medida que aumenta el diámetro de la clavija.

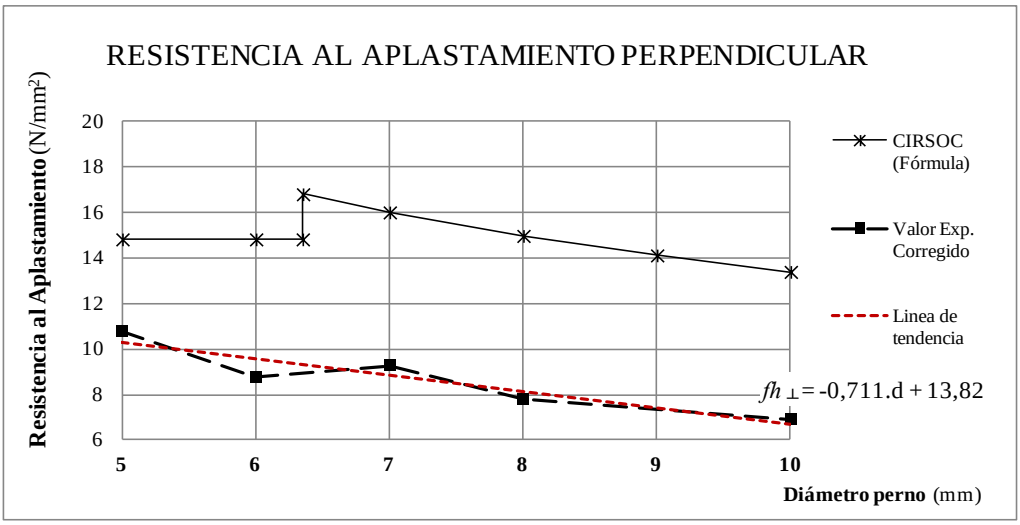


Figura 5: Gráfico comparativo de resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras

En la Figura 5 se visualiza un gráfico con los valores de resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras dados por el CIRSOC 601, los calculados experimentalmente afectados por el factor de duración de la carga y la línea de tendencia para estos últimos valores. Puede apreciarse que toda la

curva experimental está por debajo de la curva dada por el CIRSOC, indicando que los valores calculados experimentalmente y afectados por el factor de duración de la carga C_D = 1,6 son inferiores a los dados por el Reglamento. Para los pasadores de diámetro 7 mm, 8 mm y 10 mm se visualiza que las curvas son bastante paralelas pero desplazadas entre sí, lo que sugiere un comportamiento similar de la resistencia de ensayo al propuesto en la norma, pero con valores notoriamente menores, del orden del 58% al 51%.

La curva de valores experimentales se observa bastante continua, con disminución de los valores de resistencia al aplastamiento perpendicular a medida que disminuye el diámetro de clavija y sin apreciarse el corte bien definido que plantea el CIRSOC 601 en el diámetro de perno igual a 6,35 mm. Este comportamiento de la curva coincide con lo planteado por Sawata K. et al (2002) en su trabajo donde indica que para la dirección perpendicular, aunque la influencia también es poca, se observa una disminución de la resistencia a medida que aumenta el diámetro del pasador.

Los valores experimentales de resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras corregidos con C_D=1,6 responden a la ecuación lineal (7), con variaciones entre -8% y +5% respecto de los valores de ensayo.

$$fh\perp = - 0{,}711 . d + 13{,}82 \qquad (7)$$

***fh* ⊥:** *Resistencia al aplastamiento perpendicular a la fibra en N / mm².*
d: *diámetro del pasador en mm*

4. CONCLUSIONES

1.- La resistencia característica al aplastamiento percentil 5%, en la dirección paralela a las fibras, para la madera de *Populus deltoides* 'Australiano 129/60' procedente del delta del río Paraná, Argentina, calculada según norma UNE-EN 383, tiene un valor de 21,43 N/mm².

2.- La resistencia característica al aplastamiento percentil 5%, en la dirección perpendicular a las fibras, para la madera de *Populus deltoides* 'Australiano 129/60' procedente del delta del río Paraná, Argentina, calculada según norma UNE-EN 383, tiene un valor de 12,69 N/mm².

3.- Para la resistencia al aplastamiento paralela a las fibras, los resultados obtenidos experimentalmente para diámetro de perno 5 mm y 6 mm se aproximan notoriamente a los propuestos en el CIRSOC 601, dando valores que no difieren en más de un 8 %. En tanto que para los diámetros 7 mm, 8 mm y 10 mm, los valores experimentales son sensiblemente menores con resultados entre el 62% y el 49% de los guarismos propuestos por el Reglamento.

4.- Los resultados obtenidos experimentalmente para la resistencia al aplastamiento perpendicular a las fibras, para todos los diámetros de perno estudiados, dan valores entre el 73% y el 51 % de los valores propuestos por el Reglamento Argentino. En particular, para los diámetros 7 mm, 8 mm y 10 mm, la curva experimental tienen un comportamiento muy similar a la curva dada por el CIRSOC 601 pero con valores sensiblemente menores.

5.- Los valores experimentales de resistencia al aplastamiento paralelo a la fibra son menos influenciados por el diámetro de perno que los resultados experimentales de la resistencia en la dirección perpendicular. Para ambas direcciones se evidencia una disminución de la resistencia al aumentar el diámetro del pasador, acentuándose esta tendencia en la dirección perpendicular.

6.- Tanto en la dirección paralela a la fibra como en la dirección perpendicular, se observa una correlación de moderada a fuerte entre la resistencia al aplastamiento y la densidad corregida al 12%.

7.- Se sugiere que los valores especificados por el Reglamento Argentino sean utilizados con cuidado, hasta tanto se ratifique o desestime la tendencia observada. En particular para la resistencia al aplastamiento en madera de Álamo puede ser conveniente utilizar, aunque con precaución y criterio, las ecuaciones (5) y (7) propuestas en el presente trabajo.

AGRADECIMIENTOS

A los alumnos, becarios, graduados y docentes investigadores de UNNOBA y de UTN Facultad Regional Venado Tuerto por sus aportes en la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

[1] European Committee for standardization. Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. EN 1995-1-1. Brussels. (2005).
[2] ABNT. Associação Brasileira De Normas Técnicas, NBR 7190 - Projeto de estruturas de madeira, revisão ABNT NBR 7190. Brasil. (2011).
[3] CIRSOC 601. Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad en Obras Civiles. (2016). Reglamento Argentino de Estructuras de Madera. Buenos Aires. (2016).
[4] NDS 2005. American Forest & Paper Association.American Wood Council. National Design Specification (NDS) for Wood Construction with commentary and Suplement: Design Values for Wood Construction. 2005 Edition. Washington. (2005).
[5] NDS 2015. American Wood Council. National Design Specification (NDS) for Wood Construction 2015 Edition. (2015).
[6] Manavella R.D., Guillaumet A.A., Filippetti M.C., Tortoriello M., Alí Mossre C. Resistencia al aplastamiento en madera de álamo, influencia del diámetro de perno y la densidad. XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Asunción. Paraguay. (2016).
[7] Guillaumet A.A., Manavella R. D; Filippetti M.C., Diab J. y Armas A. Tensiones de aplastamiento en uniones tipo clavija en madera de Araucaria Angustifolia. XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. San Juan. Argentina. (2010).
[8] Sawata, K. & Yasumura M. “Determination of embedding strength of wood for dowel-type fasteners”, Journal of Wood and Sciences, Vol 48, Issue 2, pág 138-146. ISSN: 1435-0211. (2002).
[9] Manavella R.D., Guillaumet A.A., Filippetti María C., Tortoriello M. Determinación de la Resistencia al Aplastamiento en Madera de Álamo para Uniones Tipo Clavija. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo. Uruguay. (2014).
[10] Sosa Zitto, M.A; Dr. Ing. Rougier, V.C; Dr. Ing. Piter, J.C. Análisis comparativo de los resultados de un programa de ensayos sobre uniones ejecutadas con clavos de pequeño diámetro y el criterio de diseño del proyecto CIRSOC 601. 22º Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires. Argentina. (2012).
[11] Guillaumet A.A., Manavella R.D; Filippetti M.C., Diab J. y Armas A. Comportamiento de uniones tipo clavija con pernos deformables en madera de Araucaria angustifolia. “1º Congresso Ibero-Latinoamericano Da Madeira Na Construção”. CIMAD 11. Coimbra. Portugal. (2011).
[12] Manavella R.D., Guillaumet A.A., Filippetti M.C. Determinación de la resistencia al aplastamiento en madera de híbrido Pinus Elliottii var. Elliottii x Pinus Caribaea var. Hondurensis para uniones tipo clavija. 22º Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires. Argentina. (2012).
[13] UNE-EN 383:2007. Agencia Española de Normalización y Certificación. Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Determinación de la resistencia al aplastamiento y del módulo de aplastamiento para los elementos de fijación tipo clavija. (2007).
[14] ISO 3130:1975. International Organization for Standardization. Wood-Determination of moisture content for physical and mechanical tests. (1975)
[15] ISO 3131:1975. International Organization for Standardization. Wood-Determination of density for physical and mechanical tests. (1975)
[16] UNE-EN 384:2010. Agencia Española de Normalización y Certificación. Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad. (2010).
[17] UNE-EN 408:2011. Agencia Española de Normalización y Certificación. Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas. (2011).

ESTUDIO DE LA CONTRACTIBILIDAD DE LA MADERA DE *POPULUS DELTOIDES* CULTIVADO EN EL DELTA DEL RÍO PARANÁ, CLONES AUSTRALIANO 129/60 Y STONVILLE 67

STUDY OF THE CONTRACTIBILITY OF *POPULUS DELTOIDES* WOOD CULTIVATED IN THE DELTA OF THE RIVER PARANÁ, AUSTRALIAN 129/60 AND STONVILLE 67 CLONES

Leandro Serraiocco [(1)] (P), Ricardo Marino [(2)], Esteban Morales [(3)]
(1) Alumno de Ing. Civil, Universidad Tecnológica Nacional Fac. Reg. Gral. Pacheco.
(2) Prof. Ing. Civil, Universidad Tecnológica Nacional Fac. Reg. Gral. Pacheco.
(3) Investigador, Ing. Agrónomo, Universidad Nacional de Buenos Aires, Facultad de Agronomía.
Dirección de contacto: earm.consultor@gmail.com; (P) Presentador

Código de identificación: T3-21

Resumen

La madera es un polímero natural y sus propiedades físicas tienen diferente comportamiento ante diferentes contenidos de humedad. El contenido de humedad de la madera alcanza un equilibrio con la humedad relativa ambiente. Los cambios de la humedad ambiente con el transcurrir del tiempo son tomados por la madera buscando alcanzar ese equilibrio. Los cambios en el contenido de humedad de la madera provocan cambios dimensionales en las piezas de madera. Esos cambios se los denomina “contractibilidad de la madera”. Su conocimiento es de suma importancia para evaluar el desempeño de la misma y definir su modo de utilización frente a las variaciones de las condiciones higrotérmicas del lugar donde será puesta en servicio. El objetivo de este trabajo es estudiar la contractibilidad de la madera de *Populus deltoides*, álamo cultivado en el Delta del Río Paraná, clones Australiano 129/60 y Stonville 67. La metodología de trabajo empleada es la de la Norma IRAM 9543/66, “Método de determinación de las contracciones totales; axil, radial y tangencial y punto de saturación de la fibra” El material de estudio consistió en probetas cortadas por el Grupo. G.E.M.A de la UTN Reg Concepción del Uruguay. Sus medidas aproximadas son 2x2x5cm, libres de defectos, obtenidas en las direcciones radial, tangencial y axial respecto del eje longitudinal del rollizo. Se presentan los resultados de las contracciones totales en cada plano de corte, la contracción volumétrica total y el coeficiente de anisotropía. Se estudiará estos resultados en cada clon y analizaran sus diferencias.

Palabra Clave: contracciones de la madera, *Populus sp.*, propiedades físicas

Abstract

The wood is a natural polymer and its physical properties have different behavior to different moisture contents. The moisture content of the wood reaches equilibrium with the ambient relative humidity. The changes of the ambient humidity with the passage of time are taken by the wood seeking to reach that balance. Changes in the moisture content of the wood cause dimensional changes in the pieces of wood. These changes are called "contractibility of wood". Its knowledge is of utmost importance to evaluate the performance of the same and to define its mode of use against the variations of the hygrothermal conditions of the place where it will be put into service. The objective of this work is to study the contractibility of the wood of Populus deltoides, poplar cultivated in the Paraná River Delta, Australian 129/60 and Stonville 67 clones. The methodology used is IRAM Standard 9543/66, Method of determination of the total contractions; Axillary, radial and tangential and saturation point of the fiber "The study material consisted of specimens cut by the Group. G.E.M.A of the UTN Reg Concepción del Uruguay. Its approximate measurements are 2x2x5cm, free of defects, obtained in the radial, tangential and axial directions with respect to the longitudinal axis of the log. The results of the total contractions in each cutting plane, the total volumetric contraction and the anisotropy coefficient are presented. We will study these results in each clone and analyze their differences.

***Keywords**: contractions of wood, Populus sp., Physical properties*

1. INTRODUCCIÓN

Las propiedades físicas y mecánicas de la madera tienen diferente comportamiento ante diferentes contenidos de humedad. En un árbol en pie, cuando aún los tejidos que forman la madera se encuentran vivos, su contenido de humedad supera la saturación de los tejidos. Luego del apeo esta agua comienza a perderse [1].

En primer lugar, se pierde el agua libre contenida en los lúmenes celulares, la cual, no afecta en gran medida las propiedades físicas y mecánicas de la madera. Luego se pierde el agua llamada de impregnación que se encuentra contenida en las paredes celulares de los tejidos de la madera. En este punto, cuando comienza a perderse el agua contenida en el interior de las paredes celulares, el contenido de humedad se lo conoce como punto de saturación de las fibras (PSF). Al disminuir el contenido de humedad por debajo del PSF las células de los tejidos comienzan a contraerse provocando una merma en las dimensiones y aumentan la resistencia y los módulos de elasticidad de sus propiedades mecánicas [1],[8].

El contenido de humedad en el PSF es característico de cada especie forestal y puede considerarse que se encuentra entre 25% y 35%, según la especie. El contenido de humedad de la madera tiende a alcanzar el equilibrio con la humedad relativa ambiente lo que le da su carácter higroscópico. Los cambios de la humedad ambiente con el transcurrir del tiempo son tomados por la madera buscando alcanzar ese equilibrio, “humedad de equilibrio higroscópico” (HEH).[7],[9],[5]

Los cambios en el contenido de humedad de la madera provocan cambios dimensionales en las piezas de madera. Esos cambios se los denomina “contractibilidad de la madera”. La disposición característica de los diferentes tipos de células en los tejidos de la madera, le dan su carácter ortotrópico, dando un comportamiento físico y mecánico diferente según el eje de estudio considerado [2],[3],[6].

El longitudinal o axial es paralelo al eje de crecimiento en altura del árbol, el radial es el perpendicular al axial y el tangencial es normal a los anteriores. Según estos ejes de estudio, los movimientos o cambios dimensionales por lo general son casi despreciables en el eje longitudinal y en el eje tangencial es 2 a 3 veces mayor que en el eje radial. [9]

La diferencia de movimiento entre los ejes tangencial y radial son la causa fundamental de las deformaciones y alabeos de las piezas de madera. Cuanto menor es la diferencia entre los cambios dimensionales en el eje tangencial y en el radial, menor será la posibilidad de aparición de grietas y rajaduras con los cambios en el contenido de humedad [3].

La contractibilidad de la madera puede ser cuantificada permitiendo caracterizar a las diferentes especies de madera. En este trabajo se hará por medio de la normativa del Instituto argentino de Racionalización de Materiales [4].

Naturalmente estos cambios dimensionales modifican el volumen total de las piezas de madera provocando holguras o tensiones, lo cual afecta las uniones entre elementos de una la estructura. [3]

El buen manejo de la madera en cualquiera de sus aplicaciones como el secado técnico, la ebanistería o el empleo en estructuras, hace necesario conocer sus contracciones lineales Longitudinal, radial y tangencial, su contracción volumétrica y el coeficiente de anisotropía que relaciona las contracciones tangenciales respecto de las radiales [3]. Estas propiedades son características de cada especie o clon y condicionadas por sus condiciones de crecimiento [6]. En este estudio de dos clones de álamo, clones Australiano 129/60 y Stonville 67 se aplicaron métodos de test de hipótesis de diferencias de medias para comparar las contracciones de cada uno. [10]

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Materiales

Los cuerpos de prueba utilizados en este estudio consistieron en probetas cortadas por el Grupo. G.E.M.A de la UTN Reg. Concepción del Uruguay. Este material fue obtenido de piezas de madera de los clones mencionados de plantaciones de la tercera sección de islas del Delta del Paraná, formado por tirantes de 10x20 cm, 6x13 cm y 8x15 cm., en los cuales se identificó la altura en el árbol y la distancia a la médula. Esto permitió realizar la conformación de la muestra a estudiar con probetas que incluyan ambos factores que podrían introducir variabilidad al resultado final de la propiedad física en estudio. De este modo se obtuvieron probetas correspondientes a 1,3 y 0,8 m de altura en el árbol y en cuanto a la distancia a la médula, a 2,5 cm, 5 cm, 7,5 cm y 10 cm. En la tabla 1 se muestra la cantidad de probetas de cada 3 estudiadas en cada posición en el árbol.

Las probetas fueron cortadas en carpintería con las dimensiones y orientación de los planos de estudio longitudinal, radial y tangencial. Luego numeradas, embaladas con foil plástico y enviadas al laboratorio con la información detallada para su identificación.

Tabla 1: Cantidad de probetas por clon y ubicación en el árbol

Clon	Altura	Distancia a la médula	Cantidad de probetas
Stoneville 67 y Australiano 129/60	0,8 y 1,3 m	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	505
Australiano 129/60	0,8 y 1,3 m	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	249
Stoneville 67	0,8 y 1,3 m	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	256
Australiano 129/60	0,8 m (2)	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	125
	1,3 m (3)	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	124
Stoneville 67	0,8 m (2)	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	127
	1,3 m (3)	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10 cm y s/id.	129
Australiano 129/60	0,8 m (2)	2,5 cm (A)	45
		5 cm (B)	24
		7,5 cm (C)	22
		10 cm (D)	4
		Sin identificar (s/id.)	30
	1,3 m (3)	2,5 cm (A)	41
		5 cm (B)	24
		7,5 cm (C)	16
		10 cm (D)	2
		Sin identificar (s/id.)	41
Stoneville 67	0,8 m (2)	2,5 cm (A)	39
		5 cm (B)	34
		7,5 cm (C)	20
		10 cm (D)	4
		Sin identificar (s/id.)	30
	1,3 m (3)	2,5 cm (A)	50
		5 cm (B)	17
		7,5 cm (C)	28
		10 cm (D)	4
		Sin identificar (s/id.)	30

2.2 Métodos

2.2.1 Procedimiento de laboratorio

Recibidas las probetas se procedió al estacionamiento del material al aire durante 7 días en las condiciones ambientales de laboratorio. Se pesaron los 4 clavos a clavar, 2 por cada cara de la probeta. Luego fueron clavadas utilizando una plantilla construida para tal efecto, que permitió agilizar el proceso de clavado. En este estado, seco al aire, se pesaron las probetas y tomó la distancia entre clavos de cada cara. Seguidamente fueron secadas en estufa a 103±3°C hasta que alcanzaron peso constante. En este estado, seco en estufa, nuevamente se pesaron y midieron las distancias entre clavos en ambas caras.

Por último se saturaron con agua en dos etapas. En la primera, las probetas se sumergieron dejando la testa superior de 2 a 4 mm por encima de la superficie del agua. Se mantuvieron con este nivel de agua hasta percibir el humedecimiento de la probeta en dicha testa. Luego se aumentó el nivel del agua hasta sumergirlas totalmente. Restando el peso de los clavos se obtuvieron los pesos de las probetas en los estados seco al aire y seco en estufa.

2.2.2 Procedimiento de cálculo de las contracciones lineales longitudinal, radial y tangencial

El cálculo de las contracciones lineales se realizó según Norma IRAM 9543/66 por medio de la ecuación (1).

$$\alpha_{l,r,t} = ((L''_{l,r,t} - L'_{l,r,t})/L'_{l,r,t}) * 100 \quad (1)$$

Donde:

$\alpha_{l,r,t}$: contracción lineal longitudinal, radial o tangencial, en porcentaje, calculadas para ambas caras de cada probeta.

$L''_{l,r,t}$: distancia en mm, entre clavos de las probetas de corte longitudinal, radial o tangencial; en estado saturado.

$L'_{l,r,t}$: distancia en mm, entre clavos de las probetas de corte longitudinal, radial o tangencial; en estado seco en estufa.

El valor de las contracciones lineales de los planos longitudinal, radial y tangencial se obtuvieron como promedio de las contracciones de dichos cortes en cada cara de la probeta.

2.2.3 Procedimiento de cálculo de la contracción total longitudinal, radial y tangencial

Estas se obtuvieron calculando el promedio de las contracciones lineales longitudinales, radiales y tangenciales, respectivamente.

2.2.4 Procedimiento de cálculo de la contracción volumétrica total

El cálculo de la contracción volumétrica total realizo según Norma IRAM 9543/66 por medio de la ecuación (2).

$$\alpha_v = ((100+ \alpha_l)*(100+ \alpha_r)*(100+ \alpha_t)/10^4) - 100 \quad (2)$$

Donde:

α_v : contracción volumétrica total, en porcentaje

α_l : contracción total longitudinal, en porcentaje, como valor promedio de las contracciones lineales de las probetas de corte longitudinal.

α_r : contracción total radial, en porcentaje, como valor promedio de las contracciones lineales de las probetas de corte radial.

α_t : contracción total tangencial, en porcentaje, como valor promedio de las contracciones lineales de las probetas de corte tangencial.

El análisis estadístico se realizó calculando para cada clon en estudio, las variancias y los coeficientes de variación de las contracciones totales longitudinal, radial y tangencial.

3. RESULTADOS

En la tabla 2 se muestran los resultados de las contracciones totales en los cortes de estudio longitudinal, radial y tangencial.

Tabla 2: Resumen estadístico de las Contracciones totales longitudinal, radial y tangencial

Clon	Australiano 129/60			Stoneville 67		
Corte de estudio	Longitudinal	Radial	Tangencial	Longitudinal	Radial	Tangencial
Promedio	0,19	3,84	8,23	0,11	3,63	8,61
Desvío estándar	0,23	1,30	1,17	0,21	0,80	0,89
Coeficiente de variación	122	34	14	195	22	10
Cantidad de probetas	59	93	97	60	98	98

Puede observarse que las contracciones longitudinales en ambos clones son reducidas y los coeficientes de variación muy altos. Las contracciones radiales y tangenciales guardan una relación esperada según ya se ha encontrado en estudios anteriores de diversas especies. Sus coeficientes de variación son inferiores respecto de las contracciones longitudinales. Las contracciones radiales son levemente superiores en el clon Stoneville 67 que en el clon Australiano 129/60. En las contracciones tangenciales la relación se invierte, siendo el clon Stoneville 67 inferiores a las del clon Australiano 129/60.

En la tabla 3 se presentan los valores de contracción volumétrica de ambos clones y la relación entre las contracciones radiales y tangenciales o coeficiente de anisotropía de cada clon, respectivamente.

Tabla 3: Contracción Volumétrica Total y Relación T/R

Clon	Contracción Volumétrica Total (%)	Relación T/R o coeficiente de anisotropía
Australiano 129/60	12,60	2.14
Stoneville 67	12,67	2,37

Las comparaciones de las contracciones entre los clones Australiano 129/60 y Stoneville 67 se realizaron con el programa para análisis estadístico Stagraphics Centurion XVI.II. Por medio de este programa se compararon las medias y los desvíos estándar de las contracciones longitudinales, radiales y tangenciales de ambos clones entre sí, respectivamente. Esta prueba estadística tiene como objetivo determinar si existe diferencia estadísticamente significativa entre los dos clones, para cada tipo de corte, longitudinal, radial o tangencial, respectivamente. El procedimiento consistió en una prueba de test de hipótesis para diferencias de medias, suponiendo que las muestras son independientes con distribución normal y sus desvíos estándar son diferentes. Para la prueba se usó un nivel de confianza de 95%.

Comparación entre las medias de la contracción longitudinal de los clones Australiano 129/60 y Stoneville 67.

Dada la muestra de valores de contracción longitudinal del clon Australiano 129/60 de 93 observaciones con media de 0,186941 y desviación estándar de 0,227331, y la muestra de valores de contracción longitudinal del clon Stoneville 67 de 98 observaciones con media de 0,108129 y desviación estándar de 0,210817, se procedió a aplicar el test de hipótesis para las medias. El

estadístico t calculado es igual a 1,96013. Dado que el valor-P para la prueba es mayor o igual que 0,05, no puede rechazarse la hipótesis nula con un 95% de nivel de confianza. El intervalo de confianza muestra que los valores de la diferencia entre sus medias según estos datos se estiman entre -0,000824289 y 0,158448. En la tabla 4 se muestra la salida de resultados del programa Stagraphics.

Tabla 4: Salida de resultados del programa Stagraphics para el test de hipótesis de diferencias de medias de las contracciones longitudinales

Pruebas de Hipótesis
Medias muestrales = 0,186941 y 0,108129
Desviaciones estándar muestrales = 0,227331 y 0,210817
Tamaños de muestra = 59 y 60
Intervalo aproximado del Intervalos de confianza del 95,0% para la diferencia entre medias: 0,078812 +/- 0,0796363 ; [-0,000824289;0,158448]
Hipótesis Nula: diferencia entre medias = 0,0
Alternativa: no igual
Estadístico t calculado = 1,96013
Valor-P = 0,0523787
No rechazar la hipótesis nula para alfa = 0,05.
(No asumiendo varianzas iguales).
El StatAdvisor
Este análisis muestra los resultados de realizar una prueba de hipótesis relativa a la diferencia entre dos medias (mu1-mu2) de muestras provenientes de distribuciones normales. Las dos hipótesis a ser evaluadas aquí son:
Hipótesis nula: mu1-mu2 = 0,0
Hipótesis alterna: mu1-mu2 <> 0,0
Dada una muestra de 59 observaciones con una media de 0,186941 y una desviación estándar de 0,227331 y una segunda muestra de 60 observaciones con una media de 0,108129 y una desviación estándar de 0,210817, el estadístico t calculado es igual a 1,96013. Puesto que el valor-P para la prueba es mayor o igual que 0,05, no puede rechazarse la hipótesis nula con un 95,0% de nivel de confianza. El intervalo de confianza muestra que los valores de mu1-mu2 soportados por los datos caen entre -0,000824289 y 0,158448.
NOTA: al realizar esta prueba, no se ha supuesto que las desviaciones estándar de las dos muestras sean iguales. Se puede hacer esta suposición pulsando el botón secundario del ratón y eligiendo Opciones de Análisis.

3.1 Comparación entre las medias de la contracción total radial de los clones Australiano 129/60 y Stoneville 67.

El mismo procedimiento se aplicó para comparar las medias de la contracción radial entre los clones Australiano 129/60 y Stoneville 67. Se compararon, como se mostró en la tabla 3, una muestra de contracciones radiales del clon Australiano 129/60 de 93 observaciones con media de 3,83869 y desviación estándar de 1,29624 y una muestra de contracciones radiales del clon Stoneville 67 de 98 observaciones con media de 3,62275 y desviación estándar de 0,7995. El estadístico t calculado es igual a 1,37709. Puesto que el valor-P para la prueba es mayor o igual que 0,05, no puede rechazarse la hipótesis nula con un 95,0% de nivel de confianza. El intervalo de confianza muestra que los valores de la diferencia entre sus medias estimados se encuentran entre -0,0938736 y 0,525758. En la tabla 5 se muestra la salida de resultados del programa Stagraphics.

Tabla 5: Salida de resultados del programa Stagraphics para el test de hipótesis de diferencias de medias de las contracciones radiales

Pruebas de Hipótesis
Medias muestrales = 3,83869 y 3,62275
Desviaciones estándar muestrales = 1,29624 y 0,7995
Tamaños de muestra = 93 y 98
Intervalo aproximado del Intervalos de confianza del 95,0% para la diferencia entre medias: 0,215942 +/- 0,309816 ; [-0,0938736; 0,525758]
Hipótesis Nula: diferencia entre medias = 0,0
Alternativa: no igual
Estadístico t calculado = 1,37709
Valor-P = 0,170514
No rechazar la hipótesis nula para alfa = 0,05.
(No asumiendo varianzas iguales).
El StatAdvisor
Este análisis muestra los resultados de realizar una prueba de hipótesis relativa a la diferencia entre dos medias (mu1-mu2) de muestras provenientes de distribuciones normales. Las dos hipótesis a ser evaluadas aquí son:
Hipótesis nula: mu1-mu2 = 0,0
Hipótesis alterna: mu1-mu2 <> 0,0
Dada una muestra de 93 observaciones con una media de 3,83869 y una desviación estándar de 1,29624 y una segunda muestra de 98 observaciones con una media de 3,62275 y una desviación estándar de 0,7995, el estadístico t calculado es igual a 1,37709. Puesto que el valor-P para la prueba es mayor o igual que 0,05, no puede rechazarse la hipótesis nula con un 95,0% de nivel de confianza. El intervalo de confianza muestra que los valores de mu1-mu2 soportados por los datos caen entre -0,0938736 y 0,525758.
NOTA: al realizar esta prueba, no se ha supuesto que las desviaciones estándar de las dos muestras sean iguales. Se puede hacer esta suposición pulsando el botón secundario del ratón y eligiendo Opciones de Análisis.

3.2 Comparación entre las medias de la contracción tangencial de los clones Australiano 129/60 y Stoneville 67.

Por último, se procede del mismo modo para comparar las medias de la contracción tangencial entre los clones Australiano 129/60 y Stoneville 67. Como se mostró en la tabla 3, se comparan una muestra de contracciones radiales del clon Australiano 129/60 de 93 observaciones con media de 3,83869 y desviación estándar de 1,29624 y una muestra de contracciones radiales del clon Stoneville 67 de 98 observaciones con media de 3,62275 y desviación estándar de 0,7995. El estadístico t calculado es igual a 1,37709. Puesto que el valor-P para la prueba es mayor o igual que 0,05, no puede rechazarse la hipótesis nula con un 95,0% de nivel de confianza. El intervalo de confianza muestra que los valores de la diferencia entre sus medias estarían entre -0,0938736 y 0,525758. En la tabla 6 se muestra la salida de resultados del programa Stagraphics.

Tabla 6: Salida de resultados del programa Stagraphics para el test de hipótesis de diferencias de medias de las contracciones tangenciales

Pruebas de Hipótesis
Medias muestrales = 8,23091 y 8,60707
Desviaciones estándar muestrales = 1,17012 y 0,894073
Tamaños de muestra = 97 y 98
Intervalo aproximado del Intervalos de confianza del 95,0% para la diferencia entre medias: -0,37616 +/- 0,294486 ; [-0,670646;-0,0816738]
Hipótesis Nula: diferencia entre medias = 0,0
Alternativa: no igual
Estadístico t calculado = -2,52053
Valor-P = 0,0125888
Rechazar la hipótesis nula para alfa = 0,05.
(No asumiendo varianzas iguales).
El StatAdvisor
Este análisis muestra los resultados de realizar una prueba de hipótesis relativa a la diferencia entre dos medias (mu1-mu2) de muestras provenientes de distribuciones normales. Las dos hipótesis a ser evaluadas aquí son:
Hipótesis nula: mu1-mu2 = 0,0
Hipótesis alterna: mu1-mu2 <> 0,0
Dada una muestra de 97 observaciones con una media de 8,23091 y una desviación estándar de 1,17012 y una segunda muestra de 98 observaciones con una media de 8,60707 y una desviación estándar de 0,894073, el estadístico t calculado es igual a -2,52053. Puesto que el valor-P para la prueba es menor que 0,05, puede rechazarse la hipótesis nula con un 95,0% de nivel de confianza. El intervalo de confianza muestra que los valores de mu1-mu2 soportados por los datos caen entre -0,670646 y -0,0816738.
NOTA: al realizar esta prueba, no se ha supuesto que las desviaciones estándar de las dos muestras sean iguales. Se puede hacer esta suposición pulsando el botón secundario del ratón y eligiendo Opciones de Análisis.

4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

En las mediciones de las contracciones lineales longitudinales obtenidas para cada probeta de los dos clones estudiados se observaron valores tanto negativos como positivos. Esto es debido a que es influenciada por la contracción radial y en mayor grado por la tangencial, dando resultados de diferente signo. Las contracciones totales longitudinales encuentran en los valores esperados para esta propiedad física. Sus desvíos estándar son altos debido a la los valores negativos y positivos. Por esta misma razón los coeficientes de variación de las muestras de ambos clones alcanzan valores muy elevados. Según los resultados de la prueba de hipótesis para determinar si existe diferencia estadísticamente significativa entre las muestras de cada clon para la contracción longitudinal se ha encontrado que no existe diferencia.

En el caso de las contracciones totales radiales de los dos clones Australiano 129/60 y Stoneville 67 los valores observados mantienen una relación esperada con las contracciones tangenciales y sus valores se encuentran dentro de lo esperado para cada clon respectivamente. En el test de hipótesis para esta propiedad entre los dos clones no se ha encontrado diferencias estadísticamente significativas.

Las contracciones totales tangenciales observadas también mantienen una relación esperada con las contracciones radiales y sus valores son similares a los citados para otras especies del género *Populus sp.*. Según el test de hipótesis realizado entre las medias de esta propiedad para las dos muestras de estos clones, no se puede afirmar que entre ellas se halla encontrado similitud en el comportamiento de la contracción tangencial. Esto puede deberse a que las contracciones en sentido tangencial son mayores a las longitudinales o radiales y a su vez tienen mayor rango de amplitud. Por otro lado, este resultado requeriría de un estudio más profundo estudiando la otras características y diferencias entre el material que conformo las muestras, como la distancia a la médula o la altura en el árbol.

Según la clasificación utilizada por varios autores y de acuerdo a los valores encontrados según las tablas 2 y 3 ambos clones se encuadran en el conjunto de maderas de “fuerte” contracción volumétrica y su relación T/R o coeficiente de anisotropía “desfavorable” o “muy alta”. Esto permite

considerar a los clones Australiano 129/60 y Stonville 67 con un comportamiento similar en cuanto a las contracciones.

REFERENCIAS

[1] Tuset Rinaldo y Duran Fernando (1970). Manual de Maderas comerciales, equipos y procesos de utilización (aserraderos, secado, preservación, descortezado, partículas). Editorial hemisferio sur S.R.L., p 73, Montevideo, Uruguay.
[2] Gallego Gonzalo M. (1997). Manual para la instalación del pavimento de madera. Graficas Palermo S.L., p 20.
[3] Arguelles Alvares R. y Martitegui F. (1988). Curso de diseño y cálculo de estructuras de madera, Servicio de publicaciones del colegio oficial de arquitectos de Madrid, Imprime: Graficinco, S.A. Eduardo Torroja, 8 fuentelabrada, p 16, Madrid, España.
[4] Instituto Argentino De Racionalización De Materiales (1966). IRAM 9543 - Método de determinación de las contracciones totales, axil, radial y tangencial y el punto de saturación de las fibras. IRAM, Buenos Aires.
[5] Kollmann Franz (1959) Tecnología de las maderas y sus aplicaciones, tomo primero, Graficas reunidas S.A., p 434, Madrid. España.
[6] Bianchet Jorge (Ensayos físico- mecánicos en madera de coníferas: Pinus ponderosa, P. radiata, P. contorta var. latifolia y Pseudotsuga menziesii, Instituto forestal nacional Folleto técnico forestal N° 58, p 9, Capital, Argentina.
[7] Salas M. y Maureira D. (2005). Documento técnico N°1 Tecnología de la Madera, Red Manufacturera de la madera de la región del Maule, Impresora Gutenberg-Talca, Talca, Chile.
[8] Mutsch W. (1992). Tecnología de la madera y del mueble, Tomo I, Editorial Reverte S.A., Barcelona, España.
[9] Instituto Forestal de Chile. (1964). Construcciones en Madera, Maderas estructura y propiedades, P 1-13, Chile.
[10] Berenson Mark L. y Levine David M. (1996). Estadística básica en administración. Concepto y aplicaciones. Prentice Hall Hispano Americana S.A., p 950, México.

COMPARAÇÃO ANATÔMICA E DESCRIÇÃO DA DENSIDADE E MACROSCOPICIDADE DA ESPÉCIE *DIPTERYX ODORATA* (Aubl.) WILLD (CUMARU)

ANATOMICAL COMPARISON AND DESCRIPTION OF THE DENSITY AND MACROSCOPICITY OF THE SPECIES *DIPTERYX ODORATA* (Aubl.) WILLD (CUMARU)

Amanda A. Soares [(1)], Bianca F. Torres [(1)], Ana Caroline M. Pereira [(1)], Jessica S. da Costa [(2)], Marcela G. da Silva [(3)]

(1) Graduanda em Engª Florestal da Universidade Federal Rural da Amazônia - UFRA, Belém, PA, Brasil.
(2) Estudante de pós-graduação em Ciências Florestais na Universidade Federal Rural da Amazônia - UFRA, Belém, PA, Brasil.
(3) Professora Doutora do Departamento de Tecnologia da Madeira da Universidade Federal Rural da Amazônia – UFRA, Belém, PA, Brasil.
Endereço de contato: amandaasoarez@gmail.com

Código de identificação: T3-23

Resumo

A espécie Dipteryx odorata (Aubl.) Willd vulgarmente conhecida como cumaru, é de caráter tropical com ampla ocorrência no norte da América do Sul. É considerada uma espécie arbórea de grande porte pertencente ao grupo ecológico clímax exigente de luz. Nesta senda, o cumaru vem sendo utilizado para recuperação de áreas degradadas, uso medicinal, indústria cosmética e amplamente comercializada na indústria madeireira, visto que sua madeira possui alta resistência mecânica e boa propriedade física. Diante disso, o presente estudo tem como objetivo determinar e comparar a densidade e anatomia da madeira da espécie D. odorata com as demais literaturas. Para realização do estudo, foram utilizados 25 corpos de prova, medindo 2x3x5 cm. A densidade básica foi obtida pela razão entre a massa seca e volume saturado, sendo este último, determinado pelo método da balança hidrostática. Foram realizadas, também, análises macroscópicas e das propriedades organolépticas da madeira. Observou-se que, na parte macroscópica, a madeira descrita apresentou quase todos os aspectos anatômicos semelhantes à literatura, onde apenas os poros se diferenciaram. No que tange à densidade média, o resultado visto foi de 0,88 g/cm³, também análogo ao descrito na literatura.

Palavras chave: massa específica; anatomia; espécies amazônicas

Abstract

The species Dipteryx odorata (Aubl.) Willd, commonly known as cumaru, is tropical in character with a large occurrence in northern South America. It is considered a large arboreal species belonging to the ecological group climax demanding of light. In this path, cumaru has been used for recovery of degraded areas, medicinal use, cosmetic industry and widely traded in the timber industry, since its wood has high mechanical strength and good physical property. Therefore, the present study aims to determine and compare the density and anatomy of D. odorata wood with other literature. For the study, 25 specimens measuring 2x3x5 cm were used. The basic density was obtained by the ratio between dry mass and saturated volume, the latter being determined by the hydrostatic balance method. Macroscopic analyzes and the organoleptic properties of the wood were also carried out. It was observed that, in the macroscopic part, the described wood presented almost all anatomical aspects similar to the literature, where only the pores differed. Regarding the average density, the result was 0.88 g / cm³, also similar to that described in the literature.

Keywords*: specific weight; anatomy; amazonic species*

1. INTRODUÇÃO

A espécie *Dipteryx odorata*, mais conhecida como cumaru, cumaru-verdadeiro, cumaru ferro, pertence à família *Leguminosae* - Papilionoideae (Embrapa Amazônia Oriental, 2009). É nativa da América Central e do norte da América do Sul. Utilizada tanto para a indústria de construção civil como recuperação de áreas degradadas, e detém uma madeira nobre e de grande porte, possuindo até 150 centímetros de DAP quando adulta, e atingindo de 30 a 40 metros de altura em floresta primária, entretanto, apresentando baixo porte quando cultivada ou localizada em florestas secundárias (Pinto *et al*, 2008).

Seu fuste é retilíneo e cilíndrico, com presença de protuberâncias e sapopemas (Trevizor, 2011). Apresenta casca que mede 3 cm de espessura (Prance; Silva, 1975) e seu ritidoma apresenta superfície áspera de cor pardo-amarelada-escura, e sua casca interna é amarelada, laminar e fibrosa (Ageitec, 2009). Suas flores são hermafroditas, as inflorescências compõem-se de panículas eretas terminais, bastante importantes e arbóreas, de comportamento sempre-verde (Carvalho, 2009). Não tolera baixas temperaturas. As folhas são compostas, imparipinadas e alternas (Tomazello *et al*, 1983). A floração ocorre durante a estação seca com mudanças que dependem do regime meteorológico (Amazon Produtos, 2016). Já seu fruto é do tipo legume drupáceo e ovalado, lenhoso (Silva, 2010), com endocarpo tardiamente deiscente após a decomposição do mesocarpo, e amadurecem aproximadamente nove meses depois (Santini, 2013). A dispersão de frutos e sementes é barocórica, em função do peso, e sua germinação é criptocotiledonar (Antunes, 1999). Apresenta indiferença em relação às condições de solo, pois cresce bem em solos moderadamente arenosos a muito argilosos bem drenados, em solos pobres e ácidos até a ricos com nutrientes. (Embrapa Amazônia Oriental, 2009).

No que tange à característica da madeira, a *D. odorata* denota de cerne e alburno que são distintos pela cor, onde seu cerne é amarelado ou amarronzado (Eleotério, 2012). Não possui alteração de cor por foto-oxidação, e a madeira dispõe de brilho moderado e, também, cheiro e gosto imperceptíveis (Paula *et al*, 2016). Possui textura média e figura presente, de aspecto fibroso, causada pelo contraste entre fibras e parênquima axial ou causada pelo destaque de linhas vasculares (Andrade, 2015).

É tida como importante para reflorestamento devido sua frutificação precocemente aos quatro anos de idade, e também a utilização de sua madeira para a produção de implementos agrícolas, construção naval, confecção de cabos de ferramentas (Pinto *et al*, 2008). As amêndoas dos frutos são aromáticas, de onde se extrai óleo essencial chamado de cumarina, utilizado na indústria de perfumaria e cosméticos (Silva *et al*, 2010). Em 2005, foram comercializadas 110 toneladas de sementes, que gerou uma renda de R$ 440 mil (Ibge, 2006), e possui grande importância na economia regional e de importância industrial na Venezuela (Pinto *et al*, 2008).

De acordo com a entrevista realizada na empresa NAYAH Sabores da Amazônia, a sua fava, mais conhecida como fava tonka, e chamada de baunilha da Amazônia, é bastante utilizada na alta gastronomia como fragrância para perfumar o tabaco, produzir uma percentagem de gordura sólida, manteiga ou tonka, que é usado para dar mais sabor para a produção de produtos alimentícios, como o chocolate. Na empresa, a fava do cumaru é utilizada para a produção de chocolates, e assim dar um sabor e aroma mais agradável. Também vista na área medicinal, devido à tintura da casca do fruto ser antiespasmódica, tônica e eficaz moderador dos movimentos cardíacos e da respiração (Clay *et al*, 1999; Loureiro *et al*, 2001; Lewis 2005).

A importância de se saber as propriedades físicas e anatômicas de uma madeira ajuda no processo final para a escolha de um melhor uso para a mesma. A densidade é um dos fatores mais importantes, e se relaciona com a estrutura anatômica e suas composições químicas, incluindo resistência, dimensão e qualidade da superfície (Lopes *et al*, 2011). Trugilho *et al*. (2002) afirma que as que tem maior massa de madeira/volume e apresentam uma maior variação dimensional, tem uma correlação positiva com a densidade. Assim, o objetivo deste trabalho foi fazer comparações anatômicas e descrições físicas de amostras da espécie *D. odorata*, e compará-las com a literatura especializada.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

De acordo com a norma da ABNT 7190/1997, foram utilizadas 25 amostras da espécie *D. odorata* com dimensões de 2x3x5, primeiramente pesando a sua massa inicial. Depois as colocando submersas em água em um recipiente chamado dessecador, e com o auxílio de uma bomba vácuo para a sua saturação. As amostras foram pesadas 12 vezes (Figura 1), e após sua saturação, foi coletado o volume de cada uma das peças pelo método da balança hidrostática de precisão (Figura 2). Posteriormente, foram colocadas na estufa para a sua secagem (Figura 3). Nessa etapa, foram feitas três pesagens, e assim encontrada a massa seca das amostras, para enfim encontrar o resultado de sua densidade média.

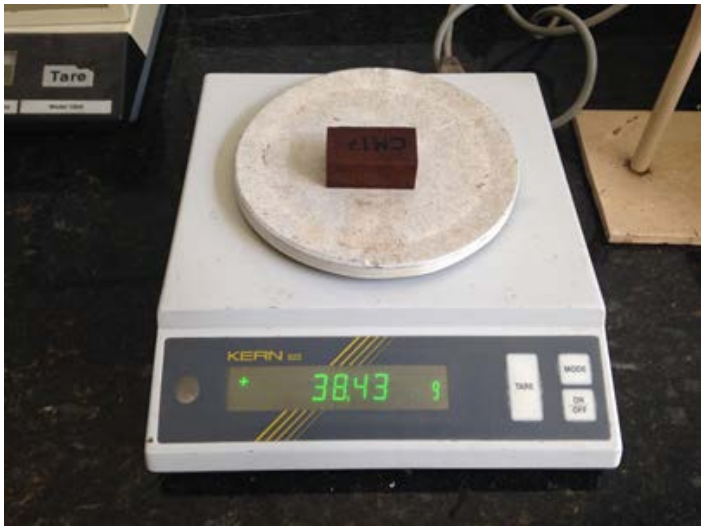


Figura 1: Pesagem de amostras saturadas.

Figura 2: Medição de volume pelo método da balança hidrostática.

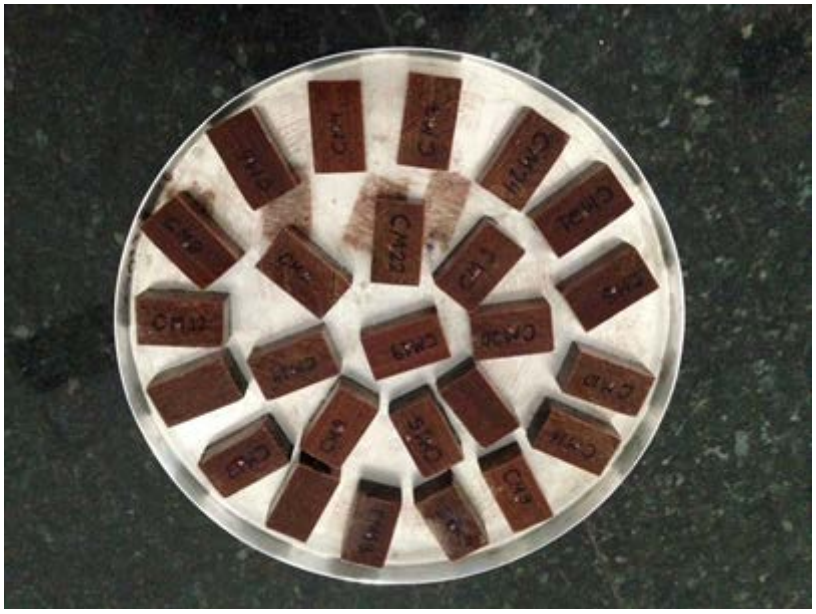


Figura 3: Amostras organizadas para a secagem.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise Física

Após a análise das amostras saturadas foi encontrado os valores de densidade de cada uma (Figura 4), assim tirando a densidade média e obtendo o valor médio de 0,88 g/cm³.

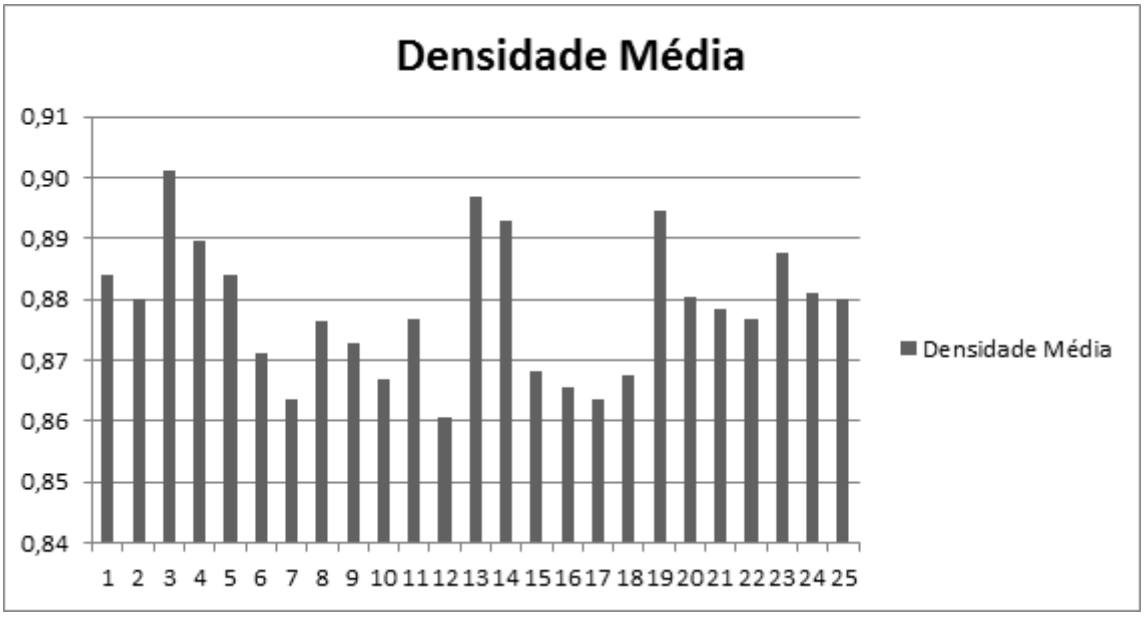


Figura 4: Densidade por amostra.

Com base nisso, foi pesquisado nas literaturas especializadas e encontrado alguns valores referentes à densidade. Segundo Eleotério e Da Silva, 2012, o valor encontrado em sua amostra foi de 0,94 g/cm³. Já pelo ITP (Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, 2011), a densidade média obtida foi de 0,91 g/cm³. Pelo IBDF (Instituto Brasileiro de Desenvolvimento Florestal, 1988) foi de 0,91 g/cm³ também. Para Nascimento *et al* (1997) o valor dado foi de 0,97 g/cm³. Lima (2012)

encontrou o valor de 0,87 g/cm³. E Andrade (2015) achou o valor de 0, 87 g/cm³ também. Portanto, podemos observar uma média entre os valores encontrados nas amostras utilizadas e a literatura especifica.

3.2 Análise Macroscópica Anatômica

A descrição macroscópica da madeira da espécie *D. odorata* foi feita de acordo com as normas do IAWA (1989) e com as Normas e Procedimentos em Estudo de Anatomia da Madeira do IBAMA descrito por Corandin e Muniz (1992). Através do estudo dos elementos anatômicos da madeira nas secções transversal longitudinal, transversal tangencial e radial verificando o parênquima axial (tipo, visibilidade, abundância); poros ou vasos (tipo, visibilidade, frequência, tamanho etc.); raios (visibilidade); camadas de crescimento e demais características relacionadas. E as características gerais foram descritas através da cor, brilho, densidade aparente, odor, sabor e textura.

Como características gerais foram apresentados cerne/alburno distintos pela cor, com o cerne amarelado ou amarronzado de aspecto fibroso atenuado; sem alteração de cor por foto-oxidação; superfície com brilho atenuado; moderadamente áspera ao tato; cheiro imperceptível; dura ao corte transversal manual; grã entrecruzada ou revessa; textura média. De acordo com Tomazello *et al*. (2009), Trevizor (2011) e Santini (2013) pode se afirmar todas as características apresentadas, porém, para Andrade *et al.* (2015) a madeira não possui brilho nas superfícies longitudinais.

No que tange a descrição anatômica macroscópica, no plano transversal, o parênquima axial é visível somente sob lente de 10x de aumento, disposição apotraquial difusa, paratraqueal aliforme, confirmando a afirmação Santini (2013). Entretanto, Tomazello *et al.* (2009) diz que o parênquima pode ser além de aliforme, ainda vasicêntrico e às vezes confluente.

Os raios ou parênquima radial é visível somente sob lente de 10x de aumento. Sendo compatível as alegações de Trevizor (2011) e Santini (2013). Todavia, para Andrade (2015) os raios podem ser observados a olho nu na superfície transversal.

Os poros visíveis somente sob lente de 10x de aumento, concordando com Trevizor (2011), porém Santini (2013) declara que pode ser observado a olho nu. Ainda possui porosidade difusa, arranjo diagonal e/ou radial, agrupamento de vasos solitários e possuía poros obstruídos, com cor esbranquiçada. Das quais alegações são compatíveis com os citados autores.

Camada de crescimento distinta individualizada por zonas fibrosas e tangenciais mais escuras concordando com Andrade (2015). Contudo, para Trevizor (2011) as camadas são pouco fibrosas.

No plano longitudinal tangencial, na amostra estudada, os raios foram visíveis somente sob lente de 10x, estratificado regular e linhas vasculares retilíneo. Sendo assim, concordando com as assertivas de Trevizor (2011) e Andrade (2015).

Enfim, no plano longitudinal radial, o espelhado dos raios foi pouco contrastado sendo compatível com Andrade (2015).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A relação entre os resultados obtidos nas amostras e a literatura consultada comprova que as suas densidades possuem valores aproximados. Foi observado que as amostras estudadas da espécie *D. odorata* tem os mesmo potenciais de usos e fins que aquelas utilizadas em outros trabalhos pesquisados, não alterando assim suas propriedades físicas. A análise macroscópica da espécie apresentou poucas mudanças comparadas com a literatura consultada, mas nada que pudesse alterar suas características.

REFERÊNCIAS

[1] CARVALHO, PER. Cumaru-Ferro-Dipteryx odorata. Embrapa Florestas. Comunicado técnico, 2009.
[2] PINTO, A. M.; MORELLATO, L. P. C.; BARBOSA, A. P. Fenologia reprodutiva de Dipteryx odorata (Aubl.) Willd (Fabaceae) em duas áreas de floresta na Amazônia Central. Acta amazonica, Manaus, v. 38, n. 4, p. 643-650, dez. 2008.
[3] TREVIZOR, T. T. Anatomia comparada do lenho de 64 espécies arbóreas de ocorrência natural na floresta tropical amazônica no estado do Pará. Piracicaba, 2011. Dissertação (Mestrado Recursos Florestais. Opção em: Tecnologia de Produtos Florestais.). Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz".
[4] PRANCE, G. T.; SILVA, M. F. da. Árvores de Manaus. Instituto Nacional de Pesquisas da Amazônia, Manaus, AM, (Brazil), 1975.
[5] AGEITEC – Agência Embrapa de Informação e Tecnologia. Espécies Arbóreas Brasileiras. Disponivel em: <http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/especies_arboreas_brasileiras/arvore/CONT000fuphvf8t02wyiv80166sqfw6m0so9.html>. Acesso: 17 dez. 2016.
[6] TOMAZELLO FILHO, M.; CHIMELO, J.P.; GARCIA, P.V. e COUTO, H.T.Z. Madeiras de espécies florestais do Maranhão I – Identificação e Aplicação, IPEF, Piracicaba, (23), 1983.
[7] SANTINI, L. J. Descrição macroscópica e microscópica da madeira aplicada na identificação das principais espécies comercializadas no Estado de São Paulo – Programas "São Paulo Amigo da Amazônia" e "Cadmadeira". Piracicaba, 2013. Dissertação (Mestrado Recursos Florestais. Opção em: Tecnologia de Produtos Florestais). Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz".
[8] ANTUNES, N.B; RIBEIRO, J. F. Aspectos Fenológicos de Seis Espécies Vegetais em Matas de Galerias do Distrito Federal. Pesquisa Agropecuária Brasileira. V.34, n.9. 1999.
[9] ELEOTÉRIO, R. J.; SILVA, K. M. C. Comparação de programas de secagem para Cumaru (Dipteryx odorata), Jatobá (Hymenaea spp) e Muiracatiara (Astronium lecointei) obtidos por diferentes métodos. Scientia Forestalis, volume 40, n. 96 p.537-545, dezembro de 2012.
[10] PAULA, H. M.; MESQUITA, S. R. R.; GONÇALEZ, C. J.; RIBEIRO, S. E.; SOUZA, S. R. Utilização de métodos não destrutivos para caracterização simplificada da madeira de Cumaru (Dipteryx odorata Wildd). Biodiverdidade - V. 15, N2, 2016 - pág. 136.
[11] ANDRADE, Ariel. Pisos de madeira: características de espécies brasileiras - Piracicaba: ANPM, 2015. 184p.
[12] SILVA, M. S.; JARDIM, S.C.F; SILVA, S. M.; SHANLEY, P. O Mercado de Amêndoas de Dipteryx odorata (Cumaru) no Estado do Pará. FLORESTA, Curitiba, PR, v. 40, n. 3, p. 603-614, jul./set.2010.
[13] IBGE - INSTITUO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍTICA. Produção da extração vegetal e da silvicultura. 2006.
[14] LOUREIRO, A. A. e SILVA, M. F. Catálogo das Madeiras da Amazônia. Belém, SUDAM, 2 v, 2001.
[15] CLAY, K.; HOLAH, J. Fungal Endophyte Symbiosis and Plant Diversity in Successional Fields. Science 10 Sep 1999: Vol. 285, Issue 5434, pp.1742-1744.
[16] Lewis, G. P.; Schrire, B.; Mackinder, B. & Lock, M. 2005. Legumes of the world. Royal Botanic Gardens, Kew.
[17] LOPES, Camila Santos Doubek et al. Estudo da massa específica básica e da variação dimensional da madeira de três espécies de eucalipto para a indústria moveleira. Ciência Florestal, v. 21, n. 2, p. 315-322, 2011.
[18] TRUGILHO, P. F. et al. Variação dimensional e densidade da madeira em árvore de Eucalyptus. In: ENCONTRO NACIONAL EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., 2002, Uberlândia. Anais... São Carlos: IBRAMEM, 2002.
[19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190: Projeto de estruturas da madeira informação e documentação: referência – elaboração. Rio de Janeiro, 1997.
[20] IPT – INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Informações sobre madeiras. 2011. Disponível em: <http://www.ipt.br/consultas_online/informacoes_sobre_madeira>. Acesso em: 24 out. 2016.
[21] IBDF – INSTITUTO BRASILEIRO DE DESENVOLVIMENTO FLORESTAL. Madeiras da Amazônia, características e utilização: Estação Experimental de Curuá-Una. Brasília, 1988. v.2, 236p.

[22] NASCIMENTO, C. C.; GARCIA, José Nivaldo; DIÁZ, M. P. Agrupamento de espécies madeireiras da Amazônia em função da densidade básica e propriedades mecânicas. Madera y Bosques, v. 3, n. 1, p. 33-52, 1997.
[23] LIMA, Mirian Dayse Furtado et al. Utilização de resíduos da espécie Dipteryx polyphylla (Cumarurana), Dipteryx odorata (Cumaru) e Brosimum parinarioides (Amapá) na produção de painéis de madeira aglomerada com resina poliuretana à base de óleo da mamona. 2012.
[24] IAWA – International Association of Wood Anatomy. List of microscopic features hardwood identification. IAWA Bulletin, v. 10, n.3, p. 220-359, 1989.
[25] CORADIN, V. T. R. & MUÑIZ, G. I. B. Normas de procedimentos em estudo de anatomia de madeira: I – Angiospermae. Laboratório de Produtos Florestais (LPF), n. 15, p. 1-13. 1992.
[26] TOMAZELLO, M. F.; CHIMELO J. P. Madeiras de Espécies Florestais do Maranhão: II – Caracterização Anatômica. São Paulo, 2009.
[27] MARTINS, V.A.; OLIVEIRA, L.C.S. Secagem convencional de nove espécies de madeiras da Amazônia. Brasília: LPF, 1989. 12p. (Série Técnica, n.3)
[28] DURLO, M.A. Tecnologia da madeira: peso específico. Santa Maria: UFSM - Centro de Pesquisas Florestais, 1991. 29 p. (Série técnica, n.8).
[29] Fonte das figuras 1, 2, 3: Bianca Torres, 2016.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL AMORTIGUAMIENTO MATERIAL DE PIEZAS DE MADERA PARA PANELES CONTRALAMINADOS

EXPERIMENTAL STUDY OF MATERIAL DAMPING OF DIMENSIONAL LUMBER FOR CROSS LAMINATED PANELS

Alexander I. Opazo [(1)] (P), Franco P. Benedetti [(1)], Angela P. Salinas [(1)], Sergio C. Alarcon [(2)]

(1) Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
(2) Ing. Civil, Investigador asociado, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
Dirección de contacto: aopazove@ubiobio.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T3-24

Resumen

El sistema constructivo de madera contralaminada (CLT) ha recibido mucha atención en los últimos dos años en Chile. La madera cepillada es su principal insumo, por lo que es deseable conocer sus propiedades dinámicas, especialmente para evaluaciones del desempeño vibratorio. El presente estudio se enfoca en la evaluación del amortiguamiento material de piezas de madera que poseen dimensiones típicas para paneles CLT. Sesenta piezas de Pino Radiata D.Don (33x145x4900mm), con diferentes grados estructurales visuales, fueron ensayados en vibración transversal, de acuerdo a la normativa ASTM D6874-12. Un total de 240 evaluaciones de amortiguamiento material fueron hechas, a través de los métodos de decremento logarítmico (dominio del tiempo) y ajuste de circulo (dominio de la frecuencia), con las piezas apoyadas en su lado transversal menor y mayor. Los hallazgos de este estudio sugieren que las piezas de madera para paneles de CLT tienen bajas razones de amortiguamiento, con valores medios de 0.72%. Las piezas de madera con peores grados estructurales visuales poseen las mayores razones de amortiguamiento, al apoyarse en su lado transversal mayor. En general, tanto el método del decremento logarítmico como el método del ajuste de circulo son útiles para determinar razones de amortiguamiento material, con buena precisión. Con la base de datos presentada en este trabajo se espera aportar al conocimiento relacionado con los mecanismos de amortiguamiento y el desempeño vibratorio de paneles CLT que utilizan este tipo de madera.

Palabras clave: razón de amortiguamiento; vibración transversal; madera contralaminada

Abstract

Cross laminated timber (CLT) is a multi-layer wooden panel that has received much attention in the last two years in Chile. Dimensional lumber is the main input material and it is desirable to know its material damping, especially for vibration performance assessment. The present study focuses on the evaluation of material damping in lumber board specimens with dimensions that are typical for CLT panels. Using the impact test method, 60 lumber boards made out of Radiata Pine were subjected to flexural vibrations. The tests involved different visual grades and orientations. A total of 240 material damping evaluations were performed, through logarithmic decrement and circle fit methods. The mean value for material damping ratio was 0.72%, and significant difference was found between visual grading classes.

Keywords*: damping ratio; transversal vibration; cross laminated timber*

1. INTRODUCCIÓN

Chile es uno de los mayores productores de madera a nivel mundial. Junto con Nueva Zelanda son los países con mayores plantaciones forestales de Pino Radiata, sin embargo, la mayoría de esta madera se exporta y en el ámbito de la construcción es uno de los materiales menos utilizados, por debajo del hormigón y el acero. No obstante, en países como Austria, Alemania y en Europa mayormente el uso de la madera en la construcción ha tenido un gran crecimiento e incluso se han desarrollado nuevos sistemas constructivos. Uno de los sistemas que se está utilizando bastante son los paneles de madera contralaminada o también llamados paneles CLT por sus siglas en inglés Cross Laminated Timber. La gran ventaja de este sistema, además de todos los beneficios de la madera, es que no necesita de otros elementos estructurales como vigas o pilares, ya que los paneles se pueden usar como muros y losas. También es un sistema constructivo prefabricado y de rápido montaje. [1]

En Chile se están dando los primeros pasos con el uso de paneles CLT por lo tanto es fundamental conocer las propiedades estáticas y dinámicas de todos sus componentes. Una de las propiedades dinámicas importantes a conocer es la razón de amortiguamiento. Este parámetro influye directamente en la respuesta de las estructuras ante cargas dinámicas como el viento o sismos, y se hace más importante aún, sabiendo que Chile es uno de los países más sísmicos del mundo. Además, como la madera es un material liviano y flexible, las estructuras en las que se le utiliza son más propensas a vibraciones y el amortiguamiento justamente lo que hace es disminuir la amplitud y duración de estas vibraciones, mejorando la serviciabilidad de la estructura y la comodidad de los usuarios. Así, conociendo el valor de esta razón se pueden alimentar modelos computacionales, para mejorar el análisis y dimensionamiento de estos sistemas innovativos.

Dado que la razón de amortiguamiento es un parámetro que se puede obtener sólo a partir de datos experimentales, la estimación de su valor se hace una tarea difícil, ya que los distintos métodos de cálculo que existen trabajan con enfoques diferentes, y son generalmente influenciados por la presencia de nudos en la madera. Es por ello que para determinar su valor con mayor certeza es necesario utilizar métodos que trabajen tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia, frente a maderas de distintos grados estructurales visuales. [2] [3]

El objetivo general de este trabajo es proponer valores de razón de amortiguamiento de vigas de madera de Pino Radiata, para uso en paneles CLT. En una primera etapa se realizan ensayos de vibración transversal a una serie de vigas según la norma ASTM D6874-12 [4]. Posteriormente, se procesan los datos y se aplican los métodos de decremento logarítmico y ajuste de circulo para determinar la razón de amortiguamiento. Con la base de datos generada se espera aportar al conocimiento relacionado con los mecanismos de amortiguamiento y el desempeño vibratorio de paneles CLT que utilizan este tipo de madera.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En este capítulo se describirá en una primera etapa el tipo de viga de madera evaluada, junto con el método de ensayo de vibración transversal implementado. Posteriormente, se explicarán los métodos de cálculo utilizados para la estimación de la razón de amortiguamiento del material.

2.1 Descripción del tipo de madera evaluada

Las vigas que fueron sometidas a ensayos corresponden a piezas de madera de Pino Radiata con las siguientes dimensiones: 4.9 m. de largo, 33 mm de espesor y 145 mm de altura. Estas vigas poseen las dimensiones típicas para ser utilizadas como lamelas de paneles CLT y fueron acondicionadas a una temperatura de 20°C y humedad relativa ambiental de 65%.

Las piezas de madera fueron clasificadas visualmente según la norma NCh 1207 of.2005 [5]. Se seleccionaron 60 vigas en total para ser ensayadas, 20 piezas de grado GS, 20 de grado G1 y 20 de grado G2. De esta manera se puede realizar un análisis de los resultados para cada grado estructural de la madera.

Para el Pino Radiata se ha comprobado que la característica que afecta en mayor proporción las propiedades mecánicas, es la presencia de nudosidades. Es por ello que, para medir el efecto de los nudos en la pieza de madera, se utiliza el método de Razón de Área Nudosa (RAN). El método consiste básicamente en seleccionar el sector más débil de la pieza en base a la cantidad y tamaño de nudos presentes. Luego se debe visualizar la geometría de proyección del nudo o grupo de nudos presentes en dicho sector, para posteriormente estimar las Razones de Área Nudosa, que corresponde a la razón entre la suma de todas las áreas nudosas sobre la sección transversal y el área total de la sección transversal. En la Figura 1 se muestra un esquema asociado a este concepto.

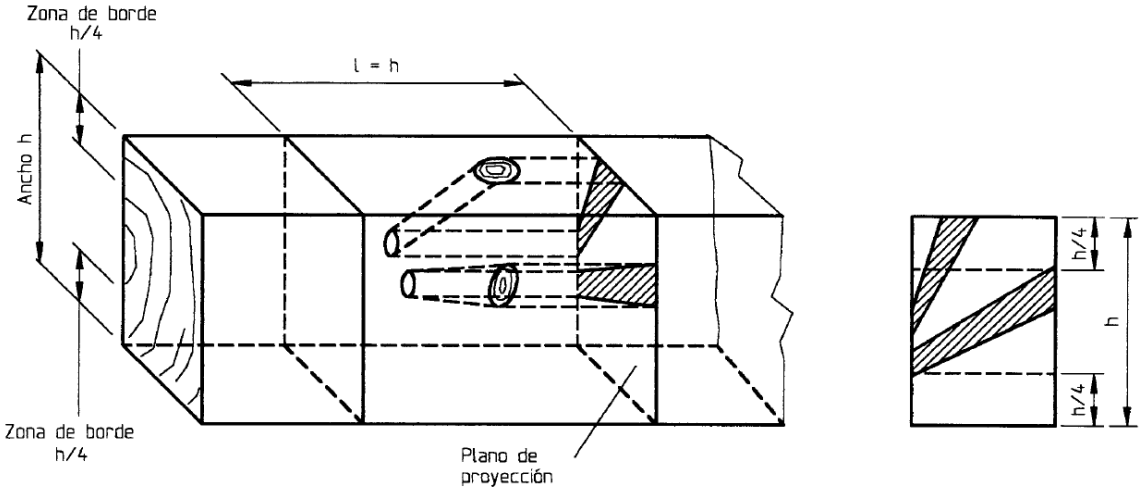


Figura 1: Proyección de nudos en la sección transversal de la pieza (Nch 1207 of.2005)

El grado GS o selecto es aquel en que la RAN fluctúa entre 20% y 33.3%. En el grado G1 fluctúa entre 33.3% y 50%, mientras que en el grado G2, varía entre 50% y 66.7%. Si la pieza presenta en su sección de área nudosa más desfavorable una RAN mayor a 66.7%, simplemente se rechaza.

2.2 Implementación de ensayo de vibración transversal

Este ensayo está diseñado para determinar la rigidez a la flexión y módulos de elasticidad de elementos a base de madera, mediante vibraciones en la dirección vertical establecida en la normativa ASTM D6874 (2012) [6]. Sin embargo, los datos obtenidos de este ensayo se pueden utilizar también para determinar valores de otras propiedades dinámicas como la razón de amortiguamiento.

A grandes rasgos el ensayo consiste en medir las vibraciones de una viga simplemente apoyada cuando esta se encuentra en vibración libre. Para ello la viga se golpea en el centro de la luz con un martillo de impacto modal, el cual además tiene la característica de medir la fuerza del impacto. El objetivo es captar la señal del modo fundamental de vibración de la viga, es por ello que se instalan acelerómetros los cuales miden las aceleraciones que experimenta la viga luego del impacto. En la Figura 2 se muestra el martillo de impacto modal y los acelerómetros instalados.

Figura 2: (a) Martillo de impacto modal. (b) Acelerómetros instalados.

El ensayo de vibraciones transversales se realizó con las vigas apoyadas en su cara (vibración vertical en lado b) y en su canto (vibración vertical en lado h), tal como se muestra en la Figura 3. Además, para disminuir el porcentaje de error asociado al experimento, se repitió el ensayo 15 veces para cada sentido de la viga.

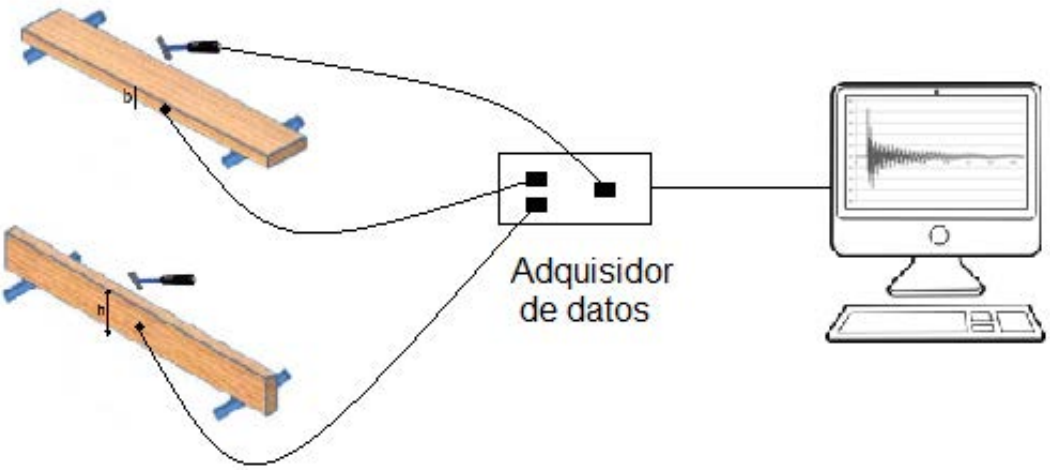


Figura 3: Ensayos de vibraciones transversales con vigas apoyadas en su cara (vibración en lado b) y vigas apoyadas en su canto (vibración en lado h).

Luego de realizar los ensayos para cada viga, la señal captada por los acelerómetros pasa a un sistema de adquisición de datos dinámicos el cual permite llevar esta información a un software computacional. Para procesar todos los datos obtenidos se trabajó con el software Labview [7], permitiendo obtener, entre otras cosas, la señal filtrada de vibraciones en el modo de vibrar de interés y eliminando todo ruido externo que pudiera afectar al ensayo. En la Figura 4 se muestra un acelerograma construido en el software Matlab [8] a partir de la señal filtrada. Este gráfico representa las aceleraciones experimentadas por la viga en un ensayo.

El acelerograma muestra las aceleraciones que experimenta la viga durante un tiempo de vibración libre. Con esta información como base se pueden aplicar ciertos métodos de cálculo que permiten determinar la razón de amortiguamiento de las vigas ensayadas

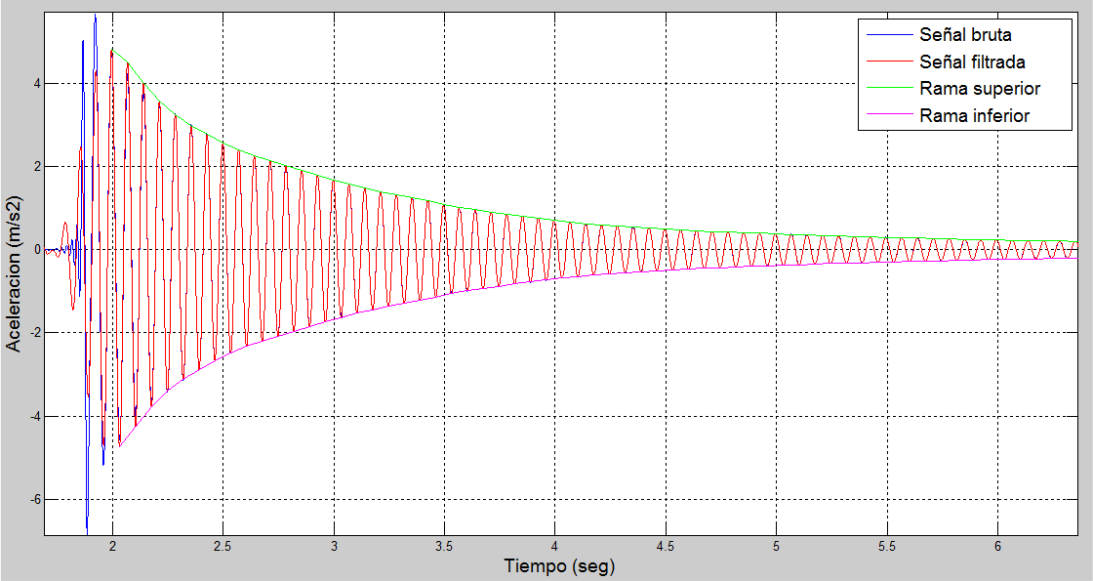


Figura 4: Acelerograma típico obtenido de un ensayo.

2.3 Métodos para el cálculo de la razón de amortiguamiento material

Existen diversos métodos para calcular la razón de amortiguamiento, sin embargo, no todos ellos utilizan los mismos datos de entrada. Algunos trabajan con la aceleración de las vibraciones, otros con la velocidad. Además, hay métodos que utilizan un análisis en el dominio del tiempo o en el dominio de la frecuencia. Por lo tanto, la estimación de este parámetro dependerá del método empleado y de la confiabilidad de los datos de entrada, es decir, que estos correspondan al modo de vibrar de interés y que no estén afectados por ruido externo.

A continuación, se explican los dos métodos utilizados en esta investigación (decremento logarítmico y ajuste de circulo). Estos se seleccionaron en base a su compatibilidad con los datos obtenidos del ensayo y además porque son métodos que trabajan con enfoques distintos, permitiendo hacer una comparación de sus valores entregados. Ambos métodos fueron programados en el software Matlab para la obtención de sus resultados.

2.3.1 Método de Decremento Logarítmico

Este método utiliza un análisis en el dominio del tiempo y es uno de los más usados debido a su simplicidad de trabajo. Consiste en medir la razón de decaimiento de la señal vibratoria amortiguada. Una forma de lograr esto es realizar una regresión exponencial de los peaks sucesivos de la señal, tanto en la rama superior como en la inferior. Luego la razón de amortiguamiento se puede calcular utilizando las Ecuaciones 1 y 2 [9]:

$$A_{i(t)} = \alpha \cdot e^{-\beta \cdot t} \tag{1}$$

$$\beta = 2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot f_n \tag{2}$$

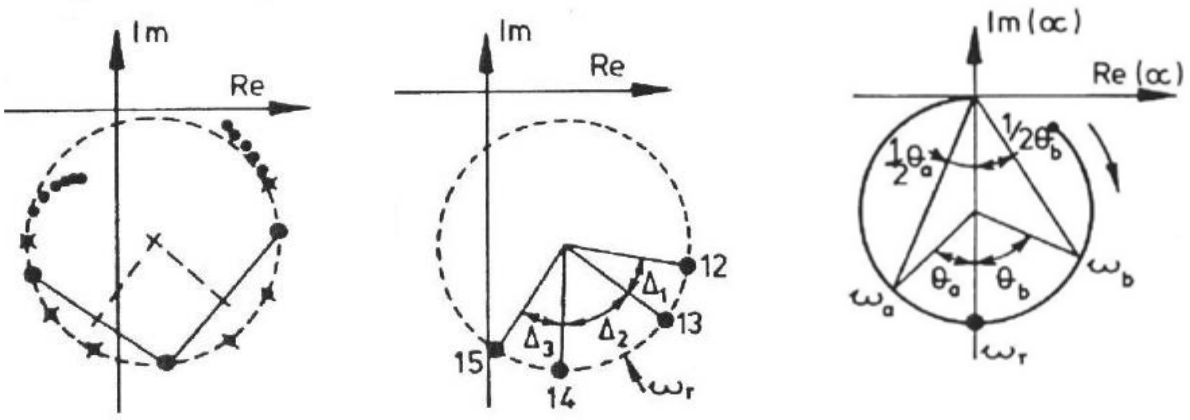
Donde: $A_{i(t)}$: función que reúne los peaks sucesivos de la señal, α y β: constantes de la regresión exponencial, ξ: razón de amortiguamiento, f_n : frecuencia natural de vibración expresada en (ciclos/seg.), t: tiempo de la señal de vibración.

Una vez realizada la regresión, se pueden conocer los valores de los coeficientes α y β. Si se conoce además la frecuencia de vibración f_n de la señal vibratoria, la razón de amortiguamiento ξ se puede despejar de la Ecuación 2.

2.3.2 Método de ajuste de circulo (Circle Fit)

Este método se diferencia del anterior ya que no sólo trabaja con la respuesta del sistema, sino que también con la fuerza de excitación que provocó la vibración. Para relacionar estas dos variables se utiliza la función de respuesta en frecuencia (FRF) que expresa la razón entre la señal de salida y de entrada en el dominio de la frecuencia. La FRF es una función compleja, es decir con una parte real y una imaginaria.

El método se basa en graficar una porción de la FRF, cercana a la frecuencia f_n , en un plano con la parte real de la función en el eje de las abscisas y la parte imaginaria en las ordenadas (también llamado gráfico de Nyquist). Este grafico genera con los puntos de la FRF un circulo aproximado, del cual se pueden extraer parámetros modales como la frecuencia natural y la razón de amortiguamiento. La Figura 5a esquematiza estos conceptos.



(a) (b) (c)

Figura 5: a) Ajuste del círculo a los puntos, b) Determinación de la frecuencia natural, c) Esquema para determinar la razón de amortiguamiento

Para un buen análisis se recomienda usar al menos seis puntos para graficar [10]. Luego de haber ajustado el círculo a los puntos graficados, se procede a determinar la frecuencia natural (ω_n) o también llamada frecuencia de resonancia (ω_r). Para ello se trazan líneas desde el centro del circulo hasta cada punto, de manera de detectar la región donde exista la mayor distancia angular entre puntos (Figura 5b). De esta forma, ω_r se puede ubicar de manera aproximada en la intersección de una línea que se traza desde el origen, pasa por el centro del circulo y toca su borde en la zona de mayor distancia angular.

Finalmente, una vez ajustado el círculo y determinada la frecuencia natural se puede calcular la razón de amortiguamiento. El procedimiento implica tomar un par de puntos alrededor de la frecuencia natural (uno antes y uno después) y calcular el ángulo entre ellos y la frecuencia natural, θ_a y θ_b (Figura 5c). La razón de amortiguamiento para valores bajos de ξ, se puede estimar entonces según la Ecuación 3[10].

$$\xi \cong \frac{\omega_a - \omega_b}{\omega_r(\tan(\theta_a/2) + \tan(\theta_b/2))} \tag{3}$$

Donde: ω_a y ω_b son las frecuencias de dos puntos alrededor de la resonancia. Θ_a y Θ_b son los ángulos entre los puntos y la frecuencia natural o de resonancia.

Esta estimación se hace para cada par de puntos alrededor de la resonancia, por lo que se pueden obtener varios valores aproximados de razones de amortiguamiento, los cuales se pueden promediar.

3. RESULTADOS

En el siguiente capítulo se analizan los resultados obtenidos al aplicar los dos métodos descritos anteriormente. El proceso de obtención de resultados se logró utilizando el software Matlab, en el cual se programaron los dos métodos, decremento logarítmico y circle fit. En lo sucesivo, las vigas apoyadas en su cara mayor y vibrando transversalmente en su canto menor se denominan "ensayos en lado b". Por su parte, las vigas apoyadas en su canto menor y vibrando transversalmente en su cara mayor se denominan "ensayos en lado h". El análisis de resultados se realizó con gráficos de cajas e intervalos, los cuales resumen de forma clara los resultados y permiten una rápida interpretación. Para la construcción de estos gráficos se utilizó el software estadístico Minitab 16 [11].

3.1 Comparación de resultados entre métodos de cálculo para vigas apoyadas en su cara mayor (ensayo con vibración vertical en lado menor "b")

En la Figura 6 se muestra un gráfico de cajas con los resultados obtenidos por los dos métodos, cuando las vigas vibran en su lado b.

Se observa que para cada grado de la madera los resultados entregados por ambos métodos son relativamente similares, con valores promedio para el circle fit de 0.57%, 0.79% y 0.77% en los respectivos grados GS, G1 y G2. El método de decremento logarítmico para los grados GS, G1 y G2 entregó valores promedio de 0.53%, 0.71% y 0.69% respectivamente. El método del circle fit muestra valores promedio levemente mayores al decremento logarítmico en un 10% aproximadamente.

En términos generales, se puede notar que los valores promedio obtenidos en los grados G1 y G2 son similares y mayores a los obtenidos en el grado GS, sin embargo, este último presentó una menor dispersión en los datos, que se puede apreciar por el tamaño de la caja.

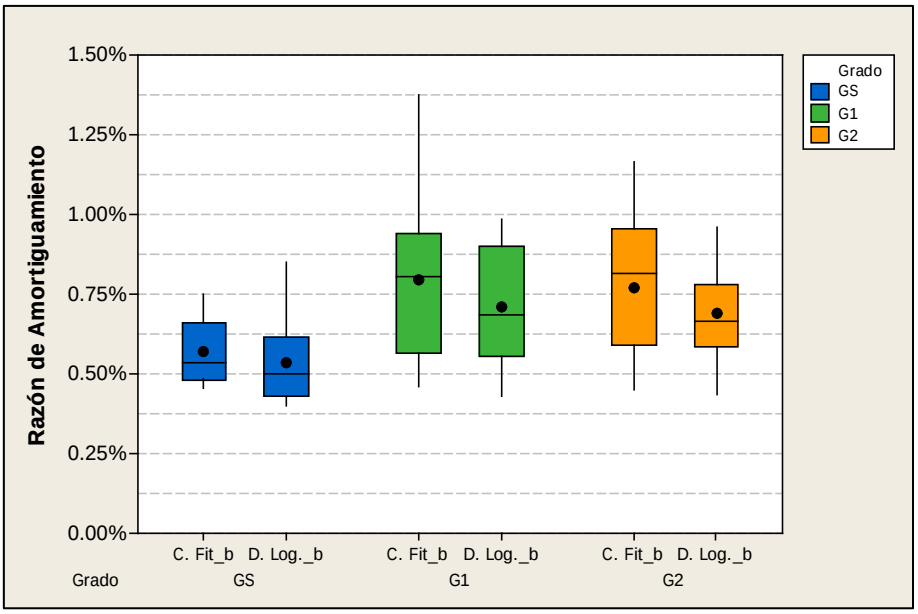


Figura 6: Razones de amortiguamiento obtenidas por ambos métodos para vibración en lado b.

Para detectar eventuales diferencias significativas entre los valores de amortiguamiento para los grados GS, G1 y G2, se ajustó una distribución normal de probabilidades a los datos, y se estimaron los intervalos de confianza de la población. El nivel de confianza utilizado es de un 95%, es decir la probabilidad de que la razón de amortiguamiento no se encuentre en ese rango es de sólo un 5%.

Los intervalos de confianza de la razón de amortiguamiento utilizando el método del circle fit son (0.51%, 0.63%), (0.67%, 0.92%) y (0.66%, 0.87%) para los grados GS, G1 y G2 respectivamente. Por su parte, para el método de decremento logarítmico fueron (0.46%, 0.61%), (0.62%, 0.80%) y (0.62%, 0.76%) respectivamente. Es importante destacar que, para ambos métodos, los intervalos de confianza asociados a la razón de amortiguamiento del grado GS, no se intersectan con los intervalos de los grados G1 y G2. Esto indica que podrían existir diferencias estadísticamente significativas entre las razones de amortiguamiento de las maderas de grado GS con respecto a los de grado G1 y G2. Por lo anterior, se observa que la presencia de nudosidades tiene incidencia directa en los valores de amortiguamiento del material (a menor presencia de nudosidad, menor razón de amortiguamiento).

3.2 Comparación de resultados entre métodos de cálculo para vigas apoyadas en su cara menor (ensayo con vibración vertical en lado h)

La Figura 7 muestra un gráfico de cajas con los valores de razón de amortiguamiento obtenidos por ambos métodos de cálculo, cuando las vigas vibran verticalmente en su lado mayor h.

Al igual que para la vibración en el lado b, la Figura 7 muestra que para cada grado de la madera los valores obtenidos por ambos métodos son relativamente similares, con valores promedio para el circle fit de 0.74%, 0.70% y 0.86% para los grados GS, G1 y G2 respectivamente. Por su parte, el método de decremento logarítmico en los grados GS, G1 y G2 entregó valores promedio de 0.72%, 0.67% y 0.83% respectivamente. El método del circle fit nuevamente entrega valores promedio levemente mayores al decremento logarítmico en un 4% aproximadamente. Además, se aprecia que los valores promedio de GS y G1 son similares pero menores a los obtenidos en el grado G2, aunque este último presenta una mayor dispersión en los datos.

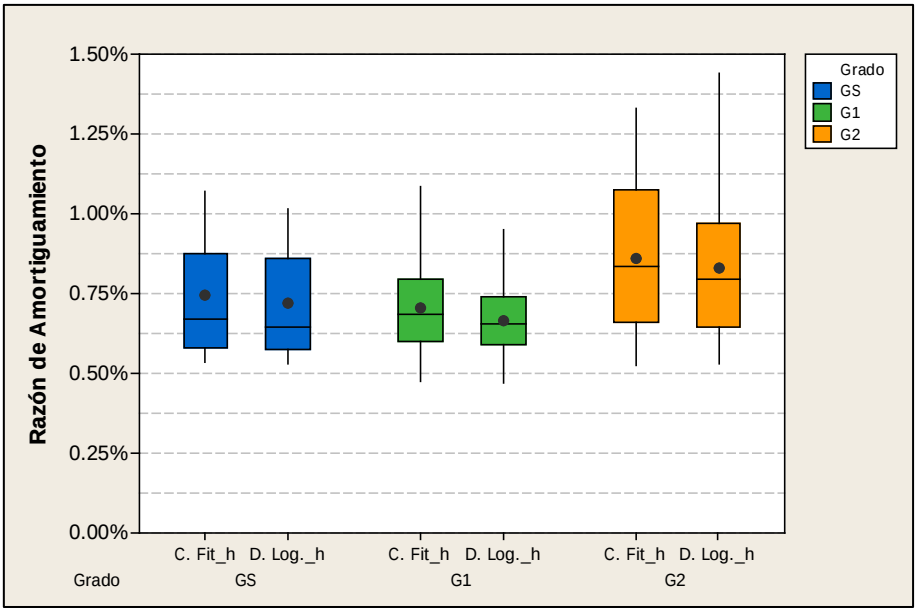


Figura 7: Razones de amortiguamiento obtenidas por ambos métodos para vibracion en lado h.

Para detectar eventuales diferencias significativas entre los valores de amortiguamiento para los grados GS, G1 y G2, se ajustó una distribución normal de probabilidades a los datos, y se estimaron los intervalos de confianza de la población. El nivel de confianza utilizado es de un 95%, es decir la

probabilidad de que la razón de amortiguamiento no se encuentre en ese rango es de sólo un 5%. Los intervalos de confianza utilizando el método del circle fit son (0.64%, 0.85%), (0.62%, 0.78%) y (0.73%, 0.99%) para los grados GS, G1 y G2 respectivamente. El método de decremento logarítmico para los grados GS, G1 y G2 mostró intervalos de (0.62%, 0.81%), (0.61, 0.73%) y (0.70%, 0.95%) respectivamente. Como los intervalos de confianza para los distintos grados estructurales se intersectan entre sí para los dos métodos de cálculo, se concluye que con esta disposición de ensayo no se pueden detectar diferencias significativas en las razones de amortiguamiento.

3.3 Comparación de resultados para un mismo método de cálculo y distintas disposiciones de vigas (vibración en lado b versus vibración en lado h)

La Figura 8 muestra un gráfico de intervalos de confianza con los valores de razón de amortiguamiento obtenidos por el método del circle fit para las vigas vibrando en los lados b y h.

En el gráfico de la Figura 8 se observa que los valores promedio de razón de amortiguamiento calculados por el método del circle fit son mayores en el lado h para los grados GS y G2. Mientras que el grado G1 entregó un valor promedio mayor en el lado b. Además, se puede apreciar una clara diferencia entre los intervalos de los grados GS y G2 calculados con el circle fit en lado b. Estos intervalos no se intersectan, lo que permite definir un cierto grupo de valores pertenecientes sólo al grado GS. Por lo tanto, para razones de amortiguamiento menores a 0.63% y que son calculadas por el método del circle fit en el lado b de las vigas, se puede decir a priori que pertenecen al grado GS. En el lado h los intervalos de los tres grados estructurales se intersectan, por lo que no se puede definir un grupo de valores único para cada grado.

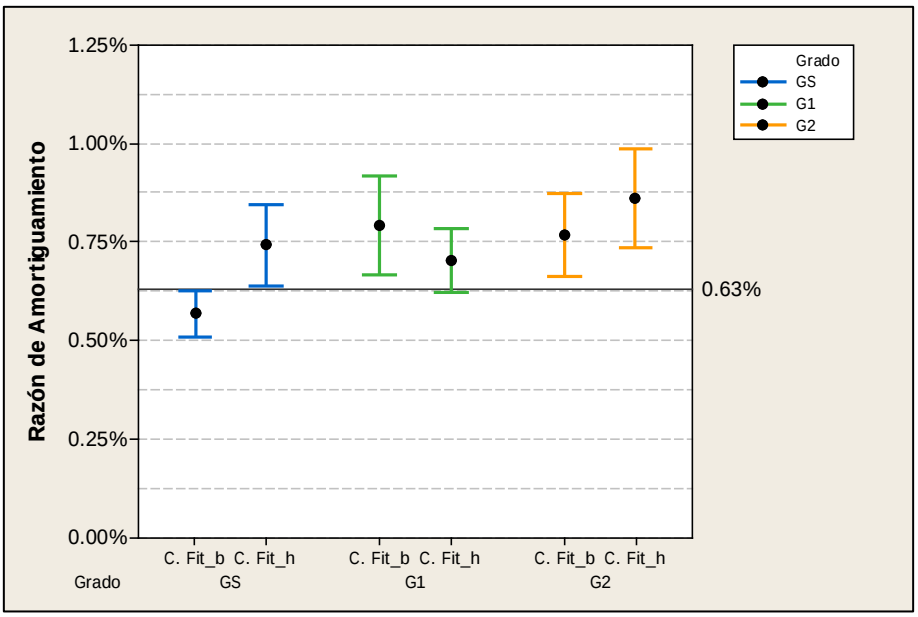


Figura 8: Intervalos de confianza para razones de amortiguamiento obtenidas por el método del circle fit en los lados b y h de las vigas.

Un análisis similar al antes mostrado se puede realizar para el método de decremento logarítmico. En la Figura 9 se muestra un gráfico de intervalos con los valores de razón de amortiguamiento calculados ahora por el método del decremento logarítmico para las vigas vibrando en los lados b y h.

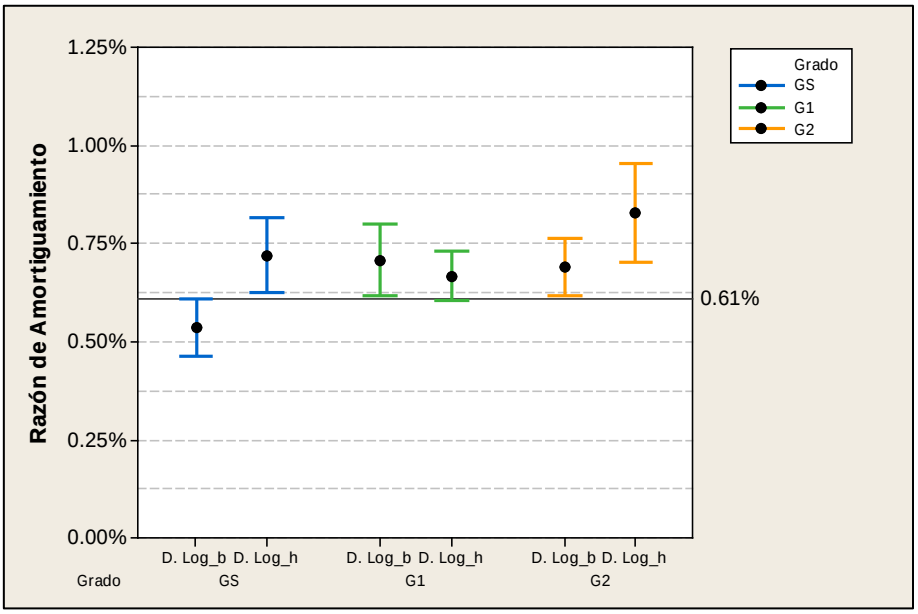


Figura 9: Intervalos de confianza para razones de amortiguamiento obtenidas por el método del decremento logarítmico en los lados b y h de las vigas

En el gráfico de la Figura 9 se observa que los valores promedio de razón de amortiguamiento calculados por el método del decremento logarítmico son mayores en el lado h para los grados GS y G2. Mientras que el grado G1 entregó un valor promedio levemente mayor en lado b. Además, nuevamente se puede apreciar una diferencia entre los intervalos de los grados GS y G2 calculados con el decremento logarítmico en el lado b. Estos intervalos no se intersectan, por lo que los valores de razón de amortiguamiento menores a 0.61% y que son calculados por el método del decremento logarítmico en el lado b de las vigas, se puede decir a priori que pertenecen al grado GS. Nuevamente en el lado h los intervalos de los tres grados estructurales se intersectan y por lo tanto no se puede asociar a cada grado un grupo de valores único.

4. CONCLUSIONES

En esta investigación se logró determinar y proponer valores de razón de amortiguamiento en vigas de madera de Pino Radiata que son usadas para la fabricación de paneles CLT. El análisis se realizó a un total de 60 vigas clasificadas visualmente y distribuidas de la siguiente forma: 20 vigas de grado GS, 20 de grado G1 y 20 de grado G2. Para enriquecer la propuesta se estudiaron 2 métodos de cálculo (decremento logarítmico y circle fit) y dos disposiciones de vibración vertical en las vigas (vibración en lado b y vibración en lado h). La razón de amortiguamiento obtenida como el promedio de todos los casos de vigas analizadas es 0.72%. Este valor es relativamente bajo, que implica una baja capacidad de disipación de energía, y es similar a lo informado por otros autores para otras especies madereras.

Los análisis realizados mostraron que el método del circle fit, para los tres grados estructurales de la madera, entregó valores promedio levemente mayores al método del decremento logarítmico. Las diferencias entre métodos son pequeñas (menor a 10%) por lo que se proponen promediar sus resultados. Para la vibración en el lado b de las vigas se obtienen razones de amortiguamiento de 0.55%, 0.75% y 0.73% para los grados GS, G1 y G2 respectivamente. Por su parte para vibración en el lado h, se obtienen valores promedio de 0.73%, 0.69% y 0.84% para los grados estructurales antes mencionados.

Para todas las vigas analizadas en ambos lados b y h, utilizando los dos métodos de cálculo, se observa que las pertenecientes al grado G2 presentaron valores promedio de razón de

amortiguamiento mayores a las del grado GS. En el lado b son aproximadamente un 32% mayores y en el lado h un 15% mayores. Estos resultados coinciden con la teoría de amortiguamiento del material que tiene relación con los defectos del mismo. De hecho, se observa que las vigas con mayor cantidad de nudosidades (G2) tienen razones de amortiguamiento bastante mayores que las vigas con menos nudosidades (GS).

Al comparar los resultados obtenidos de las vigas vibrando respecto a su altura (h) y respecto a su base (b), se observó que para estos últimos casos se evidenciaba con más facilidad el efecto de las nudosidades en la razón de amortiguamiento. Esto se puede deber a que los nudos atravesaban generalmente a todo el lado menor de la viga (lado b) y solo parcialmente al lado mayor h.

Al analizar los gráficos de intervalos de confianza de las vigas ensayadas en el lado b, se observó una clara diferenciación de las vigas de grado GS con respecto a los otros grados. Esto permite definir un grupo de valores de razón de amortiguamiento pertenecientes únicamente al grado GS. Luego se puede afirmar con un 95% de confianza que, independiente del método de cálculo, las razones de amortiguamiento menores a 0.61% pertenecen al grado GS. De esta forma, la razón de amortiguamiento podría ser utilizada potencialmente como un predictor de grados estructurales selectos de vigas de madera.

REFERENCIAS

[1] Karacabeyli, E. and Douglas, B. CLT Handbook Cross – Laminated Timber. US Edition. (2013).
[2] Labonnote, N., Rønnquist, A., & Malo, K. A.: Experimental evaluations of material damping in timber beams of structural dimensions. Wood science and technology, 47(5), 1033-1050, (2013).
[3] Brandt, A. Noise and Vibration Analysis: Signal Analysis and Experimental Procedures. John Wiley & Sons, Ltd. (2011)
[4] ASTM D6874-12, Standard Test Methods for Nondestructive Evaluation of Wood-Based Flexural Members Using Transverse Vibration, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2012)
[5] Norma Chilena Oficial Nch1207 of.2005, “Pino Radiata – Clasificación visual para uso estructural – Especificaciones de los grados de calidad”. Instituto Nacional de Normalización (INN).(2005)
[6] Videla, F. Determinación de Módulos de Elasticidad de Madera para Paneles CLT por Métodos Mecánicos y Dinámicos. Memoria de Titulo Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad del Bío Bío. Concepción. (2015)
[7] Lajara, J. y Pelegrí, J. LabVIEW: Entorno Gráfico de Programación. Segunda Edición. Editorial Marcombo. España. (2011)
[8] Moore, H. MATLAB para ingenieros. Editorial Pearson Prentice Hall. (2007)
[9] Maia, N. and Silva, J. Theoretical and Experimental Modal Analysis. Research Studies Press LTD. England. (1997)
[10] Ewins, D. J.: Modal testing: theory, practice and application. Research Studies Press LTD., Baldock, Hertfordshire, England, (2000)
[11] Minitab Inc. Meet Minitab 16. Manual de usuario. (2010)

HERRAMIENTA TECNOLÓGICA PARA LA INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE VIVIENDAS CONSTRUIDAS CON MADERA

TOOL TECHNOLOGY FOR INSPECTION AND MAINTENANCE OF HOUSES BUILT WITH WOOD

Luis Diego Camacho Cornejo [(1)] (P), Lino Mora Vicarioli [(2)]

(1) Ing. Forestal, Instituto Tecnológico de Costa Rica, docente, Cartago, Costa Rica
(2) Ing. Construcción, Municipalidad Tibás, profesional, San José, Costa Rica
Dirección de contacto: dicamacho@itcr.ac.cr; (P) Presentador

Código de identificación: T3-25

Resumen

Los sistemas constructivos en madera requieren de mayor nivel de profesionalismo, lo cual se puede lograr con insumos de apoyo para los procesos de inspección de las obras; además, para sacar el mayor provecho a estas edificaciones, es importante que tengan una vida útil más larga y esto es posible con un adecuado mantenimiento, que permitirá la prevención de daños mayores.

El eje fundamental del trabajo es el diseño y validación de una metodología para la inspección y el mantenimiento de viviendas con sistemas constructivos en madera; este tipo de insumos se perfilan como recursos valiosos para el campo de la ingeniería en construcción y disciplinas relacionadas, específicamente con el uso de la madera.

Los manuales fueron elaborados de manera electrónica por medio de un sitio web adaptativo y con posibilidades de ser utilizado en diferentes dispositivos. Otra ventaja de utilizar un formato digital es que facilita la distribución del enlace web, el uso de formularios, fácil actualización y ampliación del recurso, de manera que las nuevas versiones mantienen el enlace del usuario.

Palabras clave: madera; diseño; validación; viviendas; inspección; mantenimiento

Abstract

Wood construction systems require higher level of professionalism, which can be achieved with inputs support the inspection process works; also to get the most out of these buildings, it is important that they have a longer shelf life and this is possible with proper maintenance, which will prevent further damage.

The cornerstone of the work is the design and validation of a methodology for inspection and maintenance of homes with wood construction systems; such inputs are emerging as valuable to the field of construction engineering and related subjects, specifically the use of wood resources.

The manuals were prepared electronically through an adaptive and likely to be used on different devices website. Another advantage of using a digital format is that it facilitates the distribution of web link, the use of forms, easy upgrade and expansion of the resource, so that new versions maintain the link to the user.

Keywords*: wood; design; validation; housing; inspection; maintenance*

1. OBJETIVO

Diseñar un manual para la inspección y mantenimiento para las viviendas en madera con una herramienta digital.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS MANUALES EN LA HERRAMIENTA DIGITAL

Ambos manuales fueron implementados por medio de la herramienta de www.wix.com editor de páginas web, el cual se describe y justifica a continuación.

Este servicio de páginas web provee una versión de visualización para PC's y otra para dispositivos móviles, de manera tal que se abre y muestra de la forma más adecuada. Por otro lado, es de edición, lo cual también permite actualizar fácilmente y en línea los contenidos, siendo un recurso flexible y dinámico. La página provee una versión de visualización en dispositivo móvil, lo cual permite una forma óptima de uso, en la Figura 1 se muestra la comparación de una misma sección de los manuales abierta en un PC y en un teléfono inteligente. Dada la tendencia actual de uso de dispositivos como tabletas y teléfonos inteligentes, resultó muy valioso que la página se adapte y pueda ser visualizada sin ningún inconveniente.

Figura 1: comparación de la visualización de una página en la versión móvil.
Fuente: elaboración propia

3. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO

Se definió utilizar una página de portada que hiciera el enlace a ambos manuales y así proporcionar un solo enlace web. En la figura 2 se muestra la página de portada. La idea del diseño es que refleje o ubique al usuario en el tema de los manuales y que exista armonía de color y textura en cada una de las páginas.

Figura 2: página de portada.
Fuente: elaboración propia

A partir de la portada, el usuario se dirige a ambos manuales, en las Figura 3 se muestran ambos recursos.

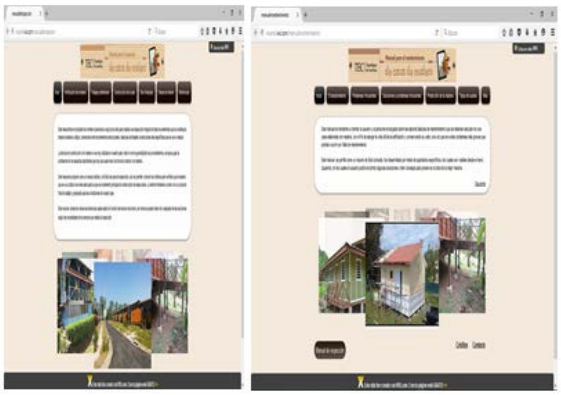


Figura 3: Manual de inspección y de mantenimiento.
Fuente: elaboración propia.

Ambos manuales contienen un menú superior de navegación que permite al usuario realizar una búsqueda por temática de manera sencilla y directa, el hecho de contar con menú hace que se realice una navegación no lineal; es decir, que el usuario pueda ingresar a la sección que desee en cualquier momento, o bien navegar en el orden de interés. En la Figura 4 se muestra la distribución de ambos menús.

Figura 4: Se muestran ambos menús de los manuales.
Fuente: elaboración propia.

En los dos manuales se definió una sección de enlaces de interés que remite al usuario a recursos adicionales importantes para ampliar ciertos aspectos tratados en el contenido, la idea de dicho apartado es complementar en algunas explicaciones dadas. Como característica importante está, la inclusión de formularios dentro del Manual de Inspección, estos con el fin de que el usuario haga la verificación en la obra, lo vaya completando en dicho espacio y se genere un respaldo de lo que se revisó, dado que la información completada es remitida de manera electrónica al correo que coloque el usuario.

4. INGRESO A LOS MANUALES

Con el siguiente enlace se tiene acceso a los Manuales de Inspección y Mantenimiento que se encuentran en línea los cuales son el insumo principal de este proyecto de graduación con ayuda del enlace directo: http://vicarioli.wixsite.com/manualdeinspeccion se ingresa a la portada del trabajo. Una ventaja de esta herramienta es que se puede ingresar desde una computadora o un dispositivo móvil ya sea un teléfono inteligente o una tableta, pues se adapta de manera automática a cada uno.

5. VALIDACIÓN DE MANUALES

En el siguiente apartado se explica la validación de los manuales de inspección y el de mantenimiento por medio de encuestas en línea y se realizó solo a expertos en el tema. El fin de la validación es mejorar el insumo final para saber si abarca todos los temas de interés o hay que mejorar ciertas áreas. Pero como los manuales se desarrollaron en línea, se pueden estar mejorando en cualquier momento.

5.1 Uso de encuesta en línea

Se utilizó la herramienta de Google Drive, conocida en su creación como Google Docs, que tiene la orientación de un sistema de almacenamiento en la nube. Entre las funcionalidades que tiene Google está la de Formularios, herramienta que permite la realización de encuestas en línea, estas fueron utilizadas para la valoración de ambos manuales y los resultados que generan los encuestados alimentan una base de datos.

5.2 Manual de mantenimiento

En esta sección se muestra el análisis realizado luego de la valoración y validación del manual de mantenimiento; este proceso permitió ver la opinión de profesionales en el área de ingeniería sobre aspectos de contenido, pertinencia y diseño del manual.

En la siguiente figura se muestra la distribución por género, siendo más de las dos terceras partes hombres.

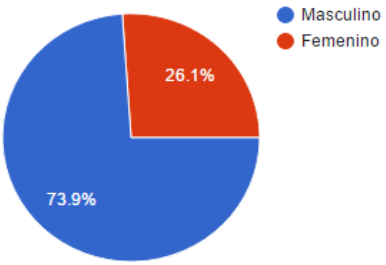


Figura 5: Distribución por sexo del manual de mantenimiento.
Fuente: elaboración propia.

En cuanto a la experiencia laboral, se muestra como casi la mitad de los consultados tienen más de 10 años de laborar en el área de ingeniería, esto resulta valioso por el criterio que están brindando.

Figura 6: Distribución de experiencia laboral del manual de mantenimiento.
Fuente: elaboración propia.

La población encuestada labora en su mayoría en el sector público, más del 40% de los mismos. Además, en orden de importancia se tiene el privado y el independiente.

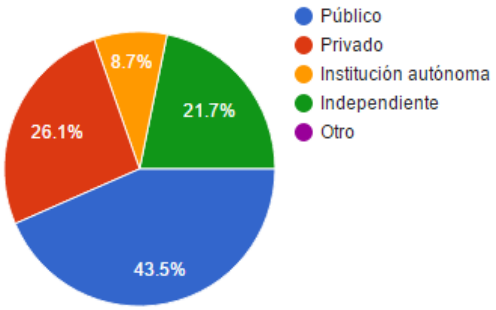


Figura 7: Distribución sobre el sector donde se desempeña.
Fuente: elaboración propia.

Con respecto a los diferentes apartados del manual, se tiene una valoración general bastante positiva, siendo en la mayoría de casos de buena a muy buena, en particular destaca con la nota máxima la selección de apartados y la redacción.

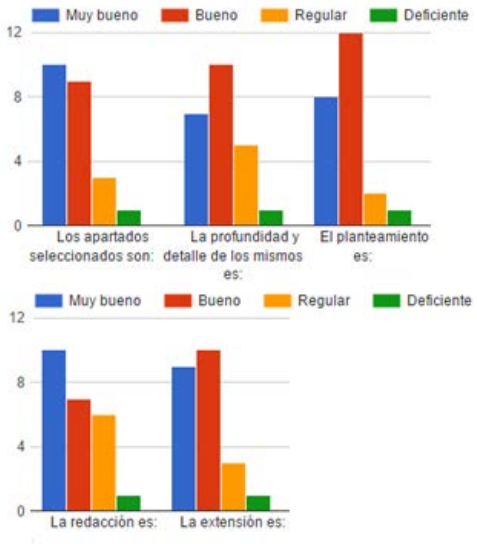


Figura 8: Respuestas sobre la pertinencia del manual de mantenimiento.
Fuente: elaboración propia.

El diseño del manual fue un foco de gran atención para este trabajo, pues se buscó una forma dinámica de presentación, así también se prestó cuidado al diseño gráfico y armonía de colores. La usabilidad también fue un punto fuerte del manual por cuanto este puede visualizarse en diferentes dispositivos. En general, la valoración fue muy buena, se destaca en este caso el formato, visualización y diseño.

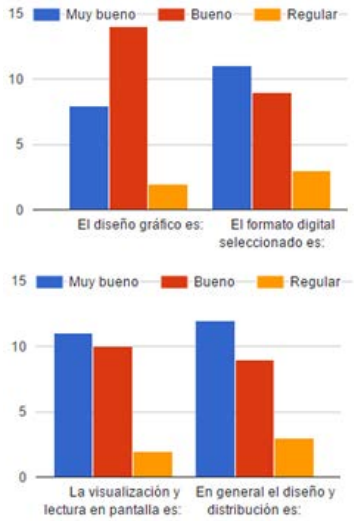


Figura 9: Respuestas sobre el diseño del manual mantenimiento
Fuente: elaboración propia.

La valoración del manual se muestra en la siguiente figura, donde se muestra que el 80,9% lo valora entre 7 y 10 de calificación, siendo mayoría por partes iguales las calificaciones de 7 y 10. Esto en general brinda un panorama positivo del trabajo realizado y la opinión de los profesionales al respecto.

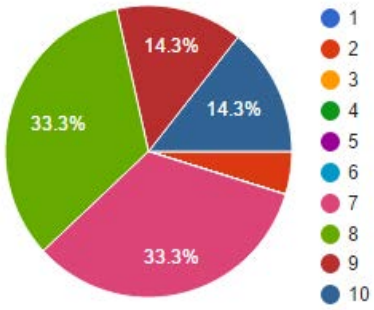


Figura 10: Respuestas de la valoración general del manual
Fuente: elaboración propia.

A continuación, los comentarios generales que fueron brindados por medio de la encuesta:

Tanto la organización del manual, como la plataforma utilizada no me parecen las más adecuadas. Adicionalmente, hacen falta signos de puntuación y en algunos casos especificar un poco más en las fotografías, debido a que el usuario debería tener a su disposición un poco más de información.

Ya se la comenté en el formulario anterior, sobre la herramienta gráfica que le ayudaría mucho a su excelente investigación.

5.3 Manual de inspección

En esta sección se muestra el análisis realizado luego de la valoración y validación del manual de inspección, este proceso permitió ver la opinión de profesionales en el área de ingeniería sobre aspectos de contenido, pertinencia y diseño del manual.

En la figura 27 se muestra la distribución por género, siendo más de las dos terceras partes hombres.

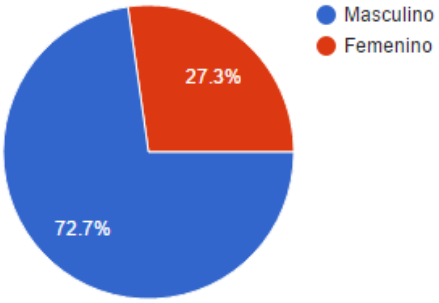


Figura 11: Distribución por sexo del manual de inspección.
Fuente: elaboración propia.

En cuanto a la experiencia laboral se muestra como la tercera parte de los consultados tiene más de 10 años de laborar en el área de ingeniería, esto resulta valioso por el criterio que están brindando.

Figura 12: Distribución de experiencia laboral del manual de inspección.
Fuente: elaboración propia.

La población encuestada labora en su mayoría en el sector público, más del 40% de los mismos. Además, en orden de importancia, se tiene el privado y el independiente.

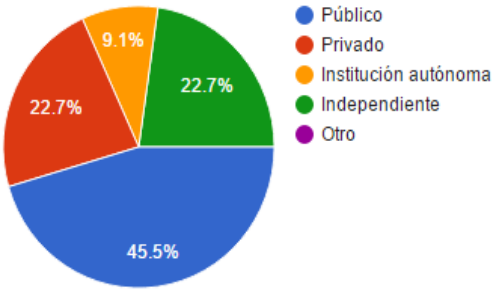


Figura 13: Distribución sobre el sector donde se desempeña.
Fuente: elaboración propia.

Con respecto a los diferentes apartados del manual, se tiene una valoración general bastante positiva, siendo en la mayoría de casos de buena a muy buena, en particular destaca con la nota máxima la selección de apartados y la redacción.

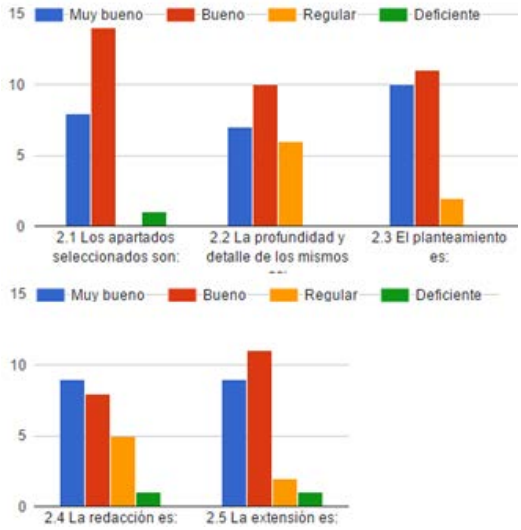


Figura 14: Respuestas sobre la pertinencia del manual de inspección.
Fuente: elaboración propia.

El diseño del manual fue un foco de gran atención para este trabajo, pues se buscó una forma dinámica de presentación, así también se prestó cuidado al diseño gráfico y armonía de colores. La usabilidad también fue un punto fuerte del manual por cuanto este puede visualizarse en diferentes dispositivos. En general, la valoración fue muy buena, se destaca en este caso el formato, visualización y diseño.

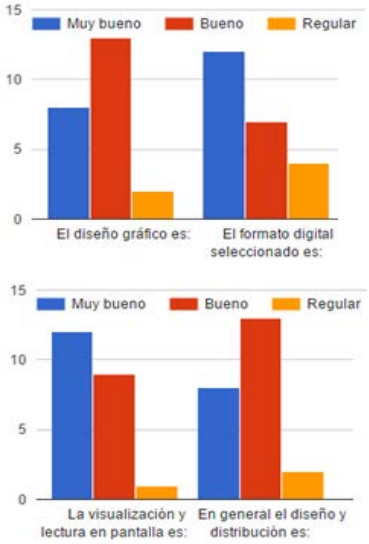


Figura 15: Respuestas sobre el diseño del manual de inspección.
Fuente: elaboración propia.

La valoración del manual se muestra en la siguiente figura, donde el 80,0% lo valora entre 7 y 10 de calificación, siendo mayoría por partes iguales las calificaciones de 7 y 10. Esto en general brinda un panorama positivo del trabajo realizado y la opinión de los profesionales al respecto.

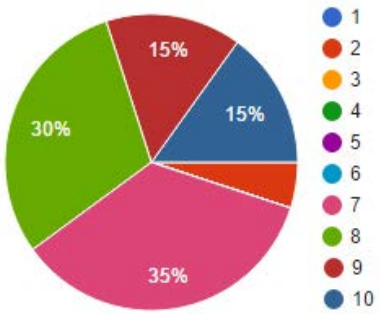


Figura 16: Respuestas de la valoración general del manual.
Fuente: elaboración propia.

A continuación, los comentarios generales que fueron brindados por medio de la encuesta:

La organización del manual no me parece del todo correcta. Plataforma utilizada no es necesariamente la mejor para este tipo de trabajos.

Muy buen trabajo, no se contaba con un insumo como este.

El trabajo es ambicioso y completo, con casi toda la información que debe tener. Pero, la herramienta de comunicación entre los constructores, es el dibujo, la representación gráfica de la obra.

REFERENCIAS

[1] Bonfante, A., Bustos, K. (2014). Caracterización, clasificación y patología de las especies de maderas más usadas en la construcción como elementos estructurales permanentes en la ciudad de Cartagena.

[2] Carrillo, I., Elissetche, J., Valenzuela, S., & Teixeira, R. (2013). Formación de elementos anatómicos en maderas duras: una revisión desde una perspectiva genómic. Maderas: Ciencia Y Tecnología, 15(1), 93-104. doi:10.4067/S0718-221X2013005000009

[3] Centro de exportación e inversión de la Republica Dominicana. (s.f.). Breve análisis del comercio de la madera. Recuperado de: http://cei-rd.gov.do/estudios_economicos/estudios_productos/perfiles/comercio_madera.pdf

[4] Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera. (2006). Mantenimiento de la madera en establecimientos educacionales. Recuperado de: http://www.cttmadera.cl/wp-content/uploads/2007/04/mantenmaderamineduc.pdf

[5] Confemadera. (2010). Guía de construir con madera, conceptos básicos de la construcción con madera. Recuperado de: http://www.confemadera.es/rs/99/d112d6ad-54ec-438b-9358-4483f9e98868/dc5/filename/conceptos-basicos.pdf

[6] Jacobo, G. y Vedoya, D. (2004). Construcción de viviendas de madera como política de estado. Recuperado de: http://www.unne.edu.ar/unnevieja/Web/cyt/com2004/7-Tecnologia/T-093.pdf

CARACTERIZACIÓN DE LA MADERA DE CINCO CLONES DE *POPULUS DELTOIDES* SELECCIONADOS DENTRO DEL PROGRAMA DE MEJORAMIENTO DE INTA

CHARACTERIZATION OF THE WOOD OF FIVE *POPULUS DELTOIDES* CLONES SELECTED BY INTA BREEDING PROGRAM

Silvia Cortizo [(1)], María Silvana Monteverde [(2)] (P), Nora Abbiati [(3)]

(1) Ing. Agr. M. Sc., Coordinador del Programa de Mejoramiento de Salicáceas del INTA y docente la Cátedra de Genética de la Facultad de Agronomía de la Universidad de Buenos Aires, Argentina
(2) Lic. en Genética, E.E.A. Delta del Paraná INTA, Cátedra Genética. FCA-UCU y FCyT-UADER. Campana, Argentina
(3) Lic. en Matemáticas M. Sc., Cátedra de Biometría de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad de Lomas de Zamora, Argentina
Dirección de contacto: cortizo.silvia@inta.gob.ar; (P) Presentadora

Código de identificación: T3-26

Resumen

En Argentina las plantaciones de álamo ocupan una superficie de 61.000 hectáreas concentradas principalmente en el Delta del Río Paraná y las regiones bajo riego de Cuyo y el valle del Río Negro. Su madera se destina principalmente para usos sólidos (debobinado y aserrado) y en menor medida para triturado (papel y tableros). *Populus deltoides* es la principal especie cultivada en el Delta y en ambientes en donde la cancrosis limita la utilización de *P. nigra* y los híbridos de *P. xcanadensis*. Dado que las propiedades de la madera determinan en gran medida la idoneidad del material para diversos productos y aplicaciones, su caracterización resulta de gran importancia para los procesadores de madera y los usuarios finales. El presente trabajo tiene por objetivo presentar las propiedades físicas y mecánicas de la madera de cinco clones de *P. deltoides* ('Guayracá INTA', 'Ñacuturú INTA', 'Paycarabí INTA', 'Hovyú INTA' y "Pytá INTA") seleccionados en el marco del Programa de Mejoramiento de álamo del INTA a partir de poblaciones originadas de semillas del SE de Estados Unidos introducidas al país entre 1977 y 1979. Para cada clon se estudió la madera correspondiente a la segunda troza de 6 árboles de 13 a 15 años, siguiendo los protocolos establecidos en las Normas IRAM 9532, 9544, 9543, 9570, 9542, 9596, 9747 y 9551. Si bien la madera de los clones estudiados se clasifica como liviana, estable y muy elástica, se detectaron diferencias significativas entre las variables analizadas, sugiriendo la presencia de distintas aptitudes para la industria.

Palabras clave: *Populus deltoides*; madera de álamo; características físicas y mecánicas

Abstract

In Argentina, there are 61,000 hectares of poplar plantations, mainly concentrated in the Paraná River Delta and irrigated regions of Cuyo and Río Negro valley. Its wood is mainly destined for solid uses (peeling and sawing) and to a lesser extent for chipping (paper and particleboards). Populus deltoides is the main species cultivated in the Delta and in environments where cancrosis limits the use of P. nigra and P. xcanadensis. Because the properties of wood determine largely the suitability of the material for various products and applications, their characterization is of great importance for manufacturing industries and end users. The aims of this work is to present the physical and mechanical properties of the wood of five P. deltoides clones ('Guayracá INTA', 'Ñacuturú INTA', 'Paycarabí INTA', 'Hovyú INTA' y "Pytá INTA") selected by Poplar Breeding Program of INTA from seeds of poplar populations of the southeast of the United States introduced to the our country between 1977 and 1979. For each clone the second log of 6 trees from 13 to 15 years was studied, following the protocols established by IRAM Standards 9532, 9544, 9543, 9570, 9542, 9596, 9747 and 9551. Although the wood of the clones studied was classified as light, stable and very elastic, significant differences between the analyzed variables were detected, suggesting the presence of different aptitudes for industry.

***Keywords**: Populus deltoides; poplar wood; physical and mechanical properties*

1. INTRODUCCIÓN

Las distintas especies de álamos se encuentran entre las de más rápido crecimiento de climas templados (1). En Argentina las plantaciones del género ocupan una superficie de 61.000 hectáreas concentradas principalmente en el Delta del Río Paraná y en las regiones bajo riego de Cuyo y el valle del Río Negro. Su madera se destina principalmente para usos sólidos (debobinado y aserrado) y en menor medida para las industrias del triturado (papel y tableros) (2). *Populus deltoides* es la principal especie cultivada en el Delta y en ambientes en donde la cancrosis limita la utilización de *P. nigra* y de los híbridos de *P. xcanadensis* (3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10).

Los responsables de las explotaciones forestales dependen cada vez más del suministro de clones mejorados y de prácticas intensivas de manejo para poder producir de manera eficiente y responder a la creciente demanda de productos de madera y fibra (11, 12).

Desde los primeros pasos en la domesticación del género (13) se han logrado numerosos clones genéticamente mejorados utilizando como criterios de selección: adaptabilidad, crecimiento, forma y tolerancia a factores bióticos y abióticos (14, 15). Dado que las propiedades físicas y mecánicas de la madera determinan en gran medida la idoneidad del material para diversos productos y aplicaciones (16), un número creciente de programas de mejora han ido incorporando criterios de calidad en los esquemas de selección (17, 18, 19). Sin embargo, la selección de genotipos basada en criterios de calidad de madera ha sido frecuentemente problemática debido a la amplia gama de usos de la madera (20). La densidad básica y las características de las fibras tienen una importancia fundamental en la industria de la celulosa y del papel y fueron consideradas en varios programas, en especial en aquellos financiados por este tipo de industrias (21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28). La densidad básica también fue frecuentemente utilizada como criterio para la selección indirecta de las propiedades mecánicas, dado que presenta alta heredabilidad y buenos niveles de correlación (29, 30, 31).

La selección genética de clones de álamo para aplicaciones específicas de madera maciza ha recibido menor atención (32, 33, 34, 35, 36, 37, 38).

En concordancia con lo ocurrido a nivel internacional el programa de mejora de álamo del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), iniciado en la década de 1960, basó su programa de selección en variables relacionadas con el rendimiento y la tolerancia a factores bióticos y abióticos para luego incorporar la densidad en etapas tempranas (39) y finalmente las características físicas y mecánicas de clones en etapas avanzadas de mejora previo a su envío al Registro Nacional de Cultivares para ser incorporados al Catálogo Nacional (40, 41).

El presente trabajo tiene por objetivo estudiar las propiedades físicas y mecánicas de cinco clones de *Populus deltoides* ('Guayracá INTA', 'Ñacuturú INTA', 'Paycarabí INTA', 'Hovyú INTA' y "Pytá INTA") seleccionados en el marco del Programa de Mejoramiento de álamo del INTA a partir de poblaciones originadas de semillas del SE de Estados Unidos introducidas al país entre 1977 y 1979.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Entre los años 2015 y 2017 el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA) remitió a inscripción cinco clones de álamo, de los cuales cuatro ya han sido aprobados e incorporados al Registro Nacional de Variedades con las siguientes denominaciones: 'Guayracá INTA' (Resolución INASE N$^{ro.}$ 199/15), 'Ñacuturú INTA' (Resolución INASE N$^{ro.}$ 196/15), 'Paycarabí INTA' (Resolución INASE N$^{ro.}$ 361/16) y 'Hovyú INTA' (Resolución INASE N$^{ro.}$ 364/16). El quinto clon cuyo nombre propuesto es "Pytá INTA" se encuentra aún en proceso de inscripción.

Estos materiales fueron seleccionados a partir de poblaciones de medios hermanos obtenidas de semillas recolectadas de árboles que presentaban excelente desarrollo dentro del área de distribución natural de la especie en los estados de Stoneville, Illinois y Tennessee (Estados Unidos de América) y que habían sido introducidas al país por Celulosa Argentina entre 1977 y 1979.

A partir de 2.000 individuos, cedidos por la empresa al Ing. Abelardo Alonzo en 1982, se seleccionaron en base a crecimiento y densidad básica de la madera 140 genotipos superiores. Estos fueron multiplicados e instalados en un banco clonal en donde se realizó un nuevo ciclo de selección en base a crecimiento, sanidad y forma de las guías. Los clones selectos fueron paulatinamente incorporados a la red de ensayos comparativos del programa de mejoramiento instalados en campos pertenecientes a productores locales [Cosentino (1998), Jaureguiberry (1999), José Gomes (2000) y Urionagüena (2003)] y en la E.E.A. Delta del Paraná (2000 y 2002) en donde se evaluó además de las variables antes mencionadas las características del fuste. Todos los campos cuentan con un dique de protección contra inundaciones.

A partir del 2011, cuando las plantas fueron alcanzando la edad corte, se apearon 6 árboles tipo de 13 a 15 años por clon (distribuidos entre 25,8 y 39,9 cm de DAP). Los árboles fueron elegidos de manera aleatoria luego de separar aquellos que presentaban bifurcaciones, efectos de borde o cualquier signo de decaimiento que pudiera influir negativamente sobre los resultados.

Cada árbol fue trozado a 2,20 m y sus trozas fueron identificadas individualmente a fin de mantener trazabilidad a través de todo el proceso de evaluación. El material leñoso correspondiente a la segunda troza fue aserrado en listones de 2.200 mm de longitud y de tres secciones: 50 x 50 mm, 20 x 150 mm y 20 x 40 mm y enviado al Laboratorio de Investigaciones en Maderas (LIMAD) de la Facultad de Ciencias Agrarias y Forestales de la Universidad Nacional de La Plata. Las tablas fueron estibadas según espesor con separadores de 20 mm apartados a 400 mm uno del otro para su secado natural hasta alcanzar el contenido de humedad en equilibrio higroscópico (HEH) del 12%, testeado mediante higrómetro electrónico (GANN, Hydromette HT 85). La estiba fue separada a 200 mm del piso y se agregaron contrapesos en la parte superior para evitar deformaciones de las tablas, las cuales una vez secas, se trasladaron a la carpintería para llevar a cabo el proceso de cepillado, lijado y la obtención de las probetas para las determinaciones de las propiedades físicas y mecánicas.

Para las determinaciones del contenido de humedad y densidad (aparente normal y anhidra) se utilizaron las normas IRAM 9532 (43) e IRAM 9544 (44) respectivamente. Para cada clon se analizaron 30 probetas de 20 x 20 x 20 mm libres de defectos por árbol, las cuales fueron obtenidas a partir de los listones de 20 x 150 mm. El volumen se determinó por el método de desplazamiento de agua destilada y los pesos con balanza analítica de 0,01 g de precisión.

Para la determinación de los cambios dimensionales (Contracción normal máxima, Coeficiente de contracción, Punto de saturación de las fibras y Coeficiente de anisotropía) se utilizaron los procedimientos indicados en la Norma IRAM 9543 (45). Para cada clon se analizaron 30 probetas libres de defectos de 20 x 20 x 50 mm de lado perfectamente radiales y 30 perfectamente tangenciales por árbol obtenidas a partir de los listones de sección cuadrada de 50 mm de lado.

Para las determinaciones de las propiedades mecánicas (Dureza Janka, Flexión estática [Módulo de Rotura (MOR) y Módulo de Elasticidad (MOE)], Corte paralelo a las fibras, Compresión perpendicular y Compresión paralela a las fibras) se aplicaron los procedimientos definidos en las normas IRAM 9570 (46), IRAM 9542 (47), IRAM 9596 (48), IRAM 9547 (49) e IRAM 9551(50) en 30 probetas de 50 x 50 x 150 mm, 20 x 20 x 300 mm, 50 x 50 x 65 mm, 50 x 50 x 150 mm y 50 x 50 x 200 mm respectivamente. Para los ensayos de dureza Janka y flexión estática se utilizó una prensa universal de 5000 kg Alfred J. Amsler & Co, Schaffhausen - Suisse 7928, mientras que para los ensayos de corte paralelo, compresión perpendicular y compresión paralela a las fibras se utilizó una prensa de 25 toneladas de la misma marca modelo 5380. La precisión del deflectómetro utilizado para los ensayos de flexión estática y compresión paralela a las fibras fue de 0,01 mm.

Los datos fueron analizados utilizando el procedimiento GLM del paquete estadístico SAS (51) versión 9.4. Las diferencias entre medias fueron detectadas mediante la prueba de Tukey. En todos los casos se comprobó el cumplimiento de los supuestos de normalidad y de homogeneidad de varianza.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Propiedades físicas

Los resultados del análisis de varianza indican que existen diferencias significativas en las propiedades físicas de la madera entre los clones estudiados para las variables densidad aparente normal (F=36,67; P<0,0001), densidad aparente anhidra (F= 38,77; P<0,0001), contracción normal máxima tangencial (F= 4,39; P<0,0083) y coeficiente de contracción tangencial (F= 11,08; P<0,0001).

Las densidades aparentes son una de las propiedades físicas más importantes debido a su estrecha relación con la resistencia mecánica, el grado de variación dimensional y el poder calorífico, entre otros (52, 53) y son parámetros que tienen en cuenta las industrias madereras (54).

Los valores de densidad aparente normal obtenidos en este estudio corresponden a los de maderas livianas (Tabla 1), cuyo rango es de 351 a 550 kg/m^3 según la clasificación de Coronel (55). Asimismo, según la clasificación de Rivero Moreno (52) la madera posee un valor bajo de densidad aparente normal (rango 0,35-0,50) y se considera liviana según la densidad aparente anhidra (rango 0,30-0,45).

Tabla 1: Valores medios de densidad normal y anhidra correspondientes a cinco nuevos clones de *Populus deltoides* del Programa de mejora del INTA. Las medias dentro de una columna seguidas de la misma letra no presentan diferencias significativas para un valor de p=0,05.

Clon	Densidad aparente (kg/m^3)	
	Normal (12%)	Anhidra
Guayracá INTA	468 ^{a}	446 ^{a}
Ñacurutú INTA	460 ^{a}	430 ^{a}
Paycarabí INTA	457 ^{a}	430 ^{a}
Hovyú INTA	377 ^{b}	355 ^{b}
Pytá INTA	377 ^{b}	353 ^{b}

Las densidades presentadas por los nuevos clones de *P. deltoides* del programa de mejora de álamo de INTA se encuentran dentro del rango reportado en la literatura para la especie (56, 57; 14, 19), si bien son algo inferiores al valor de 471 kg/m^3 encontrado para el clon 'Australiano 129-60' (Pitter comunicación personal) que es el más ampliamente utilizado en la zona Núcleo Forestal del Delta del Río Paraná. Aun cuando 'Hovyú INTA' y "Pytá INTA" presentaron densidades significativamente menores al resto de los clones estudiados, los valores obtenidos resultaron superiores a los 279 kg/m^3 reportados para *P. xcanadensis* 'I-214' (58). Este clon, seleccionado por el Profesor Giovanni Jacometti del CRA_PLF en Casale Monferrato (Italia), presenta excelentes cualidades para la industria del debobinado y fabricación de paneles (19, 59) y es el más ampliamente utilizado a nivel internacional. Por otro lado existe también una amplia gama de productos tales como fósforos, bajalenguas, palitos para helados, etc. que no requieren altos valores de densidad para los cuales estos clones de menor densidad resultarían adecuados.

Cabe destacar que estos dos clones que presentaron los menores valores de densidad son los que presentan mayor tasa de crecimiento, siendo esta tendencia coincidente con los resultados presentados en la bibliografía (60, 61, 62, 63, 64, 24, 26).

La madera de álamo presenta altos valores de resistencia en relación a su baja densidad y exhibe un comportamiento similar al de otras maderas blandas, como por ejemplo *Pinus taeda* (421 kg/m³)

y *P. elliottii* (436 kg/m³) (65), especialmente en relación con su potencial para aplicaciones estructurales. Para este tipo de aplicaciones, los clones 'Guayracá INTA', 'Ñacurutú INTA' y 'Paycarabí INTA' con mayor densidad resultarían más apropiados.

Los valores de contracción máxima radial y tangencial hallados (Tabla 2) se encuentran dentro de los rangos normales aceptables: 1,5 a 7,00% y 3,60 a 15,00% respectivamente (55) y son similares a aquellos reportados en la literatura (66, 67, 38). Cómo se mencionó anteriormente, solamente se detectaron diferencias en el plano tangencial. El clon 'Guayracá INTA' presentó mayores cambios dimensionales que el clon 'Paycarabí INTA', siendo intermedios los valores de los otros tres clones. La misma tendencia se observa para el coeficiente de contracción, aunque para esta variable "Pytá INTA" se comportó de manera similar a 'Paycarabí INTA' (Tabla 2). No se detectaron diferencias significativas para las variables contracción normal máxima (F= 0,98; P=0,4346) y coeficiente de contracción (F= 1,55; P=0,2205) en el plano radial.

Tabla 2: Valores medios relacionados a los cambios dimensionales correspondientes a cinco nuevos clones de *Populus deltoides* del Programa de mejora del INTA. Las medias dentro de una columna seguidas de la misma letra no presentan diferencias significativas para un valor de p=0,05.

Clon	Contracción normal máxima (%)		Coeficiente de contracción		Punto de saturación de las fibras	Coeficiente de anisotropía (T/R)
	Radial	Tangencial	Radial	Tangencial		
Guayracá INTA	4,16 a	8,36 a	0,14 a	0,27 a	30,82 ab	2,03 a
Ñacurutú INTA	3,89 a	7,10 ab	0,13 a	0,22 bc	31,46 ab	2,00 a
Paycarabí INTA	3,33 a	6,33 b	0,12 a	0,19 c	29,97 bc	1,96 a
Hovyú INTA	3,74 a	7,25 ab	0,15 a	0,24 ab	27,56 bc	1,99 a
Pytá INTA	3,78 a	6,12 ab	0,13 a	0,17 c	32,64 a	1,71 a

El punto de saturación de las fibras indica el valor a partir del cual ante cualquier disminución en el contenido de humedad comienzan a producirse las contracciones en la pieza de madera. Los valores obtenidos en el presente estudio resultaron normales (rango entre 25 y 35%) y similares a los reportados para la especie (19) siendo los clones 'Hovyú INTA' y 'Paycarabí INTA' más estables que "Pytá INTA" mientras que los clones 'Guayracá INTA' y 'Ñacurutú INTA' presentaron valores intermedios y no se diferencian de ninguno de los anteriores.

Los coeficientes de anisotropía resultaron similares para todos los clones (F=0,41; P=0,8017) y altos en relación a la densidad aunque menores a los reportados por De Boever *et al.* (36). Si bien la madera se clasifica como estable a moderadamente estable (55), los valores obtenidos para los clones 'Guayracá INTA' y 'Ñacurutú INTA' indican que podrían presentarse algunos problemas de secado, especialmente en programas rápidos, por lo cual se recomienda poner especial atención durante este proceso para evitar la formación de grietas, rajaduras y alabeos en las tablas (Tabla 2).

3.2 Propiedades mecánicas

Con respecto a la Dureza Janka, que determina la resistencia que ofrece la madera a la penetración de cuerpos de mayor solidez y consistencia, se encontraron diferencias significativas entre los clones analizados (F= 81,61; 38,32 y 42,68 y P <0,0001 para los planos transversal, radial y tangencial respectivamente). 'Ñacurutú INTA', 'Paycarabí INTA' y 'Hovyú INTA' resultaron blandos en el plano transversal (rango: 30,1 a 50 MPa) y muy blandos en los planos radial y tangencial (rango: <30 MPa) de acuerdo a la clasificación de Coronel (68). Estos clones fueron menos resistentes que el clon 'Guayracá INTA' que se ubicó en una categoría de mayor resistencia para todos los planos. En el otro

extremo la madera del clon "Pytá INTA" resultó muy blanda en todos los planos y significativamente inferior al resto salvo para el caso de la dureza transversal para la cual resultó similar a la del clon 'Hovyú INTA' (Tabla 3).

Tabla 3: Valores medios de Dureza Janka correspondientes a cinco nuevos clones de *Populus deltoides* del Programa de mejora del INTA. Las medias dentro de una columna seguidas de la misma letra no presentan diferencias significativas para un valor de p=0,05.

Clon	Dureza Janka (Mpa)		
	Transversal	Radial	Tangencial
Guayracá INTA	58,73 [a]	35,70 [a]	40,05 [a]
Ñacurutú INTA	36,28 [b]	21,64 [b]	22,74 [b]
Paycarabí INTA	41,37 [b]	22,27 [b]	25,49 [b]
Hovyú INTA	30,10 [c]	20,15 [b]	21,67 [b]
Pytá INTA	28,60 [c]	12,99 [c]	14,60 [c]

La resistencia a la compresión perpendicular (Tabla 4) fue alta (rango 7,6 a 9,8 MPa), siendo dentro de este rango significativamente mayor para 'Guayracá INTA' que para 'Paycarabí INTA' mientras que 'Ñacurutú INTA' no se diferenció de ninguno de estos clones. 'Hovyú INTA' y "Pytá INTA" presentaron una resistencia mediana (rango 5,1 a 7,5 MPa) e inferior al resto de los clones ($F=37,82$; $P<0,0001$).

En cambio para la variable compresión paralela de las fibras todos los clones presentaron una resistencia media (rango 30,1 a 40 MPa), aun cuando ésta resultó significativamente menor para 'Hovyú INTA' con respecto a 'Guayracá INTA' y 'Ñacurutú INTA', mientras que para el clon "Pytá INTA" solo fue menor que 'Ñacurutú INTA' y el clon 'Paycarabí INTA' no logró diferenciarse de ninguno de los anteriores ($F=8,98$; $P<0,0001$).

En cuanto a la resistencia al corte paralelo de las fibras, fue baja para 'Hovyú INTA' (rango 4,1 a 8,5 MPa) y significativamente menor al resto de los clones que presentaron resistencias medias (rango 8,6 a 12 MPa). Dentro de los clones que presentaron una resistencia media, 'Guayracá INTA' superó significativamente a "Pytá INTA" mientras que 'Ñacurutú INTA' y 'Paycarabí INTA' no se diferenciaron del resto de los clones ($F=17,98$; $P<0,0001$).

La resistencia a la rotura en flexión estática fue baja para todos los clones (rango 50 a 95 MPa) incluso cuando el clon 'Ñacurutú INTA' presentó valores significativamente mayores ($F=14,85$; $P<0,0001$). Para esta variable los valores promedio de las diferentes especies de álamo se encuentran dentro de un rango relativamente estrecho entre 58 y 63 Mpa (19) y, salvo para el caso del clon 'Ñacurutú INTA', nuestros resultados son similares a los reportados por otros autores (67, 11, 38). Finalmente la madera de los nuevos clones de INTA se clasifica como muy elástica siendo mayor para 'Ñacurutú INTA' que para 'Guayracá INTA', 'Hovyú INTA' y "Pytá INTA" y sin diferencias con ninguno de ellos para 'Paycarabí INTA' ($F=5,01$; $P=0,0047$). Todos los rangos indicados para flexión estática corresponden a la clasificación de Rivero Moreno (52).

Los valores de Módulo de Elasticidad de los clones presentados fueron comparables o ligeramente inferiores a los resultados mencionados en la literatura (22, 38). Todos los rangos utilizados para flexión estática corresponden a la clasificación de Rivero Moreno (52).

Tabla 4: Valores medios de compresión perpendicular, paralela y corte paralelo a las fibras y de flexión estática (MOR y MOE) correspondientes a cinco nuevos clones de *Populus deltoides* del Programa de mejora del INTA. Las medias dentro de una columna seguidas de la misma letra no presentan diferencias significativas para un valor de p=0,05.

Clones	MOR (MPa)			MOR (MPa)	MOE (MPa)
	Compresión perpendicular	Compresión paralela	Corte paralelo		
Guayracá INTA	9,71 [a]	36,31 [ab]	11,55 [a]	52,89 [b]	5176 [b]
Ñacurutú INTA	8,75[ab]	37,95 [a]	10,03 [ab]	79,22 [a]	6808 [a]
Paycarabí INTA	8,56 [b]	34,95 [abc]	10,21 [ab]	63,64 [b]	5969 [ab]
Hovyú INTA	6,53 [c]	32,67 [c]	7,04 [c]	52,88 [b]	5402 [b]
Pytá INTA	6,30 [c]	33,46 [bc]	9,83 [b]	51,62 [b]	5135 [b]

En términos generales nuestros resultados fueron similares a los reportados por otros autores para *P. deltoides* (56, 14, 57, 69) e indican que los clones estudiados podrían ser utilizados para la fabricación de productos de interior de madera sólida y/o para triturado. Así por ejemplo, 'Guayracá INTA' de mayor densidad y dureza podría resultar en un mayor rendimiento para la industria del papel y mayor resistencia para la industria del aserrado mientras que 'Paycarabí INTA', de mayor estabilidad, podría ser más adecuado para molduras.

AGRADECIMIENTOS

A las Familias Urionagüena y Jaureguiberry por su constante apoyo para la realización de los ensayos genéticos, a nuestros colaboradores de la E.E.A. Delta del Paraná Ariel Albornoz y a Sergio y Hugo Rossi y por el apeo de los árboles y la preparación de las trozas y a Javier Wojciekian por la preparación de las tablas normalizadas.

REFERENCIAS

[1] Zsuffa, L., Giordano, E., Pryor, L., Stettler, R. Trends in poplar culture: some global and regional perspectives. In: Biology of *Populus* and its implications for management and conservation. Ed: Stettler, R., Bradshaw, H. Jr., Heilman, P., Hinckley, T. NRC Research Press, Ottawa, Ontario, Canada, (1996) 515-539.

[2] Barros, J. Situación actual del sector forestal en la región del Delta del Paraná, República Argentina. I Jornadas de Salicáceas (2006) 6 pp.

[3] Alonzo, A. Estado actual del mejoramiento de Salicáceas en la Argentina. Actas del Simposio sobre Silvicultura y Mejoramiento genético de especies forestales. Bs. As. CIEF. Tomo I (1987) 157-171.

[4] Ares, A. Changes through time in traits of poplar clones in selection trials. New Forests 23 (2002) 105–119.

[5] Calderón, A. Silvicultura y situación de los álamos en Cuyo. Jornadas de Salicáceas (2006) 71-79.

[6] Calderón, A.; Bustamante, J.; Riu, N., Settepani, V. y Perez, S. Red de ensayos de adaptación y comportamiento de los clones de álamos en la región regadía de Cuyo. SAGPyA Forestal N° 32 (2004) 31-35.

[7] Cortizo, S. Mejoramiento genético del álamo, una ciencia en apoyo a la producción forestal sostenible. Jornadas de Salicáceas 2011. Tercer Congreso Internacional de las Salicáceas en Argentina. Neuquén. Argentina (2011) 14 pp.

[8] García, J. Forestación con Salicáceas en áreas bajo riego en Patagonia. http://ebookbrowse.com/search/garc%C3%ADa-2002-forestaci%C3%B3n-con-salic%C3%A1ceas-en-%C3%A1reas-bajo-riego-de-patagonia, (2002) 36 pp.
[9] Piussan, C. Mejorar para competir. Campo y tecnología. INTA. Año IV, Nº 19, (1995) 56-58.
[10] Ragonese, A.E. Fitotécnia de Salicáceas en el Centro Nacional de Investigaciones Agropecuarias. INTA. Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria. Tomo XLVII Nº 2, (1993), 35 pp.
[11] Hernández, R.; Koubaa, A.; Beaudoin, M. and Fortin, Y. Selected mechanical properties of fast-growing poplar hybrid clones. Wood fiber Science 30(2) (1998) 138-147.
[12] Zobel, B. and Talbert, J. Applied forest tree improvement. Ed: John Wiley & Sons. NY, (1984) 505 pp.
[13] Henry, A. The artificial production of vigorous trees. Journal of the Department of Agriculture and Technical Institute, Irish Fee State 15, (1914) 34-52.
[14] Pliura, A.; Zhang, S.; MacKay, J. and Bousquet, J. Genotypic variation in wood density and growth traits of poplar hybrids at four clonal trials. Forest Ecology and Management 238 1–3, (2007) 92–106.
[15] Stanton, B., Neale, D. and Li, S. *Populus* Breeding: From the Classical to the Genomic Approach. Ed: Jansson, S. et al. Genetics and Genomics of *Populus*. DOI 10.1007/978-1-4419-1541-2_14, (2010).
[16] Barnett J.R., Jeronimidis, G. Wood quality and its biological basis. Blackwell Publishing Ltd, CRC Press (2003) 240 pp.
[17] Nocetti, M. Genetic improvement of trees for wood production with particular reference to wood traits. Forest@ 5(1), (2008), 112-120.
[18] Stanton, B., Serapiglia, M. and Smart, L. The Domestication and Conservation of *Populus* and *Salix* Genetic Resources. In Poplars and willows: trees for society and the environment. Isebrands, J. and Richardson, J. (Ed), (2010) 124-176.
[19] Balatinecz, J., Mertens, P., De Boever, L. and Yukun, H. Properties, Processing and Utilization. In Poplars and willows: trees for society and the environment. Isebrands, J.G. and Richardson, J. (Ed): (2014) 527-556.
[20] Riemenschneider, R., Stanton, B., Vallée, G. and Périnet, P. Poplar breeding strategies. Ed: Dickmann, D.; Isebrand, J.; Eckenwalde, J. and Richardson, J. Poplar culture in North America. NRC Research Press, Ottawa, Ontario, Canadá (2001) 43-76.
[21] Posey, C., Bridgewatearnd, F. and Buxton, J. Natural variation in specific gravity, fiber length, and growth rate of eastern cottonwood in the southern Great Plains. Tappi 52(8), (1969)1508-1511.
[22] Bendtsen, B. A. 1978. Properties of wood from improved and intensely managed trees. Forest Prod. J. 28(10) (1978) 61–72.
[23] Murphey, W., Bowersox, T. and Blankenhorn, P.R. Selected wood properties of young *Populus* hybrids. Wood Science 11(4), (1979) 263-267.
[24] Yanchuk, A., Dancik, B. and Micko, M. Intraclonal variation in wood density of trembling aspen in Alberta. Wood Fiber Science 15(4) (1983) 387-394.
[25] Nepveu, G., Barneoud, C., Polge, H. and Aubert, M. Clonal variability in growth stress and other wood properties in *Populus* species, assessment of wood quality by increment cores. AFOCEL (1985) 337-357.
[26] Beaudoin, M., Hernández, R., Koubaa, A. and Poliquin, J. Interclonal, intraclonal and within-tree variation in wood density of poplar hybrid clones. Wood Fiber Science 24(2), (1992) 147-153.
[27] Koubaa, A., Hernández, R., Beaudoin, M. and Poliquin, J. Interclonal, intraclonal and within-tree variation in fiber lenght of poplar hybrid clones. Wood Fiber Science 30(1), (1998) 40-47.
[28] Zhang, D., Zhang, Z., and Yang, K. 2006. QTL analysis of growth and wood chemical content traits in an interspecific backcross family of white poplar (*Populus tomentosa* × *P. bolleana*) × *P. tomentosa*. Canadian Journal of Forest Research 36: 2015-2023.
[29] Zobel B and Van Buijtenen, J. Wood Variation: its Causes and Control. Springer. Berlín, Alemania. (1989) 200 pp.
[30] Zobel, B. and Jett, J. Genetics of wood production. Springer-Verlag, Berlin, Germany. Ed: Timell, E. D. (1995) 303 pp. DOI 10.1007/978-3-642-79514-5.
[31] Panshin, A. J. and Zeeuw, C. Texbook of Wood Technology, McGraw-Hill, New York. (1980) 643 pp.
[32] Koubaa, A, Hernández, R.E., Beaudoin, M. Shrinkage of fast-growing hybrid poplar clones. Forest Prod J 48(4) (1998) 82-87.

[33] Kretschmann, D.E., Isebrands, J.G., Stanosz, G., Dramm, J.R.,Olstad, A., Cole, D., Samsel, J. Structural lumber properties of hybrid poplar. Res Pap FPL-RP-573. USDA For Serv Forest Prod Lab, Madison, WI. (1999) 8 pp.
[34] Peters, J.J., Bender, D.A., Wolcott, M.P., Johnson, J.D. Selected properties of hybrid poplar clear wood and composite panels. Forest Prod J 52(5) (2002) 45-54.
[35] Zhang, S. Y., Yu, Q., Chauret, G. and Koubaa, A. Selection for both growth and wood properties in hybrid poplar clones. Forest Sci. 49 (6) (2003) 901-908.
[36] de Boever, L., Vansteenkiste, D., Van Acker, J., Stevens, M. End-use related physical and mechanical properties of selected fast-growing poplar hybrids (*Populus trichocarpa* x *P. deltoides*). Ann Sci 64(6) (2007) 621-630.
[37] Kang, K. Y., Bradic, S., Avramidis, S., Mansfield, S.D. Kiln-drying lumber quality of hybrid poplar clones. Holzforschung 61(1) (2007) 65-732007;
[38] Huda, A.; Koubaa, A.; Cloutier, A.; Hernández, R. and Fortin, Y. Variation of physical and mechanical properties of hybrid poplar clones. Bioresources 9(1) (2014) 1456-1471.
[39] Cortizo, S., Mema, V., Pathauer, P. and Lopez, G. Basic wood density estimation using Pilodyn in breeding programs of *Populus spp*. Proceedings of the 22° Session International Poplar Commission (2004) 129.
[40] Cortizo, S., Monteverde, S., Fernandez Tschieder, E., Refort, M., Taraborelli, C., Feil, G., Abbiati, G. Características técnicas de un nuevo genotipo de álamo para su inscripción en el Registro Nacional de Variedades. IV Jornadas de Salicáceas (2014) 10 pp.
[41] Cortizo, S., Monteverde, S., Fernandez Tschierder, E., Refort, M., Taraborelli, C., Keil, G. y Abbiatti, N. Características técnicas de un nuevo genotipo de álamo para su inscripción en el Registro Nacional de Variedades. Jornadas de Salicáceas (2014) 10 pp,
[42] Cortizo, S.; Monteverde, M. S. y Abbiati, N. Diferencias físicas y mecánicas de la madera de cuatro clones de *Populus deltoides* selecionados por el Programa de Mejora de INTA. VII Reunión GeMFO / compilado por Juan Adolfo López; Luis Fernando Fornes. 1a ed. - Bella Vista: Juan Adolfo López. Libro digital, DXReader (2016) 37-40
[43] IRAM 9532. Maderas. Método de determinación de la humedad. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires (1963) 13 pp.
[44] IRAM 9544. Maderas. Método de determinación de la densidad aparente. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires (1973) 10 pp.
[45] IRAM 9543. Método de determinación de las contracciones totales, axil, radial y tangencial y el punto de saturación de las fibras. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina (1996) 6 pp.
[46] IRAM 9570. Maderas – Método de ensayo de la dureza Janka. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires (1971) 6 pp.
[47] IRAM 9542. 1965. Maderas – Método de ensayo de flexión estática de maderas con peso específico aparente mayor de 0,5g/cm^3. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires. 10 pp.
[48] IRAM 9596. 1990. Maderas – Método para la determinación de la resistencia de las maderas a esfuerzos de corte paralelo a las fibras. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires. 10 pp.
[49] IRAM 9547. 1977. Maderas – Método de determinación de la compresión perpendicular al grano. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires. 5 pp.
[50] IRAM 9551, 1985. Maderas: método de determinación de la compresión axial o paralela al grano. Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. 6 pp.
[51] SAS Institute Inc. 2002-2012 by SAS Institute Inc., Cary, NC, USA. Version 9.4.
[52] Rivero Moreno, J. Propiedades Físico-Mecánicas de *Gmelina arborea* Roxb. y *Tectona grandis* Linn. F. Proveniente de Plantaciones Experimentales del Valle del Sacta. Cochabamba. Bolivia (2004) 73 pp.
[53] Bárcenas- Pazos, G.M., Ortega-Escalona, F., Ángeles-Álvarez, G., Ronzón-Pérez, P. Relación estructura-propiedades de la madera de angiospermas mexicanas. Universidad y Ciencia, Trópico Húmedo, 21(42) (2005) 45-55
[54] Andía, I. y Keil, G.D. Propiedades físicas de la madera. Publicación Docente Nº 01/04. Cátedra de tecnología de la madera. Universidad Nacional del Comahue. Asentamiento Universitario San Martín de los Andes (2004) 22 pp.

[55] Coronel, E. Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de la madera. Aspectos teóricos y prácticos para la determinación de las propiedades y sus aplicaciones. 1 Parte: Fundamentos de las propiedades físicas de la madera. Publicación ITM – UNSE (1994) 187 pp.
[56] Klasnja, B.; Kopitovic, S. and Orlovic, S. Variability of some wood properties of eastern cottonwood (*Populus deltoides* Bartr.) clones. Wood Sci Technol 37 (2003) 331-337.
[57] Membrivez, F.; Genovese, F.; Reviglio, H.; Arcidíacono, R.; Bonino, G.; Di Menza, A; Lucero, C.; Martínez Araujo, N.; Navarro, N.; Nieto, A. y Oberti, N. Caracterización físico mecánica de la madera de álamo del sur de Mendoza. IBEROMADERA 2007, Buenos Aires, Argentina (2007) 21 pp.
[58] Barnéoud, C.; Bonduelle, P. and Dubois, J.M. Manuel de populiculture. AFOCEL. Paris (1982) 319 pp.
[59] Kurt, R., Cil, M. Aslan, K. and Cavus, V. Effect of pressure duration on physical, mechanical, and combustibility characteristics of laminated veneer lumber (LVL) made with poplar clones. Bioresourses 6 (4) (2011) 4886-4894.
[60] Kennedy, R. W. and. Smith J. H. G 1 959. The effect of some genetic and environmental factors on wood quality in poplar. Pulp Pap. Mag. Can. 59(2) (1959) 37-38.
[61] Cech, M. Y., Kennedy, R. W. and Smith J. H. G. Variation in some wood quality attributes of one-year old black cottonwood. Tappi 43(10) (1960) 857-859.
[62] Farmer, R. E. Jr. Genetic variation among open pollinated progeny of eastern cottonwood. Silv. Genet. 19(5/6) (1970) 149-151.
[63] Farmer, R. E. Jr. and Wilcox, J. R. Specific gravity variation in a lower Mississippi valley cottonwood population. Tappi 49(5) (1966) 210-211.
[64] Farmer, R. E. Jr. and Wilcox, J. R. Preliminary testing of eastern cottonwood clones. Theoret. Appl. Genet. 38 (1968) 197-201.
[65] Suirezs, T. Efecto de la impregnación con CCA (cromo-cobre-arsénico) sobre las propiedades físicas y mecánicas de la madera de *Pinus taeda* L. implantado en la provincia de Misiones. Tesis de Maestría en Ciencias de la Madera, Celulosa y Papel, Orientación Tecnología de la Madera (2000) 76 pp.
[66] Kord, B.; Kialashakia, A. and Kord, B. The within-tree variation in wood density and shrinkage, and their relationship in *Populus euramericana*. Turk J Agric For 34 (2010) 121-126.
[67] Kothiyal, V. Studies on Wood Quality of Poplar. Forestry Bulletin, 12(1) (2012) 123-131.
[68] Coronel, E. Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas. Aspectos teóricos y prácticos para la determinación de las propiedades y sus aplicaciones. 2da Parte: Fundamentos de las propiedades mecánicas de las maderas. Publicación ITM – UNSE (1995) 335 pp.
[69] Calderón, A.; Roig, F.; Zanetti, R.; Aguado, E.; Furlani, A. y Marínez, F. Características físico mecánicas de maderas de clones de álamo ensayadas en la provincia de Mendoza, República Argentina. Parte1. Jornadas de Salicáceas (2011) 9 pp.

INNOVATIVE INSIGHT ON THE MECHANICAL PRINCIPLES OF THE CELL WALL BASED ON CRYO-ELECTRON TOMOGRAPHY OF THE SUPRAMOLECULAR 3D NANO-ARCHITECTURE OF ARABIDOPSIS PLANT

MEJORA INNOVATIVA EN LOS PRINCIPIOS MECÁNICOS DE LA PARED CELULAR EN BASE A TOMOGRAFÍA CRIOELECTRÓNICA DE LA ARQUITECTURA SUPRAMOLECULAR 3D DE PLANTA DE ARABIDIOPSIS

Pablo Guindos [(1) (2)] (P), Michal Kowalczyk [(3)], Purbasha Sarkar [(4)], Manfred Auer [(5)]

(1) Dr. Assist. Prof., Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Ingeniería, Santiago, Chile
(2) Académico, Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro UC de Innovación en Madera, Santiago, Chile
(3) MSc. Biol., Napier University, Edinburgh, UK; (4) Dr. Biol.., Lawrence National Laboratory, Berkeley, CA, USA
(5) Dr. Biol. Department Head, Lawrence National Laboratory, Berkeley, CA, USA
Contact address: paguindos@ing.puc.cl; (P) Presenter

Identification code: T3-27

Abstract

A cutting-edge cryo-electron tomography technique developed at the Lawrence Berkeley National Lab revealed the architecture of the cell-wall of the Arabidopsis plant with a resolution never seen before. This kind of plant, the Arabidopsis, is typically used in biology due to large size of cells and ease of manipulation. This new finding may be extremely important for wood technology, because it places us in a better position to improve our understanding of the nano-mechanics, which is one of the key aspects to better understand the wood properties and eventually manipulate the timber at the structural scale. Given the geometrical configuration of the cell wall, the challenge of this research was conducting a detailed mechanical analysis in order to get an insight in two fundamental questions: (i) why has the cell wall such mechanical properties? and (ii) which is the reason behind such a cell wall architecture? To this end, an extensive series of computational models that included masking, homogenization, nonlinear buckling and viscoelasticity were elaborated. The results of the analysis were mostly unexpected, and suggested that, despite the loss of stiffness, the capacity to store and dissipate energy, the stability, the load transfer and the ductility are the vital "design criteria" for plants to decide how the cell needs to be organized.

Keywords: cell wall; timber properties; homogenization; viscoelasticity; buckling; nanoscale

Resumen

Una técnica puntera de tomografía crioelectrónica desarrollada en el Lawrence Berkeley National Lab reveló la arquitectura de la pared celular de planta de Arabidopsis con una resolución jamás vista anteriormente. Este tipo de planta se emplea habitualmente en biología debido al gran tamaño de sus células y la facilidad de manipulación. Este nuevo hallazgo podría ser extremadamente importante para la tecnología de la madera al situarnos en mejor posición para mejorar nuestro entendimiento del funcionamiento mecánico en la nanoescala, lo cual es uno de los aspectos clave para comprender las propiedades mecánicas de la madera y eventualmente poder modificarlas en la escala estructural. Dada la configuración geométrica de la pared celular, el reto de esta investigación consistió en llevar a cabo un análisis mecánico detallado con el fin de responder dos preguntas fundamentales: (i) ¿a qué se deben las propiedades mecánicas de la pared celular?; (ii) ¿cuál es la razón de esa arquitectura celular? Con este fin se desarrollaron modelos numéricos que incluyeron segmentación, homogenización, pandeo no lineal y viscoelasticidad. Los resultados del análisis fueron sorpresivos y sugieren que, a pesar de la pérdida de rigidez, la capacidad de almacenar y disipar energía, la estabilidad, la transmisión de carga y la ductilidad son los "criterios de diseño" fundamentales de las plantas para decidir la organización de las paredes celulares.

***Palabras clave**: pared celular; homogenización; viscoelasticidad; pandeo; nanoescala*

1. INTRODUCTION

The origin of timber structural properties is mainly attributed to the nanoscale, also termed as ultramicroscale [1]. This scale normally ranges from several to thousands of nanometers and thus comprise the study of microfibrils, cross links and other polymeric structures that are organized casting cell-wall fragments. The organization of those fragments, and the organization of the entire cells, are the main actors dictating the timber engineering properties. In fact, it is possible to predict structural properties of wood in a hierarchic fashion so that the properties of each scale are obtained from the result of the corresponding inferior structure using the so called multiscale-models [2].

Nevertheless, those multi-scale models mostly lack in the nanostructure (NS) or are built using major assumptions of it. The investigations at the NS are indeed rather scarce not only for the woods, but also for most plants mainly because of the limitations in the resolution of the measuring methods. Better understanding of the NS is thus a paramount aspect to better understand the mechanics of woods and plants. In addition, the NS is also a crucial aspect for developmental biology, because the mechanical properties of the cell wall control the growth and morphogenesis, i.e. in addition to the synthesis of new polymers, the cells are constantly subjected to membrane (turgor) pressure and the deformation against that pressure dictates the diameter increase of lumens.

Several computational models of the NS have been reported in the past, but they have been based on major assumptions because the NS was not entirely known. Specifically, the models were based on pseudorandom fiber networks [3-5]. Randomness is likely to be an inadequate analysis approach for pattern-organized networks due to high fiber orientation dependency. Another remarkable assumption was considering fibers as perfectly straight and slender (high length to diameter ratio). This let modelling fibers as linear elements as against of considering their entire volume, which is much less computationally expensive. However, as presented in subsequent sections, those assumptions are unrealistic.

In this context, a cutting-edge cryo-electron tomography technique developed recently at the Lawrence Berkeley National Lab revealed the architecture of the cell-wall of Arabidopsis plants with a resolution never seen before. This Arabidopsis plants are commonly used in biology due to large size of cells and ease of manipulation. This new detailed data allowed for the first time the recreation of a detailed computational model at the NS that can reveal important insights on two fundamental questions: (i) why has the cell wall such mechanical properties? and (ii) which is the reason behind such cell wall architecture? This paper is devoted to present the main characteristics of such a mechanical model and the main conclusions regarding the above questions.

2. STARTING POINT

The typical measured NS of the secondary cell wall (SCW) and primary cell wall (PCW) are shown in Figure 1.

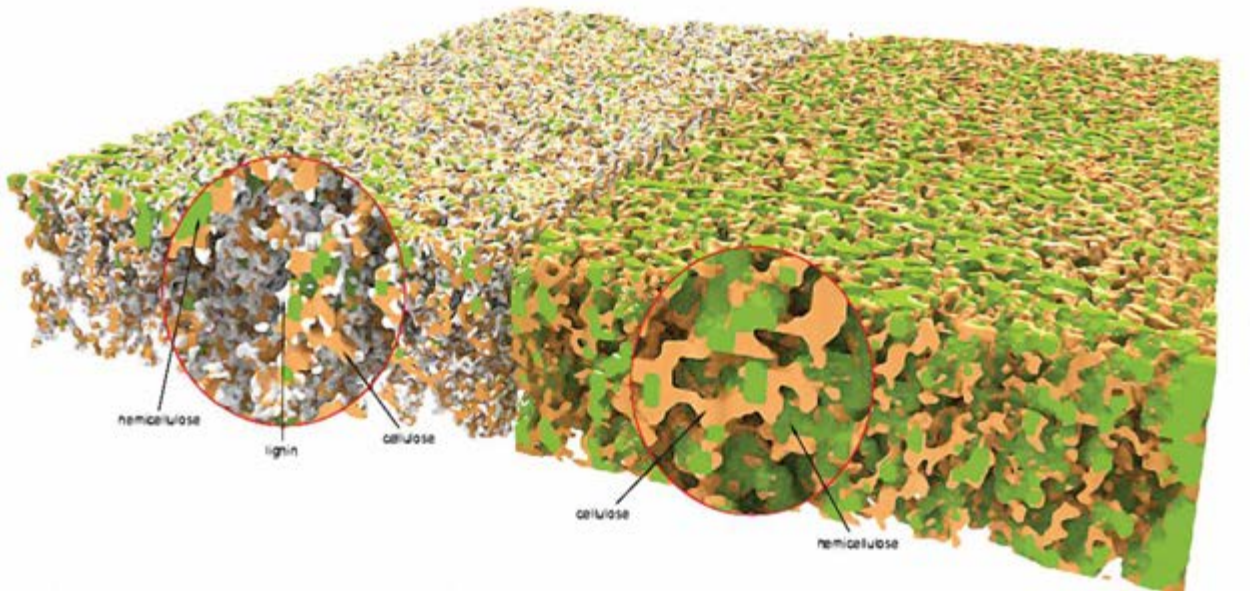


Figure 1: Typical nanostructure of the secondary cell wall (left) and primary cell wall (right). The cellulose is represented in brown, hemicellulose in green and lignin in white. The dimensions of both cell wall fragments are 250×400×50 nm in the T, R and L directions, respectively. Note the cells are mostly cylindrical so that an analogy with the wooden L, R and T axes can be established.

As it can be seen in the Figure 1, both SCW and PCW are very complex structures composed mainly by cellulose, hemicellulose and lignin. The cellulose is mainly constituting microfibrils, which are relatively aligned with the L axis. The hemicellulose is mostly shaping the cross links, being smaller links that bond different microfibrils together. The orientation of these links is less fixed in comparison to microfibrils, but it is mostly orientated along T and R axes of the cell. Also, it is thought that part of the hemicellulose is glued together at the external surface of the cellulose microfibrils creating a small external layer at each microfibril. The exact shape of the lignin is unknown, but it is thought to conform small globules. As it will be presented later, such lignin globules were not actually measured because we used cells in youth (unlignified) cells, however we considered the presence of lignin in subsequent analyses to investigate the potential impact. All these compounds, cellulose, hemicellulose and lignin, are commonly assumed isotropic with Young moduli close to 30 GPa, 10 GPa and 6 GPa, respectively.

3. MASKING AND HOMOGENIZATION

Due to the complexity of the measured data, the possibilities of an exhaustive mechanical analysis of the NS were apparently very limited, as it seems rather impossible to vary the geometry and see what implications this may have. However, as it is presented in the next subsection, the apparently chaotic NS actually follows very well organized patterns.

In addition to the complexity of the geometry, there was no mean to know the exact composition of each individual fiber out of the tomographs - one can only know the average ratio of hemicellulose to cellulose of the entire structure, but it is not possible to ascertain whether a certain fibril is a microfibril or a cross-link as well as its initial and final locations.

In order to overcome this difficulty, we applied a masking procedure to differentiate the hemicellulose from the cellulose by taking advantage of the smaller size of cross links in comparison to microfibrils, the known hemicellulose ratio, and its ‘logical’ position. The masking procedure consisted of progressively removing the peripheral volume of each fiber until only the 50% of the initial volume of the SCW and PCW remained. As the hemicellulose is thought to mainly be located

at cross links and periphery of fibrils, and the volume of microfibrils (both length and diameter) is significantly larger than that of the cross-links, we attributed the cellulose to this 50% remaining volume. Although not exact, this filtering should provide us a reasonable split of cellulose and hemicellulose. This way we could differentiate the cellulose from hemicellulose as shown in Figure 1.

Once the initial structural composition was known, the first mechanical analysis consisted of determining the 'effective' elastic properties for both SCW and PCW. This was accomplished by homogenization based on strain equivalence principle. The homogenization is a standard procedure applied in composites and porous materials to estimate the overall physical or mechanical properties (effective properties) of a complex structure by only analyzing a small fraction that adequately represents the entire material. Such small fraction is termed the representative volume element (RVE) and, for mechanical problems, the estimation typically comprises loading the RVE in different directions to subsequently apply an equivalence principle. Displacements, strain and stresses are customarily calculated via finite element method. By this equivalence principle one can determine whether there exists an ideally homogeneous material so that its effective properties (stiffness) adequately represent the average strain or energy stored in the complex RVE fraction. If the homogenization succeeds, i.e. if there exists such a homogenous material, the output could be very valuable to account for the NS of the cell wall at larger scales. The typical displacement results of the SCW during one homogenization test are shown in the Figure 2.

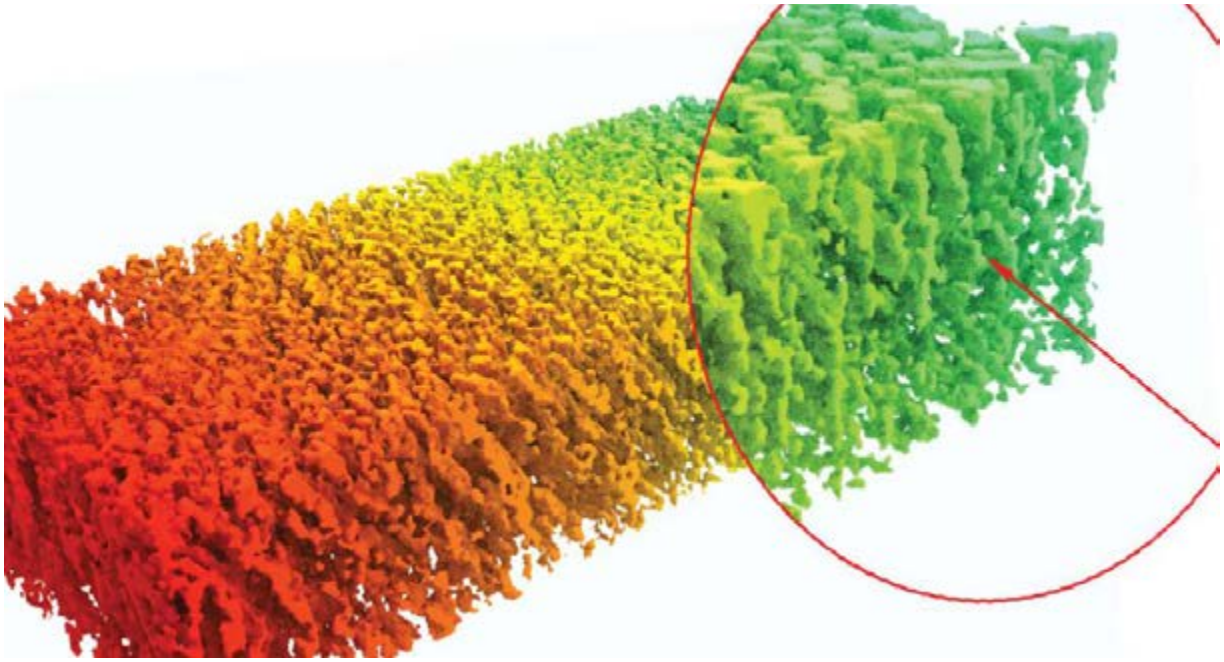


Figure 2: Typical calculated displacements of the SCW during a homogenization experiment. For a sake of simplicity, hot colors indicate large displacement.

Homogenization of the geometries shown in Figure 1 resulted in the following Young moduli for SCW: E_L=59 MPa, E_R=5.6 MPa and E_T=25 MPa while the moduli of the PCW were E_L=521 MPa, E_R=63 MPa and E_T=161 MPa. Also we computed the strain equivalence principle under different potential elastic constitutive hypotheses and verified that both SCW and PCW can be modelled as an orthotropic material with an error of about 6%, but it is not possible to isotropic, transverse isotropic or cubic material assumptions because the errors would be inacceptable. In addition, we discovered that the principal material axes of the SCW were slightly deviated respect to the L, T and R

geometrical axes of the cell, however for the PCW the mechanical axes were almost coincident with the geometrical ones. This indicates that fibers remain primarily vertical and cross links are reasonably well aligned with R and T axes at the PCW but not so at the SCW, suggesting thus a more elaborated structure. Computing different RVE sizes we also verified that relatively small fractions of the cell wall of about 250×400×50 nm were large enough for homogenization, as the results were consistent with larger RVE.

Unexpectedly, the PCW showed denser (smaller void fraction) and stiffer NS than the SCW. This superior stiffness of PCW can be however explained because the measured cell wall was at an early growth stage and thus the SCW was not yet lignified. Also, with respect to the longitudinal direction, one could argue that at the first stages, when only the PCW exists, the plants have primary support necessities so that it is safer to produce a rigid PCW to bear the self-weight. On the other hand, the increased stiffness of PCW on the transverse direction might have very interesting additional implications. Because the cells are always subjected to membrane (turgor or hydric) pressure, and if the PCW is stiffer than SCW, then the SCW would constantly be subjected to considerable compressions in transverse direction as long as it is not lignified. This transverse pressure is surprisingly similar to the well-known confining pressure of reinforced concrete that significantly increases the compressive strength and stability of columns when subjected to compressive forces. So, it is possible that the increased stiffness of the PCW respect to the SCW is a strategy of the plant to increase strength as long as SCW is not lignified.

4. PATTERN RECOGNITION AND IDEAL MODELS

Although the measured structure is apparently intractable, under the magnifying glass a rather organized pattern of microfibrils fairly oriented into -15/3/+15/3/-15/3 layer configuration connected by short and sturdy cross-links was revealed at the SCW. Also the PCW showed a rather organized structure similar to SCW except that the network was denser and microfibrils were more vertically aligned along the L axis, which reinforced our homogenization conclusions. In addition, such exhaustive analysis of the tomographic data let us to establish the average lengths, diameters, connectivity and angles of the different cell-wall constituents. With all these recognized patters we could elaborate an ideal model of the SCW, which is presented in the Figure 3a.

Because the real tomography models were too complex, the geometry could not be easily modified and thus hampered any detailed study of the NS. However, for the discovered ideal (artificial) model it was possible to intentionally vary the geometry of the SCW. Hence, we used the ideal model to investigate the implications of the NS architecture. But before doing so, a series of finite element models were constructed to first verify the best modelling approach, see an illustration of the four tested approaches in the Figure 3b.

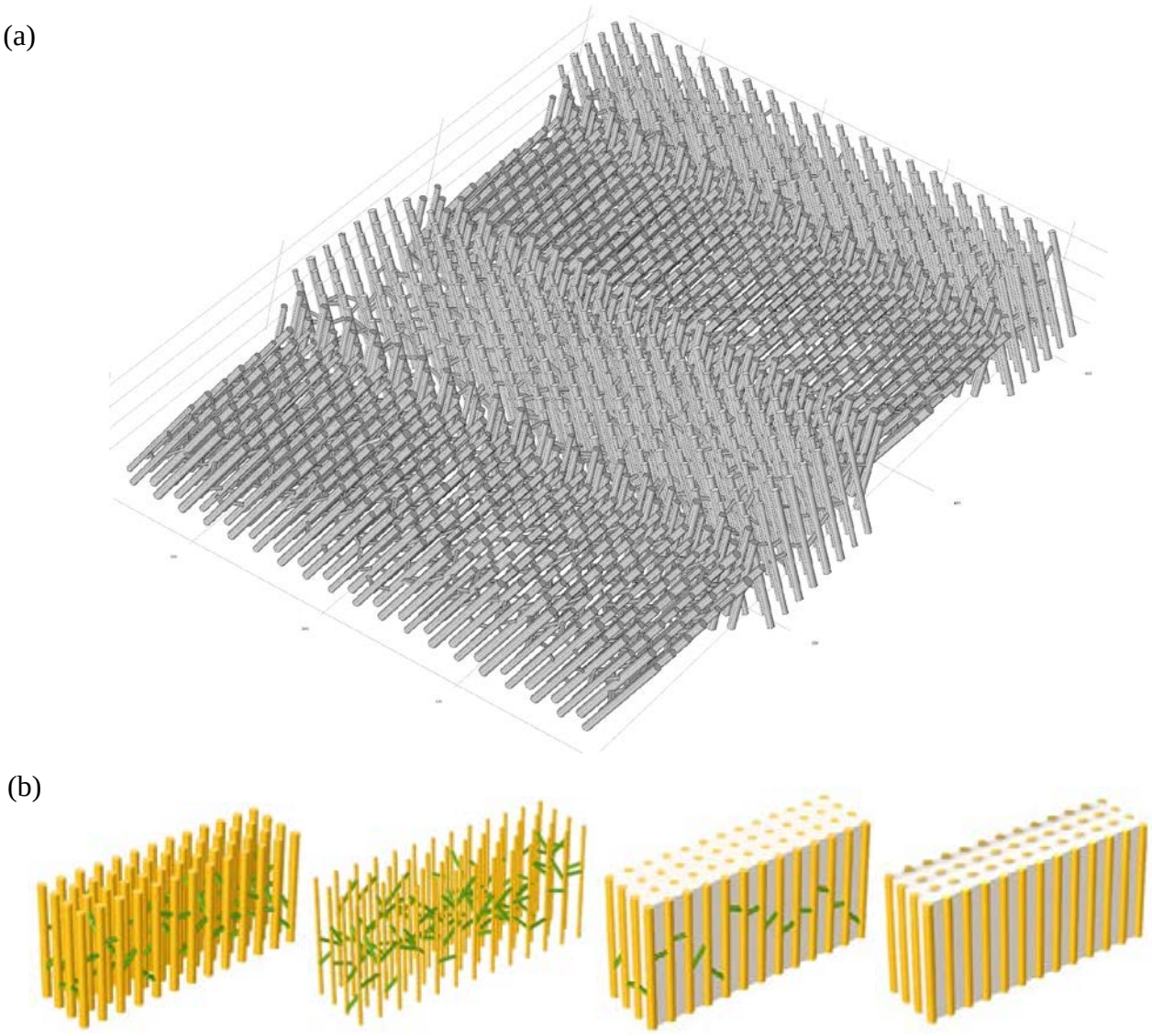


Figure 3: (a) Idealized model of the SCW with -15/3/+15/3/-15/3 layers, and (b) corresponding modelling approaches from left to right: NET, BEAM, NETMAT, MAT

The four modeling approach consisted of: first, modelling the entire volume of microfibrils and cross links (termed as NET); second, modelling all constituents as beam elements (BEAM); third, including into the NET model a potential matrix of interfibrilar material (NETMAT) and; fourth, suppressing the cross-links from the NETMAT, see an illustration in the Figure 3b. The comparison of all models showed that the simplification of NET into BEAM is non-consistent because of the reduced slenderness of cross links, also the NETMAT and MAT models were discarded because the addition of any interfibrilar material, even when it was of very low stiffness, produced an enormous impact on the mechanical properties rendering the cross-links to meaningless. Therefore, we decided to use the NET model, i.e. modelling the entire volume of fibers without interfibrilar material, in order to perform our analysis of the NS.

But before that step, we first computed the stiffness of the ideal geometry of the SCW using the NET model and compared it with the real geometry. Results showed that the stiffness of the NET (E_L=1520 MPa E_R=4 MPa, E_T=9 MPa) was in surprising agreement with the measured geometry, except in the longitudinal (axial) direction, which was about 25 times higher. As presented in next

section, we attribute such divergence in the longitudinal direction due to the tortuosity (twist) of the microfibrils. If tortuosity is considered in the NET model, the response of NET is reasonably similar to measured model in all directions. This reinforces the geometrical pattern idealization and the NET approach, as a suitable method to model the SCW. An illustration of the computation of the ideal model with the NET approach is presented in Figure 4, showing the elastic energy density of the SCW when subjected to turgor pressure.

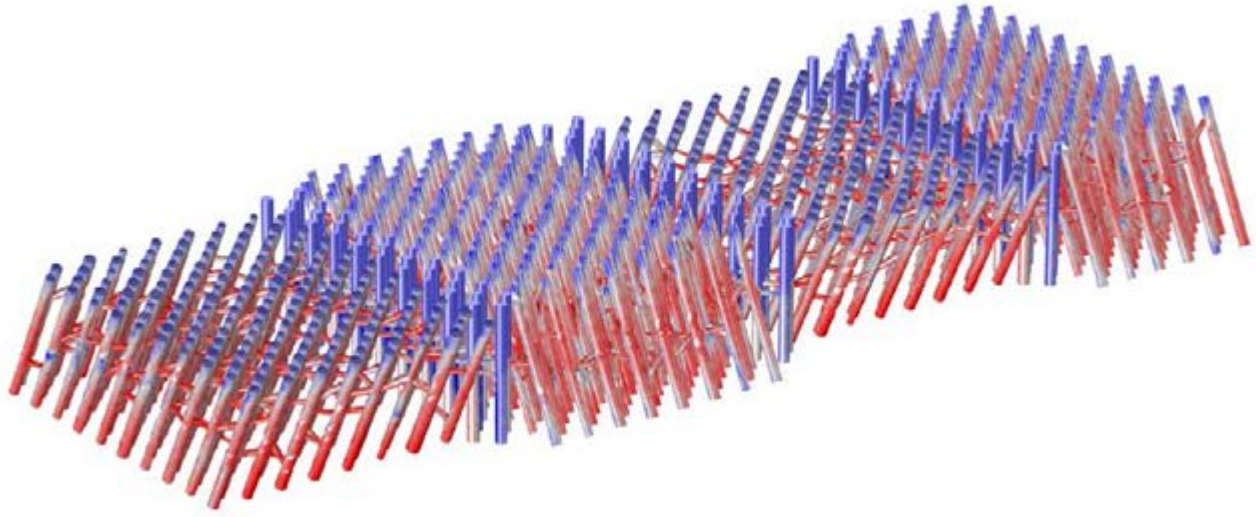


Figure 4: Elastic strain energy of the SCW when loaded by turgor pressure. For a sake of simplicity, hot colors indicate high elastic energy density.

5. DETAILED MECHANICAL ANALYSIS

Once the real and ideal models of the SCW were constructed we started a detailed analysis of the cell wall. The analysis comprised an extensive program of hundreds of simulations so that only the main results and conclusion are in the following outlined:

1) When introducing the tortousity (twist) in the NET, the response is in surprising agreement with the real model, as the tortousity decreases the stiffness about 90% in the longitudinal direction, but only about 5-10% in the transverse directions. Furthermor, the tortuosity seems to be an extremely important aspect for the cell wall because, although it decreases stiffness and the buckling load alike, it also increaes 9 times the ductility and 40% the elastic and viscoelastic energies. The ductility (capacity to undergo large deformations after buckling) could be crucial for plants to prevent breakage against extreme loading. The high elastic energy storage could be vital for plants to recover its original position after high deformation or energy dissipation events, acting like springs. And finally, the high viscoelastic energy could provide plants with and outstanding capacity to dissipate part of the loadsloading in the form of heat, especially under cyclic forces such as the wind, which also could be crucial to prevent breakage. An illustration of nonlinear buckling, elastic and viscoelastic analyses of ideal straight and tortous microfibrils is presented in Figure 5a, 5b and 5c, respectively.

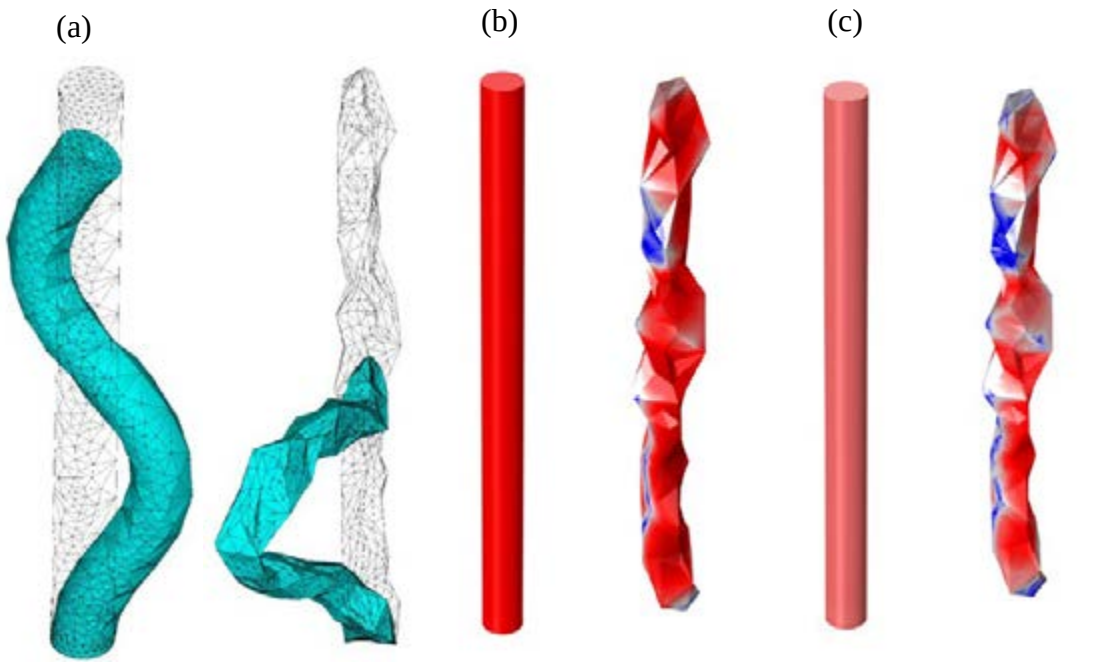


Figure 5: Effect of the tortuosity on the microfibrils: (a) increased ductility after buckling of a real fiber (right) respect to an ideally straight fiber (left), (b) increased elastic energy storage capacity of a real fibril and (c) increased viscoelastic energy dissipation capacity.

2) If adding lignin globules into the real geometry as shown in Figure 1, the stiffness of the SCW increases quadartically according to the following equations with a fitness above R^2=0.98:

$$\Delta E_L = 0.1005 \cdot {X_{lig}}^2 + 15.218 \cdot X_{lig} \quad (1)$$

$$\Delta E_R = 9.9094 \cdot {X_{lig}}^2 - 26.548 \cdot X_{lig} \quad (2)$$

$$\Delta E_T = 4.0008 \cdot {X_{lig}}^2 + 6.8503 \cdot X_{lig} \quad (3)$$

where ΔE is the percentage stiffness increase in the corresponding directions, and X_{lig} is the volume fraction of lignin in the SCW. These results indicate that the effect of lignin is significantly larger in the transverse directions, especially in radial (turgor) direction. This means that rather than reinforcing against axial loading, the lignin should play a very important role in regulating cell wall growth and casting the perpendicular-to-the-grain properties.

3) A reticular (rectangular) versus diamond (cross) cross-link arrangement did not significantly affected for axial and shear loadings, although a cross-arrangement would reduce stifness in transverse directions at the price of increasing elstic energy storage and promoting more evenly distributed load.

4) Small number of sturdy cross-bridges vs. large thinn cross-bridges showed negligible influence on the axial direction but significant effect on transverse direction as stiffness is reduced with strudy cross-links. However, the measured strudy cross-links tend to better distribute the load leading to more energy storage in microfibrils.

5) Cross link inclination showed reduced influence only in shear stiffness.

6) Finally, we studied distinct orientations in the layers of the SCW, see an illustration in Figure 6. As expected, the inclination of microfibrils has a paramount impact on the longidutinal elastic modulus as it drops rapidly when fibrils are inclined, but it also leads to increased elastic energy storage as well as increased stiffness in transverse direction.

But apart from stiffness and elastic energy, there are a number of further aspects to note as the supramolecular organization of the cell wall shares several interesting features with some well-known problems of structural and mechanical engineering. Firstly, such inclined arrangement would indeed cast a helical (spiral) configuration when looked at larger scales, thus shaping a spring. This kind of configuration is not only optimal to store elastic energy, but also it is surprisingly similar to that used on cylindrical spiral reinforced concrete columns. The helical reinforcement in those structures is well-known for its optimal confining pressure generation that significantly increases the strength of columns under compression. Also these types of columns are known for resisting famous earthquakes because of their superior ductility. Similar helical structures have also been used as energy absorbers for civil and automotive engineering. Recent research on natural fiber reinforced composites has proofed that this kind of structure has outstanding energy absorption capacity of impact loads, mainly due to multiple failure mechanisms as for instance micro-fiber breakage or interlaminate separation. Thus, aside from the high elastic energy storage that could be used for shape recovering, this spiral layered configuration is presumed to optimally improve compression strength and ductility of the cell wall at the largera greater(micro) scale, as well as providing high impact specific impact absorption energy capacity.

On the other hand, as each of the cell-wall layers is thin and most microfibrils are oriented along an specific angle, the cell wall architecture may be regarded as a characteristicsconventional laminates composites as those used in civil, mechanical and aerospace engineering. These laminates are commonly designed using the classical laminate theory so that the plies or laminates (layers) are oriented in several directions to provide high stiffness and strength not only in one (longitudinal) but in several directions. Furthermore, laminates are commonly designed to satisfy two guidelines: symmetry and balancing. A symmetric laminate is that showing reflection symmetry on the ply orientation respect to the mid surface. Symmetry is normally desired in composites because it prevents the coupling of the bending and membrane (in-plane) responses, i.e. a bending force in a symmetric laminate would not generate membrane deformation, and a bending moment would not cause membrane strain. This uncoupling is essential for composites to prevent the wrapping and twisting when shrinking or swelling during temperature changes. The measured cell wall sample was not fully symmetric, but it would approach the symmetry if neglecting the narrow transition ply (3°) and dividing the mid-layer by two. This feature may be essential for cells to prevent wrapping and twisting during grow as they are subjected to turgor (membrane) pressure.

A balanced laminate is that in where any positive angle ply has its negative counterpart. This opposite alignment uncouples the axial and shear membrane response, i.e. when subjected to a membrane force, the laminate does not show shear strain and vice versa. This is important for composites to prevent skewing deformation during temperature changes. Also for balanced composites, the bending is relativelytends to be ratheruncouple from twisting, i.e. a bending moment only may cause small twisting. The cell wall is neither a balanced composite, but again, it would approach the balance if neglecting the transition layers (3°) and dividing the central layer. This could prevent cell wall from shear deformations during growing (turgor pressure), and twisting deformation when bending.

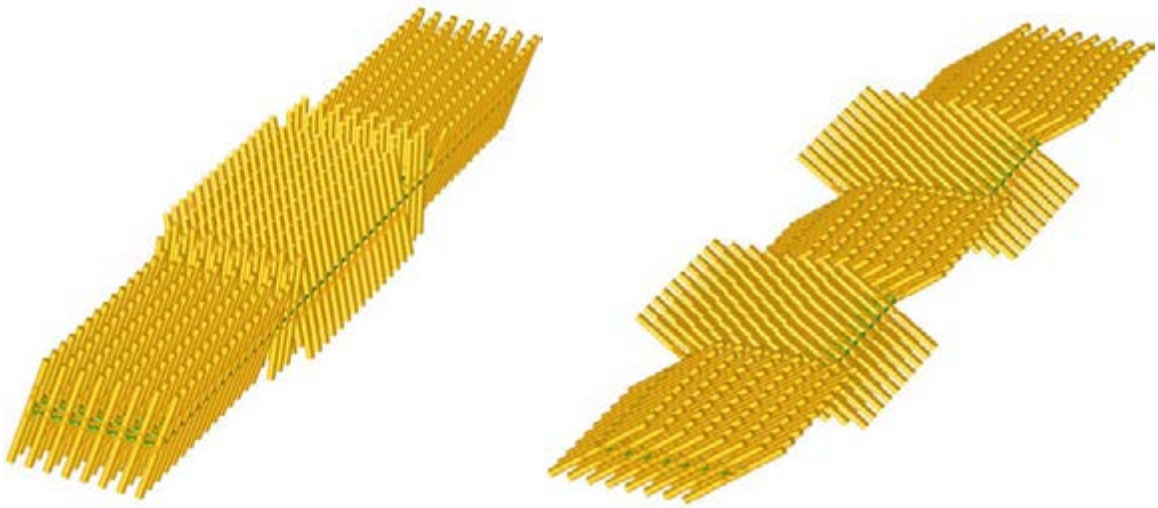


Figure 6: Distinct layered configurations of the SCW, at the left the measured configuration for Arabidopsis (-15/3/+15/3/-15/3), at the right an alternative (more inclined) configuration.

6. OVERALL CONCLUSION

The detailed segmented tomography of Arabidopsis vitreous sections let us to carry out a detailed numerical analysis of the cell wall at the nanoscale. The found structure was apparently intractable, but under the magnifying glass, a rather organized pattern of microfibrils fairly oriented into -15/3/+15/3/-15/3 configuration connected by short and sturdy cross-links was revealed at the SCW, while a similar but denser and more vertically aligned architecture showed at PCW. A suite of simulations that combined masking, homogenization and finite element methods, let us to calculate the mechanical stiffness and the fitness of different elastic laws to emulate the mechanical response of the wall, as well as study the potential effect of lignification. Results indicated that an orthotropic material reasonably can model both PCW and SCW, and these homogenized properties can be extracted out of relatively small cell-wall fractions. The addition of lignin led to a quadratic increase of the SCW stiffness, being especially critical in the transverse directions and thus indicating a primordial influence on controlling cell growth and perpendicular-to-the-grain properties. Unexpectedly, the primary cell wall showed a denser and more perpendicularly oriented nanoarchitecture at this stage of growth that yield to larger stiffness than secondary cell wall. The increased stiffness may be justified due to the primary support necessities of plants at early growth stages as long as the cell is not lignified. It is interesting that as long as cell is not lignified, the SCW is expected to bear significant transverse compression loading, and this may have a major contribution in improving the strength and stability at early developmental stages.

The recognized patterns and the homogenization also let us to select an ideal model out of several possible modelling approaches as a suitable method to emulate the response of the complex data and thus investigate the implications of modified geometrical configurations. Far from the stiff, and most probably brittle, polymeric constituents, the cell wall rather casts at the very nanoscale an admirably flexible and ductile structure with superior load transfer capabilities as well as elastic and viscoelastic energetic capacities. It is interesting that these versatile characteristics are obtained after scarifying stiffness in various ways, as with the inclination and tortuosity of microfibrils, short and sturdy cross-links and even the link of cross-links to potentially surrounding hemicellulose. It is also remarkable that other potential polymeric compounds occupying the void space in the form of globules, such as lignin, would have very high impact increasing the cell -wall stiffness, even at low concentrations.

When looking at larger scale, the layered secondary cell wall configuration is presumed to cast a structure close to a helical laminate composite that is balanced and symmetric. This recalls to several well-known structures of civil, mechanical and aerospace engineering such as spiral reinforced concrete columns, impact energy absorbers, or classical laminate composites used in spaceships. It is surprising, that when summing up the principles these structures are made for, one can find similar benefits as those found at the very cell-wall nanoscale, namely superior flexibility, load transfer, ductility and high energetic capacity using the less possible amount of mass, even when that means a drop in stiffness. These characteristics should benefit plants with a magnificent plastic response to external stimulus, as it enables for undergoing large deformations, redistributing the load, and storing and dissipating high amounts of energy, while recovering original shape. Also when breaking, high energy dissipation is expected. In addition, the symmetrical and balanced configuration should critically contribute in stabilizing the cell, by uncoupling different loads, preventing wrapping, skewing and twisting during growth (turgor pressure) or axial compressions.

Because one of the greatest unknowns in the mechanics of woods and plants is still the nanostructure and its mechanical properties, this investigation should provide a significant contribution to improve our understanding of the mechanics of natural materials.

REFERENCES

[1] Smith, I., Landis, E., & Gong, M. 'Fracture and fatigue in wood'. John Wiley & Sons 2003.

[2] Hofstetter, K., Hellmich, C. and Eberhardsteiner, J. 'Development and experimental validation of a continuum micromechanics model for the elasticity of wood' *European Journal of Mechanics-A/Solids*, 24(6) (2005) 1030-1053.

[3] Kha, H., Tuble, S. C., Kalyanasundaram, S. and Williamson, R. E. 'WallGen, software to construct layered cellulose-hemicellulose networks and predict their small deformation mechanics' *Plant physiology*, 152(2) (2010) 774-786.

[4] Yi, H. and Puri, V. M. 'Architecture-based multiscale computational modeling of plant cell wall mechanics to examine the hydrogen-bonding hypothesis of the cell wall network structure model' *Plant physiology*, 160(3) (2012) 1281-1292.

[5] Nili, A., Yi, H., Crespi, V. H. and Puri, V. M. 'Examination of biological hotspot hypothesis of primary cell wall using a computational cell wall network model' *Cellulose* 22(2) (2015) 1027-1038.

INFLUENCIA DE ALGUNOS PARÁMETROS VISUALES EN LAS PROPIEDADES DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN PARALELA DE PIEZAS DE MADERA DE PINO DE PLANTACIONES URUGUAYAS

INFLUENCE OF VISUAL PARAMETERS ON TENSION AND COMPRESSION PROPERTIES OF URUGUAYAN PINE LUMBER

Andrea Cardoso [(1)], Laura Moya [(2)], Hugo O´Neill [(1)]

(1) Gerencia IDI, Laboratorio Tecnológico del Uruguay
(2) Facultad de Arquitectura, Universidad ORT Uruguay
Dirección de contacto: moya@ort.edu.uy

Código de identificación: T3-28

Resumen

Presencia de médula, número de anillos de crecimiento por centímetro y tamaño de nudo, son parámetros visuales usualmente relacionados con la calidad estructural de una pieza de madera. El objetivo del trabajo fue determinar la influencia de estas tres variables sobre la resistencia de tracción y de compresión de piezas de madera de pino de plantaciones uruguayas. Se analizaron dos muestras de madera de tamaño estructural (50 x 150 x 3300 mm), provenientes de dos plantaciones comerciales del noreste del país: M1 de *Pinus taeda* de 14 años, y M2 de *Pinus elliottii* de 27 años. Fueron clasificadas en el grado estructural EC7, según una propuesta preliminar de clasificación visual para pino del noreste de Uruguay, 43 piezas de M1 y 49 de M2. Las piezas de M1 y M2 fueron ensayadas en tracción y compresión paralela de acuerdo a NCh 3028/1, y sus resistencias de tracción (ft,0) y de compresión (fc,0) determinadas. M1 presentó valores medios de resistencias (ft,0,med=14,64 MPa; fc,0,med=21,04MPa) menores que los correspondientes de M2 (ft,0,med=16,76 MPa; fc,0,med=24,54MPa). La presencia de médula, observada en 91% de piezas de M1 y en 38% de las de M2, influyó en la reducción de ft,0 (9%) y fc,0 (16%) para M2. El número de anillos por centímetro tuvo mayor influencia sobre fc,0 (R^2=0,46) que sobre ft,0 para M2, mientras que el tamaño de nudo tuvo mayor influencia sobre ft,0 que fc,0. El nudo de canto presentó mejor relación con las resistencias en M1 y el nudo de cara explicó mejor la variabilidad en M2.

Palabras clave: *Pinus elliottii; P. taeda*; madera estructural de Uruguay; médula; anillos de crecimiento; nudosidades

Abstract

Pith, number of growth ring per centimeter and knot size are visual parameters usually related with the structural quality of timber. The aim of this study was to determine the influence of these variables on tension and compression parallel to grain strength of Uruguayan pine lumber. Two representative samples comprised of structural size specimens (50 x 150 x 3300 mm), from two commercial plantations: M1, a 14-year-old Pinus taeda, and M2 a 27-year-old Pinus elliottii were analyzed. 43 and 49 pieces from M1 and M2 respectively, were graded and grouped in one visual class, named "EC7". The pieces were then, tested in tension and compression parallel to grain according to NCh 3028/1 and their respective strength determined. M1 showed mean strength values lower than those of M2. Pith presence, observed in 91% of pieces of M1 and in 38% of M2, significantly decrease the mechanical properties of M2. Number of growth ring per centimeter had greater impact on compressive strength compared to the effect on tension strength, for M2. Knot size showed influence just on tension strength; specifically, edge knot explained the strength behavior of M1 specimens, while face knot, the respective strength of M2 pieces.

***Keywords**: Pinus elliottii; P. taeda; Uruguayan structural timber; pith; growth ring; knots*

1. INTRODUCCIÓN

El grupo de investigación en madera estructural LATU-FING-ORT viene trabajando en la elaboración de una propuesta nacional de clasificación visual estructural de la madera de pino de plantaciones uruguayas. En un reciente trabajo para madera de*Pinus elliotti/P. taeda* del noreste de Uruguay, se definió la calidad visual EC7 con propiedades físicas y mecánicas asociadas a la clase resistente C14 de la norma europea EN 338 [1].

Varios autores indican que la presencia de medula, las nudosidades y el ancho de los anillos de crecimiento influyen sobre las propiedades mecánicas de la madera de pino [2][3][4][5].

El objetivo de este estudio fue determinar la influencia de la médula, del número de anillos de crecimiento y del tamaño y ubicación de las nudosidades sobre las resistencias de tracción y de compresión paralela a la fibra de la madera de pino de plantaciones uruguayas.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La madera utilizada en este trabajo provino de plantaciones y aserraderos de dos empresas comerciales del noreste de Uruguay: M1 de *Pinus taeda* de 14 años, y M2 de *Pinus elliottii* de 27 años. De la línea de producción de ambos aserraderos, fueron seleccionadas181piezas (93 de M1 y 88 de M2), cuyas dimensiones promedio luego del secado en horno hasta 12% de contenido de humedad (CH) y del cepillado fueron de 50 x 150 x 3300 mm. Las piezas fueron luego trasladadas al Laboratorio Tecnológico del Uruguay para su clasificación visual y posterior preparación para el sometimiento al programa de ensayos.

2.1 Clasificación visual

Sobre cada una de las piezas se midió una serie de parámetros visuales y se compraron los valores con los límites indicados en la propuesta de clasificación visual para madera de pino del noreste de Uruguay (Tabla 1).

Tabla 1: Propuesta de clasificación visual para madera aserrada de *Pinus elliotti/P. taeda* del noreste de Uruguay

Parámetros visuales	Calidad visual EC7
Diámetro de nudo mayor de cara (%)	< 1/3 h (30%)
Diámetro de nudo mayor de canto (%)	< 2/3 h (70%)
Número de anillos por centímetro	> 0,7 anillos/cm
Médula	Se admite
Combado	Menor a 15 mm en 2 m de largo
Encorvadura	Menor a 9 mm en 2 m de largo
Torcedura	Menor a 8 mm en 150 mm de h en 2 m de l
Grietas y rajaduras	< 1,0 m o <1/4 l (*)
Bolsillo de resina	< 1,5 h (*)
Corteza	< 1,5 h (*)
Arista faltante	< 1/3 l (*)
Pudriciones	No se admite (*)
Mancha azul	Se admite (*)
Orificios de insectos	No se admite (*)
Las piezas deben ser clasificadas en seco (CH = 12%). (*) De acuerdo a UNE 56544 (2011); h=150 mm y l=2,8 m.	

La medición de la mayoría de los parámetros visuales se realizó de acuerdo a la norma española de clasificación visual para coníferas UNE 56544 [6]. El ancho máximo del anillo de crecimiento (leño temprano y leño tardío) se determinó como la relación entre la longitud de una recta trazada perpendicularmente a los anillos de crecimiento y el número de anillos presentes. Dado que esta medición se utiliza para determinar presencia de madera juvenil, se midieron los 5 primeros anillos más cercanos a la médula, Fig 1

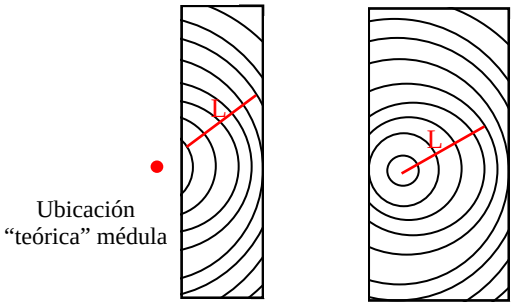


Figura 1: Medición del ancho de los anillos de crecimiento

2.2 Ensayos mecánicos

Luego de clasificadas, el conjunto de piezas fue divido en dos grupos, embalados en film de polietileno y enviados al Instituto Forestal INFOR de Concepción en Chile para ensayos de compresión y tracción paralela a la fibra. La Tabla 2 indica la cantidad de cuerpos de prueba destinados a cada tipo de ensayo, discriminados por muestreo. La configuración de los ensayos se ilustra en la Fig. 2.

Tabla 2: Cantidad de probetas por muestreo y tipo de ensayo

Tipo de ensayo	**Muestreo**	**Cantidad de cuerpos de prueba (n)**	Dimensiones promedio (mm)
Compresión paralela	M1	46	150 x 50 x 3200
	M2	43	
	Total	**89**	
Tracción paralela	M1	47	150 x 50 x 3200
	M2	45	
	Total	**92**	

Figura 3: Configuración de ensayos. Sup: compresión paralela. Inf: Tracción paralela

Los ensayos de compresión paralela fueron realizados de acuerdo a NCh 3028/1[7] en una máquina de ensayo con un marco de carga/reacción de compresión diseñado para una capacidad de 400 kN, con un cilindro hidráulico marca Enerpac de 300 kN de capacidad. La adquisición de datos se realizó en forma digital directa a PC mediante un transductor de presión continua con frecuencias superiores a 100 datos por segundo. Para cada pieza fue determinada la tensión de rotura de compresión ($f_{c,0}$) de acuerdo a:

$$f_{c,0} = \frac{P\ máx}{b\ x\ d} \quad (1)$$

donde $P_{máx.}$es la carga máxima; b y d son el ancho y espesor de la probeta, respectivamente.

Los ensayos de tracción paralela fueron realizados de acuerdo a NCh 3028/1 [7], en una máquina de ensayo Metriguard 403, con una celda de carga de 500 kN, con un sistema compuesto por dos

cilindros hidráulicos marca Enerpac de 500 kN de capacidad. La adquisición de datos se realizó en forma digital directa a PC mediante un transductor de presión de 60 MPa de capacidad y 6,9 kPa de sensibilidad. Para cada pieza fue determinada la tensión de rotura de tracción (f_t,0) de acuerdo a:

$$f_{t,0} = \frac{P\ máx}{b\ x\ d} \quad (2)$$

donde$P_{máx.}$es la carga máxima; *b* y *d* son ancho y espesor de la probeta, respectivamente

Sobre todas las piezas se realizó el promedio de tres mediciones de CH determinado con medidor de resistencia eléctrico, y se estimó la densidad aparente corriente de acuerdo a:

$$\rho = \frac{m}{(b\ x\ d\ x\ L)} \quad (3)$$

donde *b*, *d*, *L* y *m* son ancho, espesor, largo y masa de la probeta, respectivamente.

2.3 Análisis de datos

El análisis de datos se realizó con el programa estadístico Infostat [8], empleando coeficientes de correlación de Spearman, de asociación basada en rangos, que permite analizar variables discretas o continuas no necesariamente normales [9].

Se utilizaron coeficientes de Spearman y comparación de medias según prueba no paramétrica de Wilcoxon, para analizar la influencia de la médula, del número de anillos de crecimiento y del tamaño de nudos en las piezas clasificadas “EC7”.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Del total de piezas analizadas de los dos muestreos, 92 fueron clasificadas como “EC7” y 89 fueron rechazadas según los criterios establecidos en la Tabla 1.

3.1 Comparación de propiedades entre muestreos

La Tabla 3 muestra los resultados de los ensayos estáticos y densidad de las piezas clasificadas EC7.

Tabla 3: Propiedades de tracción y compresión paralela a la fibra para piezas clasificadas EC7

Muestreo[a]	Tracción paralela					Compresión paralela				
	n	$f_{t,0,med}$	$f_{t,0,k}$	ρ_{med}[b]	ρ_k[b]	n	$f_{c,0,med}$	$f_{c,0,k}$	ρ_{med}[b]	ρ_k[b]
		[MPa]		[kg/m^3]			[MPa]		[kg/m^3]	
M1	23	14,64	5,81	405	343	20	21,04	17,18	408	361
M2	25	16,76	10,26	442	391	24	24,54	20,12	467	404

[a]M1 y M2: madera de *P. taeda* de 14 años y de *P. elliottii* de 27 años, respectivamente
[b]Referidos al 12% de CH
$f_{t,0,med}$: valor medio de resistencia de tracción paralela a la fibra
$f_{t,0,k}$: percentil 5% de la resistencia de tracción paralela
$f_{c,0,med}$: valor medio de resistencia de compresión paralela
$f_{c,0,k}$: percentil 5% de la resistencia de compresión paralela
ρ_{med}: valor medio de la densidad
ρ_k: percentil 5% de la densidad

Los resultados de los análisis estadísticos indicaron que no existe diferencia significativa entre los valores de resistencia de tracción de ambos muestreos (p-valor >0,05). Sin embargo, los valores de resistencia a compresión y de densidad de M1 fueron significativamente menores que los respectivos de M2 (p-valor < 0,05).

Estos resultados están en línea con lo reportado por Moya et al. [10] que sugirió que las diferencias de las propiedades de la madera de pino de 24 años y la de 15 años son atribuibles a la excesiva proporción de madera juvenil presente en esta última. Es ampliamente reconocido que la densidad influye en las propiedades mecánicas de la madera; los resultados de este trabajo sugieren que la densidad tuvo mayor efecto en la resistencia de compresión que en la de tracción.

3.2 Influencia de la médula sobre las propiedades resistentes

La presencia de médula fue observada en 91% de las piezas de M1 y en 38% de las de M2; detectándose en las piezas de M2 reducciones de 9% y 16% en los valores de las resistencias de tracción y de compresión, respectivamente. Las Tablas 4 y 5 muestran la cantidad de piezas con y sin médula y los resultados de los ensayos mecánicos.

Tabla 4: Cantidad de piezas con y sin médula

Muestreo[a]	Ensayo de tracción		Ensayo de compresión		Total		Total
	c/médula	s/médula	c/médula	s/médula	c/médula	s/médula	
M1	21	2	18	2	39	4	43
M2	8	17	10	14	18	31	49
Total	29	19	28	17	47	35	92
[a]M1 y M2: madera de *P. taeda* de 14 años y de *P. elliottii* de 27 años, respectivamente							

Tabla 5: Resistencia a tracción y compresión de piezas con y sin médula

Muestreo[a]	$f_{t,0,med}$ [MPa]		$f_{c,0,med}$ [MPa]	
	c/médula	s/médula	c/médula	s/médula
M1	14,0	21,5	20,6	23,0
M2	16,0	20,3	22,2	26,1
[a]M1 y M2: madera de *P. taeda* de 14 años y de *P. elliottii* de 27 años, respectivamente $f_{t,0,med}$: valor medio de resistencia de tracción paralela a la fibra $f_{c,0,med}$: valor medio de resistencia de compresión paralela				

La presencia de médula está asociada a micro fisuras y a madera juvenil, y por tanto usualmente se la considera como una variable reductora de la capacidad mecánica de una pieza [2]. Los resultados de compresión de M2 concuerdan con esa afirmación, e indican que la presencia de médula redujo significativamente (p-valor < 0,05) la resistencia en piezas que la contienen respecto a las que no; esta diferencia sin embargo, no fue significativa (p-valor > 0,05) para las piezas de M1. Respecto a la resistencia de tracción no se observó diferencia significativa por presencia o ausencia de médula en piezas de ninguno de los dos muestreos (p-valor > 0,05). Los resultados de compresión y tracción de las piezas de madera de M2, esto es madera de 27 años, sugieren que la médula tiene mayor influencia en la resistencia de compresión que en la de tracción; mientras que en la madera de M1, de 15 años, la presencia o ausencia de médula no se refleja en las propiedades mecánicas, por tratarse en este caso de piezas cuya sección transversal contiene en su totalidad madera juvenil.

3.3 Influencia de los anillos de crecimiento sobre las propiedades resistentes

La anchura de los anillos de crecimiento usualmente es relacionada en forma directa con la densidad de la madera [11][12] y por tanto con su resistencia. Sin embargo, algunos autores [4] han reportado que en madera de pino del sur de Estados Unidos, anillos de crecimiento anchos no necesariamente son indicativos de valores bajos de densidad. El porcentaje de madera de verano,

generalmente altamente relacionado con la densidad, se incrementa progresivamente en forma radial y hacia afuera de la médula, especialmente en la zona de madera juvenil.

La relación entre el número de anillos de crecimiento y la resistencia a tracción no resultó significativamente diferente de cero, para las piezas de M1 y M2; por tanto no se puede inferir que el ancho de los anillos influya sobre la resistencia de tracción de las piezas de ambos muestreos.

Por otra parte, en las piezas del muestreo M2 se observó influencia significativa del número de anillos sobre la resistencia de compresión (R^2= 0,52); mientras que en las piezas de M1 esta influencia no fue significativa. Estos resultados indican que la anchura de los anillos de crecimiento tiene mayor influencia en las propiedades de compresión de la madera adulta, que en las de la madera juvenil.

3.4 Influencia de los nudos sobre las propiedades resistentes

La influencia de los nudos sobre el comportamiento mecánico se observó solamente en piezas sometidas a tracción, y fue diferente según la ubicación del nudo fuese en la cara o en el canto de la pieza. Para las piezas de M1, el coeficiente de correlación entre el tamaño de nudo de canto y la resistencia de tracción fue R = -0,51, indicando una relación significativa entre este parámetro visual y la resistencia de tracción (p-valor <0.05). Para las piezas de M2, el coeficiente R = -0,51 indicó una relación significativa entre el tamaño de nudo de cara y la resistencia de tracción (p-valor<0.05).

4. CONCLUSIONES

En este trabajo 181 piezas de madera de pino uruguayo correspondientes a dos muestreos M1 y M2, de 15 y 27 años respectivamente, fueron clasificadas estructuralmente. 43 piezas de M1 y 49 de M2 fueron ensayadas en tracción y compresión paralela a la fibra y sus respectivas resistencias determinadas. M1 presentó valores medios de resistencias de tracción y compresión significativamente menores que los correspondientes de M2. Se analizó la influencia de tres parámetros visuales sobre las propiedades mecánicas. La presencia de médula, observada en 91% de piezas de M1 y en 38% de las de M2, tuvo influencia significativa y redujo los valores de resistencias de tracción y compresión de las piezas del muestreo M2. El número de anillos tuvo mayor influencia sobre la resistencia de compresión que sobre la de tracción para M2, mientras que el tamaño de nudo tuvo influencia significativa solamente sobre la resistencia de tracción. El nudo de canto presentó mejor relación con la resistencia de tracción en M1 y el nudo de cara explicó mejor la variabilidad en M2.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Dirección Nacional de Industrias del Ministerio de Industria, Energía y Minería por contribuir con fondos para la ejecución de este proyecto.

REFERENCIAS

[1] EN 338. ‘Structural timber-strength clases’. Comité Europeo de Normalización, CEN (2016)
[2] Fank, P.Y., Stefani, P.M., y Piter, J.C. ‘Análisis de la relación entre las propiedades mecánicas de flexión y tracción paralela a las fibras en la madera de pino resinoso cultivado en el nordeste de Argentina’, Proceedings XV EBRAMEM. Curitiba, Brasil (2016)
[3] Kretschmann, D. E., y Bendtsen, B.A. ‘Ultimate tensile stress and modulus of elasticity of fast-grown plantation loblolly pine lumber’. Wood and Fiber Science 24.2 (2007): 189-203
[4] Larson, P.R., Kretschmann, D. E., Clark, A. III, e Isebrands, J.G.’Formation and properties of juvenile wood in southern pines’.Gen. Tech. Rep. FPL-GRT-129. USDA For. Serv. Forest Prod. Lab.(2001)
[5] Dahlen, J., Jones, P.D., Seale, R.D., y Shmulsky, R. ‘Sorting lumber by pith and its effect on stiffness and strength in Southern Pine nº 2 2 x 4 lumber’. Wood and Fiber Science 46.2 (2014): 186-194

[6] UNE 56544. 'Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de coníferas', AENOR (2011)
[7] NCh 3028/1. Madera estructural. 'Determinación de propiedades físicas y mecánicas de la madera clasificada por su resistencia. Parte 1: Métodos de ensayo en tamaño estructural', Instituto Nacional de Normalización, INN (2006)
[8] Di Rienzo, J.A., Casanoves, F., Balzarini, M.G., Gonzalez L., Tablada, M., y Robledo, C.W. 'InfoStat versión 2014'. Grupo InfoStat, FCA, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. URL http://www.infostat.com.ar
[9] Balzarini M.G., Gonzalez L., Tablada M., Casanoves F., Di Rienzo J.A., Robledo C.W. (2008). Infostat. 'Manual del Usuario', Editorial Brujas, Córdoba, Argentina
[10] Moya, L., Cardoso, A., Cagno, M., y O'Neill, H. 'Caracterizacion estructural de madera aserrada de pinos cultivados en Uruguay', Maderas. Ciencia y Tecnología 17.3: 597-612 (2015)
[11] Haselein, C., Cechin, E., Santini, E., y Gatto, D. 'Características estructurais da madeira de Pinus elliottii engelm aos 30 anos de idade'. Revista Ciencia Florestal v. 10, n.002, p.135-144 (2000)
[12] Weber, E. 'Densidad básica de madera de Pinus taeda L. Marion de diferentes edades, Misiones, Argentina'. Revista Floresta, v. 35, n.3., p. 487-494 (2005)

ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DAS MADEIRAS TROPICAIS POR MEIO DO ULTRASSOM

ESTIMATE OF ELASTIC STIFFNESS CONSTANTS OF TROPICAL HARDWOODS USING ULTRASON

R. C. Alves [(1)], V. T. Pizzol [(2)], E. V. M. Carrasco [(3)]

(1) Profa. Mestre, Doutoranda, Universidade Federal do Espírito Santo, Jerônimo Monteiro, Brasil
(2) Eng., Doutorando, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil
(3) Prof. Doutor, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Arquitetura, Belo Horizonte, Brasil
Endereço de contato: Rejanealves.ufes@gmail.com

Código de identificação: T3-31

Resumo

Este trabalho trata da estimativa do módulo de elasticidade da madeira pelo método de propagação de onda ultrassônica. Para a determinação da velocidade de propagação de onda foi utilizado o aparelho de ultrassom James V Mk II com transdutor de 180 kHz. As madeiras ensaiadas foram angelim pedra, angelim vermelho, castanheira, garapa, muiracatiara, pequi e roxinho. De cada espécie confeccionou-se sete corpos de prova para cada direção analisada (longitudinal, tangencial e radial). A determinação do teor de umidade, densidade aparente e módulo de elasticidade à compressão seguiram as prescrições da NBR 7190 (1997) (ABNT 1997). O método utilizado mostrou ser eficiente para estimar as constantes de rigidez da madeira nas direções normais à fibra. Para a frequência de 180 kHz, os valores de R^2 foram 75,7%, 79,7% e 50,7%para as direções tangencial, radial e longitudinal, respectivamente.

Palavras chave: ensaios não destrutivos; ultrassom; constante elástica; madeira

Abstract

This study discusses determination of the elastic stiffness constant in wood by the ultrasound wave propagation method. For determination of wave propagation speed, the James V Mk II ultrasound device with 180 kHz transducer was used. The woods tested were angelim pedra, angelim vermelho, castanheira (Brazil nut), garapa, muiracatiara, pequi, and roxinho (purpleheart). Seven specimens of each species for each direction analyzed (longitudinal, tangential and radial) were used. Moisture content, apparent density, and elasticity modulus in compression were determined according to NBR 7190 (1997). The ultrasonic method proved to be efficient in estimating the modulus of elasticity of wood. The R^2 values were 75,7%, 79,7%, and 50,7% for the tangential, radial, and longitudinal directions, respectively.

***Keywords**: non-destructive testing; ultrasound; elastic stiffness constant; wood*

1. INTRODUÇÃO

Os métodos não destrutivos para caracterização das propriedades físicas e mecânicas da madeira está sendo utilizada de forma crescente com o intuito de eliminar a extração do corpo de prova em análise de campo e à rapidez em suas verificações. No Brasil, quando se refere a métodos não destrutivos para avaliação de madeira, geralmente se associa a técnicas de ultrassom (BALLARIN e NOGUEIRA (2005); CARRASCO e AZEVEDO JÚNIOR (2003); DEL MENEZZI et al. (2010); STANGERLIN et al. (2010); LATORRACA et al. (2011)). No entanto, a preocupação por desenvolvimento de outras metodologias e técnicas não destrutivas está ganhando força; pelo fato de não ser necessário à retirada de amostras de madeira da estrutura. Assim, os métodos não destrutivos apresentam-se como uma alternativa com elevado potencial, simples de utilizar e eficiente.

O módulo de elasticidade (E) dos materiais pode ser determinado por vários métodos, estático ou dinâmico (BARRETT e HONG, 2010). Os ensaios não destrutivos para determinação do módulo de elasticidade dinâmico, utilizando diversos métodos de propagação de ondas foram empregados por Cunha e Matos (2010); Ballarin e Nogueira (2005); Targa et al. (2005); Murphy (2000) e Stangerlin et al. (2010). Os resultados obtidos por estes autores indicam que os métodos dinâmicos são adequados para a determinação de algumas características intrínsecas da madeira, em particular o módulo de elasticidade. Com base nisso, o objetivo do trabalho é estimar o módulo de elasticidade de sete madeiras brasileiras a partir do método de propagação de ondas ultrassônicas.

2. MATERIAL E MÉTODO

Os ensaios destrutivos e não destrutivos foram realizados no Centro de Pesquisa Avançado da Madeira e novos Materiais (CPAM^3), da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). As madeiras ensaiadas foram angelim pedra (*Hymenolobium petraeum*), angelim vermelho (*Dinizia excelsa*), castanheira (*Bertholletia excelsa*), garapa (*Apuleia leiocarpa*), muiracatiara (*Astronium lecointei*), pequi (*Caryocar villosum*) e roxinho (*Peltogyne discolor*). De cada espécie confeccionaram-se sete corpos de prova para cada direção analisada (longitudinal, tangencial e radial). De acordo com a NBR 7190 (1997) são necessários no mínimo 6 CPs para a caracterização de madeiras já conhecidas.

Os corpos de prova utilizados para os ensaios não destrutivos também foram utilizados para determinar o teor de umidade e densidade aparente. Os procedimentos de ensaio para determinação de características mecânicas seguiram as prescrições da NBR 7190 (1997).

Para cada uma das madeiras foram utilizadas sete vigas de 2,5 m de comprimento e seção transversal de 150x150 mm. As mesmas foram secas ao ar até atingir umidade de equilíbrio local (12%) e posteriormente desdobrada em peças menores. Em seguida foram armazenadas para estabilização da umidade, e posteriormente confeccionadas corpos-de-prova (CPs) de acordo com a norma NBR 7190 (1997), para determinação do teor de umidade.

2.1 Propagação de ondas ultrassônicas

Para o cálculo da velocidade de propagação de ondas foi utilizado o ultrassom James V Mk II (FIG. 1), com transdutor de frequência de 180 KHz. Este detecta o pulso acústico emitido por transdutores localizados em cada uma das seções transversais do CP, ou seja, transmitem pulsos elétricos para o cristal piezelétrico (transdutores), que os transformam em ondas ultrassônicas.

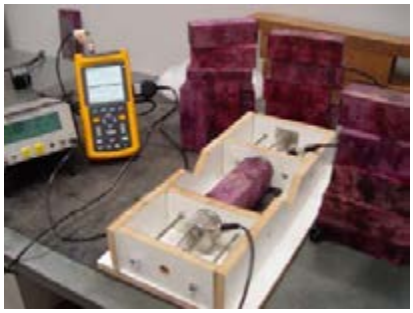


Figura 1: Ensaio com equipamento de ultrassom

Observa-se que os ensaios de propagação da onda foram realizados a partir de dois transdutores (50 mm), que são acoplados nas seções transversais do CP com auxílio de um gel. O transdutor emite o sinal da onda, que é captado pelo transdutor receptor.

Assim como muitos autores que consideram os valores de constante elástica (C) aproximados aos valores de E_{din}. Neste trabalho serão determinadas as CRs nas três direções longitudinal, tangencial e radial. A partir da equação 3.4 adotada por diversos autores (Sandoz (1990), Nogueira e Ballarin (2005), Gonçalves e Bartholomeu (2000)), é possível calcular as CRs da madeira conhecendo-se os valores de velocidade de propagação da onda e de densidade aparente a 12% de umidade.

$$C = V_o^2 \times \rho \times 10^{-6}, \quad (6)$$

em que:

C.R = Constante de rigidez, MPa;

V_O= Velocidade de propagação da onda, m/s;

ρ= Densidade da madeira; kg/m³.

O comprimento do CP é determinado a partir do comprimento de onda (λ). Existem ainda divergências sobre o valor mínimo necessário para que a velocidade da onda seja constante, a NBR 58000 (2007) prescreve que o comprimento do CP deve ser de no mínimo 3λ, já Bucur (1995) estabeleceu que deve ser no mínimo 2λ. Bucur (2006) e Aljets et al. (2010) afirmaram que, em meios finitos, a velocidade da onda depende também da sua frequência. Verifica-se que para o transdutor de 180 kHz, os valores dos comprimentos dos CPs estão de acordo com a norma, no entanto em meio finito, logo sofrerão uma pequena influência da frequência utilizada.

2.2 Determinação das características mecânicas através de ensaios destrutivos

Foram realizados os ensaios de: compressão nas direções longitudinal, radial e tangencial, de acordo com as especificações da NBR 7190 (1997).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na FIG. 2 são mostrados os valores de módulo de elasticidade estático em função da densidade aparente a 12% de umidade para todas as madeiras analisadas.

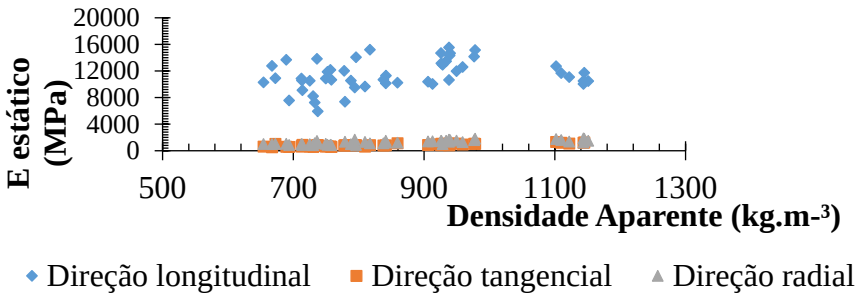


Figura 2: Gráfico de Módulo de elasticidade estático (E estático) em função da densidade da madeira

Observa-se na TAB. 1 que a madeira de angelim vermelho possui maior densidade aparente, diferenciando estatisticamente das demais, classificada como madeira de alta densidade. Já a madeira de castanheira obteve o menor valor em média, sendo classificada como de média densidade. As densidades aparentes da madeira de garapa e do roxinho foram estatisticamente iguais, pelo teste de Tukey a 5% de significância e foram classificadas como de alta densidade, como ocorreu também para as madeiras de pequi, muiracatiara e angelim pedra, que não se diferenciaram estatisticamente, mas classificadas como madeiras de densidade moderadamente alta.

Com relação ao módulo de elasticidade na direção tangencial (Et) observa-se que os maiores valores são para as madeiras de alta densidade. De acordo com o teste de Tukey, as madeiras de angelim vermelho e garapa não se diferenciaram estatisticamente, e têm os maiores Ets. Também as madeiras de castanheira, angelim pedra, muiracatiara e pequi não se diferenciaram estaticamente, e têm os menores valores de Et. Para o módulo de elasticidade radial (Er), verifica-se um comportamento semelhante ao descrito para o Et, no qual os maiores valores de Er são correspondentes as maiores densidades. As madeiras de angelim vermelho, garapa, roxinho e pequi, obtiveram o Er estatisticamente iguais.

Nota-se na TAB.1 que as relações entre os módulos de elasticidade longitudinal e tangencial e entre os módulos de elasticidade tangencial e radial as médias não se diferenciaram estatisticamente na maioria das vezes, pelo teste de Tukey. Contudo, para a relação entre os módulos de elasticidade longitudinal e radial, a madeira de angelim pedra obteve maior média, não se diferenciando estatisticamente pelo teste de Tukey, a 5% de significância, das madeiras de roxinho, garapa e castanheira. Já as madeiras de angelim vermelho e pequi obtiveram menores valores nesta mesma relação, sendo estatisticamente iguais pelo teste de Tukey.

O valor médio das relações entre o E_L e E_T foi de 14,33 variaram de 9,95 a 17,83. O maior valor médio foi de 17,8 para a madeira de angelim pedra e o menor valor médio de 9,95, encontrado para a madeira de pequi. Já o valor médio das relações entre E_L e E_R foi de 9,99, com o maior valor médio de 14,38 para a madeira angelim pedra e o menor valor médio de 6,97 para a madeira de angelim vermelho. Os valores das relações encontradas anteriormente foram inferiores aos valores propostos pela NBR 7190 (1997). Esta norma considera que a relação entre o módulo de cisalhamento paralelo e normal às fibras deve ser de 20, sem levar em consideração se é a direção tangencial ou radial. Fazendo a análise estatística de hipótese nula da diferença entre os pares de valores (p-valor = 0,002), foi verificado que os Et e Er não se diferenciam estatisticamente, o que já era esperado pela literatura.

Observou-se que para as madeiras analisadas, os valores de E_T/E_L variaram de 9,95 a 17,83 para o intervalo de densidade aparente a 12% de 650 a 1100 kg.m^{-3}. Kretschmann (2010) encontrou valores de 12,2 a 20 para a mesma relação, em madeiras com densidade aparente de 510 a 680 kg.m^{-3}. Já para a relação E_R/E_L foram encontradas no presente trabalho, as médias variando de 6,97 a 14,38. Enquanto o Kretschmann (2010) cita 6,3 a 12,8 para o intervalo de densidade de 510 a 680 kg.m^{-3}.

Tabela 1: Valores médios das características das madeiras (médias seguidas pela mesma letra na mesma linha, não diferem entre si, pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade)

Propriedade		Madeira						
		Castanheira	A. pedra	Muiracatiara	Pequi	Roxinho	Garapa	A. vermelho
Densidade aparente ($kg.m^{-3}$)		696 D	761 C	780 C	783 C	933 B	946 B	1131 A
		(35)	(42)*	(63)	(38)	(23)	(17)	(20)
Módulo de elasticidade estatico (MPa)	E_L	9007 CD	12077 AB	8729 CD	7345 D	12024AB	12258A	9909 BC
		(1173)	(1174)	(923)	(1553)	(1999)	(1448)	(808)
	E_T	678 D	750 CD	788 CD	821 CD	911 BC	1048 AB	1228 A
		(169)	(94)	(267)	(84)	(85)	(169)	(92)
	E_R	969 C	1052 BC	1055 BC	911 BC	1486 A	1483 A	1600 A
		(78)	(226)	(152)	(85)	(275)	(114)	(237)
	E_L/E_T	16,23 A	17,83 A	13,22 A	9,95 A	17,18 A	14,54 A	11,38 A
		(4,22)	(2,13)	(3,22)	(3,51)	(9)	(6,3)	(4,55)
	E_L/E_R	9,89 AB	14,38 A	9,68 AB	6,99 B	11,87 AB	10,17 AB	6,97 B
		(2,3)	(3,85)	(0,79)	(2,36)	(4,66)	(4,01)	(3,22)
	E_T/E_R	0,64 A	0,80 A	0,77 A	0,74 A	0,73 A	0,71 A	0,62 A
		(0,2)	(0,23)	(0,17)	(0,21)	(0,17)	(0,05)	(0,16)

Médias seguidas pela mesma letra na horizontal, não diferem estatisticamente entre si (Tukey; p > 0,05). *Desvio padrão em Kg/m³ e MPa.

Na TAB. 2 encontra-se a análise entre as velocidades de propagação da onda nas madeiras. Quando se analisa as velocidades de propagação da onda nas direções longitudinal, tangencial e radial, verifica-se que as velocidades diferem entre si, conforme já comprovado por Bucur (1995).

De acordo com o teste de Tukey a 5% de significância, as madeiras de castanheira e roxinho não se diferenciaram estatisticamente, e apresentaram os maiores valores de velocidade de propagação. As madeiras de muiracatiara, pequi e angelim vermelho não se diferenciaram estatisticamente, obtendo os menores valores de velocidade. Destaca-se que algumas madeiras obtiveram valores de velocidade de propagação estatisticamente iguais a todas as outras madeiras pelo teste de Tukey, são elas o angelim pedra e a garapa. Já para a direção tangencial, verifica-se que as madeiras de pequi, roxinho e garapa obtiveram os maiores valores de velocidade de propagação da onda, estatisticamente iguais ao nível de 5% de significância pelo teste de Tukey. Enquanto as madeiras de castanheira, angelim pedra e muiracatiara obtiveram os menores valores de velocidade de propagação das ondas. Para a direção radial, a madeira de garapa obteve maior valor médio de velocidade de propagação. Enquanto as madeiras de castanheira, angelim pedra e muiracatiara obtiveram os menores valores de velocidade de propagação das ondas de acordo com o teste de Tukey ao nível de 5% de significância.

Tabela 2: Análise das velocidades médias (m/s) de propagação de onda

Madeira	ρ a 12% (kg.m^{-3})	Velocidade média		
		Longitudinal	Tangencial	Radial
Castanheira	696 D	4857 AB	1319 D	1483 C
	(35)*	(287,5)	(44,9)	(38,7)
A. pedra	761 C	4671 ABC	1403 BCD	1649 C
	(42)	(292,1)	(131,4)	(29,7)
Muiracatiara	780 C	4341 C	1373 CD	1784 BC
	(63)	(288,9)	(46,8)	(28,7)
Pequi	783 C	4503 BC	1476 ABC	1985 B
	(38)	(291,0)	(67,6)	(62,1)
Roxinho	933 B	5071 A	1591 A	2014 B
	(23)	(442,8)	(88,9)	(94,9)
Garapa	946 B	4744 AB	1522 ABC	1685 C
	(17)	(136,8)	(50,6)	(510,9)
A. vermelho	1131 A	4442 BC	1448 BC	2050 B
	(20)	(214,4)	(11,8)	(46,8)

Médias seguidas pela mesma letra na vertical, não diferem estatisticamente entre si (Tukey; $p > 0,05$).
*Desvio padrão em Kg/m³ e m/s.

Nota-se na tabela 3, que os valores das constantes de rigidez calculados com as velocidades determinadas com frequência longitudinal de 180 kHz na direção longitudinal, relacionaram-se com a densidade das madeiras analisadas. Neste caso, madeiras de elevada densidade como o angelim vermelho e roxinho apresentaram maiores valores, sendo estatisticamente iguais a madeira de garapa, pelo teste estatístico. Esta semelhança foi observada na direção tangencial, onde as mesmas madeiras obtiveram resultados superiores, considerados estatisticamente diferentes das demais pelo teste de Tukey. Já na direção radial, destaque para as madeiras de angelim vermelho e castanheira com o maior e menor valor, respectivamente, diferenciando-se pelo teste de Tukey.

Tabela 3: Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico

Propriedade		Madeira						
		Castanheira	Angelim pedra	Muiracatiara	Pequi	Roxinho	Garapa	Angelim vermelho
Densidade aparente ($kg.m^{-3}$)		696 D (35)	761 C (42)*	780 C (63)	783 C (38)	933 B (23)	946 B (17)	1131 A (20)
Eest (Mpa)	Est_L	9007 CD (1173)	12077 AB (1174)	8729 CD (923)	7345 D (1553)	12024 AB (1999)	12258 A (1448)	9909 BC (808)
	Est_T	678 D (169)	750 CD (94)	788 CD (267)	821 CD (84)	911 BC (85)	1048 AB (169)	1228 A (92)
	Est_R	969 C (78)	1052 BC (226)	1055 BC (152)	911 BC (85)	1486 A (275)	1483 A (114)	1600 A (237)
Constante de rigidez (Mpa) 180 kHz	C_{LL}	15906 C (2106)	17104 BC (2404)	13969 C (3213)	15078 C (1658)	23958 A (4104)	21304AB (1363)	22155 A (1916)
	C_{TT}	1196 C (88,2)	1612 B (315)	1469 BC (165)	1663 B (170)	2362 A (293)	2192 A (105)	2308 A (49,9)
	C_{RR}	1533 E (93)	2152 D (144)	2278 D (200)	2913 C (220)	3801 B (535)	___**	4662 A (234)

Médias seguidas pela mesma letra na horizontal, não diferem estatisticamente entre si (Tukey; $p > 0,05$). *Desvio padrão em $Kg.m^{-3}$ ou em Mpa. Eest é módulo de elasticidade estático. C_{LL}, C_{TT} e C_{RR} são as constantes de rigidez longitudinal, tangencial e radial, respectivamente. Est_L, Est_T e Est_R são módulos de elasticidade estático longitudinal, tangencial e radial, respectivamente.** Valores não calculados de C_{RR}, já que os valores de velocidade estão incoerentes.

A correlação entre Eest e as constantes de rigidez é sempre significativa a 5% de significância para as três direções de corpos de prova estudadas, Tabela 4. Os coeficientes de determinação (R^2) para as madeiras são, respectivamente, 52%, 76% e 80% para as direções longitudinal, tangencial e radial, calculados com a velocidade determinada com o transdutor longitudinal de 180 kHz. Nogueira e Ballarin (2003) encontraram valores de 97%, 42% e 82% para a madeira de *Pinus taeda*, nas direções longitudinal, tangencial e radial, respectivamente. De acordo com Feio et al. (2004) os valores de R^2 para a madeira de castanheira foram de 74% na direção longitudinal e 86% para as direções tangencial e radial. Já Stangerlin et al. (2008) obtiveram valores de R^2 variando de 84,45 a 87,95% para madeira de *Patagonula americana*, cuja densidade é 740 $kg.m^{-3}$ e de 91,08 a 95% para a madeira de *Araucaria angustifólia*, cuja densidade foi de 520 $kg.m^{-3}$, por meio de compressão paralela às fibras.

Tabela 4: Análise de regressão entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico em cada direção analisada

Direção	R^2ajust	R^2	p-valor
Longitudinal	52	50,7	0,000
Tangencial	76,4	75,7	0,000
Radial	80,2	79,7	0,000

4. CONCLUSÃO

O método de propagação de onda ultrassônica mostrou ser uma ferramenta eficiente para estimar o módulo de elasticidade de madeiras brasileiras.

REFERÊNCIAS

[1] ALJETS, D.; CHONG, A.; WILCOX, S. Acoustic emission source location in plate-like structures using a closely arranged triangular sensor array. In: EUROPEAN WORKING GROUP ON ACOUSTIC EMISSION – EWGAE. Viena, Áustria. 9p. 2010.

[2] BALLARIN, A. W.; NOGUEIRA, M. Determinação do módulo de elasticidade da madeira juvenil e adulta de *Pinus taeda* por ultrassom. Engenharia Agrícola, Jaboticabal, v. 25, n. 1, p. 19-28, 2005.

[3] BARRETT, J. D.; HONG, J. Moisture content adjustments for dynamic modulus of elasticity of wood members. Wood Sci. Technol., v. 44, n. 3, p. 485-495, 2010.

[4] BUCUR, V. Acoustics of wood. New York: CRC Press, 1995.

[5] BUCUR, V. Theory of and experimental methods for acoustic characterization of wood. In: Acoustics of wood. Berlin: Springer-Verlag. 2 ed, p. 39-104, 2006.

[6] CARRASCO, E. V. M.; AZEVEDO JÚNIOR, A. P. Avaliação não-destrutiva de propriedades mecânicas de madeiras através de ultrassom – fundamentos físicos e resultados experimentais. Cerne, Lavras, v. 9, n. 2, p. 178-191, 2003.

[7] CUNHA, A. B.; MATOS, J. L. M. Determinação do módulo de elasticidade em madeira laminada colada por meio de ensaio não destrutivo (“stress wave timer”). Revista Árvore, Viçosa, v. 34, n. 2, p. 345-354, 2010.

[8] DEL MENEZZI, C. H. S.; SILVEIRA, R. R.; SOUZA, M. R. Estimativa das propriedades de flexão estática de seis espécies de madeiras amazônicas por meio da técnica não-destrutiva de ondas de tensão. Acta Amazônica. Manaus, v. 40 n. 2, 2010.

[9] FEIO, A. O.; MACHADO, J. S.; LOURENÇO, P. B. Caracterização de propriedades da madeira de castanheira na direção perpendicular ao fio – recurso a técnicas destrutivas e não destrutivas de ensaio. 2004.

[10] GONÇALVES, R.; BARTHOLOMEU, A. Avaliação do desempenho de ensaio não destrutivo em vigas de madeira de *Eucalyptus citriodora* e *Pinus elliottii*. Construções rurais e ambiência. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v. 4, n. 2, p. 269-274, 2000.

[11] KRETSCHMANN D, E. Mechanical properties of wood. In: Forest Products Laboratory. Wood handbook: wood as an engineering material. Wisconsin: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 2010. Cap. 5, p. 1-44.

[12] LATORRACA, J. V. F.; RODRIGUES, N. D.; VIEIRA, M. C.; OHANA, C. C. O.; TEIXEIRA, J. G. Efeito da umidade da madeira na propagação de ondas mecânicas. Floresta e Ambiente. v. 4, n. 18, out.-dez., p. 451-459. 2011.

[13] MURPHY, J. F. Commentary on factors affecting transverse vibration using an idealized theoretical equation. Madison: Forest Products Laboratory, 4p. 2000.

[14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Ensaios não destrutivos – Ultrassom: classificação mecânica de madeira serrada de dicotiledôneas (Projeto NBR 58 000 10001). Rio de Janeiro: ABNT, 2007, 8p.
[15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT- NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.
[16] NOGUEIRA, M.; BALLARIN, A. W. Sensibilidade dos ensaios de ultra-som à ortotropia elástica da madeira. Pan- American Conference for Nondestructive Testing. 2003.
[17] SANDOZ, J. L.Triage et fiabilité de bois de construction. 186p. Tese (Doutorado em Sciences Techniques) – Départament de Génie Civil, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, Suisse.1990.
[18] STANGERLIN, D. M.; CALEGARI, L.; SANTINI, E. J.; DOMINGUES, J. M. X.; GATTO, D. A.; MELO, R. R. Determinação do módulo de elasticidade em madeiras por meio de métodos destrutivo e não-destrutivo. Revista Brasileira de Ciências Agrárias, v. 3, n. 2, p. 145-150, 2008.
[19] STANGERLIN, D. M.; GONÇALEZ, J. C.; GONÇALVES, R.; SANTINI, E. J.; CALEGARI, L.; MELO, R, R,; GATTO, D. A. Avaliação de tipos de ondas geradas por dois modelos de transdutores para determinação do módulo de elasticidade dinâmico. Floresta, Curitiba, v. 40, n. 4, p. 691-700, out.-dez. 2010a.
[20] TARGA, L. A.; BALLARIN, A. W.; BIAGGIONI, M. A. M. Avaliação do módulo de elasticidade da madeira com uso de método não-destrutivo de vibração transversal. Engenharia Agrícola, v. 25, n. 2, p. 291-299, 2005.

INFLUÊNCIA DE ALTAS TEMPERATURAS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA MADEIRA DE *ANGELIM-VERMELHO*

INFLUENCE OF HIGH TEMPERATURE INSHEAR STRENGTH OF WOOD *ANGELIM-VERMELHO*

A. L. C. Oliveira [(1)], J. N. R. Mantilla [(2)], E. V. M. Carrasco [(3)] (A)

(1) Ing. Civil/ Doutoranda, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte (MG), Brasil.
(2) Profa. Dra., Universidade Fumec, Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Belo Horizonte (MG), Brasil
(3) Prof. Dr., Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Arquitetura, Belo Horizonte (MG), Brasil.
Endereço de contato: mantilla@dees.ufmg.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T3-32

Resumo

A madeira é um material natural sujeito a queima e carbonização. Para uso estrutural é de significativa importância a caracterização das propriedades mecânicas da madeira quando submetida a altas temperaturas. Este trabalho avalia o comportamento ao cisalhamento de amostras da madeira da espécie angelim vermelho [*Dinizia excelsa Duke*] submetidas a temperaturas no intervalo de 20 a 240ºC. Definiu-se pela preparação de 88 corpos de prova de dimensões 50 x 50 x 50 (mm^3) que foram ensaiados conforme procedimentos definidos na ABNT NBR 7190:1997. Onze corpos de prova foram utilizados para monitoramento da temperatura no interior da madeira utilizando-se termopares do tipo T conectados a um sistema de aquisição de dados. A resistência diminui rapidamente com a elevação da temperatura até 150ºC e apresenta um aumento relativo até atingir a temperatura de transição vítria (T_g) da madeira entre 160 e 240°C quando volta a diminuir de forma acentuada.

Palavras chave: incêndio; altas temperaturas; resistência ao cisalhamento

Abstract

Wood is a natural material subject to burning and charring. For structural uses, it is of significant importance the characterization of the mechanical properties of the wood when submitted to high temperatures. This work evaluates the shear behavior of samples of wood of the species angelim vermelho [Dinizia excelsa Duke] subjected to temperatures in the range of 20 to 240ºC. It was defined by the preparation of 88 specimens of dimensions 50 x 50 x 50 (mm^3) that were tested according to the procedures defined in ABNT NBR 7190: 1997.Eleven specimens were used to monitor the temperature inside the wood, using T-type thermocouples connected to a data acquisition system. Resistance decreases rapidly with increasing temperature up to 150°C and exhibits a relative increase until reaching the glass transition temperature (Tg) of the wood between 160 and 240°C when it decreases again sharply.

Keywords*: fire; high temperatures; shear strength*

1. INTRODUÇÃO

Elementos estruturais em madeira têm sido utilizados por séculos e numerosos exemplos por todo o mundo demonstram sua durabilidade [1]. A madeira é um material natural sujeito a queima e carbonização. Para uso estrutural é de significativa importância a caracterização das propriedades mecânicas da madeira quando submetida a altas temperaturas. Os efeitos do aumento da temperatura nos compostos de madeira provocam conforme [2] uma mudança transitória no nível de energia ou uma reorganização estrutural permanente nos componentes internos da madeira. A temperatura de transição vítrea (T_g) tem uma estreita relação com esta reorganização estrutural. Conforme [3] a T_g corresponde ao valor médio de um intervalo de temperaturas durante o aquecimento de um material polimérico em cuja fase amorfa adquire mobilidade com possibilidade de mudança de conformação. Conforme [4] e [5] a degradação térmica dos polímeros causa a redução da resistência mecânica da madeira. Para [4] além da variação no teor de umidade, outros fatores contribuem para a redução tais como a forma de aquecimento, o gradiente de temperatura, o período de exposição, a espécie da madeira e o tamanho da peça analisada. A redução de massa em relação ao acréscimo de temperatura é, conforme [6] um fenômeno observável no processo de pirólise da madeira quando as fortes mudanças nas tendências das curvas mostram a evolução do fenômeno em relação à temperatura de aquecimento. Segundo [7] os efeitos permanentes causados pela influência de temperaturas superiores a 65 ºC se manifestam pela redução no peso dos carboidratos, perda de água de adesão, refletindo nas propriedades mecânicas da madeira, podendo ocorrer perdas de capacidade estrutural [7], [8], [9], [10]. Conforme [10] a degradação térmica da hemicelulose, caracterizada por apresentar cadeias carbônicas curtas, ocorre entre 160 e 260 °C devida às suas estruturas ramificadas e a seu baixo peso molecular, o que facilita a sua rápida degradação, quando comparada aos outros componentes químicos da madeira. Já para [11] a redução de massa devido à eliminação de água pode ocorrer desde 100 °C até 250 °C sendo que parte dessa água ainda é chamada higroscópica (retida pelas paredes celulares e considerada como adsorvida junto às hidroxilas das cadeias de polissacarídeos e da lignina) enquanto outra parte é denominada água de constituição, cuja eliminação é acompanhada por uma degradação irreversível da madeira, sobretudo de seus grupos hidroxílicos. A demanda no mercado de madeira serrada utilizada na construção civil, em particular nas regiões sul e sudeste do Brasil, tem sua principal fonte na floresta tropical amazônica e muitas espécies não são aproveitadas de forma adequada em relação ao seu potencial, por falta de informações tecnológicas ou por falta de divulgação das informações já disponíveis [12]. Dentre as espécies folhosas destaca-se o angelim vermelho (Dinizia excelsa Ducke). Segundo [13] a madeira de angelim vermelho é encontrada em diversas regiões do Brasil: Acre, Amapá, Amazonas, Pará e Rondônia sendo conhecida por outros nomes dependendo da região de ocorrência: angelim, angelim-falso, angelim-ferro, angelim-pedra, angelim-pedra-verdadeiro, faveira-carvão, faveira-dura, faveira-ferro e faveira-grande. Apresenta como características principais: cerne e alburno pouco distintos pela cor, cerne castanho-avermelhado; brilho moderado; cheiro desagradável; gosto imperceptível; densidade alta; dura ao corte; grã direita tendendo a irregular; textura média a grossa; superfície pouco lustrosa (Figura 1).

Figura 1: Aspecto externo da madeira de angelim vermelho: (E) corte tangencial; (D) corte radial. Fonte: [13].

Considerando que existe uma lacuna na compreensão dos principais fatores que influenciam a redução da resistência ao cisalhamento paralelo às fibras frente à elevação de temperatura [14] este trabalho se propõe investigar a influência de temperaturas no intervalo de 20 a 240°C em amostras de madeira de angelim vermelho com base na análise de dados de massa, densidade aparente e resistência ao cisalhamento paralelo às fibras. Para determinação da propriedade de resistência ao cisalhamento paralelo às fibras (fv0, em MPa) foram preparados corpos de prova na forma cúbica com aresta de 50 mm [15], principalmente, por apresentar um volume menor e menos complexidade na sua preparação e foram ensaiados conforme prescrições apresentadas em [16]. Os ensaios foram realizados no Centro de Pesquisa Avançada de Madeira, Móveis e novos Materiais - CPAM^3, do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Foram utilizadas 7 vigas de madeira de angelim vermelho, com seção nominal de 150 mm x 150 mm e comprimento nominal de 2500 mm, adquiridas no mercado madeireiro em Belo Horizonte, MG. As vigas ficaram acondicionadas ao ar nas dependências do CPAM^3. Após o desdobrado em peças menores, as mesmas foram armazenadas para estabilização da umidade ao ar em temperatura ambiente até a preparação dos corpos de prova.

2.1 Preparação dos corpos de prova e condicionamento das amostras

Para determinação das características físicas de teor de umidade (U, em %) e densidade aparente (ρ_{ap}, em kg/m^3) das amostras, foram preparados **7** corpos de prova de dimensões 2 x 3 x 5 (cm^3) segundo prescrições propostas em [15] sendo um de cada viga. Para determinação da propriedade de resistência ao cisalhamento paralelo às fibras (f_{v0}, em MPa) foram preparados 84 corpos de prova na forma cúbica com aresta de 50 mm [14] sendo **7** destinados ao ensaio na temperatura ambiente (20°C). Foram preparados 77 corpos de prova destinados ao ensaio após condicionamento sob temperaturas elevadas, sendo **7** corpos de prova para cada uma das temperaturas: 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240°C a uma taxa de aquecimento média de 4,32°C/min, desvio padrão de 1,03°C/min e coeficiente de variação de 23,80%.

Para monitoramento das temperaturas foram disponibilizados 11 corpos de prova denominados testemunhas que abrigaram no seu interior um termopar do tipo T, com sensibilidade para capturar dados das temperaturas investigadas. Para condicionamento dos corpos de prova nas temperaturas de 40 até 240°C foram utilizadas câmaras de aquecimento elétricas.

2.2 Massa e volume dos corpos de prova

Antes de serem aquecidos todos os corpos de prova tiveram suas dimensões aferidas com paquímetro com precisão de 0,01 mm, para medidas radiais, tangenciais e longitudinais do corpo de prova, visando a determinação dos volumes (V, m^3). Suas massas (m, kg) foram aferidas em balança digital com capacidade de 500g e precisão de 0,01g. Imediatamente após serem retirados das câmaras de aquecimento repetiu-se o processo de medidas das dimensões e aferição das massas para determinação das densidades aparentes para cada nível de temperatura.

2.3 Densidade aparente

Com os valores de massa e volume determinados para todos os corpos de prova destinados ao ensaio de cisalhamento paralelo às fibras, calculou-se as densidades aparentes ($\rho_{U\%,T}$), no teor de umidade do corpo de prova (U%), para cada uma das temperaturas (T), pela equação:

$$\rho_{U\%,T} = \frac{m}{V} \ (kg/m^3) \quad (1)$$

2.4 Ensaio de cisalhamento paralelo às fibras

Utilizou-se máquina universal com capacidade de 300 KN. O carregamento aplicado foi monotônico crescente, com taxa de 2,5 MPa/min (Figura 2) conforme[12].

Figura 2: Ensaio de cisalhamento paralelo às fibras.

Os valores de resistência ao cisalhamento, $f_{v0,T}$ (N/mm^2) foram determinados para todos os corpos de prova, para cada nível de temperatura, considerando-se a máxima força aplicada no ensaio $Fc0,máx$ (N) e a área da seção transversal, A (mm^2) imediatamente após o aquecimento, adotando-se a equação:

$$f_{v0,T} = \frac{Fc0,máx}{A} \quad (2)$$

3. RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 Teor de umidade, massa e densidade aparente em temperatura ambiente

Os corpos de prova de dimensões 2 x 3 x 5 (mm^3) de angelim vermelho, acondicionados e secos ao ar, apresentaram um teor de umidade de 11,79% ± 0,17% e densidade aparente de 1125,85 kg/m^3± 25,94 kg/m^3. Os corpos de prova de dimensões 50 x 50 x 50 (mm^3) acondicionados e secos ao ar, apresentaram massa de 139,92 g ±2,81 g e densidade aparente de 1147,01 kg/m^3± 82,98 kg/m^3. Em [16] a mesma espécie apresenta uma densidade de 1170 kg/m^3, a 12% de teor de umidade.

3.2 Massa e densidade aparente em temperatura elevada

Os corpos de prova de dimensões 50 x 50 x 50 (mm^3) acondicionados nos diferentes níveis de temperaturas de 80 a 240°C apresentam a variação de massa conforme a Figura 3.

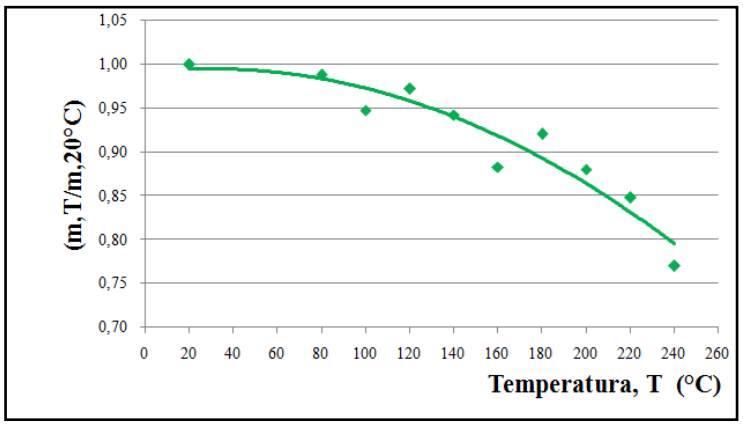


Figura 3: Massa relativa sob altas temperaturas.

Observa-se que a redução de massa acentua-se na temperatura de secagem da madeira como evidenciado na literatura técnica [4], [5], [6]. Os dados de massa utilizados para a conformação do gráfico da Figura 3 foram normalizados em relação à massa média a 20°C ($m_T/m_{20°C}$). A equação (3) representa esta relação em função do aumento de temperatura, com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,911.

$$m_T/m_{20°C} = 0{,}991 - 5{,}0 \times 10^{-6} T^2 \quad (3)$$

Os dados de densidade aparente normalizados em relação à densidade aparente média a 20°C ($d_{ap,T}$ / $d_{ap,\ 20°C}$) para corpos de prova acondicionados nos níveis de temperaturas de 80 a 240°C apresentaram uma variação de densidade aparente conforme a Figura 4.

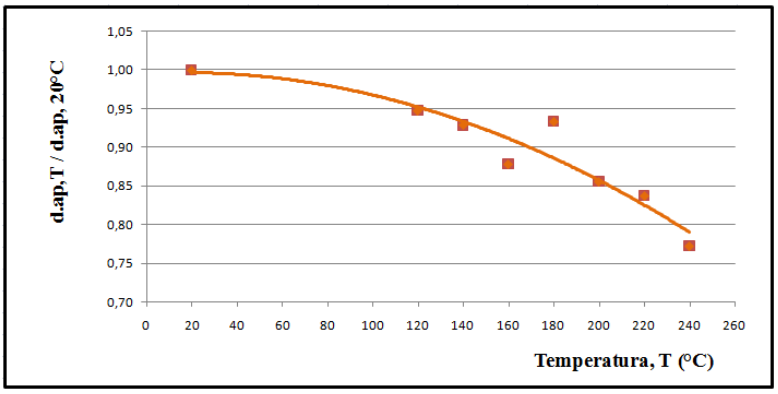


Figura 4: Densidade aparente relativa sob altas temperaturas.

A equação (4) representa esta relação em função do aumento de temperatura, com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,896.

$$\rho_T/\rho_{20°C} = 0{,}995 - 4{,}0\ .\ 10^{-6} T^2 \quad (4)$$

A acentuada redução de massa relativa e densidade aparente relativa a altas temperaturas é atribuível à eliminação da água de constituição e à degradação das cadeias poliméricas das hemiceluloses [3], [4], [5], [6], [7], [10] e degradação da lignina [11].

3.3 Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras

Para corpos de prova de dimensões 50 x 50 x 50 (mm^3) acondicionados nos níveis de temperaturas na faixa de 20 a 240°C realizou-se a análise estatística dos dados de resistência ao cisalhamento paralelo às fibras. Para verificação da significância dos dados obtidos aplicou-se o teste de normalidade Anderson-Darling. O teste indicou que os dados de resistência obtidos para cada temperatura são provenientes de uma mesma população normal não sendo detectado nenhum dado disperso no nível de significância 5% (Figura 5).

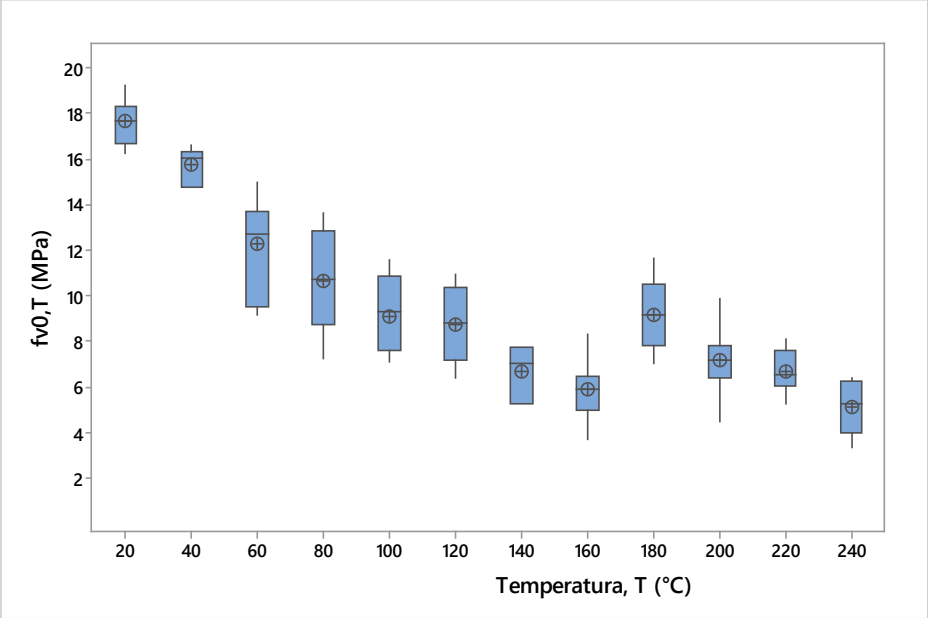


Figura 5: Distribuição das amostras de dados de resistência ao cisalhamento paralelo às fibras em altas temperaturas.

Os dados de resistência ao cisalhamento paralelo às fibras normalizados em relação ao valor médio de resistência ao cisalhamento a 20°C ($f_{v0,T}/f_{v0,20°C}$) apresentaram variação conforme a Figura 6.

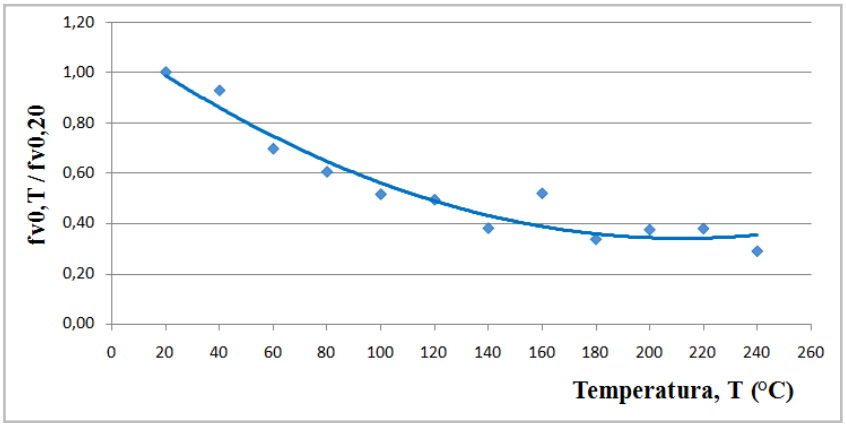


Figura 6: Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras relativa sob altas temperaturas.

A curva apresentada na Figura 6 reflete a relação da resistência ao cisalhamento paralelo às fibras relativa em função do aumento de temperatura, com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,934 conforme a equação (5):

$$f_{v0,T}/f_{v0,20°C} = 1{,}129 - 0{,}007.T + 2{,}0\,.\,10^{-5}\,.\,T^2 \quad (5)$$

O gráfico da Figura 7 apresenta resultados de resistência relativa ao cisalhamento paralelo às fibras determinados neste trabalho para a espécie de angelim vermelho comparados com resultados de diferentes autores: Schizolobium amazonicum pesquisado por [8] e eucalyptus saligna e pinus taeda pesquisados por [10].

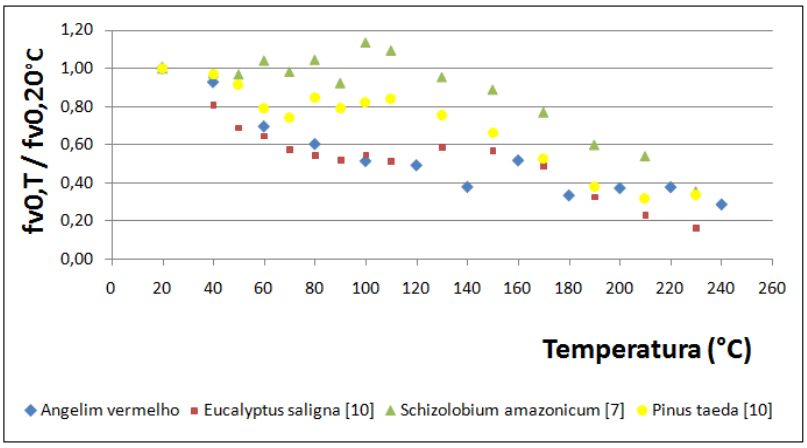


Figura 6: Influência do aumento de temperatura na resistência ao cisalhamento paralelo às fibras em diferentes espécies de madeira.

A análise dos dados de resistência da madeira de angelim vermelho apresentados no gráfico da Figura 6 indica que a resistência diminui acentuadamente até a temperatura de 150 ºC seguida de um relativo aumento de resistência ao atingir a temperatura no intervalo de transição vítria (Tg) da madeira como mencionado em [3] e [11] a partir da qual a resistência cai acentuadamente. Observa-se que as amostras de angelim vermelho com densidade média aparente de 1125,85 kg/m^3 e o *Eucalyptus saligna* com densidade média aparente de 745 kg/m^3 apresentam um comportamento bem aproximado no intervalo de 40 a 100 °C. As amostras de *Pinus taeda* e de *Schizolobium amazonicum* com densidade média aparente de 423 kg/m^3 e 368 kg/m^3 respectivamente, por sua vez, no intervalo de 40 a 150 °C apresentam comportamento com elevação relativa de resistência. Os valores de resistência do Angelim vermelho na faixa de 20 a 40 °C apresentam um coeficiente de variação médio de 6,98% e na faixa de 60 a 240 °C um coeficiente de variação médio de 20,35%. Segundo [10] constatou-se para o Eucalyptus saligna que a menor dispersão foi de 4,7% a 90 ºC e a maior foi de 26,2% a 190 ºC. Tanto para o angelim vermelho quanto para o *Eucalyptus saligna* observa-se uma redução de cerca de 50% na resistência ao cisalhamento na temperatura de 100 °C. De forma geral a análise da Figura 6 evidencia que o comportamento da madeira em função do aumento da temperatura é influenciado pela sua densidade e esta constatação é corroborada no trabalho desenvolvido em [13].

4. CONCLUSÕES

Este estudo avaliou o efeito de altas temperaturas na resistência ao cisalhamento paralelo às fibras da madeira da espécie de angelim vermelho (*Dinizia excelsa Duke*) submetidas a temperaturas no intervalo de 20 a 240 ºC. A redução de massa acentua-se na temperatura de secagem da madeira observando-se uma tendência de mudanças nas curvas de massa relativa e densidade aparente relativa nas temperaturas de 100 °C e 160 °C atribuível à degradação das cadeias poliméricas das hemiceluloses e à eliminação da água de constituição, respectivamente. Em conseqüência observa-se que a resistência diminui acentuadamente até a temperatura de 150 ºC seguida de um relativo aumento de resistência ao atingir a temperatura no intervalo de transição vítria (Tg) da madeira a partir da qual a resistência cai acentuadamente. Determinou-se uma redução de cerca de 50% na resistência ao cisalhamento na temperatura de 100 °C alcançando redução de até 85% a 240 °C. Segundo [10] as diferenças de comportamento entre o Pinus taeda e o Eucalyptus saligna podem ser devidas às diferenças anatômicas entre existentes resinosas e folhosas e também entre a lignina que está na lamela média e na parede celular. Ainda segundo [10] entre 70 ºC e 130 ºC ocorre uma forte redução da resistência do eucalyptus saligna que poderia ser devida à transição vítrea da lignina, polímero que apresenta transição vítrea em sua estrutura entre 100 ºC e 130 ºC. Comparando-se com o

comportamento de outras espécies de densidades diferentes pode-se deduzir que o comportamento da madeira sujeita a elevação de temperatura encontra-se relacionado aos componentes químicos presentes nas paredes celulares e às densidades das madeiras.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPEMIG e à CAPES pelo apoio no desenvolvimento dos trabalhos.

REFERÊNCIAS

[1] Tannert, T.; Müller, A.; Vallée, T. The future of quality control for wood &wood products. Cost Action E53. Edinburgh. (2010).
[2] Bodig, J, Jayne, B. A. Mechanics of wood and wood composites.Van Nostrand Reinhold, - 172 p.(1982).
[3] Canevarolo Jr., S. V. (2006). Ciência dos polímeros. Um curso básico para tecnólogos e engenheiros. São Paulo: Artliber Editora Ltda. 2ª Ed. 280p.
[4] Kretschmann (2010) KRETSCHMANN, D. Wood Handbook, Chapter 05: Mechanical Properties of Wood. General Technical Report FPL-GTR-190. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory: 5-1 - 5-46. Chapter 5. 2010
[5] Manriquez, M. J.; Moraes, P. D.; Maestri, F. A. Temperature and moisture content effects on compressive strength parallel to the grain of paricá. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 15, n. 1, p. 17-27, jan./mar. (2015).
[6] Brito, J. O. Estudo das influências da temperatura, taxa de aquecimento e densidade da madeira de Eucalyptus maculata e Eucalyptus citriodora sobre os resíduos sólidos da pirólise. [Tese]. Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" da Universidade de São Paulo (1992).
[7] Manriquez, M J; Moraes, P D. Wood behaviour at high temperatures. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, n. 4, p. 157-174. (2009).
[8] Manriquez, M. J.Influência da Temperatura sobre as Propriedades Mecânicas do Paricá. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópol (2008).
[9] White, R. H.; Woeste, F.E. Structural Performance: performance issues relative to extreme events. Post-Fire Analysis of Solid-Sawn Heavy Timber Beams. Structure Magazine. P. 38-40. Forest Products Laboratory, Madison, WI. (2013).
[10] Manriquez, M. J. Coeficientes de modificação das propriedades mecânicas da madeira devidos à temperatura [tese] 259 p.– Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis (2012).
[11] Brito, J. O.; Garcia, J. N.; Bortoletto, G.; Pessoa, A. M. C.; Silva, P. H. M. Densidade básica e retratibilidade da madeira de Eucalyptus grandis, submetida a diferentes temperaturas de Termorretificação. CERNE, vol. 12, núm. 2, abril-junho, 2006, pp. 182-188, Universidade Federal de Lavras. Brasil.
[12] Grobério, M. P.; Lahr, F. A. R. Indicações para o emprego da madeira de espécies tropicais do Brasil. MADEIRA: arquitetura e engenharia, ano 3, n.8, quadrimestral maio/ago, ISSN 1516-2850 (2002).
[13] Nahuz A. R. Catálogo de madeiras brasileiras para a construção civil / São Paulo: IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (2013).
[14] Dhima, D.; Audebert, M.; Racher, P.; Bouchaïr, A.; Taazount, M. Shear tests of glulam at elevated temperatures. FIRE AND MATERIALS. Fire Mater 38:827–842 (2014).
[15] BS 373. British Standard. Methods of testing small clear specimens of timber (1957).
[16] ABNT NBR 7190. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, Brasil (1997).

MÉTODO BASADO EN VIBRACIÓN TRANSVERSAL PARA CLASIFICACIÓN DE C*AMPNOSPERMA PANAMENSIS* DESTINADO A LA ELABORACIÓN DE MLE

METHOD BASED ON TRANSVERSAL VIBRATION FOR CLASSIFICATION OF *CAMPNOSPERMA PANAMENSIS* AIMED AT THE MANUFACTURE OF GLULAM

César Polanco Tapia [(1) (2)] (P), José Nivaldo Garcia [(2)]

(1) Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, D.C., Colombia
(2) Universidad de Sao Paulo (USP), Escuela Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" (ESALQ), Piracicaba, Sao Paulo, Brasil
Dirección de contacto: cpolanco@udistrital.edu.co; (P) Presentador

Código de identificación: T3-33

Resumen

La elaboración de madera laminada encolada (MLE) precisa una clasificación previa del material a fin de asegurar la calidad del producto final a través del estricto control durante todo el proceso de obtención. Inicialmente, las evaluaciones visuales son una herramienta valiosa para descartar aquel material que no cumpla la normatividad local. En Colombia la NSR-10 recomienda seguir una clasificación visual para definir el tipo estructural. Los procedimientos visuales en madera pueden ser tendenciosos e inducir errores, por ello metodologías alternativas como pruebas no destructivas (NDT) constituyen una herramienta valiosa y complementaria en la clasificación que involucra el módulo de elasticidad dinámico (E_d). Este trabajo tiene como objetivo implementar NDT para clasificar *Campnosperma panamensis*, usando la metodología de vibración transversal desarrollada por el CIRAD de Francia. Se usaron tres tamaños diferentes: 2000x65x42mm, 800x65x42mm y 410x25x25mm, denominándose lamelas, blocks y probetas, respectivamente. Se busca validar las NDT para clasificación en el área de MLE. Para comprobación del método, la madera de menor dimensión también fue sometida a la prueba de flexión estática en tres puntos (ASTM D143), encontrando alta correlación en el módulo de elasticidad estático y dinámico.

Para las piezas de 800 mm el método arrojó que las piezas descartadas visualmente para uso estructural poseían valores de E_d cercanos a los de la madera sin defectos. Las lamelas de 2000 mm presentaron un E_d muy similar en los tres tipos de calidad, por lo que se cree que las uniones *finger joint* paliaron el efecto de las anomalías.

Palabras clave: maderas de Colombia; pruebas no destructivas; pruebas destructivas; Sajo; *finger joint*

Abstract

The development of glued laminated timber (GLULAM) requires prior classification of the material in order to ensure the quality of the final product through strict control throughout the procurement process. Initially, visual evaluations are a valuable tool for discarding material that does not meet local regulations. In Colombia the NSR-10 recommends following a visual classification to define the structural types. Wood visual procedures can be biased and error-inducing, so alternative methodologies such as nondestructive testing (NDT) are a valuable and complementary tool in the classification involving the dynamic modulus of elasticity (E_d). This work aims to implement NDT to classify Campnosperma panamensis, using the transversal vibration methodology developed by CIRAD of France. Three different sizes were used: 2000x65x42mm, 800x65x42mm and 410x25x25mm, denominated lamelas, blocks and test pieces, respectively. We try to validate the NDT for classification in the GLULAM area. To verify the method, the smaller dimension wood was also subjected to the test of static bending in three points (ASTM D143), finding high correlation in the static and dynamic modulus of elasticity.

Keywords*: Colombian timber; destructive tests; non-destructive testing; Sajo; finger joint*

1. INTRODUCCIÓN

La especie *C. panamensis* es una de las más usadas en Colombia por la industria maderera. Los volúmenes de consumo anual rondan los 100 mil m^3, constituyéndose en una de las especies madereras más demandadas en el país [1], [2]. Estas características hacen que la madera en mención genere una oferta que puede ser usada masivamente en la fabricación de edificaciones con aplicación estructural y de manera competitiva.

De otro lado, los productos en madera para construcción deben someterse a pruebas de resistencia que otorguen información a los ingenieros calculistas. Tradicionalmente estas pruebas son de tipo destructivo, lo que implica altos costos, consumo de tiempo y la necesidad de laboratorios especializados, que no siempre responden a las expectativas del sector privado. Dicho esto, desde los años 50's se vienen adelantando trabajos en el sentido de caracterizar las piezas en madera a través de metodologías no destructivas como la vibración transversal (usada en este trabajo), el ultrasonido, las tomografías acústicas y el escaneo láser [3], con las que se pretende obtener información de la totalidad de piezas a ser usadas, con alto grado de confiabilidad, lo que no descarta la comprobación con algunos test destructivos.

En este sentido y teniendo en cuenta que los códigos de construcción exigen una caracterización plena del material [4], [5], para segmentarlo y asignarlo a una clase resistente [6], este trabajo pretende comparar las propiedades elásticas de la madera a través de pruebas no destructivas para tres tamaños diferentes con destino a la fabricación de la madera laminada encolada (MLE) (410x25x25mm, 800x62x45mm, 2000x62x45mm), además de tres tipos de clasificación por calidad (Grado A, Grado B y Grado C).

2. METODOLOGÍA

2.1 Procedencia

El material fue obtenido en la ciudad de Bogotá D.C. en un depósito que compra la madera a intermediarios que provienen del Pacífico colombiano, donde es oriunda la especie. La madera viene en presentación de bloques (2700x300x200mm) con la respectiva licencia de aprovechamiento. La totalidad de las piezas obtenidas se tomaron de un trabajo que pretende construir MLE de 7500 mm de longitud con aplicación estructural.

2.2 Maquinado

Los procesos de transformación por los que pasó la madera fueron aserrado a 47 mm de espesor, secado en cámara siguiendo las recomendaciones de la Junta del Acuerdo de Cartagena [7], planeado en dos caras ortogonales, reaserrado y dimensionamiento en longitud. Hasta este punto se obtuvieron piezas con dimensiones homogéneas (800x65x42mm), las cuales se conocen como *"Blocks"*, posteriormente fueron clasificadas siguiendo los criterios de las Tabla 1, en Grados A, B y C. Una vez el material fue clasificado, se fresaron sus extremos con herramientas *finger joint* (FJ) de 11-12 mm de longitud, para luego ser encoladas con adhesivo melamínico (MUF) a razón de 250 $g.m^{-2}$, procediendo con su unión longitudinal y prensado hasta obtener *"Lamelas"* de 6000 mm de longitud.

La última etapa del maquinado consistió en el fresado FJ y prensado del material para la obtención de lamelas tipo "Extremo", las cuales correspondían a la unión longitudinal de blocks grado A de 800 mm; lamelas tipo "Intermedio" fabricadas con blocks de 800 mm grado A, B y blocks cortos (<800 mm) grado B. Finalmente, se elaboraron lamelas tipo "Centro" con la unión longitudinal FJ de blocks largos grado B y blocks cortos grado A y B. Una semana después, estas lamelas fueron divididas en tres porciones, obteniendo piezas de 2000 mm, aproximadamente, que fueron usadas en este trabajo. Los laminados tradicionales usan blocks de 800 mm de longitud en todos los tipos de lamelas, como

este trabajo pretende ser la base de investigaciones futuras, la longitud y grados de calidad de los blocks fue modificada para las lamelas tipo intermedio y centro.

2.3 Obtención de probetas

Los blocks grado C de 800 mm, fueron dimensionados en longitud para convertirlos en grado A y grado B, descartando los defectos incompatibles con la elaboración de MLE. A partir de estos blocks se obtuvieron las probetas de 410x25x25 mm que satisfacían los criterios de clasificación en los Grados A, B y C, mencionados en la Tabla 1. Es de aclarar que esta clasificación es meramente cualitativa, excepto en las dimensiones y perforaciones. Las cantidades del material obtenido según el grado al que pertenece se pueden visualizar en la Tabla 2.

Tabla 1: Clasificación Visual General para la especie *Campnosperma panamensis*.

Grado A	Grado B	Grado C
Ausencia de nudos	Presencia de nudos vivos sin desprendimiento	Presencia de nudos vivos con desprendimiento y/o nudos muertos
Aristas completas	Presencia de arista faltante sin comprometer dimensiones del producto final	Presencia de arista faltante comprometiendo dimensiones del producto final
Ausencia de médula centrada o en caras	Presencia de médula en las caras y/o en el borde de las secciones transversales	Presencia de médula en las caras y/o en el borde y/o en el centro de las secciones transversales
Ausencia de rajaduras	Ausencia de rajaduras mayores al ancho de la pieza	Presencia de rajaduras en cualquier dimensión
Ausencia de perforaciones	Ausencia de perforaciones grandes (>3mm)	Presencia de perforaciones en cualquier tamaño
	Presencia de perforaciones pequeñas (≤3mm) ya curadas	Presencia de perforaciones vigentes
Homogeneidad de color, tonos y matices	Heterogeneidad de color, tonos y matices	Heterogeneidad de color, tonos y matices
Presencia de mancha azul	Presencia de mancha azul	Presencia de mancha azul
Ausencia de pudriciones	Ausencia de pudriciones	Presencia de pudriciones localizadas
Ausencia de escamadura	Presencia de escamadura sin comprometer dimensiones del producto final	Presencia de escamadura comprometiendo dimensiones del producto final
Homogeneidad en dimensiones	Homogeneidad en dimensiones con o sin presencia de alabeos	Heterogeneidad en dimensiones

Tabla 2: Número de piezas utilizadas en el estudio para cada tamaño y grado

Tamaño (mm)	Número de piezas para el ensayo			
	Grado A/ Extremo*	Grado B/ Intermedio*	Grado C/ Centro*	Total
410x25x25	35	15	10	60
800x65x42	30	29	30	89
2000x65x42*	27	8	16	51

*Aplica solo para el caso de las Lamelas de 2000mm

2.4 Programa BING y ejecución del ensayo

Este programa denominado *Beam Identification by Nondestructive Grading*, fue desarrollado por el CIRAD en Francia [8] y determina las propiedades elásticas del material a partir de parámetros geométricos y físicos de las piezas de madera de hasta 4000 mm de longitud, además de los modos de vibración cuando se es excitado con un golpe. Tal excitación en uno de los extremos genera una serie de vibraciones que son capturadas en el extremo opuesto por un micrófono del tipo cardiode unidireccional. Siguiendo las teorías de Euler y Bernoulli [9], en cuanto a los valores de carga-deformación, y los postulados de Timoshenko [10], en lo que respecta al modelo general de vigas, las frecuencias de vibración capturadas son medidas y transformadas por el programa en propiedades mecánicas del material, obteniendo de esta manera un módulo de elasticidad dinámico (E_d), que se corresponde con el módulo de elasticidad estático (MoE) [11].

Es de aclarar que debe darse previamente una especie de "calibración" del material, con varios intentos hasta que la frecuencia de vibración se vuelva repetitiva. La Figura 1 (izquierda) da a conocer la forma en que se ejecutó esta prueba no destructiva.

2.5 Pruebas Destructivas

Las pruebas destructivas se practicaron en probetas pequeñas de 410x25x25 mm siguiendo los criterios de la normativa ASTM D 143-12 [12]. Se calcularon las variables carga máxima, deformaciones, cargas en el límite de la proporcionalidad, tipo de falla y densidad seca al aire. Las pruebas fueron ejecutadas en la Escuela Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" (ESALQ-USP) de la ciudad de Piracicaba, usando para ello la máquina universal Contenco UMC 300 con la celda de carga de 5 t. La Figura 1 (derecha) permite tener una idea de la forma en que fue ejecutado el ensayo.

Figura 1: Montaje de referencia para NDT (izquierda) usando el programa BING y para la prueba de flexión longitudinal (derecha) con probetas de 410x25x25 mm de la especie *C. panamensis*

2.6 Análisis estadístico de la información

Los datos obtenidos fueron densidad seca al aire, contenido de humedad, módulo de elasticidad dinámico en todos los tamaños de probetas y módulo de elasticidad estático para el caso de las piezas de 410 mm. Se realizaron las estadísticas descriptivas, también se aplicaron pruebas de normalidad

por Shapiro-Will y Kolmogorov-Smirnov, además se evaluaron las pruebas de Levene para homogeneidad de varianzas. En los casos donde no se aceptó la normalidad, se practicaron pruebas no paramétricas de Kruskal Wallis. Las diferencias entre los tratamientos fueron evaluadas por el test de Mann-Whitney-Wilcoxon [13], a un 95% de confiabilidad. Por último, se implementaron correlaciones no paramétricas (Spearman) entre los tratamientos seleccionados para los factores y las variables E_d y D_{sa}. El programa usado para el análisis de los datos fue IBM SPSS *Statistics* 24 [14].

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para el caso del material experimental más pequeño se obtuvo una correlación altamente significativa ($\rho<0.01$) entre los valores de MoE y E_d la cual llegó al 62.7%. Los resultados medios del módulo de elasticidad para cada tratamiento en la madera maciza por el método de la norma ASTM D 143 y el método de la NDT fueron 9.434,38 (±1831) MPa y 10.318,43 (±2313,7) MPa, respectivamente. La expresión para representar un valor en función del otro se da a conocer en la Ecuación 1 y aplica para unidades en MPa.

$$MoE = E_d * 0{,}50905 + 4.148{,}4 \quad (1)$$

Lo valores de densidad seca al aire (D_{sa}) y E_d se dan a conocer en la Tabla 3. Allí se visualiza el número de probetas obtenido por tratamiento. A simple vista, los valores de densidad son muy similares para todos los tratamientos o lo que es lo mismo combinaciones de grados y tamaños, mientras que los valores de E_d tienen un rango de variación más amplio.

Tabla 3: Valores medios de densidad seca al aire (Kg.m^{-3}) y módulo de elasticidad (MPa) obtenido por el procedimiento no destructivo

Tamaño de *C. panamensis* (mm)	Grados de Clasificación	Número de Probetas	Densidad seca al aire (D_{sa})		Módulo de Elasticidad dinámico (E_d)	
			Media (Kg.m^{-3})	Desviación estándar (Kg.m^{-3})	Media (MPa)	Desviación estándar (MPa)
410x25x25	Grado A	35	422,9	61,8	10732	2005
	Grado B	15	435,7	85,8	10569	2842
	Grado C	10	399,8	56,6	8495	1668
810x62x45	Grado A	30	420,8	45,0	10530	1378
	Grado B	29	421,5	59,1	9175	2199
	Grado C	30	439,3	59,0	9971	1985
2000x62x45	Grado A	27	429,5	32,4	11927	1207
	Grado B	8	441,7	32,4	11885	2644
	Grado C	16	432,1	40,1	12038	1880

Los valores para cada variable fueron puestos en forma de barras de caja y bigote en la Figura 2, allí se visualiza el comportamiento para cada variable. En términos generales los dos menores tamaños de material muestran un patrón similar en el E_d. Mientras que para las piezas de 2000 mm de longitud esta variable presenta valores más altos. En lo que respecta a la densidad, los valores medios son muy similares en todos los tamaños.

Para validar los datos y determinar el camino a seguir en la selección de los modelos estadísticos, se aplicaron los test de normalidad de la Tabla 4 y el test de homogeneidad de varianzas de la Tabla

5. No obteniendo normalidad en todos los casos, se optó por presentar los resultados agregados para cada variable y correr modelos no paramétricos para presentar valores de salida de las dos variables de manera conjugada. Los datos de estos modelos se presentan en el Anexo A.

Tabla 4: Pruebas de normalidad para las dos variables evaluadas segmentadas por tamaño

Variables	Tamaño (mm)	Kolmogorov-Smirnov[a]			Shapiro-Wilk		
		Parámetro	g.l.	Sig.	Parámetro	g.l.	Sig.
E_d	410X25X25	0,123	60	0,024	0,967	60	0,108
	810x62x45	0,050	89	0,200*	0,979	89	0,170
	2000x62x45	0,092	51	0,200*	0,987	51	0,858
D_{sa}	410X25X25	0,115	60	0,049	0,959	60	0,040
	810x62x45	0,095	89	0,046	0,970	89	0,035
	2000x62x45	0,090	51	0,200*	0,984	51	0,700
a.: Con la corrección significativa de Lilliefors. *Límite inferior de la significación verdadera. g.l.: Grados de libertad. Sig.: Significancia							

Al aplicar la prueba no paramétrica Mann-Whitney-Wilcoxon se obtuvieron diferencias significativas entre tamaños al interior de la variable E_d, mas no en la variable D_{sa}. Gráficamente se puede verificar esta información (Figura 3). Se nota que el E_d es muy sensible al grado de clasificación de la madera, sobre todo en las probetas de 410 y 800 mm de longitud; no así en las piezas FJ de 2000 mm, donde las variaciones del E_d no fueron considerables a pesar de la clasificación diferenciada en los grados del material. En los dos primeros casos (410 y 800 mm) existe una aparente correlación entre los valores medios de E_d con la D_{sa}; pero dicho efecto se ve disipado en el modelo general cuando se adiciona la información de las piezas de mayor tamaño. La Tabla 6 evidencia una correlación positiva y significativa entre las dos variables del estudio ($\rho<0.001$) cuando se aplica el estadístico de Spearman. Lo mismo sucede entre el tamaño y la E_d. La correlación entre el grado y la E_d sigue siendo significativa ($\rho<0.05$), aunque negativa, lo cual representa que el E_d disminuye en el sentido de los grados A, B, C.

De otro lado, los valores de D_{sa} evidenciaron similaridad estadística, aunque las piezas de 410 mm con defectos no admisibles para uso estructural (Grado C), mostraron la media de tratamiento más baja y esta puede ser una justificación para los menores valores medios en la variable E_d.

Tabla 5: Pruebas de Levene para homogeneidad de varianzas en las dos variables evaluadas y su interacción*

	F	g.l.1	g.l.2	Sig.
E_d	2,207	8	191	0,029
D_{sa}	3,361	8	191	0,001
*Prueba la hipótesis nula de que la varianza de error de la variable dependiente es igual entre grupos.				
g.l.: Grados de libertad. Sig.: Significancia				

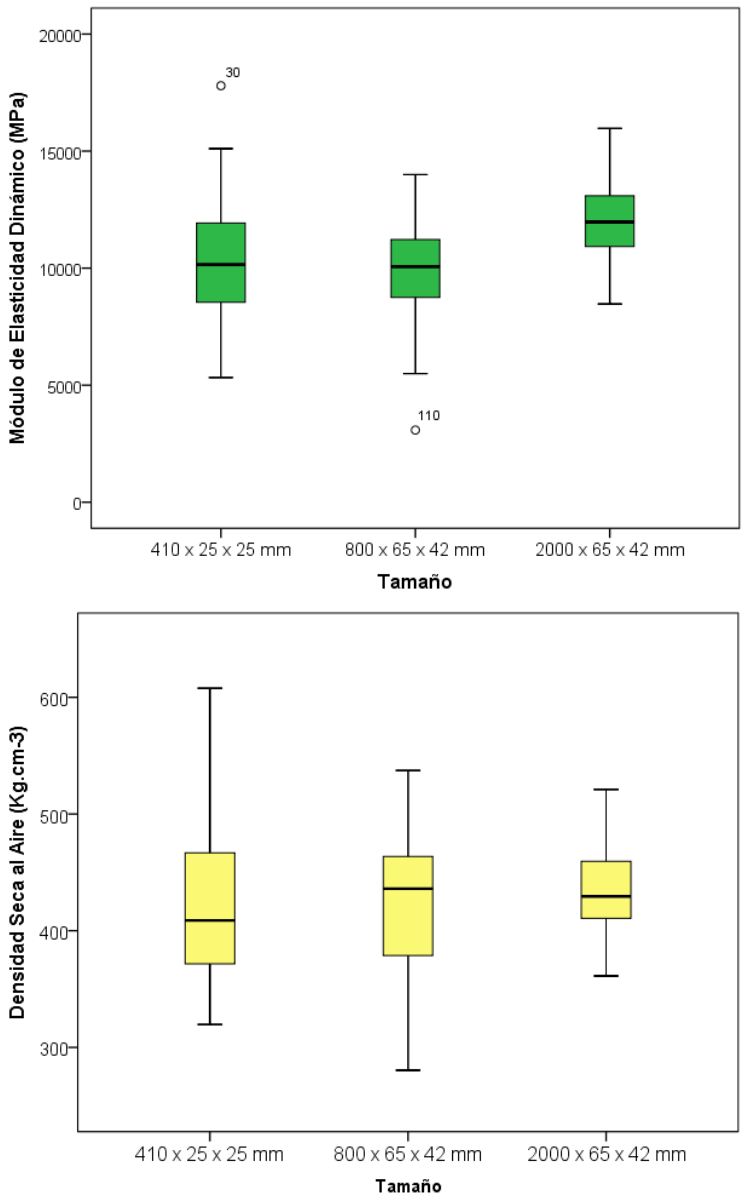


Figura 2: Diagramas de caja y bigote para el módulo de elasticidad dinámico (arriba) y la densidad seca al aire (abajo)

Comparando piezas de 2000 y 410 mm se puede entrever que en la medida que se disminuye el tamaño hay una mayor sensibilidad ante la presencia de defectos. Por ejemplo, piezas de 2000 mm con atributos del grado A, B y C[1] parecen incorporar mejor las diferencias anatómicas, expresando E_d menos diferenciados. No sucede lo mismo en piezas de 410 mm, donde la presencia de los mismos atributos tiene mayor posibilidad de disturbar tejidos y reducir los valores del E_d, al incidir por ejemplo, en toda la sección transversal y disipar la señal de excitación. En piezas más grandes (2000 mm), donde las características del grado C fueron eliminadas, se encontraron los mayores valores de E_d, a pesar del mayor número de uniones FJ, lo que abre una ventana acerca de la baja a nula influencia que sobre el E_d puede representar el tamaño del block en la conformación de lamelas, bajo las condiciones del presente trabajo.

[1] En este caso, el grado C hace referencia a lamelas con *blocks* grado A y B en dimensiones menores a 800 mm (180-700 mm), intercalados con *blocks* tipo B de 800 mm.

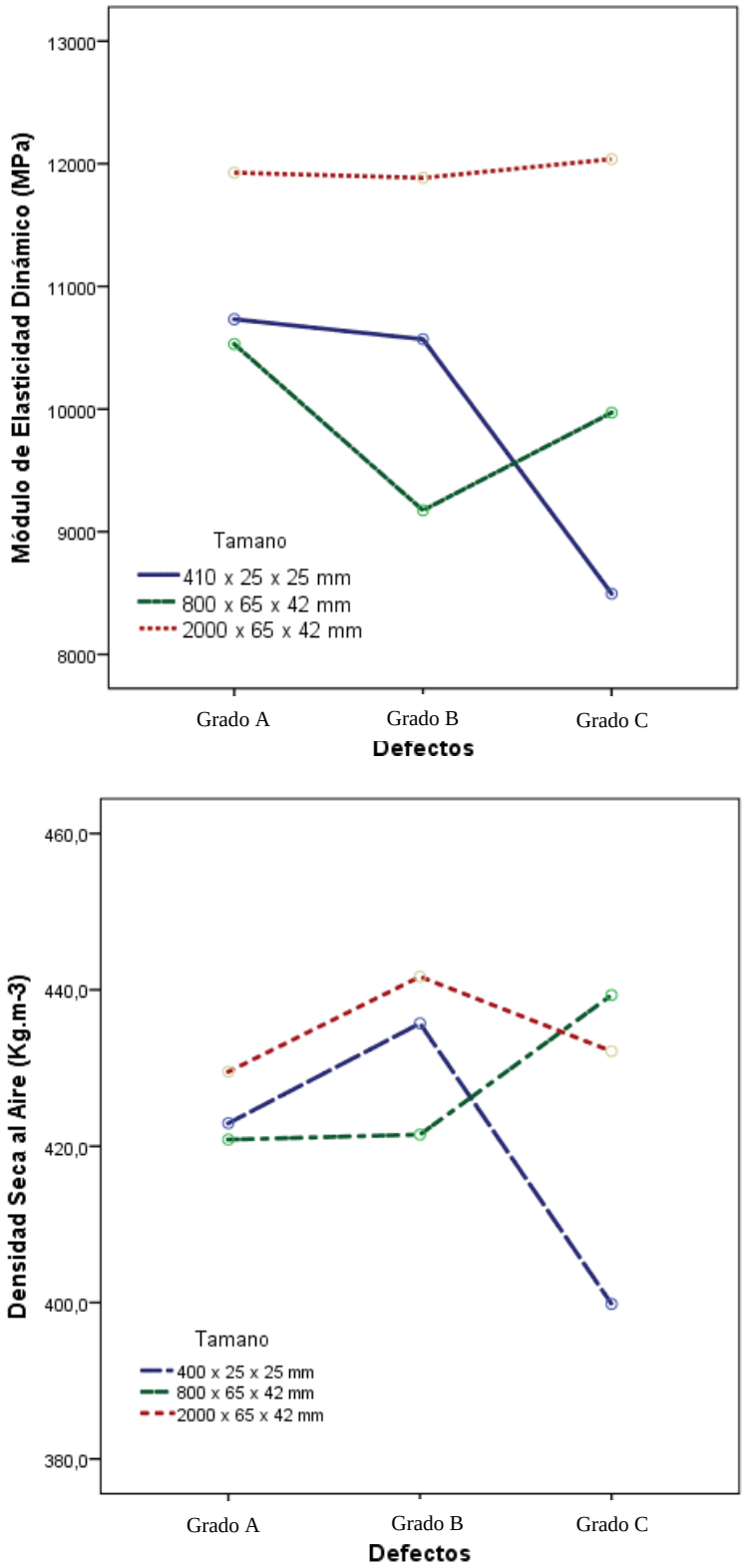


Figura 3: Módulo de elasticidad dinámico para cada tamaño de probetas y grado de calidad (arriba) y densidad seca al aire para cada tamaño de probetas y grado de calidad (abajo)

Una consecuencia de eliminar las características típicas del grado C, es la obtención de piezas más cortas y el aumento de uniones FJ para llegar a 2000 mm; este procedimiento puede despertar el interés entre los fabricantes de MLE, ya que podrían incorporar piezas pequeñas a la vez que se conservan los estándares elásticos[2]. Una alternativa prudente puede ser la inclusión de este nuevo material en áreas cercanas al eje neutro de las vigas, donde tendrían una menor exigencia estructural [14], [15], [16].

Tabla 6: Correlación de Spearman para los tratamientos y variables del estudio

Prueba	Variación	Parámetros	Tamaño	Grado	E_d	D_{sa}
Rho de Spearman	Tamaño	Coeficiente de correlación	1,0	0,097	0,288(**)	0,103
		Significación (bilateral)	.	0,174	0,000	0,146
		N	200	200	200	200
	Grado	Coeficiente de correlación		1,0	-,173(*)	0,057
		Significación (bilateral)		.	0,014	0,423
		N		200	200	200
	E_d	Coeficiente de correlación			1,0	0,592(**)
		Significación (bilateral)			.	0,000
		N			200	200
	D_{sa}	Coeficiente de correlación				1,0
		Significación (bilateral)				.
		N				200

** La correlación es significativa al nivel 0,01 (bilateral).
* La correlación es significativa al nivel 0,05 (bilateral).

En las piezas medianas de 800 mm, la respuesta es contrastante, pues características visuales en el material asociado a rechazo (grado C), presentaron un mejor E_d, respecto a aquellas piezas clasificadas como grado B, obteniendo valores cercanos al grado A; circunstancia que pone en entredicho el uso exclusivo del procedimiento visual como herramienta de clasificación. Una causa a esta situación es que gran parte del material en este tamaño con grado C, presenta nudos, médula, dimensiones menores, entre otros (Ver Figura 4 y Tabla 1), que son características típicas del tejido cercano a la región central de estos árboles. Si se evalúa transversalmente, es una zona que se caracteriza por una mayor densidad, como es típico de las latifoliadas, y de ahí puede desprenderse un mayor valor del E_d, cuyo valor final depende proporcionalmente de este parámetro [18]. El Anexo A da a conocer los resultados detallados de las comparaciones por métodos no paramétricos entre los diferentes tratamientos, para las dos variables seleccionadas.

Como consideración final puede decirse que desde los inicios de la formulación de las normas de clasificación de la madera en Colombia, que coinciden con los primeros resultados de la JUNAC [19], a inicios de los 80's, cuando aún existían grandes áreas de bosques prístinos proveedores de material, se ha sido muy estricto con este noble material de construcción. En otras palabras, se ha seguido con una política en extremo exigente con los términos de referencia que debe cumplir la madera, para que sea digna como pieza estructural. Situación que ha conllevado a que grandes volúmenes de madera

[2] Se debe verificar si los estándares de resistencia máxima y en el límite proporcional también se mantienen.

sean rechazados en las plantas de transformación porque no cumplen las normativas, desestimulando su uso por la acumulación de productos no conformes y elevados costos en su obtención por cuenta de este rechazo.

Una alternativa corresponde a nuevas propuestas de clasificación de rápida evaluación y la incorporación en conjuntos estructurales como la MLE. Esto brindará la posibilidad de un producto normalizado y más competitivo que los productos y procesos antecesores. Es aquí donde los resultados de esta propuesta cobran relevancia. Pues de manera preliminar, es evidente el mejor comportamiento de la madera cuando hace parte de un conjunto FJ (2000 mm- Grados A, B y C) versus piezas individuales de menor tamaño, especialmente cuando presentan defectos (410 mm- Grado C y 800 mm- Grados B y C), otorgando así la posibilidad de mejorar en muchos sentidos, las perspectivas de utilización de la madera, cuya naturaleza es anisotrópica y de amplia variabilidad; eso sí, sin olvidar los aspectos más relevantes de fabricación, uso y mantenimiento [20]. En todo caso deberán definirse, cuantificarse y respetarse los límites de los defectos para cada grado y para cada especie, como ya lo proponen algunas normativas en Norteamérica [21].

Figura 4: Piezas de *C. panamensis* de 800 mm de longitud clasificadas como grado C.

4. CONCLUSIONES

Es posible representar el módulo de elasticidad estático de la madera a partir del módulo de elasticidad dinámico, calculado a partir de NDT en piezas de 410x2,5x2,5 mm, usando para ello el modelo econométrico presentado.

Los valores de densidad seca al aire se mantuvieron constantes en todos los tratamientos independientemente de los diferentes tamaños y grados de calidad. A pesar de visualizar una reducción drástica de esta variable en las piezas de menor tamaño cuando presentan defectos, no puede considerarse una situación estadísticamente significativa.

Los valores de elasticidad por vibración presentaron diferencias significativas cuando se compararon los grados de calidad. Así la madera grado A presentó la media más alta y se diferenció estadísticamente de los grados B y C, que no lograron diferencias entre ellos. Ver anexo A.

Por otro lado, la madera de 2000 mm presentó los mayores valores de E_d, diferenciándose estadísticamente de los tamaños 800 y 410 mm, que exhibieron igualdad entre ellos. Ver anexo A.

Las NDT's pueden ser consideradas con potencial de uso para la caracterización y clasificación de la madera de *C. panamensis* con destino a la fabricación de MLE en Colombia, por lo que se recomienda incluir su utilización en las normativas de carácter nacional.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su total agradecimiento a los organizadores de este evento tan importante para Latinoamérica, a los evaluadores anónimos por sus valiosas contribuciones, así como a las

entidades que realizaron aportes para el desarrollo y culminación de este trabajo, entre ellos: Interquim S.A (Subsidiaria de AKZO NOBEL), Organización de Maderas Aponte, Ripoll Laminados, Laboratorio de Engenharia da Madeira (LEM) de la ESALQ-USP, Organización de los Estados Americanos (OEA), CAPES y especialmente a la Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

REFERENCIAS

[1] K. Van Eynde and T. Blomley, *Causas de la ilegalidad de la madera en colombia*, WWF-Colomb. Reino Unido, 2015.
[2] A. Colorado, "SAJO : El Valioso desconocido," *Rev. M&M*, vol. 44, pp. 1–6, 2004.
[3] [3] R. J. Ross, "Nondestructive Testing and Evaluation of Wood," in *Nondestructive Evaluation of Wood. General Technical Report FPL-GTR-238*, Second Edi., R. J. Ross, Ed. Madison, WI:U.S. Deparment of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory., 2015, p. 167.
[4] A. American Society for Testing and Materials, *ASTM D3737-93c. Standard practice for Establishing Stresses for Structural Glued Laminated Timber (GLULAM)*. United States, 2012, p. 40.
[5] R. Argüelles, F. Arriaga, and J. J. Martínez, *Estructuras de Madera Diseño y Cálculo*, 2a ed. Madrid, España: AiTiM, 2000.
[6] Asociación Colombiana de Ingeniería Sismica, *NSR-10, Titulo G Norma Sismoresistente Colombiana*. Colombia, 2010, p. 168.
[7] J. del A. de C. JUNAC, *Manual del Grupo Andino para el Secado de Maderas*. Cali, Colombia, 1989.
[8] CIRAD, "BING®, wood quality analysis system," *A non-destructive system for measuring the mechanical characteristics of wood and wood products*, 2015. [Online]. Available: http://www.cirad.fr/en/innovation-expertise/products-and-services/equipment-and-processes/bing-r-wood-quality-analysis-system.
[9] R. J. Bernhard, F. A. Milner, and G. Rabbiolo, "Vibrations of a beam and related statistical properties," *Math. Comput. Model.*, vol. 34, no. 5–6, pp. 657–675, Sep. 2001.
[10] S. Timoshenko, *Resistencia de Materiales. Primera Parte: Teoría Elemental y problemas*, 2a. Madrid, España, 1957.
[11] L. B. Otani, P. G. de A. Segundinho, E. A. M. Morales, and A. H. A. Pereira, "Elastic moduli characterization of wood and wood products using the impulse excitation technique," 2015.
[12] A. American Society for Testing and Materials, *ASTM D 143. Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber*, vol. 94, no. C. USA, 2010, pp. 1–31.
[13] H. B. Mann and D. R. Whitney, "On a Test of Whether one of Two Random Variables is Stochastically Larger than the Other," *Ann. Math. Stat.*, vol. 18, no. 1, pp. 50–60, 1947.
[14] M. Norusis, "IBM SPSS Statistics 24 Brief Guide." IBM Corporation, Tokio, Japan, p. 108, 2011.
[15] H. Yang, D. Ju, W. Liu, and W. Lu, "Prestressed glulam beams reinforced with CFRP bars," *Constr. Build. Mater.*, vol. 109, pp. 73–83, Apr. 2016.
[16] A. Nubissie, E. Kingne Talla, and P. Woafo, "Effects of the combined action of axial and transversal loads on the failure time of a wooden beam under fire," *Mater. Des.*, vol. 40, pp. 331–335, Sep. 2012.
[17] W. Lu, Z. Ling, Q. Geng, W. Liu, H. Yang, and K. Yue, "Study on flexural behaviour of glulam beams reinforced by Near Surface Mounted (NSM) CFRP laminates," *Constr. Build. Mater.*, vol. 91, pp. 23–31, Aug. 2015.
[18] M. Roohnia, A. Tajdini, and N. Manouchehri, "Assessing wood in sounding boards considering the ratio of acoustical anisotropy," *NDT E Int.*, vol. 44, no. 1, pp. 13–20, Jan. 2011.
[19] F. J. Keenan and M. Tejada, *Tropical Timber for Building Materials in the Andean Group Countries of South America*. 1984.
[20] P. Dietsch and T. Tannert, "Assessing the integrity of glued-laminated timber elements," *Constr. Build. Mater.*, vol. 101, pp. 1259–1270, 2015.
[21] A. American Society for Testing and Materials, *ASTM D 245. Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber*. USA, 2006, p. 16.

ANEXO A

Tabla A1. Comparaciones no paramétricas entre los diferentes tamaños

Tamaño 410mm vs 2000mm			
	Grados	E_d	D_{sa}
Mann-Whitney U	1367,5	831,5	1249,0
Wilcoxon W	3197,5	2661,5	3079,0
Z	-1,072	-4,1	-1,663
Asymp. Sig. (2-tailed)*	0,284	0,000	0,096

Tamaño 410mm vs 800mm			
	Grados	E_d	D_{sa}
Mann-Whitney U	1932,500	2495,0	2421,5
Wilcoxon W	3762,500	6500,0	4251,5
Z	-3,057	-0,7	-0,962
Asymp. Sig. (2-tailed)*	0,002	0,498	0,336

Tamaño 800mm vs 2000mm			
	Grados	E_d	D_{sa}
Mann-Whitney U	1945,000	965,0	2198,0
Wilcoxon W	3271,000	4970,0	6203,0
Z	-1,499	-5,6	-0,310
Asymp. Sig. (2-tailed)*	0,134	0,000	0,757

*Significancia asintótica para dos muestras

Tabla A2. Comparaciones no paramétricas entre los diferentes grados

Grados A vs C			
	Tamaño	E_d	D_{sa}
Mann-Whitney U	2221,0	2065,5	2381,0
Wilcoxon W	6499,0	3661,5	6659,0
Z	-1,5	-2,0	-0,8
Asymp. Sig. (2-tailed)*	0,135	0,044	0,441

Grados A vs B			
	Tamaño	E_d	D_{sa}
Mann-Whitney U	2340,500	1684,5	2273,5
Wilcoxon W	3718,500	3062,5	6551,5
Z	-0,229	-2,9	-0,493
Asymp. Sig. (2-tailed)*	0,819	0,003	0,622

Grados B vs C			
	Tamaño	E_d	D_{sa}
Mann-Whitney U	1184,000	1307,5	1415,0
Wilcoxon W	2562,000	2685,5	2793,0
Z	-1,854	-0,9	-0,252
Asymp. Sig. (2-tailed)*	0,064	0,361	0,801

*Significancia asintótica para dos muestras

: Representa diferencias significativas ($\rho<0.05$)

CAPACIDAD DE PREDICCIÓN DE CALIDAD ESTRUCTURAL DE LA MADERA CON MÉTODOS SÓNICOS DESDE EDADES TEMPRANAS

STRUCTURAL WOOD QUALITY PREDICTION CAPACITY WITH ACOUSTIC METHODS, IN YOUNG TREES

Gonzalo Caballé [(1)], Rafael Mansini [(2)], Oscar Santaclara [(3)], Raquel Gonçalves [(4)], Manuel Guaita [(5)], Francisco J. Lario Leza [(6)], Esther Merlo [(7)]

(1) Dr. Ing. Ftal., Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), Bariloche, Argentina
(2) Prof., Laboratório de Ensaios Não Destrutivos, FEAGRI, UNICAMP, Campinas, Brasil
(3) Ing. Ftal., MADERA PLUS, SL. Ourense, España
(4) Dra. Prof., Laboratório de Ensaios Não Destrutivos, FEAGRI, UNICAMP, Campinas, Brasil
(5) Dr. Prof., Dir. Plataforma de Ingeniería de la Madera Estructural (PEMADE) de la USC, Lugo, España
(6) Ing. Ftal, TRAGSA, Maceda, España; (7) Dra. Ing. Ftal., MADERA PLUS, SL. Ourense, España
Dirección de contacto: Esther Merlo - maderaplus@maderaplus.es

Código de identificación: T3-34

Resumen

La posibilidad de realizar una predicción de las propiedades tecnológicas que definen la aptitud para uso estructural de la madera, a partir de la medición de variables no destructivas sobre el árbol en pie a edades tempranas, permite acelerar los procesos de mejora genética de una especie o mejorar la eficiencia de las tareas de manejo forestal visando la producción de madera de calidad. El presente estudio se realizó sobre 40 árboles de *Pinus pinaster* de 9 años de edad. Los árboles fueron evaluados en pie y posteriormente apeados. En cada árbol se midieron variables de crecimiento, forma y velocidad de propagación de onda sónica en sentido longitudinal y radial. Se realizó un ensayo a flexión del fuste completo y la determinación mecánica del módulo de elasticidad (MOE), módulo de rotura (MOR), y densidad de la madera. Posteriormente, se desarrollaron modelos de regresión multivariante para predecir dichas propiedades. Los tres modelos desarrollados presentan un porcentaje de predicción próximo o superior al 50%. La esbeltez, la inclinación del árbol y la velocidad de propagación de la onda sónica en sentido longitudinal, son las variables que mejor se relacionan con el MOR y el MOE. En cuanto a la densidad, el diámetro de las ramas y la velocidad de propagación en la cara de compresión fueron relevantes. Deberán tenerse en cuenta estas variables en las labores de gestión selvícola y selección genética si se pretende obtener madera estructural de calidad.

Palabras clave: Pinus pinaster; MOR; MOE; métodos no destructivos

Abstract

Making a prediction of the technological properties that define the structural quality of the wood, from non-destructive methods on the standing tree at early ages, allows to accelerate the processes of selection and genetic improvement of a Species or improve the forest management efficiency aiming the production of high quality timber. The present study was carried out on 9 years old Pinus pinaster (n: 40). The measurements were made in standing trees and then they were felled. In each tree, growth and shape variables were measured and the acoustic wave velociy propagation in the longitudinal and radial directions was also measured. Standard test method for elasticity (MOE) and rupture modulus (MOR) of entire stem and density of the wood were performed in all trees. Subsequently, multivariate regression models were developed to predict these properties. The three models developed have coefficient of determination close or greater than 50%. The slenderness, the inclination of the tree and the wave velocity propagation in the longitudinal direction are the variables that best relate to MOR and MOE. As for density, the diameter of the branches and the velocity of propagation in the face of compression were relevant. These variables should be taken into account in the silvicultural management and genetic selection in order to obtain high quality structural timber.

***Keywords**: Pinus pinaster; MOR; MOE; non-destructive evaluation methods*

1. INTRODUCCIÓN

El *Pinus pinaster* Ait. es una de las especies coníferas más importantes utilizadas por la industria forestal de España, especialmente en Galicia, donde se producen más de 2,8 millones de metros cúbicos anuales de madera en rollos de esta especie. El destino principal, en esta región, es la industria de triturado para producción de distintos tipos de paneles. No obstante, el *P. pinaster* presenta propiedades mecánicas aptas para su empleo como madera estructural con clase resistente media-alta [1,2,3]. La posibilidad de realizar una predicción de las propiedades tecnológicas que definen su aptitud para uso estructural, a partir de la medición de variables no destructivas sobre el árbol en pie a edades tempranas, permite acelerar los procesos de mejora genética de esta especie y al mismo tiempo, mejorar la eficiencia de las tareas de manejo forestal visando la producción de madera de calidad estructural.

El objetivo del presente trabajo fue desarrollar modelos de predicción para las principales variables que definen el uso estructural de la madera (módulo de elasticidad, resistencia a flexión y densidad básica) utilizando mediciones no destructivas sobre árboles en pie en etapa juvenil (9 años).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El presente estudio se realizó sobre 40 árboles de *P. pinaster* de 9 años de edad que formaban parte de un ensayo de procedencias de la especie, instalado en el vivero forestal de la empresa TRAGSA (42º16´43´´N, 7º37´29´´O), Maceda, Orense, España. Se seleccionaron de manera aleatoria 3-5 árboles de las 10 procedencias con mejor desempeño (tasa de crecimiento y volumen) sobre un grupo total de 25 procedencias. Los árboles fueron evaluados en pie y posteriormente apeados. En cada árbol se midió el diámetro a la altura del pecho (DAP, 1,3 m) con forcípula y la altura total y de inicio de la copa con pértiga. Relacionando la altura total con el DAP, se estimó el coeficiente de esbeltez. En el verticilo más próximo al DAP, se contaron todas las ramas y se midieron los diámetros de las mismas empleando calibre digital y su ángulo de inserción en el tronco mediante clinómetros. Se registró el número total de verticilos en cada árbol diferenciándolos en vivos y muertos.

La rectitud fue evaluada con dos tipos de mediciones. La primera, consistió en medir la flecha máxima originada al colocar una varilla recta de 1,8 m de longitud desde la base del árbol. La segunda, se realizó colocando una plomada a la altura del DAP en la posición del perímetro donde mayor inclinación se observaba para luego medir el ángulo formado con la vertical utilizando un clinómetro.

En los árboles en pie, se midió la velocidad de propagación de la onda acústica (método de tiempo de vuelo) utilizando el equipo de ultrasonido USLab (AGRICEF, Brasil), y los equipos sónicos ST300 (FibreGen, Nueva Zelanda) y MST Microsecond Timer (Fakopp, Hungría). Se realizó una medición con estos tres equipos en sentido longitudinal, en la cara opuesta a la de madera de compresión originada por la inclinación del árbol y sólo con los equipos MST y USLab en la cara de compresión de cara a reducir el daño por inserción de los transductores del ST300 en árboles de tan pequeño porte. Asimismo, se realizó una medición en sentido radial (USLab y MST) colocando los sensores a un metro de altura respecto al suelo y a ambos lados del tronco en sentido de madera de compresión a madera opuesta.

Finalizadas las mediciones en pie, los árboles fueron apeados, desramados y los fustes enteros (aproximadamente 3 m de longitud) se enviaron al laboratorio PEMADE, en la Escuela Politécnica Superior de Lugo (Universidad de Santiago de Compostela) para realizar los ensayos mecánicos. Las pruebas fueron realizadas en un banco de ensayos múltiple con cuatro actuadores, de 200 y 600 kN, de la firma MicroTest. Cada fuste se sometió a flexión colocándolo sobre dos apoyos, a una distancia aproximada a de 18 veces el diámetro con corteza en la sección central, y aplicando dos cargas iguales y simétricas en el tercio central de la luz. La carga se aplicó a velocidad constante de recorrido, midiendo la deformación durante el tramo elástico en el centro de la luz y en el canto inferior de cada fuste. Esta deformación se utilizó para el cálculo del módulo de elasticidad (MOE). Una vez

sobrepasado el tramo elástico, se llevó cada fuste hasta la rotura con el fin de conocer la carga máxima aplicada y realizar el cálculo de la resistencia a flexión (MOR). Una vez finalizado el ensayo, fue extraída una rodaja libre de defectos lo más cercana posible a la sección de rotura para la determinación de la densidad y humedad de cada fuste. Para esto, la rodaja fue pesada con precisión de 0,01 gramos y medidas sus dimensiones con calibre con precisión de 0,01 milímetros, y se secó en estufa según la norma EN 13.183-1 con el fin de conocer su contenido de humedad. A partir de este contenido de humedad y de las dimensiones y peso de la rodaja, se determinó la densidad básica de la madera en cada fuste.

En el cálculo del MOR y MOE fueron empleadas las Ecuaciones 1 y 2. Para la obtención del módulo de elasticidad se utilizó la carga correspondiente al 40% ($P_{40\%}$) y 10% ($P_{10\%}$) para la carga de rotura, así como los desplazamientos verticales en este trecho ($f_{40\%}$ y $f_{10\%}$).

$$MOR = \frac{16 P_{max} L}{3\pi D^3} \quad (1)$$

$$MOE = \frac{1{,}33 L^3 (P_{40\%} - P_{10\%})}{\pi D^4 (f_{40\%} - f_{10\%})} \quad (2)$$

Donde: *MOR* = módulo de ruptura a flexión (MPa); P_{max} = carga máxima (N); L = espacio libre entre apoyos (mm); *MOE* = módulo de elasticidad (MPa); $P_{40\%}$ = 40% de la carga máxima (N); $P_{10\%}$ = 10% de la carga máxima (N); $f_{40\%}$ = desplazamiento vertical correspondente a $P_{40\%}$ (mm); $f_{10\%}$ = desplazamiento vertical correspondente a $P_{10\%}$ (mm).

Posteriormente, se desarrollaron modelos de regresión múltiple para predecir MOR, MOE y densidad básica. Se empleó el procedimiento “paso a paso” (setpwise) para elegir el subconjunto de variables regresoras que formaron parte del modelo y se descartaron posibles problemas de colinealidad entre las variables manteniendo el factor de inflación de la varianza (VIF en inglés) por debajo de 10. La bondad de ajuste de los modelos de regresión fue fijada en base al coeficiente de determinación, R^2, buscando minimizar el error cuadrático medio promedio. Se eliminaron datos con residuos studentizados menores o mayores a -2 y 2 por considerarlos aberrantes. Para el caso de la velocidad de propagación de la onda acústica se evaluaron las diferencias entre los equipos mediante el test de comparación de medias de Students.

3. RESULTADOS

La tasa de crecimiento anual promedio fue 0,88 cm.año^{-1} en diámetro y 0,49 cm.año^{-1} en altura existiendo una escasa correlación entre ambos parámetros. Los arboles con mayor crecimiento en altura, fueron las que menor crecimiento en diámetro presentaron. En consecuencia, la esbeltez, fue mayor en los árboles con mayor crecimiento en altura. La rectitud del árbol, medida a través del ángulo de inclinación o la flecha, fue la variable con mayor dispersión en los datos (Tabla 1).

La velocidad de propagación de la onda acústica en los árboles en pie presentó diferencias entre los equipos utilizados debidas, especialmente, a la forma de medición de cada equipo. No obstante, se comprobó una correlación alta (R^2=0,82, Fig. 1) y positiva entre las medidas de velocidad de los equipos sónicos (ST300 y MST Fakopp) y algo menor entre los equipos sónicos y el ultrasónico (USLab, R^2= 0,60, Fig. 1).

Tabla 1: Valores promedio (EE), máximos y mínimos de las principales características de crecimiento evaluadas sobre árboles de *Pinus pinaster* de 9 años de edad.

Variable	n	Media	E.E.	Mínimo	Máximo
Altura total (m)	40	4,44	0,09	3	5,85
Altura inicio de copa (m)	40	1,11	0,07	0,25	2,25
Diámetro a la altura del pecho (DAP, 1,3 m)	40	7,93	0,15	5,99	10,24
Ángulo de inclinación (°)	40	12,15	1,13	1,4	36,3
Flecha en 1,8 m desde la base (mm)	40	53,73	4,17	8	124
Esbeltez (adimensional)	40	56,78	1,54	42,25	75,62
Cantidad de verticilos	36	11,94	0,42	7	17
Verticilos Muertos	39	4,59	0,29	0	8
Ramas x Verticilo a 1,3 m	39	5,1	0,22	2	8
Diámetro de ramas a 1,3 m (mm)	36	14,67	0,65	6,64	22,44
Ángulo de ramas a 1,3 m (°)	39	64,77	2,25	6	85

La velocidad de propagación de la onda acústica promedio en sentido longitudinal sobre la cara opuesta a la compresión fue 2465 m.s^{-1} y en la cara de compresión 2365 m.s^{-1}. La velocidad en sentido radial promedio arrojó un valor de 2050 m.s^{-1} y en sentido tangencial fue algo menor, 1870 m.s^{-1}.

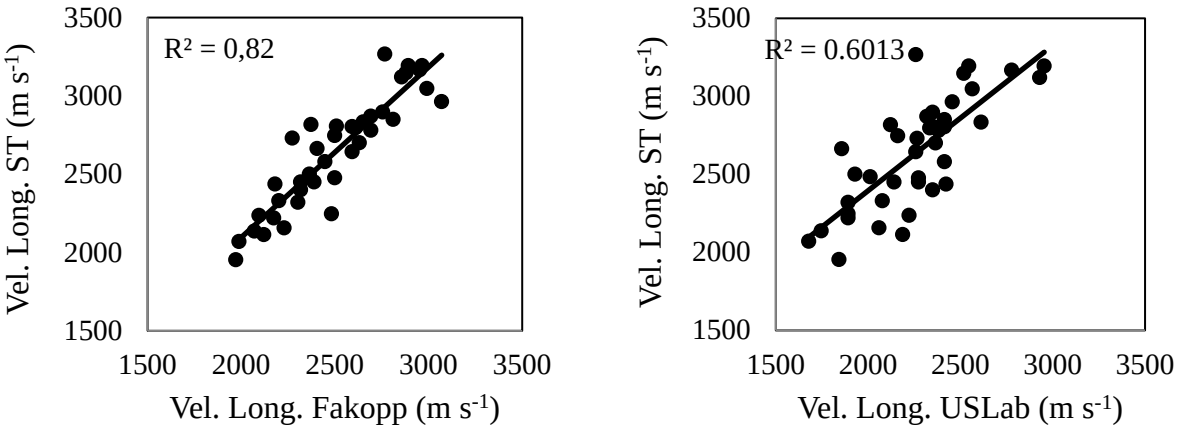


Figura 1: Relación entre valores de velocidad de propagación de onda acústica en sentido longitudinal con equipos sónicos ST300 y MST Fakopp (izquierda) y entre el equipo sónico ST300 y el ultrasónico USLab (derecha).

El módulo de elasticidad promedio (MOE) fue 1655,8 N.mm^{-2} (±675,4), la resistencia a flexión promedio (MOR) 18,5 N.mm^{-2} (±5,4) y la densidad básica promedio 0,36 g.cm^{-3} (±0,05). La densidad básica no presentó correlación significativa con el MOE (r = 0,16, p = 0,34) ni con el MOR (r = 0,2; p = 0,22). La velocidad de propagación de la onda acústica en sentidos longitudinal y tangencial, independientemente del equipo utilizado, presentaron una correlación positiva superior a 0,6 y significativa tanto con el MOE como el MOR. Por el contrario, la velocidad en sentido radial presentó una correlación negativa y no significativa con los mismos parámetros. La velocidad de propagación, en cualquiera de los sentidos, presentó correlaciones inferiores a 0,3 y no significativas con la densidad básica.

Los modelos predictivos para el MOE y MOR, realizados para cada equipo, quedaron conformados por la velocidad de propagación de onda acústica en sentido longitudinal en la cara opuesta a la compresión (*VL*), la flecha (*F*) o el ángulo de inclinación del árbol (*Ang*) y la altura total del árbol (*H*) o la esbeltez (*E*). Los valores del coeficiente de determinación, R^2, fluctuaron entre 0,58 y 0,68 siendo el equipo ST300 el que mejor ajuste presentó con ambas variables (Tabla 2).

Tabla 2: Ecuaciones y parámetros estimados para predicción de MOR y MOE con equipos ST 300 (FibreGen, Nueva Zelanda), MST (Fakopp (Hungría) y USLad (AGRICEF, Brasil) en árboles de 9 años de *Pinus pinaster*.

Ecuación y parámetros estimados	R^2_{Aj}	ECMP
ST300		
MOE = -1948,11+ 0,98VL + 21,46E – 21,24Ang	0,63	222829,5
MOR = -11,21 + 0,01VL – 0,04F + 1,73H	0,68	11,06
MST Fakopp		
MOE = -2103,86 + 1,03VL + 24,97E – 20,64Ang	0,59	237971,1
MOR = -13 + 0,01VL + 2,83H – 0,05F	0,59	14,33
USLab		
MOE = -1555,18 + 0,93VL + 23,94E – 5,32F	0,60	241045,6
MOR = -10,56 + 0,01VL + 2,80H – 0,05F	0,58	14,48

MOE: módulo de elasticidad global ($N.mm^{-2}$), *MOR*: resistencia a flexión ($N.mm^{-2}$), *VL*: velocidad de propagación de onda acústica en sentido longitudinal sobre la cara opuesta a la compresión ($m.s^{-1}$), *E*: esbeltez (adimensional), *Ang*: ángulo de inclinación del árbol (°), *F*: Flecha (mm) y *H*: Altura total (m). ECMP: Error cuadrático medio promedio.

Los modelos estudiados para la predicción de densidad básica consideran un número mayor de variables que los modelos anteriores y se logra un coeficiente de determinación inferior. Las velocidades de propagación de onda en sentido longitudinal en la cara opuesta a la compresión y en sentido radial o tangencial medidas con los equipos sónicos (ST300 o MST), presentaron escasa o nula asociación con la densidad básica. Por el contrario, a partir de mediciones de velocidad de propagación de la onda en sentido longitudinal en la cara de compresión realizadas con el equipo USLab (ultrasónico), junto a un grupo de variables de forma y estructura, se logra un modelo que arroja un coeficiente de determinación R^2 = 0,5 (Tabla 3).

4. DISCUSIÓN

La madera juvenil formada en los primeros años de actividad del cambium vascular, se caracteriza por su baja densidad, paredes celulares delgadas, traqueidas cortas con lúmenes grandes, alto ángulo del grano y alto ángulo microfibrilar [4]. Como consecuencia, los valores de rigidez, módulo de elasticidad y densidad encontrados son inferiores a los que presenta la madera madura de *P. pinaster* [3].

Tabla 3: Ecuación y parámetros estimados para predicción de densidad básica con equipo ultrasónico USLad (AGRICEF, Brasil) en árboles de 9 años de *Pinus pinaster*.

Ecuación y parámetros estimados	R^2_{Aj}	ECMP
USLab $Den.\ básica = 0{,}31 + 5{,}7.10^{-5} VL_c + 2{,}9.10^{-3} Ang - 4{,}2.10^{-3} D_r - 0{,}01 DAP + 4{,}2.10^{-3} Vert$	0,50	0,002

Den. Básica: densidad básica (grcm^{-3}), VL_c: velocidad de propagación de onda acústica en sentido longitudinal sobre la cara de compresión originada por la inclinación del árbol (ms^{-1}), *Ang*: ángulo de inclinación del árbol (°), D_r: diámetro promedio de las ramas del verticilo más próximo al DAP (mm), *DAP*: diámetro a la altura del pecho, 1,3m sobre el suelo (cm) y *Vert*: número de verticilos totales. ECMP: Error cuadrático medio promedio.

Los modelos predictivos desarrollados para las variables elastomecánicas de la madera juvenil, permiten realizar una selección temprana de individuos o procedencias con cierto grado de seguridad (R^2>0,5) sabiendo que la selección se hace sobre madera que, a futuro, presentará mejores características para uso estructural. La velocidad de propagación de onda acústica, especialmente en sentido longitudinal, junto con la esbeltez o la altura y la rectitud del árbol (ángulo o flecha) son las variables que mejor predicen las características tecnológicas de la madera de *P. pinaster* en etapa juvenil.

La fuerte y positiva correlación entre las mediciones acústicas de los árboles en pie y las propiedades elastomecánicas de la madera, en particular el MOE, forman parte de la base teórica del empleo de estos métodos [5,6]. La velocidad de propagación de la onda dependerá esencialmente de las características mecánicas de la pared celular. Los retardos de señal que se produzcan serán debidos a la inclinación de las fibras respecto a la dirección de medida, la humedad y las singularidades o defectos que se presenten en su recorrido [5,7].

La correlación positiva entre la esbeltez y las propiedades mecánicas tiene su fundamento en la fórmula de pandeo de Euler. La altura crítica que el fuste de un árbol puede alcanzar antes de experimentar pandeo elástico depende del MOE, de la densidad en verde de la madera y del diámetro del fuste. Los individuos más esbeltos, evitan el pandeo de Euler aumentando la relación MOE/densidad, principalmente, a través de incrementos en el MOE, ya que la densidad es relativamente constante [8,9].

La relación entre la rectitud del árbol y la caracterización interna de la madera ha sido un tema ampliamente estudiado, especialmente cuando se examina la distribución espacial de la madera de reacción o compresión. Radi y Castera [10], en pino marítimo, encontraron que el porcentaje de madera de compresión y la excentricidad, definida como la relación entre el radio máximo y el mínimo, presentaron correlación positiva hasta los 6 m de altura. Más allá de esta altura las relaciones se hicieron menos evidentes. Más recientemente, Alteyrac y colaboradores [11] también analizaron el *P. pinaster* y en base a simulaciones computarizadas de la forma del árbol y de las características de la madera (MOE, densidad básica, contenido de humedad), concluyeron que la forma actual del fuste es un buen indicador de la ubicación de la madera de compresión, pero la relación es compleja y difícil de evaluar sin ningún conocimiento de la historia del árbol. La relación inversa entre la rectitud del árbol y las variables elastomecánicas (MOE y MOR) y directa con la densidad básica que se encontraron en el presente trabajo, posiblemente responda al reducido tamaño de los árboles (>6 m de altura) y al significativo efecto que la madera de compresión tiene sobre estos parámetros.

Numerosos estudios exploraron la relación entre la velocidad de propagación de la onda acústica y la densidad de la madera. Sin embargo, las conclusiones difieren considerablemente. En algunos casos la velocidad de propagación no depende de la densidad de la madera [12] y en otros, se prueba que aumentos de velocidad se relacionan con mayor densidad [13], o por el contrario, disminuye la

velocidad frente a aumentos de densidad [14]. El modelo predictivo desarrollado contempla una relación lineal positiva entre la velocidad de propagación de la onda y la densidad básica de la madera juvenil del *P. pinaster*. No obstante, esta respuesta se logró solo con la velocidad en sentido longitudinal sobre la cara de compresión originada por la inclinación del árbol y con el equipo ultrasónico. Los equipos sónicos no presentaron un ajuste aceptable.

La longitud de onda, λ, es directamente proporcional a la velocidad de onda e inversamente proporcional a la frecuencia del pulso acústico. Para una velocidad de propagación dada, a medida que la frecuencia aumenta la longitud de onda decrece, proporcionando la posibilidad de mayor resolución. El aumento de la madera de compresión sobre la cara de compresión y la mayor resolución del equipo ultrasónico, al parecer, permiten captar las diferencias en densidad de la madera e incorporar la medida de velocidad en el modelo predictivo.

El crecimiento en diámetro y su efecto sobre la densidad básica de la madera es controversial. Zobel y van Buijtenen [15] mencionan que la variación de la densidad de la madera entre árboles debido a causas genéticas es tan grande, que no permite apreciar la variabilidad por causa de otros factores externos como calidad de sitio, nivel de competencia, estructura de copa o ubicación geográfica. El modelo predictivo desarrollado contempla una relación inversa entre el DAP y la densidad básica de la madera juvenil del *P. pinaster*. Esta respuesta se debe especialmente al aumento de la proporción de madera tardía respecto a madera temprana dentro de cada anillo de crecimiento (datos no presentados). Similar respuesta fue encontrada por Merlo y colaboradores [3] en árboles adultos de *P. pinaster.*

5. CONCLUSIÓN

Es posible predecir las propiedades tecnológicas que definen la aptitud para uso estructural de la madera *P. pinaster*, a partir de la medición de variables no destructivas sobre el árbol en pie a edades tempranas. Estos modelos servirán de base para la selección y mejoramiento genético de esta especie visando la producción de madera de calidad para uso estructural.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado en el marco de diferentes proyectos de investigación que se definen a continuación: Proyecto "TOPWOOD" Convocatoria H2020-MSCA-RISE-2014, nº: 645654 con título "Wood phenotyping tools: properties, functions and quality"; Proyecto "IMAGINE" convocatoria, FEDER INNTERCONECTA nº: ITC-20151167 con título " Innovación en la sinergia de la cadena de valor de la madera gallega de coníferas para una industria más eficiente" y Beca FAPESP. 2015/11926-7 con título “Antecipação do conhecimento de propriedades da madeira utilizando ensaio de propagação de ondas em plantas jovens”. Especial agradecimiento al apoyo técnico del personal del vivero de TRAGSA y del personal del laboratorio PEMADE, en la Escuela Politécnica Superior de Lugo, Universidad de Santiago de Compostela.

REFERENCIAS

[1] Riesco, G. y Díaz González J. Características físicas de la madera de pino procedente de raleos en el noroeste de España. Maderas, Ciencia y Tecnología, 9 (2007) 233-244.
[2] Carballo, J, Hermoso, E., Fernández-Golfín, J.I. Mechanical properties of structural maritime pine sawn timber from Galicia (Pinus pinaster Ait. ssp. atlantica). Invest Agrar Sist Recur For 18 (2009) 152-158.
[3] Merlo, E, Alvarez-Gonzalez, J.G., Santaclara, O., y Riesco, G. Modelling modulus of elasticityof Pinus pinaster Ait. in northwestern Spain with standing tree acoustic measurements, tree, stand and variables. Forest Systems 23 (1) (2014) 1-14.
[4] Barnett, J.R. y Jeronimidis, G. Wood quality and its biological basis. Blackwell Publishing Ltd, Oxford, UK. (2003) 226pp.

[5] Bucur, V. 1995. Acoustic of wood. New York: CRC Press Inc.
[6] Rajeshwar, B., Bender, D. A., Bray, D. E. y McDonald. K. A. An ultrasonic technique for predicting tensile strength of southern pine lumber; American Society of Agricultural Engineers 40(4) (1997):1153-1159.
[7] Acuña, L.,Díez, M.R. y Casado, M. Los ultrasonidos y la calidad de la madera estructural. Aplicación a Pinus pinaster ait. Boletín del CIDEU 2 (2006): 7-26.
[8] Lasserre, J.P., Mason, E. y Watt, M. The effects of genotype and spacing on Pinus radiata (D. Don) corewood stiffness in a 11 year old experiment. For Ecol Manage 205 (2005) 375-383.
[9] Watt, M.S., Moore, J.R., Façon, J.P., Downes, G.M., Clinton, P.W., Coker, G., Davis, M.R., Simcock, R., Parfitt, R.L., Dando, J., Mason, E.G. y Bown, H.E. Modelling the influence of stand structural, edaphic and climatic influences on juvenile Pinus radiata dynamic modulus of elasticity. For Ecol Manage 229 (2006): 136-144.
[10] Radi M., Castera P., Qualification de deux pins maritimes en liaison avec la structure de leur bois, Ann. Sci. For. 49 (1992) 185–200
[11] Alteyrac, J., Fourcaud, T., Castera, P., Stokes A. Analysis and simulation of stem righting movements in Maritime pine (Pinus pinaster Ait.), in Proc. 3rd Workshop IUFRO WP S5.01-04, La Londe-Les-Maures, France (1999) 644 p.
[12] Ilic, J. Dynamic MOE of 55 species using small wood beams. Holz Roh- Werkst 61 (2003):167-172.
[13] Oliveira, F.G.R. y de Sales, A. Relationship between density and ultrasound velocity in Brazilian tropical woods. Bioresour Technol 97 (2006) 2443-2446.
[14] Bucur, V. y Chivers, R.C. Acoustic properties and anisotropy of some Australian wood species. Acoustica 75 (1991) 69-75.
[15] Zobel, B.J. y Van Buijtenen, J.P. Wood variation: Its causes and control. Springer-Verlag, Berlín. Germany (1989) 363 p.

EMENDAS DENTADAS REFORÇADAS COM FIBRAS DE VIDRO E NATURAIS PARA UTILIZAÇÃO EM MADEIRA LAMINADA COLADA

REINFORCEMENT OF FINGER JOINTS WITH GLASS AND NATURAL FIBERS APPLIED TO GLULAM

Antonio A. Dias [(1)], Lucas Starguelin [(2)]

(1) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(2) Graduando em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: dias@sc.usp.br

Código de identificação: T4-01

Resumo

A maioria das rupturas em elementos estruturais de madeira laminada colada tem início nas emendas dentadas posicionadas nas regiões mais solicitadas por tração. Uma das formas de melhorar o desempenho desses elementos é aumentar a resistência das emendas, o que pode ser conseguido com o reforço com fibras, utilizando-se lâminas com emendas reforçadas apenas nas regiões com maior solicitação à tração, por razões de economia. Neste trabalho foi realizada avaliação experimental da influência desse reforço na resistência à tração das emendas dentadas de lâminas com dimensões estruturais feitas com madeira de alta densidade (*Eucalyptus spp*). Foram ensaiadas lâminas sem emendas, lâminas com emendas sem reforço e lâminas reforçadas com compósitos de fibras com matriz epóxi, tendo sido utilizadas fibras de vidro e fibras naturais de curauá (*Ananas erectifolius*). Os resultados obtidos indicaram um ganho de resistência significativo (superior a 70%) para as emendas reforçadas com fibras em comparação com a resistência das lâminas que possuem emenda sem reforço.

Palavras chave: emenda dentada, compósitos de fibras, reforço de emendas dentadas

Abstract

Most failures in glued laminated timber beams begin at the finger joints positioned in the most tensioned positions. A way to improve the performance of these beams is to increase the strength of the finger joints, which can be achieved with the reinforcement with fibers, using lumber with reinforced finger joints only in the regions with the highest tensions, for economic reasons. In this work, an experimental evaluation of the influence of this reinforcement in the tensile strength in lumber of high density wood (Eucalyptus spp) with finger joints was carried out. Lumber without finger joints, lumber with non-reinforced finger joints, and lumber reinforced with epoxy and fiber composites were tested, using glass fibers and natural fibers (Ananas erectifolius). The results indicated a significant strength increase (greater than 70%) for the reinforced finger joint with fibers in relation to the strength of the non-reinforced finger joint.

Keywords*: finger joints, fiber composites, finger joints reinforcement*

1. INTRODUÇÃO E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Compósitos de fibras e resina epóxi vêm sendo pesquisados e utilizados em diversos setores relacionados às estruturas de madeira, como no reforço e recuperação de estruturas existentes, ou em elementos novos, como no caso da madeira laminada colada (MLC).

Na grande maioria dos casos, esses reforços são feitos por compósitos que utilizam fibras sintéticas (fibras de vidro, fibras de carbono, etc.). As fibras naturais, por sua vez, também vêm sendo pesquisadas, devido tanto às suas propriedades físicas, bem como por questões ambientais e econômicas, possuindo vários campos de aplicação.

Com relação a aplicação em madeira laminada colada, o reforço pode ser utilizado nas regiões externas das vigas, aumentando a sua resistência e a sua rigidez à flexão, ou nas emendas dentadas, que são o ponto crítico desses elementos. Nesse último caso, que foi o enfoque deste trabalho, a idéia é aplicar o reforço apenas nas emendas dentadas de lâminas dispostas nas regiões das vigas mais solicitadas por tensões de tração.

Assim, foi desenvolvida experimentação com o objetivo de avaliar a contribuição do reforço com fibras naturais (curauá) e fibras de vidro na resistência das emendas dentadas, utilizando peças em tamanho estrutural. Para efeito de comparação, também foram testadas peças sem emendas e peças com emendas dentadas sem reforço.

A Tabela 1 apresenta os possíveis modos de ruptura nos ensaios de resistência à tração em emendas dentadas, de acordo com a norma ASTM D 4688-99 - Standard Test Method for Evaluating Structural Adhesives for Finger Jointing Lumber [1].

Tabela 1: Modos de ruptura em ensaios de tração paralela. Fonte: ASTM D 4688: 1999.

Modo	Descrição
1	Na maioria das vezes rompe ao longo das superfícies da linha de cola com poucas falhas de qualquer tipo (ruptura < 70%).
2	Na maioria das vezes rompe ao longo das superfícies da linha de cola com considerável ruptura por cisalhamento (ruptura > 70%).
3	Na maioria das vezes rompe ao longo do perfil da emenda, mas com alguma ruptura na base dos dentes. Considerável ruptura por cisalhamento em toda a superfície do perfil.
4	Na maioria das vezes rompe na base das emendas. Poucas falhas ao longo do perfil.
5	A ruptura começa na emenda possivelmente devido a um concentrador de tensão, e prossegue fora da emenda. Praticamente 100% das rupturas são na madeira.
6	Ruptura fora da emenda e não influenciada por ela- a ruptura é totalmente na madeira.

Carvalho (2005) avaliou as propriedades mecânicas de tração de compósitos de tecidos de sisal com resina epóxi e poliuretana derivada do óleo de mamona; os resultados mostraram o melhor desempenho para os compósitos com resina epóxi. Também avaliou corpos-de-prova com tecidos de sisal impregnados com resinas poliméricas no reforço de estruturas de madeira para reabilitação estrutural, observando aumento na rigidez à flexão [2].

Bui; Milner e Williams (1996) utilizaram compósitos de fibra de vidro e resina epóxi para aumentar a resistência à tração das emendas dentadas, os resultados da resistência à tração mostraram aumentos entre 40% e 60% com 400 g/m^2 e 800 g/m^2 de tecido de fibra de vidro, respectivamente. Descreveram dois modos de falha para as lâminas com emendas dentadas reforçadas:

- modo I: A ruptura inicia pela emenda dentada, isto é, assumindo falha inicial na emenda seguida da falha no reforço;

- modo II: Ruptura por cisalhamento na linha de cola; a resistência do reforço da fibra de vidro é limitada pela ligação entre o adesivo epóxi e a madeira [3].

Yingcheng H. et al. (2009) realizaram experimentos para mostrar o efeito da posição da emenda dentada, e o comprimento e posição do reforço FRP (Fiber Reinforced Plastic) nas propriedades das vigas de MLC reforçadas. Avaliaram vigas laminadas sem emendas dentadas e com emendas dentadas na ultima lâmina da viga variando as distâncias entre a extremidade da viga e as emendas para 300 mm, 400 mm, 500 mm e 600 mm. Os comprimentos do FRP foram 200 mm, 400 mm, 600 mm e 1200 mm concluíram que o reforço aumentou o valor de MOE e MOR da viga de MLC de Álamo de 5% - 15% e 5% - 12% respectivamente. A emenda dentada na posição 300 mm foi a ideal, o comprimento do FRP mais econômico e ideal foi de 600 mm. A influência da posição do FRP (inferior ou superior à emenda) nas propriedades mecânicas da MLC foi pequena [4].

Szücs (1992) apresentou uma opção de reforço com um tecido de fibra de vidro de fios orientados, posicionado cruzado com as fibras da madeira, para vigas de MLC. O intuito desse reforço foi aumentar a resistência da madeira à tração na direção transversal às fibras, que possui maior fragilidade quanto aos esforços de tração. Foi possível aumentar a resistência à tração nessa direção em torno de seis vezes [5].

Estudos realizados empregando-se MLC reforçada com fibra de vidro são descritos por Dagher et al. (2002), relatando que as aplicações dos FRP como reforço na região tracionada, em uma razão de 2% a 3% da seção transversal, podem aumentar a resistência à flexão de vigas de madeira laminada colada em mais de 100% e a rigidez em torno de 10% a 15% [6].

Outro aspecto importante refere-se ao tipo de ruptura apresentado pelas vigas de madeira reforçada com fibras. O reforço faz com que haja uma grande plastificação da região comprimida da viga, causando grandes deslocamentos verticais na fase de ruptura. Dagher (2000) observou que, enquanto a ruptura à flexão de uma viga de madeira é tipicamente frágil, a correspondente ruptura de uma viga de madeira, apropriadamente reforçada com fibras no lado tracionado, é dúctil [7].

Fiorelli (2005) estudou a aplicação de reforço de fibra de vidro na região tracionada de vigas de MLC; o trabalho envolveu parte teórica e experimental de vigas em tamanho estrutural, e evidenciou o grande aumento na resistência da viga, proporcionado pelo reforço. Os resultados teóricos da rigidez à flexão determinados pelo método da seção transformada tiveram boa aproximação com os resultados experimentais. Foi desenvolvido programa computacional para avaliação da rigidez e da resistência das vigas de MLC reforçadas com fibras, que permite variar as dimensões e as propriedades de resistência e de elasticidade de cada lâmina, bem como do reforço de fibra de vidro [8]. Fiorelli & Dias (2011) apresentaram os principais aspectos quanto aos modelos teóricos empregados e os resultados experimentais obtidos nesse trabalho [9].

Mascia et. al. (2009) desenvolveram trabalho teórico a respeito da utilização de fibras de sisal no reforço de fibras de madeira. A camada de reforço foi disposta na camada externa tracionada da viga. Foram utilizadas três maneiras teóricas para abordar o problema: funções de tensão, teoria clássica da laminação e método da seção transformada. Concluíram que os dois primeiros fornecem resultados mais precisos, mas que o último é mais fácil de ser aplicado [10].

Fiorelli et all (2010) apresentaram trabalho teórico a respeito de vigas de madeira laminada colada com camada de reforço de fibras de vidro e de fibras naturais (sisal e curauá), disposta na camada externa tracionada das vigas. Foram estimados o momento de ruptura e a rigidez das vigas com várias proporções de reforço. Como conclusão principal, a fibra de curauá foi considerada a mais eficiente podendo proporcionar aumentos de até 40% na resistência e na rigidez das vigas [11].

Moraes & Mascia (2012) desenvolveram estudo teórico para avaliar a influência do reforço com fibras de sisal dispostas na região tracionada da viga de MLC nos módulos de elasticidade da madeira, segundo as direções de simetria elástica. Concluíram que existe uma contribuição significativa do reforço nos módulos de elasticidade no compósito, mas que não há ganho quando se avalia o módulo de elasticidade em uma direção defasada de 6° em relação às fibras [12].

Hradil e Vanerek (2007) reforçaram vigas de madeira maciça e laminada colada com compósitos de fibras de vidro e de carbono e resina epóxi. Os resultados indicaram aumento na capacidade de carga. Observaram, na maioria dos casos de madeira maciça, falha de modo frágil do compósito e, para outros casos, falha pela presença de nós em que se iniciou a ruptura. Para a MLC, o reforço na borda inferior impediu falha na emenda dentada; no entanto, relataram falha inicial no local das emendas dentadas, em alguns casos [13].

2. MATERIAIS

2.1 Madeira

Foi utilizado um lote com 46 peças de *Eucalyptus sp,* densidade média do lote igual a 0,93 g/cm^3 a 12% de umidade, com dimensões nominais iguais a 5cm x 11cm x 200 cm. A secagem do lote foi realizada ao ar até atingir a umidade em torno de 12%. O controle do teor de umidade foi realizado com medidor digital, modelo DL 2000.

2.2 Fibras

No reforço das emendas dentadas foram utilizadas fibras de vidro e fibras de curauá. As propriedades de resistência a tração (f) consideradas para os compósitos reforçados com essas fibras, foram determinadas em ensaios prévios, sendo obtidos os valores:
f_{vidro} = 1.016 MPa
$f_{curauá}$ = 333 MPa).

2.3 Adesivos

Para a colagem das emendas dentadas foi utilizado o adesivo Cascophen RS-216-M e o endurecedor FM-60-M, da empresa Hexion, na proporção foi 5:1, respectivamente. Segundo o fabricante, o tempo de cura do adesivo misturado varia entre 8 a 10 dias em temperatura ambiente (acima de 20°C).

Para aplicação do reforço de fibras nas emendas dentadas foi utilizada a resina epóxi AR-300 e o endurecedor AH-30, fabricados pela Barracuda Advanced Composites. A proporção resina: endurecedor foi 3:1, respectivamente. O tempo de cura dessa resinas epóxi segundo o fabricante varia entre 30 min. e 12 h em temperatura ambiente.

3. MÉTODOS

3.1 Classificação da madeira

Todas as peças foram classificadas mecanicamente, antes do processamento. A partir desses resultados foram selecionadas 24 peças para serem utilizadas nos testes. Após o processamento para reduzir as dimensões transversais para 3,5 cm x 10 cm, as peças foram novamente classificadas mecanicamente novamente. A classificação mecânica foi feita por meio de teste de flexão estática, segundo o eixo de menor inércia da peça, com aplicação de força no meio do vão e medindo a flecha nesse mesmo ponto. O módulo de elasticidade foi determinado no intervalo correspondente às forças que provocam, aproximadamente, flechas iguais a L/1000 e L/200, de modo a não exceder o limite de proporcionalidade do material.

3.2 Plano experimental

Com relação à existência de emenda dentada e à colocação de reforço, foram utilizados os seguintes tratamentos:

T1: peças sem emenda;
T2: com emenda e sem reforço;
T3: com emenda reforçada com compósito de fibra de vidro;
T4: com emenda reforçada com fibra natural.

Foram testadas 6 peças de *Eucalyptus sp* para cada tipo de tratamento (T1, T2, T3 e T4). Com o intuito de diminuir a variabilidade, as 24 peças foram distribuídas em 6 grupos (G1 a G6), de acordo com o módulo de elasticidade, buscando-se a homogeneidade entre as peças de cada grupo.A distribuição das peças de cada grupo entre os tratamentos foi feita de forma aleatória, por sorteio.

Após a realização dos testes nessas peças, constatou-se que parte das rupturas do grupo T3 ocorreu fora da região da emenda, com valores de resistência baixos. Assim, para o grupo T3 foram feitas mais duas peças extras (réplicas), com o intuito de substituir as duas peças que apresentaram menores valores de resistência.

3.3 Confecção das emendas dentadas

Foram confeccionadas emendas dentadas com padrão vertical, com as dimensões mostradas na Tabela 2, na metade do comprimento das peças de madeira.

No processamento dos dentes foram utilizadas facas asas giratórias, como ilustra a Figura 1.

Tabela 2: Parâmetros geométricos das emendas dentadas com perfil vertical.
Fonte: Hernández (1998) [14].

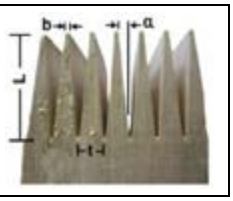
Parâmetro do dente	Dimensões	
comprimento	L=28,30 mm	
largura	t=6,98 mm	
largura da ponta	b=0,81 mm	
inclinação	A=1:10,6	

Figura 1: Processamento dos dentes da emenda dentada e detalhe das facas

O adesivo utilizado nas emendas dentadas foi Cascophen, pressão de colagem 9 MPa e tempo mínimo de prensagem igual a 2 segundos, conforme recomenda a norma DIN 68140: 1971 [15]. O equipamento usado para a prensagem era composto por um pistão pneumático para aplicação da força e um anel dinamométrico para acompanhamento da força necessária para a execução da emenda. O período da cura do adesivo foi superior a 10 dias, em temperatura ambiente.

A Figura 2 ilustra as etapas de colagem e pressão da emenda dentada com o adesivo Cascophen.

a b c

Figura 2: Aplicação do adesivo Cascophen nas emendas (a), equipamento utilizado para prensagem (b) e detalhe da emenda dentada prensada no equipamento (c).

Após o período de secagem do adesivo, as peças foram aplainadas. As peças de *Eucalyptus sp*, inicialmente com dimensões nominais 4cm x 10 cm x 200 cm, passaram a ter dimensões nominais de 3 cm x 8,5 cm x 200 cm, após a confecção das emendas. Foram feitas 18 peças com emenda dentada, correspondentes aos 3 tratamentos (T2, T3 e T4) que possuem emenda.

3.4 Aplicação do reforço nas emendas dentadas

A Figura 3 apresenta o esquema do reforço aplicado nas peças.

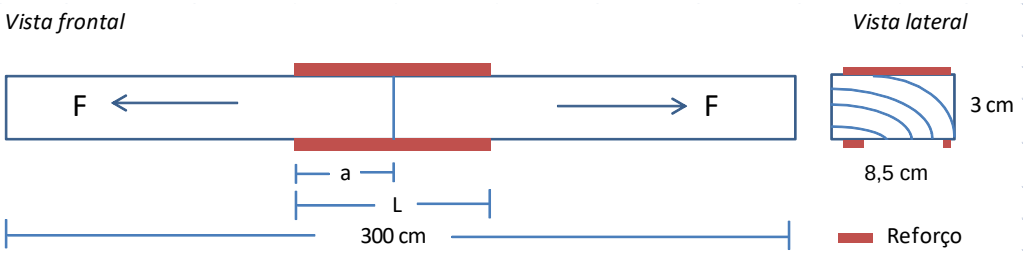


Figura 3: Esquema geral de uma peça com emenda dentada e reforço.

Para o tratamento T3, correspondente às emendas com reforço de fibra de vidro, a quantidade de camadas utilizadas em cada lado da peça, a largura e o comprimento do reforço foram definidos de acordo com os procedimentos descritos a seguir.

Inicialmente, foi definida a área necessária de fibra de vidro para recompor totalmente a resistência esperada para a peça de madeira com emenda dentada. A força que o reforço deve resistir foi considerada como sendo igual ao produto da área da seção transversal das peças pelo valor médio da resistência á tração das peças sem emenda (84 MPa), como apresentado no item 4. deste trabalho.

Foi obtido o valor de 5 camadas de fibras de vidro, aproximadamente, sendo utilizadas 6 camadas (3 de cada lado).

Com relação ao comprimento do reforço (L=2a, ver Figura 3), o valor de a foi estimado considerando a resistência ao cisalhamento na interface madeira com adesivo epóxi igual a 10 MPa, como definido por Fiorelli (2002). Obteve-se o valor igual a 25 cm, optando-se por usar um comprimento de 35 cm.

No caso das fibras de curauá, considerando a dimensão nominal da peça de madeira 3 cm x 8,5 cm, a resistência à tração da madeira (84 MPa) e a resistência do compósito fibra-resina (333 MPa),

obteve-se o valor da área necessária de fibras (650 mm^2, aproximadamente). Utilizando um comprimento de reforço igual a 35 cm e considerando a densidade do curauá (1100 kg/m^3), obteve-se o valor total de fibras a ser utilizada (250 g).

Por se tratar de fibras soltas, verificou-se que a aplicação dessa quantidade seria inviável; assim optou-se por aplicar apenas 40% desse valor, o que corresponde a 50 g de fibras de cada lado do reforço, com capacidade estimada de resistir a uma força igual a 86,6 kN, que, aplicada na peça de madeira com as mesmas dimensões e sem o reforço, corresponderia a aplicação de uma tensão igual a 34 MPa. A menor utilização dessa fibra também permitiu avaliar o comportamento do reforço em relação à emenda dentada, isto é, se há necessidade de recompor toda a resistência da peça com o reforço, ou se há a ocorrência de soma das resistências do reforço com a resistência da emenda.

A colagem foi realizada utilizando a resina epóxi AR300. O período da cura das peças com o reforço foi superior a 8 dias em temperatura ambiente. O procedimento para a colagem do reforço com 6 camadas de fibra de vidro por peça está ilustrado na Figura 4.

Figura 4: Colagem do reforço com fibra de vidro

A Figura 5 ilustra o processo de aplicação da fibra de curauá, realizada com o auxílio de garras e madeiras de apoio para a melhor adesão da fibra à madeira.

Figura 5: Colagem do reforço com fibra de curauá

3.5 Ensaios de tração nas lâminas

Os ensaios de tração nas lâminas foram realizados na máquina de ensaio de tração horizontal, modelo 422 da Metriguard com capacidade para 880 kN, mostrada na Figura 6. A resistência à tração paralela as fibras (f_{t0}) ou da emenda dentada ($f_{gt,0}$) foi dada pela razão entre a força máxima aplicada e a área de madeira da seção transversal da peça, como determina a norma ABNT: NBR7190/1997 [16].

Figura 6: Máquina para ensaio de tração horizontal - Metriguard.

4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE

A Tabela 1 mostra os resultados obtidos para o módulo de elasticidade, com as peças já separadas nos grupos (G1 a G6) de forma a se ter peças homogêneas em termos de módulo de elasticidade em cada grupo, e os tratamentos (T1 a T4) em que foram distribuídas de forma aleatória. As peças do grupo 1 possuem os maiores valores de módulos de elasticidade, que vai diminuindo para os demais grupos.

Tabela 3: Módulo de elasticidade (MPa) das lâminas de *Eucaliptus sp* utilizadas nos ensaios

T	G1	G12	G3	G4	G5	G6
T1	22250	20804	18567	17252	16601	13668
T2	22557	20064	18647	18098	16797	12363
T3	27956	19830	19510	18283	16812	16501
T4	21389	19844	19429	18554	16588	15895

A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos para a resistência à tração e forma de ruptura de cada peça, bem como o valor médio e o coeficiente de variação (CV) de cada tratamento. O modo de ruptura nas peças com emendas são apresentados de acordo com a norma ASTM D 4688: 1999 (ver Tabela 1), e de acordo com Bui; Milner e Williams (1996) quando a falha ocorre no reforço (ver item 1 deste trabalho). O valor marcado com asterisco não foi considerado nesses cálculos.

Observando-se os resultados, pode-se concluir que não houve influência do grupo, para todos os tratamentos. Assim, a análise será feita sem considerar a influência do grupo.

Tabela 4: Resistência à tração das lâminas e modos de ruptura nas emendas

Grupo	T1	T2		T3		T4	
	$f_{t,0}$ (MPa)	$f_{gt,0}$ (MPa)	modo	$f_{gt,0}$ (MPa)	modo	$f_{gt,0}$ (MPa)	modo
G1	76,4	60,6	1	69,5	II	72,6	II
G2	62,6	54,8	1	70,3	6	79,8	I
G3	73,1	33,1	1	68,3	6	82,4	I
G4	120,3	30,3	1	78,1	II	68,4	I
G5	11,4*	32,8	1	76,4	II	77,8	I
G6	87,4	42,6	5	80,6	II	67,3	I
média	84,0	42,4	-	73,9	-	74,7	-
CV	23%	14%	-	7%	-	8%	-

O valor médio obtido para a resistência à tração das peças do tratamento T1 foi 84,0 MPa.

O valor médio obtido para a resistência à tração das peças do tratamento T2 foi 42,4 MPa. Cinco lâminas desse tratamento apresentaram ruptura do tipo 1, no qual a ruptura ocorre ao longo das superfícies da linha de cola com poucas falhas de qualquer outro tipo. Essa forma de ruptura denota deficiência na colagem das emendas dentadas, que deve ter sido motivado pela maior densidade da madeira empregada, cujo valor médio determinado foi igual a 0,93 g/cm^3 (para um teor de umidade igual a 12%). A outra peça teve ruptura do modo 5, isto é a, ruptura começa na emenda, possivelmente devido a um concentrador de tensão, e prossegue fora da emenda. Em termos de valores médios, a resistência das peças com emendas (tratamento T2) foi cerca de metade da resistência das peças sem emendas (tratamento T1), indicando a conveniência de se fazer o reforço das emendas.

O valor médio da resistência obtido para o tratamento T3 foi 73,9. Para duas lâminas desse tratamento, a ruptura ocorreu por falha na madeira fora da região do reforço (modo de ruptura 6). Nesses casos, pode ser considerado que a resistência da emenda com reforço é superior ao valor obtido, pois a emenda resistiu, sem ter falhado, ao valor de tensão que causou a ruptura da peça. As outras quatro lâminas do tratamento T3 apresentaram ruptura do modo II: ruptura por cisalhamento na linha de cola do adesivo epóxi e a madeira. Nesses casos, após a falha do reforço, observou-se a ruptura da emenda por descolamento dos dentes.

O valor médio da resistência obtido para o tratamento T4 foi 74,7 MPa. Todas as 6 peças desse tratamento romperam na região da emenda reforçada. Cinco dessas peças apresentaram ruptura do modo I, que ocorre quando a ruptura se inicia pela emenda dentada, isto é, ocorre falha inicial na emenda seguida da falha no reforço. Nessas lâminas, após a falha do reforço houve a ruptura da emenda por descolamento dos dentes.

O valor médio obtido para as resistências das peças do tratamento T4 foi cerca de 1% superior ao valor médio das resistências das peças do tratamento T3, reforçando a idéia de comportamento semelhante entre os dois tipos de reforço. De certa forma este resultado foi contrário ao previsto inicialmente, pois se esperava um pior desempenho dos reforços com fibras de curauá (tratamento T4), em comparação ao reforço com fibras de vidro (tratamento T3), tendo em vista que os reforços de fibra de vidro foram dimensionados para um maior valor de solicitação.

Tendo em vista a análise qualitativa apresentada, esse fato pode ter a seguinte explicação: desde que não ocorram rupturas no modo 6 (falha da madeira, folha da região da emenda) e ruptura do modo II (a falha ocorre por cisalhamento do plano de colagem do reforço com a madeira), a resistência da emenda é obtida pela soma da resistência à tração da emenda dentada teria (caso não houvesse reforço) com uma contribuição adicional da resistência à tração do reforço. Caso o reforço seja dimensionado, em termos da sua seção transversal, para absorver a totalidade do esforço de tração aplicado na lâmina (caso das peças do tratamento T3, reforços de fibras de vidro), a falha da emenda não será a causa da ruptura da peça, mas sim ocorrerá fora da região da emenda reforçada, por falha na madeira, ou então por descolamento do reforço, motivado por cisalhamento da madeira e/ou por falha na linha de cola do reforço com a madeira.

Outro aspecto a destacar é que a forma de ruptura obtida para quatro peças do tratamento T3 ocorreu por falha da madeira fora da região da emenda, o que indica que a resistência à tração da emenda com reforço é superior. Isso não ocorreu para as peças do tratamento T4, em que todas as rupturas ocorreram na região da emenda.

Em termos de valores médios, observou-se um ganho de resistência igual a 74% para o caso do reforço de fibra de vidro, e igual a 76% para as emendas com fibras de curauá, em relação à resistência das emendas dentadas sem reforço.

A equivalência entre as resistências dos tratamentos T3 e T4 reforça a idéia de comportamento semelhante entre os dois tipos de reforço. De certa forma este resultado foi contrário ao previsto inicialmente, pois se esperava um pior desempenho dos reforços com fibras de curauá (tratamento T4), em comparação ao reforço com fibras de vidro(tratamento T3), tendo em vista que os reforços e

fibra de vidro foram dimensionados para um maior valor de solicitação. Esse fato pode ter a seguinte explicação: desde que não ocorram rupturas por falha da madeira fora da região da emenda e por falha do plano de colagem do reforço por cisalhamento, a resistência da emenda é obtida pela soma da resistência à tração da emenda dentada teria, caso não houvesse reforço, com uma contribuição adicional da resistência à tração do reforço.

As peças com emendas reforçadas com fibras de vidro e com fibras de curauá atingiram, respectivamente, 87% e 89 % da resistência das peças sem emendas, em termos de valores médios.

Uma das peças do Tratamento T1 (peças sem emendas) teve grande influência positiva no valor médio da resistência. Se não a considerarmos, o valor médio da resistência das peças sem emendas passaria a ser 74,9 MPa. Nesse caso, a resistência das peças com emendas reforçadas com fibras de vidro e com fibras de curauá atingiriam, respectivamente, 99% e praticamente 100 % da resistência das peças sem emendas, em termos de valores médios.

5. CONCLUSÃO

O valor médio obtido para a resistência à tração das peças com emenda e sem reforço foi 42,4 MPa. Em termos de valores médios, a resistência dessas foi cerca de metade da resistência das peças sem emendas, igual a 84,0 MPa, indicando a conveniência de se fazer o reforço das emendas, em peças com maior densidade devido à menor eficiência da colagem das emendas dentadas.

A utilização do reforço com fibras proporcionou um grande incremento na resistência das peças com emendas. Observou-se um ganho de resistência igual a 74% para o caso do reforço de fibra de vidro, e igual a 76% para as emendas com fibras de curauá, em relação à resistência das emendas dentadas sem reforço, em termos de valores médios.

As peças reforçadas com fibras de vidro e fibras de curauá apresentaram resistência equivalente, apesar deste último reforço ter sido dimensionado para uma força menor (40% do outro caso). Esse resultado sugere que a resistência da emenda é obtida pela soma da resistência à tração da emenda dentada sem reforço, com uma contribuição adicional do reforço.

As peças com emendas reforçadas com fibras de vidro e com fibras de curauá atingiram, respectivamente, 87% e 89 % da resistência das peças sem emendas, em termos de valores médios. Isso indica a conveniência do reforços em peças com grande resistência, em que o ponto frágil certamente será a emenda dentadas.

Finalmente, deve ser destacado que o reforço das emendas dentadas somente será necessário no caso de lâminas de madeira com boa qualidade e alta resistência, situadas em regiões de maior solicitação por tração, situações em que é provável que a ruptura se inicie na emenda dentada. Nesses casos, o reforço pode implementar um aumento significativo na resistência das peças, equiparando-a à resistência da peça sem emenda.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão de bolsas e pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS

[1] American Society for testing and materials 'ASTM D4688 Standard Test Method for Evaluating Structural Adhesives for Finger Jointing Lumber'. (1999).

[2] Carvalho, R. F. 'Compósitos de fibras de sisal para uso e reforço de estruturas de madeira'. 133 p. Tese - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP (2005).

[3] Bui, Q. D.; Milner, H. R.; Williams, J.M. "Fibre reinforced finger joints'. In: International Wood Enginering Conference, 1996. Anais... v. 1, p.427-430 (1996).

[4] Yingcheng, H. et al. 'Reinforcement Design of Poplar Glulam'. *Materials Science Forum*, Switzerland, v. 620-622, p. 137-140, 2009.
[5] Szücs, C. A. 'Madeira laminada colada reforçada com fibras de vidro na direção transversal às suas fibras'. In: IV Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de madeira, São Carlos, julho de 1992. Anais... v.3, p.79-90 (1992).
[6] Daguer, H. J. et al. 'Advanced fiber-reinforced polymer-wood composites in transportation applications'. *Transportation Research Record*, nº 1814, paper nº 02-3484, p.237-242 (2002).
[7] Dagher, H. J. 'High–performance wood composites for construction'. In: VII Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de madeira, São Carlos, julho 2000, São Carlos Brasil. Anais... (2000).
[8] Fiorelli, J. 'Estudo teórico e experimental de vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibra de vidro'. 108f. Tese Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP (2005).
[9] Fiorelli, J., Dias, A. A. 'Glulam beams reinforced with FRP externally-bonded: theoretical and experimental evaluation'. *Materials and Structures*, Ed. Springer, v.44, p.1431-1440 (2011).
[10] Mascia, N.T; Furlan, J.E.; Vanalli, L. 'Mechanical analysis of Sisal Fibres to use as a reinforced material in timber'. In: 11th International Conference on Non-conventional Materials and Technologies (NOCMAT 2009), Bath, UK, 6-9 setembro 2009. Anais... Bath, UK, cd-rom, 8p (2009).
[11] Fiorelli, J.; Rossignolo, J. A.; Savastano Jr., H. S.; Santos, S. F.; Dias, A. A. 'Mechanical analysis of Sisal Fibres to use as a reinforced material in timber'. In: 11th International Conference on Non-conventional Materials and Technologies (NOCMAT 2010), Cairo, Egito, 21-23 setembro 2010. Anais... Cairo, Egito, cd-rom, 8p (2010).
[12] Moraes, R. W.; Mascia, N.T. 'Vigas laminadas coladas de madeira, reforçadas com fibras de sisal: análise tridimensional teórica do módulo de elasticidade'. In: XIII Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira, Vitória, 23-25 julho 2012. Anais... Vitória, CAUFES, cd rom. 9p (2012).
[13] Vanerek, J.; Hradil, P. 'Evaluation of timber beams reinforced with FRP fabrics' (2007).
[14] Hernandez, R. 'Analysis of Strain in Finger-Jointed Lumber.' In: 5th World Conference On Timber Engineering, Montreux, Switzerland, 17-20 agosto 1998. Anais...(1998).
[15] Deutsches Institut Fur Nurmung. "DIN 68140: Keilzinkenverbindungen von Holz'. Berlin, Alemanha, (1971).
[16] Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997). 'ABNT: NBR7190-Projeto de estruturas de madeira', Rio de Janeiro (1997).

ESTUDO PRELIMINAR DAS PROPRIEDADES DE COMPENSADOS DE GUAPURUVU (*SCHIZOLOBIUM PARAHYBA* (VELL.) S. F. BLAKE)

PRELIMINARY STUDY OF THE PROPERTIES OF PLYWOOD OF GUAPURUVU (*SCHIZOLOBIUM PARAHYBA* (VELL.) S. F. BLAKE)

Hernando Alfonso Lara Palma [(1)] (P), Jéssica Szkura Moreno [(2)], Adriano Wagner Ballarin [(3)]

(1) Dr. Prof., Universidade Estadual Paulista, Depto. de Ciência Florestal, Botucatu, SP, Brasil
(2) Graduanda, Universidade Estadual Paulista, Curso de Engenharia Florestal, Botucatu, SP, Brasil
(3) Dr. Prof., Universidade Estadual Paulista, Depto. Engenharia Rural, Botucatu, SP, Brasil
Endereço de contato: larapalma@fca.unesp.br; (P) Presentador

Código de identificação: T4-02

Resumo

O presente trabalho teve como objetivo principal avaliar a viabilidade técnica da produção de painéis compensados, em escala comercial, com madeira de guapuruvu. A madeira foi proveniente de plantios de restauração de ecossistemas florestais da Mata Atlântica, na região de Botucatu-SP, com 16 anos de idade. Esta espécie vem sendo usada em plantios de regeneração natural, é uma espécie de rápido desenvolvimento, boa produtividade e densidade leve. Foram produzidos três painéis compensados, de nove lâminas cada, com dimensões nominais de 2440 mm x 1220 mm x 22,5 mm. A espessura nominal das lâminas foi de 2,5 mm com densidade média de 300 kg/m^3. Na produção dos compensados foram adotados os parâmetros gerais da produção industrial destes painéis com resina fenol-formaldeído. Os ensaios físicos e mecânicos foram realizados de acordo com as especificações descritas na norma brasileira ABNT. Os compensados apresentaram densidade aparente média de 388 kg/m^3, absorção de água após 24 horas de 86,36% e inchamento em espessura 6,57%. Os valores médios do módulo de elasticidade e da resistência na direção longitudinal e transversal foram (3791 MPa; 2112 MPa; 27,45 MPa e 20,88 MPa). O valor médio da resistência da linha de cola ao esforço de cisalhamento foi de 1,14 MPa, valor acima de 1,0 MPa preconizado pela norma, para utilização em condições de ambiente seco e úmido. De acordo com os valores obtidos, os compensados de guapuruvu revelaram bom desempenho, apresentando potencial para uso em movelaria, estruturas leves, paredes internas revestidas, embalagens e caixotaria.

Palavras chave: guapuruvu, Schizolobium parahyba, compensados, propriedades físicas e mecânicas

Abstract

The main objective of this work was to evaluate the technical feasibility of the commercial production of plywood using guapuruvu wood (Schizolobium parahyba). The wood was from a 16 years old plantation at an experimental area of the São Paulo State University in Botucatu - SP, Brazil. This species has been used in natural regeneration programs, has rapid development, good productivity and low density. Were manufactured three plywood panels with nine veneers and nominal dimensions of 2440 mm x 1220 mm and thickness of 22.5 mm. The nominal thickness of the veneers was 2.5 mm and average density of 272 kg/m^3. The plywood production adopted the general variables used in traditional plywood industry with phenol formaldehyde resin. The physical and mechanical properties were analyzed in accordance to the specifications described in ABNT plywood standards. The plywood panels mean value of density was 388 kg/m^3. Water absorption after 24 hours was 86.36%, swelling was 6.57% and the moisture content was 10.54%. The mean values of the longitudinal and perpendicular MOE and MOR were 3791 MPa and 27.45; 2112 MPa, and 20.88 MPa respectively. The average value of the bonding strength was 1.14 MPa, a value above 1.0 MPa recommended by the standard, for use in dry and humid environments. The guapuruvu plywood showed good physical and mechanical performance which indicates potential for furniture, light structures, lined inner walls, packing and box factory.

***Keywords**: guapuruvu, Schizolobium parahyba, plywood, physical and mechanical properties*

1. INTRODUÇÃO

Em 2015, a produção nacional de compensados totalizou um volume de 3,04 milhões de m³, sendo 2,60 milhões fabricados de madeira de *Pinus* (86% da produção nacional) e 0,44 milhões fabricados com madeira de folhosas de origem tropical (14% da produção nacional). No último quinquênio, a produção de compensados de *Pinus* teve um crescimento médio de 9,9% a.a. No mesmo período, a produção de compensado tropical apresentou queda da ordem de 1,6% a.a. [1 e 2].

A redução apresentada na produção dos compensados de origem tropical deve-se, principalmente, pela dificuldade em se obter matéria-prima de qualidade e com origem legal, sobretudo na região norte. Já a produção de compensados de *Pinus* está concentrada na região sul do país [1 e 2].

Assim, a implantação de reflorestamentos com espécies pioneiras típicas da região Amazônica ou da Mata Atlântica, além das exóticas tradicionais visa, além de diminuir o consumo de matéria prima oriunda de florestas naturais, também diminuir as distâncias de transporte e custos de exploração e promover uma valorização econômica das propriedades com pastagens de baixo rendimento.

Neste sentido e devido à pressão mundial visando à preservação das florestas naturais e em especial a Floresta Amazônica, destaca-se a espécie *Schizolobium amazonicum* Huber ex. Ducke (paricá) que vem se mostrando uma alternativa economicamente viável na implantação de florestas com espécies nativas de rápido crescimento na região norte do pais [3]. Por este motivo o mercado de compensado tropical tem apresentado acenos positivos no sentido de buscar novas alternativas de matéria prima para a produção de compensados leves para uso na construção civil, confecção de móveis e como lâminas para revestimentos de paredes internas de casas de madeira [1].

O paricá é uma variedade do mesmo gênero que o guapuruvu (*Schizolobium parahyba* (Vell.) S. F. Blake), apresentando características semelhantes, tais como: rápido crescimento, tronco retilíneo, baixa densidade, boa trabalhabilidade, baixa presença de nós, etc. Características interessantes do ponto de vista tecnológico, visando à produção de laminados. Estas duas variedades se diferenciam quanto à área de dispersão, sendo que no Brasil a espécie *S. parahyba* ocorre na Mata Atlântica desde a Bahia até o norte de Rio Grande do Sul e a espécie *S. amazonicum* tem sua ocorrência restrita à Bacia Amazônica [4].

A espécie *Schizolobium parahyba* é uma árvore de grande porte, natural da Floresta Ombrófila Densa e Floresta Estacional Semidecidual, É uma espécie de baixa exigência quanto à fertilidade do solo e classificada na sucessão florestal como pioneira, secundária inicial ou clímax exigente de luz e apresenta rápido crescimento, motivo pelo qual é uma das espécies muito utilizada na recuperação de áreas degradadas [5].

O guapuruvu é reconhecido entre os pesquisadores como uma espécie de rápido desenvolvimento e boa produtividade. Em plantios experimentais, o guapuruvu impressiona pelo crescimento inicial e pela forma das plantas. Quando plantado em espaçamento adequado, permite consórcio com cultivos permanentes ou de ciclo curto, sendo recomendado para fins ornamentais, para programas de reflorestamento e recuperação de áreas degradadas [6].

Estudos pioneiros sobre o potencial tecnológico da madeira de guapuruvu desenvolvidos no Brasil, ressaltam seu rápido crescimento e apontam as possibilidades de seu aproveitamento industrial [7].

Em um estudo posterior concluíram que o guapuruvu proveniente da floresta nativa não apresentou problemas de laminação e as lâminas obtidas foram de boa qualidade. Os compensados fabricados a partir desta madeira encontram aplicações tais como: formas de concreto, embalagens, caixotaria (leve e pesada) e fabricação de móveis [8].

Pesquisas mais recentes concluíram que a madeira de guapuruvu tem potencial para produção de lâminas e fabricação de compensados de uso interno e intermediário com potencial para uso em móveis, embalagens e caixotaria [9].

Em decorrência da baixa densidade que apresenta esta espécie, a utilização racional desta madeira na forma de painéis compensados oferece um leque maior de usos potenciais, especificamente para uso geral, movelaria e revestimentos.

Portanto, o conhecimento das propriedades físicas e mecânicas de painéis compensados de madeira de guapuruvu, faz-se indispensável com o intuito de caracterizar novos produtos, visando principalmente um subsídio a futuros usuários, para seu emprego correto em diferentes soluções industriais, estruturais ou decorativas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Matéria prima

Neste estudo foram utilizadas lâminas de 2,6 mm de espessura nominal, provenientes de árvores de guapuruvu (*Schizolobium parayba*) retiradas de plantios de 16 anos de idade do projeto "Restauração da Mata Atlântica em Sítios Degradados no Estado de São Paulo - Brasil", localizados em áreas experimentais do campus da Universidade Estadual Paulista (UNESP) no município de Botucatu, SP.

De cada árvore, retiraram-se três toras de aproximadamente 2,5 metros de comprimento, tomadas desde a base da árvore de forma sequencial. As lâminas foram retiradas da segunda tora de cada árvore, como mostrado na Figura 1.

Figura 1: a) Visão geral do projeto de restauração; b) Esquema da retirada das toras para laminação (A_T – altura total da árvore até a bifurcação).

2.2 Produção de compensados

O processo de laminação e confecção dos compensados foi realizado na Indústria de Compensados Caribea S.A. de São Manuel, SP. Para este estudo foram produzidos três painéis compensados de nove lâminas, com dimensões nominais de 2440 mm x 1220 mm x 22,5 mm. A espessura média das laminas foi de 2,5 mm.

Na produção dos compensados, foram adotados os parâmetros gerais de produção da empresa Caribea S.A. (umidade média das lâminas de 6%, adesivo utilizado à base de fenol-formaldeído 380 g/m^2 por linha dupla de colagem, temperatura e tempo de prensagem de acordo com as especificações do fabricante da cola - 130ºC e um minuto de prensagem por cada mm de espessura nominal do painel e pressão específica de prensagem de 12 kgf/cm²).

As lâminas utilizadas foram provenientes da laminação de cinco toras do projeto "Rendimento de laminação da madeira de guapuruvu (*Schizolobium parahyba* (Vell.) Blake)" [10]. A densidade aparente das lâminas foi de 272 kg/m^3.

2.3 Avaliação dos painéis compensados

A avaliação do desempenho dos painéis compensados foi conduzida com ensaios físicos e mecânicos em corpos de prova deles confeccionados, atendendo-se no geral às prescrições da norma ABNT como indicado na Tabela 1.

Tabela 1: Ensaios e normas para os painéis compensados.

Ensaio	Propriedade	Norma
Flexão estática (paralela e perpendicular)	E_b - módulo de elasticidade T_r - tensão de ruptura	NBR 9533:2012 [11]
Qualidade da colagem	τ - tensão de cisalhamento	NBR ISO 12466-1:2012 [12] NBR ISO 12466-2:2012 [13]
Densidade	M_{ea} - massa específica aparente	NBR 9485:2011 [14]
Absorção de água	A - quantidade de água absorvida	NBR 9486:2011 [15]
Umidade	TU - teor de umidade	NBR 9484:2011 [16]
Inchamento	IR - inchamento em espessura	NBR 9535:2011 [17]

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Propriedades físicas

Na Tabela 2 são apresentados os resultados individuais e médios das propriedades físicas e a espessura média dos painéis compensados e as lâminas.

Tabela 2: Valores médios das propriedades físicas dos painéis.

Medida descritiva	Densidade (kg/m^3)	Espessura painéis (mm)	Espessura lâminas (mm)	Inchamento (%)	Absorção de água (%)	Teor de umidade (%)
média	388	18,90	2,60	6,56	87,67	10,55
σ	10,69	0,34	0,06	0,10	3,49	0,35
C.V.	2,76	1,79	2,23	1,53	3,99	3,32

A densidade aparente média dos painéis foi 388 kg/m³. O coeficiente de variação foi baixo, indicando uma alta homogeneidade do material. A retração média na espessura dos painéis foi de 19,2%.

Os valores mensurados nos corpos de prova para a densidade aparente são muito diferentes àqueles encontrados por mensurações diretas nas lâminas. Os valores médios dos painéis estudados apresentaram densidade aparente média superior em 43% a igual parâmetro avaliado para as lâminas originais (272 kg/m³). Esta diferença indica uma densificação dos painéis durante o processo de fabricação.

De uma forma geral, a densidade final de um painel laminado, como o compensado, depende da densidade da espécie, da predominância de lenho inicial e tardio que apresentam as lâminas, da maior porcentagem de madeira juvenil, da umidade e pressão e temperatura usadas na fabricação.

Para a faixa de pressões de 7 kgf/cm^2 a 21 kgf/cm^2 na prensagem do compensado, normalmente utilizadas na indústria, ocorre uma retração na espessura das chapas de aproximadamente 5% a 10% para um teor de umidade das lâminas de até 10%, ocasionando uma redução do volume por esmagamento [18 e 19]. Sendo assim, a densidade dos painéis foi comandada pela baixa densidade da madeira original.

O valor médio do inchamento foi de 6,56% e o coeficiente de variação de 1,56%, valor considerado baixo o que indica homogeneidade dos painéis. De modo geral, o valor encontrado de inchamento não difere dos valores médios encontrados na literatura para compensados colados com resina fenólica.

Provavelmente o valor do inchamento encontrado pode estar relacionado à baixa densidade da madeira. Existe uma relação direta entre a variação volumétrica e a densidade da madeira, sendo que essa variação dimensional é normalmente maior na madeira de maior densidade devido à maior quantidade de madeira por unidade de volume [20].

O valor médio do teor de umidade dos painéis foi de 10,55%, valor inferior a 12% nas condições de climatização recomendada pela norma.

Conforme apresentado na Tabela 4 os valores médios do teor de umidade dos compensados estudados, atingiram os limites referenciais apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais. Também se observa nesta tabela, que os valores percentuais do teor de umidade obtidos neste estudo para os compensados foram superiores aos resultados médios reportados na literatura por vários autores em compensados da mesma espécie.

De uma forma geral, os painéis reconstituídos estabilizam-se a uma umidade inferior, quando comparados à madeira sólida. Isto se deve, provavelmente, a níveis de higroscopicidade diferentes originado pela redução da madeira em lâminas com posterior incorporação de aditivos, como resinas, parafina, entre outros. Os aditivos podem bloquear parcialmente os sítios de adsorção, contribuindo assim para redução da higroscopicidade do painel [21].

Os valores médios de absorção de água (24h) foi alto e de forma homogênea em todos os painéis. Os elevados valores de absorção podem ser atribuídos à baixa massa específica observada para os painéis. Assim como para a madeira sólida, painéis com menor massa específica tendem a absorver mais água por apresentarem menor quantidade de parede celular para um mesmo volume [22].

3.2 Flexão estática longitudinal

Na Tabela 3, são apresentados os valores médios de cálculo (valores de ensaios) a 12% de umidade dos módulos de elasticidade e da tensão de ruptura longitudinal e transversal dos compensados.

De forma geral, os valores médios do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção longitudinal entre os painéis tiveram pouca variação. Os valores médios dos coeficientes de variação foram baixos e considerados dentro do padrão de normalidade aceite pela prática do laboratório, indicando homogeneidade dos painéis.

Conforme apresentado na Tabela 4, os valores médios de módulo de elasticidade e de resistência na direção longitudinal dos compensados atingiram de forma parcial ou total os limites mínimos referenciais para os compensados apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira tropical e pinus.

Os valores médios da pesquisa atingiram plenamente os valores mínimos normativos do módulo de elasticidade e 97,9% da tensão de ruptura longitudinal, referentes à Associação Brasileira da Indústria da Madeira Processada Mecanicamente [23]. Em relação aos valores normativos referentes à Associação Brasileira da Indústria da Madeira Processada Mecanicamente (2007a), atingiram plenamente os valores mínimos normativos do módulo de elasticidade e 85,73% da tensão de ruptura.

O valor médio do módulo de elasticidade da pesquisa atingiu 89% e o da tensão de ruptura superou plenamente os valores mínimos normativos referentes ao Catálogo Técnico de Pinus [24].

Observa-se também, que os painéis compensados de guapuruvu, atingiram em 94,8% (E_b) e 78,4% (T_r) os requisitos mínimos para compensados formas de concreto e atenderam plenamente aos requisitos mínimos para compensados de uso geral, industrial e decorativos, quando considerados o tipo de adesivo e as lâminas utilizadas na confecção dos painéis.

Também, se observa na Tabela 4 que os valores do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura obtidos neste estudo, foram inferiores aos resultados médios reportados na literatura, por vários autores para compensados desta mesma espécie e semelhantes aos valores de compensados de paricá, espécie do mesmo gênero que o guapuruvu.

3.3 Flexão estática perpendicular

Os valores médios do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção perpendicular entre os painéis, tiveram maior variação que no sentido longitudinal. Os valores médios dos coeficientes de variação foram considerados dentro do padrão de normalidade, aceite pela prática do laboratório, indicando boa homogeneidade dos painéis.

Os valores médios do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção longitudinal foram em média 44,3% e 23,9%, superiores aos valores médios do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção perpendicular.

Conforme apresentado na Tabela 4, os valores médios de módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção perpendicular dos compensados, não atingiram plenamente os limites mínimos referenciais para os compensados, apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira tropical e pinus.

O melhor resultado desta propriedade foi em relação aos valores referentes à Associação Brasileira da Indústria da Madeira Processada Mecanicamente [24], onde os valores médios da pesquisa atingiram parcialmente os valores mínimos normativos do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura em 97,3% e 94,3%.

Também, se observa na Tabela 4, que o valor médio do módulo de elasticidade perpendicular foi superior aos resultados reportados na literatura por outros autores, para compensados desta mesma espécie e paricá. No caso da tensão de ruptura, foi superior aos de paricá e um pouco inferir para compensados da mesma espécie.

De uma forma geral, o desempenho à flexão na direção transversal é mais sensível à qualidade e propriedades mecânicas das lâminas utilizadas na capa e contracapa. A disposição de lâminas na direção transversal à direção do ensaio pode haver comprometido significativamente o desempenho à flexão, pois na direção transversal os valores de resistência e rigidez são muito inferiores em relação ao sentido longitudinal do esforço.

Por outro lado, a densidade da madeira utilizada na manufatura de compensados tem uma influência direta nas propriedades do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura em flexão estática. Neste sentido as diferenças verificadas neste estudo, são atribuídas em grande parte à maior densidade dos painéis compensados apresentada nas normas de referência.

Portanto, os valores obtidos para os painéis de guapuruvu podem ser considerados satisfatórios, tendo em vista sua menor densidade.

Tabela 3: Valores médios de flexão estática dos painéis.

Medida descritiva	Longitudinal		Perpendicular	
	E_b (MPa)	T_r (MPa)	E_b (MPa)	T_r (MPa)
média	3791	27,45	2112	20,88
σ	264,90	2,688	275,9	3,049
C.V.	6,98	9,791	13,06	14,60

Tabela 4: Propriedades de compensados reportados em códigos normativos nacionais.

	Flexão estática longitudinal		Flexão estática perpendicular		Densidade (kg/m^3)	Umidade (%)
	E_b (MPa)	T_r (MPa)	E_b (MPa)	T_r (MPa)		
Pesquisa[1]	3791	27,45	2112	20,88	387	10,54
ABIMCI[2]	3433 5897	32,02 54,25	3018 5502	28,90 57,17	610 653	8 -11
ABIMCI[3]	3275 6413	28,05 54,88	2169 4675	22,08 47,29	496 620	9 - 12
ABIMCI[4]	4261 7643	23,20 41,90	2967 5800	21,80 43,80	491 585	10 -11
Projeto NBR[5]	4204 7504	22,89 41,34	2928 5729	21,51 43,22	491 585	10 - 11
Projeto NBR[6]	4000	35	4500	40	-	10 - 11
Guapuruvu[7]	7000	46,70	-	-	440	6 - 8
Guapuruvu[8]	6555	53,10	1782	27,75	467	8,1
Paricá[9]	3880	24.10	1230	12,4	345	12

[1]Valores pesquisa; [23][2]: compensado estrutural de madeira tropical uso externo; [24][3]: compensado estrutural de madeira de pinus uso externo; [25][4]: Compensado de pinus de 20 mm de espessura e 9 lâminas; [26][5]: compensados de pinus; [26][6]: compensados para forma de concreto; [7][7]; [9][8]; [27][9].

3.4 Resistência da colagem ao esforço de cisalhamento

A Tabela 5, apresenta os valores médios de resistência da colagem ao esforço de cisalhamento e a porcentagem de falha na madeira na área de ruptura, para os três pré-tratamentos realizados nos corpos de prova.

De acordo com a norma NBR ISO [13] a qualidade de colagem é classificada em três classes com base na resistência dos painéis à umidade e aos pré-tratamentos submetidos. Para todas as três classes de colagem, cada linha de cola ensaiada deve satisfazer dois critérios: a tensão média de cisalhamento e a média de falha na madeira, como mostrado na Tabela 6.

O valor da tensão média de cisalhamento nos painéis foi acima de 1,0 MPa, para os três pré-tratamentos.

Com base nos requisitos da norma (Tabela 6), os valores obtidos permitem classificar o compensado de guapuruvu na Classe 1 (ambiente seco), Classe 2 (tropical/ambiente úmido) e Classe 3 (alta umidade/ambiente externo). Apesar do enquadramento dos painéis nas três classes é importante destacar que a durabilidade do painel de madeira compensada depende não somente da qualidade de colagem, mas também de outros fatores.

Tabela 5: Resistência da colagem ao esforço de cisalhamento.

Pré-tratamento	Básico		Adicional			
Medida descritiva	24h Imersão(1)		6h Fervura(2)		BDB(3)	
	τ (MPa)	FM (%)	τ (MPa)	FM (%)	τ (MPa)	FM (%)
média	1,21	26	1,10	20	1,11	22
σ	0,32		0,29		0,37	

(1)Imersão por 24h em água fria; (2)Imersão por 6h em água em ebulição, seguida de resfriamento em água fria; (3)Imersão por 4h em água em ebulição, secagem em estufa por 20h a (60±3ºC), imersão em água em ebulição por 4h seguida de resfriamento em água fria.

Tabela 6: Requisitos de colagem.

Tensão média de cisalhamento (τ) (MPa)	Falha na madeira (%)
$\tau < 0,2$	não aplicável
$0,2 \leq \tau < 0,4$	≥ 80
$0,4 \leq \tau < 0,6$	≥ 60
$0,6 \leq \tau\ 0,4 \leq 1,0$	≥ 40
$\tau > 1,0$	sem requisito

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos no programa experimental e atendendo aos objetivos deste trabalho, podem-se extrair as seguintes conclusões:

- Os painéis compensados de guapuruvu revelaram bom desempenho físico e qualidade da colagem, atingindo parcialmente ou ultrapassando os limites mínimos de referência.
- As propriedades de flexão estática no sentido longitudinal, atingiram parcialmente ou ultrapassaram os limites mínimos referenciais para os compensados apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira tropical e pinus.
- Os coeficientes de variação obtidos para os valores de todas as propriedades foram baixos, revelando boa homogeneidade dos painéis.
- Os compensados de guapuruvu apresentaram a possibilidade de uso em ambientes internos normais, em aplicações externas protegidas e a exposição a intempéries por períodos curtos.
- De uma forma geral, as propriedades dos painéis compensados, de madeira de guapuruvu (*Schizolobium parayba* (Vell.) Blake.), avaliados neste estudo, indicam que esta espécie tem grande potencial para a produção de compensados classificados como de uso geral, industrial e decorativo.
- O compensado de guapuruvu, produzido no presente estudo e de acordo aos valores físicos e mecânicos, apresenta potencial para uso em móveis, estruturas leves, paredes internas revestidas, embalagens e caixotaria.
- É importante na continuidade dos trabalhos, o desenvolvimento de mais pesquisas com painéis desta espécie, para ajustar variáveis do processo e obter produtos com maior desempenho físico e mecânico.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Estudo setorial 2016: ano base 2015'. Curitiba, 2016.
[2] Indústria Brasileira de Árvores (IBÁ). 'Relatório ibá 2015'. Disponível em: http://iba.org/images/shared/iba_2015.pdf. Acesso em: 24 de setembro de 2016.
[3] Terezo, R.F. 'Avaliação tecnológica do paricá e seu uso em estruturas de madeira laminada colada'. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianólis, 2010.
[4] Sousa, D.B., Rossi, L.M.B., Azevedo, C.P. e Vieira, A.H. 'Paricá: Schizolobium parahyba var. amazonicum (Huber x Ducke) Barneby'. Circular Técnica, 18. Embrapa Amazônia Ocidental, 2003.
[5] Carvalho, P.E. 'Guapuruvu'. Circular Técnica, 104. Embrapa Florestas, Colombo, PR, 2005.
[6] Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA). 'Zoneamento ecológico para plantios florestais no estado de Santa Catarina'. Documento, 21. Embrapa CNPF, Curitiba, 1988.
[7] Richter, H.G., Tomaselli, I. e Moreschi, J.C. 'Estudo tecnológico do guapuruvu (*Schizolobium parahybum*)'. *Revista Floresta*, Curitiba. **5** (1974) 26-30.
[8] Richter, H.G.; Tomaselli, I. e MORESCHI, J. C. 'Estudo tecnológico do guapuruvu (*Schizolobium parayba* Blake. Parte II: fabricação de compensados'. *Revista Floresta*, Curitiba. **6** (1) (1975) 14-23.
[9] Bortoletto, G.J. e Bellini, U. 'Produção de lâminas e manufatura de compensados a partir da madeira de guapuruvu (*Schizolobium parayba* blake.) proveniente de um plantio misto de espécies nativas'. *CERNE*, **8** (20) (2002)16-28.
[10] Pacheco, L. 'Rendimento de laminação da madeira de guapuruvu (*Schizolobium parahyba* (Vell.) Blake)'. Relatório de Pesquisa. FCA Unesp, Botucatu, SP, 2012.
[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9533: Compensado - Determinação da resistência à flexão estática. Rio de Janeiro, 2012.
[12] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 12466-1: Madeira compensada – Qualidade de colagem Parte 1: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
[13] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 12466-2: Madeira compensada – Qualidade de colagem Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro, 2012.
[14] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9485: Compensado - Determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2011.
[15] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9486: Compensado - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2011.
[16] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9584: Compensado - Determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro, 2011.
[17] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9535: Compensado - Determinação do inchamento – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.
[18] Wellons, J.D., Krahmer, R.L., Sandoe, M.D. e Jokerst, R.W. 'Thickness loss in hot-pressed plywood'. *Forest Prod. J.* **33** (1983) 27–34.
[19] Bier, H. 'Radiata pine plywood: an experimental study of the bending properties of structural plywood'. FRI Bulletin, 53. New Zealand Forest Service, Rotorua, 1983.
[20] Galvão, A.P.M. e Jankowsky, I.P. 'Secagem racional da madeira'. São Paulo: Nobel, 111p. 1985.
[21] Wu, Q. 'Application of Nelson's sorption isotherm to wood composites and overlays'. *Wood and Fiber Science*, **28** (2) (1999) 227-239.
[22] Suchsland, O. 'The swelling and shrinking of wood'. Madison: Forest Products Society, 194p. 2004.
[23] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de madeira tropical'. Catálogo Técnico 1. Curitiba, 2007a.
[24] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de pinus'. Catálogo Técnico 2. Curitiba, 2007b.
[25] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de pinus'. Catálogo Técnico 1. Programa Nacional de Qualidade da Madeira. Curitiba, 2002.
[26] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Projeto 31:000.05-001/2: Painéis de madeira compensada Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

[27] Iwakiri, S., Vargas, C.A., Parchen, C.F.A., Weber, C., Batista, C.C., Garbe, E.A., Cit, E.J. e Prata, J.G. 'Avaliação da qualidade de painéis compensados produzidos com lâminas de *Schizolobium amazonicum*'. *FLORESTA,* **41** (3) (2011) 451-458.

PAINÉIS COMPENSADOS MISTOS DE GUAPURUVU (*SCHIZOLOBIUM PARAHYBA* (VELL.) S. F. BLAKE) E *PINUS TAEDA*

MIXED PLYWOOD FROM GUAPURUVU (*SCHIZOLOBIUM PARAHYBA* (VELL.) BLAKE) AND *PINUS TAEDA*

Hernando Alfonso Lara Palma [(1)], Marcos Vínicius Madruga [(2)], Adriano Wagner Ballarin [(3)]
(1) Dr. Prof., Universidade Estadual Paulista, Depto. de Ciência Florestal, Botucatu, SP, Brasil
(2) Graduando, Universidade Estadual Paulista, Curso de Engenharia Florestal, Botucatu, SP, Brasil
(3) Dr. Prof., Universidade Estadual Paulista, Depto. Engenharia Rural, Botucatu, SP, Brasil
Endereço de contato: larapalma@fca.unesp.br

Código de identificação: T4-03

Resumo

O presente trabalho teve por objetivo avaliar o desempenho físico e mecânico de painéis compensados mistos de dimensões comerciais produzidos com sete lâminas de guapuruvu e Pinus taeda. A madeira de guapuruvu foi proveniente de plantios de 16 anos de idade, localizados no município de Botucatu, SP e as lâminas de Pinus taeda de plantios comerciais da região de Teixeira Soares, PR. Foram produzidos seis painéis compensados, de sete lâminas cada, com dimensões nominais de 1600 mm x 1200 mm x 17,5 mm, com espessura nominal das lâminas de 2,5mm. As lâminas de guapuruvu foram distribuídas na direção longitudinal do painel. Na produção dos compensados, foram adotados os parâmetros gerais da produção industrial de compensados com resina fenol-formaldeído. Os ensaios físicos e mecânicos foram realizados de acordo com as especificações descritas na norma brasileira ABNT. Os compensados apresentaram densidade aparente média de 483 kg/m^3, absorção de água após 24 horas de 80,32%, inchamento em espessura 7,46% e teor de umidade de 10,43%. Os valores médios do módulo de elasticidade e da resistência na direção longitudinal e transversal foram (4272 MPa; 2919 MPa; 32,47 MPa e 35,41 MPa). O valor médio da resistência da linha de cola ao esforço de cisalhamento foi de 1,73 MPa, valor acima de 1,0 MPa preconizado pela norma, para utilização em condições de ambientes secos e úmidos. Os compensados mistos revelaram bom desempenho físico e mecânico, apresentando potencial para a produção destes painéis para uso geral, em movelaria, estruturas leves, paredes internas revestidas e embalagens.

Palavras chave: guapuruvu, Schizolobium parahyba, compensado misto, propriedades físicas e mecânicas

Abstract

This study aims to evaluate the physical and mechanical properties of mixed plywood panels in commercial dimensions manufactured with seven veneers made from guapuruvu (Schizolobium parahyba (Vell.) Blake) and Pinus taeda. The guapuruvu wood was obtained from a 16 years old plantation at an experimental area from São Paulo State University (UNESP) in Botucatu – SP and the Pinus taeda wood came from commercial plantation at the Teixeira Soares region, Parana State, Brazil. Were manufactured six plywood panels with seven veneers and nominal dimensions of 1600 mm x 1200 mm and thickness of 17,5 mm. The nominal thickness of the veneers was 2.50 mm. The guapuruvu veneers were distributed longitudinally in the panel composition. Plywood production adopted the general variables of the traditional plywood industry and phenol formaldehyde resin. The physical and mechanical properties were analyzed in accordance to the specifications described in ABNT plywood standards. The plywood panels average density was 483 kg/m³. Water absorption after 24 hours was 88,32%, swelling was 7,47% and the moisture content was 10.43%. Average longitudinal and perpendicular MOE and MOR were 4272 MPa and 32,47; 2919 MPa, and 35,41 MPa respectively. The average value of the bonding strength was 1.73 MPa, a value 1.0 MPa higher the recommended by the standard, for use in dry and humid environments. The mixed plywood panels showed good physical and mechanical performance which indicates potential for furniture, light structures, lined inner walls, packing and box factory.

Keywords*: guapuruvu, Schizolobium parahyba, mixed plywood, physical and mechanical properties*

1. INTRODUÇÃO

A produção nacional de compensados em 2015 totalizou um volume de 3,04 milhões de m³, sendo 2,60 milhões m^3 fabricados de madeira de *Pinus* (86% da produção nacional) e 0,44 milhões m^3 fabricados com madeira de folhosas de origem tropical (14% da produção nacional). Na última década, a produção de compensados de *Pinus* teve um crescimento médio de 2,8% a.a. [1 e 2].

No último quinquênio, a produção de compensados de *Pinus* teve um crescimento médio de 9,9% a.a. No mesmo período, a produção de compensado tropical apresentou queda da ordem de 1,6% a.a. A redução apresentada na produção dos compensados de origem tropical deve-se principalmente pela dificuldade em se obter matéria-prima de qualidade e com origem legal [1 e 2].

Os plantios florestais com espécies de *Pinus taeda e Pinus elliottii* são as principais fontes de matéria-prima para as indústrias de compensados, principalmente na região sul do país, onde estão instaladas as principais fábricas destes painéis.

A madeira de pinus apresenta algumas limitações quanto à qualidade das lâminas produzidas, principalmente devido ao excesso de nós, prejudicando sua utilização como capas externas. Por isso, as indústrias de compensados priorizam a utilização das lâminas de pinus para formação do miolo do painel, cujo volume é mais substancial, enquanto as lâminas de madeiras tropicais de espessuras menores são empregadas nas capas, como revestimento do painel [3]. (IWAKIRI *et al*, 2001).

Por outro lado, o crescimento da demanda nacional e internacional por madeira para a indústria de serrados, painéis reconstituídos e laminados, tem motivado a busca de novas espécies de rápido crescimento com potencial silvicultural e, nesse sentido, algumas espécies nativas apresentam uma grande vantagem pela sua adaptabilidade.

Dessa forma, plantios mistos com espécies nativas em áreas degradadas, além de destinar-se à restauração de ecossistemas florestais, visa também uma viabilidade econômica por meio de um possível aproveitamento para fins madeireiros [4 e 5]. (ENGEL e PAROTTA, 2000; BORTOLETTO e BELINI, 2002).

A espécie *Schizolobium parahyba* conhecida como guapuruvu vem sendo usada em plantios de regeneração natural para efeito ecológico. Entretanto é reconhecida entre os pesquisadores como espécie de rápido desenvolvimento e boa produtividade. Em plantios experimentais, o guapuruvu impressiona pelo rápido crescimento inicial, forma das plantas e, principalmente, por seu incremento médio anual [6]. EMBRAPA (1988),

Estudos pioneiros sobre o potencial tecnológico da madeira de guapuruvu desenvolvidos no Brasil, ressaltam seu rápido crescimento e apontam as possibilidades de seu aproveitamento industrial [7]. RICHTER *et al*. (1974)

Em um estudo posterior, concluíram que o guapuruvu proveniente da floresta nativa, não apresentou problemas de laminação e as lâminas obtidas foram de boa qualidade. Os compensados fabricados a partir desta madeira encontram aplicações tais como: formas de concreto, embalagens, caixotaria (leve e pesada) e fabricação de móveis [8]. RICHTER et a*l*. (1975).

Pesquisas mais recentes concluíram que a madeira de guapuruvu tem potencial para produção de lâminas e fabricação de compensados de uso interno e intermediário com potencial para uso em móveis, embalagens e caixotaria [5]. (BORTOLETTO e BELLINI, 2002).

As principais vantagens do painel compensado são a estabilidade dimensional, as possibilidades de obtenção de painéis de grandes dimensões, seleção das lâminas com maior qualidade física-mecânica para produção de painéis com maiores propriedades de resistência e rigidez, a utilização de capas decorativas de maior valor agregado e a possibilidade de mesclar espécies de diferentes madeiras em um mesmo painel o que permite uma redução do custo de produção e, consequentemente o preço do produto final [9]. (TOMASELLI e SCHEFFER, 1999).

Tradicionalmente, as chapas de madeira compensada do tipo “combi” fabricadas no país são compostas por lâminas internas (miolo) de madeira de *Pinus* e lâminas externas (face) de madeira tropical.

Portanto, este trabalho tem como objetivo, avaliar as propriedades de painéis compensados mistos produzidos com lâminas de *Pinus taeda* e guapuruvu, visando principalmente um subsídio a futuros usuários, para seu emprego correto em diferentes soluções estruturais ou industriais.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Matéria-prima

Neste estudo foram utilizadas lâminas de 2,5 mm de espessura nominal, provenientes de árvores de guapuruvu (*Schizolobium parayba*) retiradas de plantios de 16 anos de idade do projeto "Restauração da Mata Atlântica em Sítios Degradados no Estado de São Paulo - Brasil", localizados em áreas experimentais no município de Botucatu, SP e lâminas de *Pinus taeda* provenientes de plantios comerciais da região de Teixeira Soares, PR.

2.2 Fabricação dos compensados

A confecção dos compensados foi realizada na Indústria de Compensados Caribea S.A. de São Manuel, SP. Foram fabricados seis painéis compensados de sete lâminas cada, com dimensões nominais de 1600 mm de comprimento, 1200 mm de largura e 17,5 mm de espessura. As lâminas de guapuruvu foram distribuídas na direção longitudinal na composição do painel (lâminas impares) perfazendo um total de quatro lâminas na composição e as lâminas de pinus foram distribuídas na direção perpendicular (lâminas pares). A densidade aparente das lâminas de guapuruvu foi de 272 kg/m^3 e as de pinus 550 kg/m^3.

Na produção dos compensados, foram adotados os parâmetros gerais de produção da empresa Caribea S.A. (umidade média das lâminas de 6%, adesivo utilizado à base de fenol-formaldeído 380 g/m^2 por linha dupla de colagem, temperatura e tempo de prensagem de acordo com as especificações do fabricante da cola - 130ºC e um minuto de prensagem por cada mm de espessura nominal do painel e pressão específica de prensagem de 12 kgf/cm²).

A avaliação do desempenho dos painéis compensados foi conduzida com ensaios físicos e mecânicos em corpos de prova deles confeccionados, atendendo-se no geral às prescrições da norma ABNT como indicado na Tabela 1.

Tabela 1: Ensaios e normas para os painéis compensados

Ensaio	Propriedade	Norma
Flexão estática (paralela e perpendicular)	E_b - módulo de elasticidade T_r - tensão de ruptura	NBR 9533:2012 [10]
Qualidade da colagem	τ - tensão de cisalhamento	NBR ISO 12466-1:2012 [11] NBR ISO 12466-2:2012 [12]
Densidade	M_{ea} - massa específica aparente	NBR 9485:2011 [13]
Absorção de água	A - quantidade de água absorvida	NBR 9486:2011 [14]
Umidade	TU - teor de umidade	NBR 9484:2011 [15]
Inchamento	IR - inchamento em espessura	NBR 9535:2011 [16]

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Propriedades físicas

Na Tabela 2 são apresentados os resultados médios das propriedades físicas dos painéis compensados.

Tabela 2: Valores médios das propriedades físicas dos painéis

Medida descritiva	Densidade (kg/m^3)	Inchamento (%)	Absorção de água (%)	Teor de umidade (%)
média	483	7,47	80,32	10,43
σ	29,76	0,278	7,96	0,36
C.V.	6,16	3,72	9,91	3,41

A densidade aparente média dos painéis foi 483 kg/m³. O coeficiente de variação foi baixo, indicando uma alta homogeneidade do material.

De acordo com a composição das lâminas nos compensados estudados, a densidade ponderada dos painéis foi de 392 kg/m^3, uma vez que 57% do volume era composto por lâminas de guapuruvu de densidade aparente média de 272 kg/m^3 (4 lâminas) e 43% com lâminas de pinus de densidade aparente média de 550 kg/m^3 (3 lâminas). Assim, os valores médios dos painéis apresentaram densidade superior em 23,21% em relação à densidade ponderada inicial. Esta diferença indica uma densificação dos painéis durante o processo de fabricação.

A densidade do compensado depende da densidade da madeira, umidade das lâminas, temperatura e pressão de prensagem utilizada na manufatura. A aplicação de alta pressão em madeiras de baixa densidade resulta na redução da espessura do painel e perdas em termos volumétricos.

Para a faixa de pressões de 7 kgf/cm^2 a 21 kgf/cm^2 na prensagem do compensado e teor de umidade das lâminas de até 10%, normalmente utilizadas na indústria, ocorre uma retração na espessura das chapas, ocasionando uma redução do volume por esmagamento [17 e 18]. Assim, o aumento da densidade dos painéis estudados, foi comandada pela baixa densidade da madeira de guapuruvu mais o efeito da pressão utilizada.

Conforme apresentado na Tabela 4 os valores médios da densidade dos painéis estudados foram levemente inferiores aos valores mínimos referenciais para compensados de pinus, apresentados nos códigos normativos nacionais. Também se observa que os valores médios da densidade dos compensados se mostraram inferiores aos registrados por outros autores para compensados puros de guapuruvu e superiores aos encontrados em painéis puros de paricá.

O valor médio do inchamento foi de 7,47% e o coeficiente de variação de 3,72%, valor considerado baixo o que indica homogeneidade dos painéis. De uma forma geral, o valor encontrado de inchamento não difere dos valores médios encontrados na literatura para compensados colados com resina fenólica.

O valor do inchamento, pode estar relacionado à baixa densidade da madeira de guapuruvu que provocou um maior esmagamento na prensagem e à liberação das tensões internas de compressão. A percentagem de recuperação da espessura dos painéis neste estudo foi de 1,8%.

Quando o painel entra em contato com a água, ele incha devido ao inchamento próprio da madeira e também pela liberação das tensões de compressão. Juntos determinam o inchamento total do painel. Quando o painel é seco, a madeira contrai retornando em espessura apenas até o ponto referente ao inchamento próprio da madeira. No entanto, a madeira não volta à sua espessura inicial devido à liberação das tensões de compressão [19].

O valor médio do teor de umidade dos painéis foi de 10,43%, valor inferior a 12% nas condições de climatização recomendada pela norma.

Conforme apresentado na Tabela 4, os valores médios do teor de umidade atingiram os limites referenciais apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais. Também se observa nesta tabela, que os valores percentuais do teor de umidade foram superiores aos resultados médios reportados na literatura por vários autores em compensados da mesma espécie.

De uma forma geral, os painéis reconstituídos estabilizam-se a uma umidade inferior, quando comparados à madeira sólida. Isto se deve, provavelmente, a níveis de higroscopicidade diferentes originados pela redução da madeira em lâminas com posterior incorporação de aditivos, como resinas, parafina, entre outros. Os aditivos podem bloquear parcialmente os sítios de adsorção, contribuindo assim para redução da higroscopicidade do painel [20].

Os valores médios de absorção de água (24h) foi alto e de forma homogênea em todos os painéis. Os elevados valores de absorção podem ser atribuídos à baixa densidade da madeira na composição dos painéis. Como para a madeira sólida, painéis com menor densidade tendem a absorver mais água por apresentarem menor quantidade de parede celular para um mesmo volume [21].

3.2 Flexão estática longitudinal

Na Tabela 3, são apresentados os valores médios do cálculo (valores de ensaios) dos módulos de elasticidade e da tensão de ruptura longitudinal e transversal dos compensados.

A Tabela 4, apresenta os valores médios da pesquisa confrontados com valores médios de estudos realizados por outros autores para esta espécie e valores reportados em códigos normativos nacionais.

Tabela 3: Valores médios de flexão estática dos painéis

Medida descritiva	Longitudinal		Perpendicular	
	E_b (MPa)	T_r (MPa)	E_b (MPa)	T_r (MPa)
média	4272	32,57	2919	35,41
σ	341	3,60	643,4	6,13
C.V.	8,01	11,03	22,04	17,30

Os valores médios dos coeficientes de variação foram baixos e considerados dentro do padrão de normalidade aceite pela prática do laboratório, indicando homogeneidade dos painéis.

Conforme apresentado na Tabela 4, os valores médios de módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção longitudinal dos compensados, atingiram de forma total os limites mínimos referenciais para compensados, apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais.

Os valores médios da tensão de ruptura da pesquisa, atingiram plenamente os valores mínimos referenciais a exceção da norma ABNT [25] (requisitos mínimos para compensados formas de concreto), onde alcançou 93%.

Também se observa na Tabela 4 que os valores do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura obtidos neste estudo, foram inferiores aos resultados médios reportados por outros autores para compensados puros de guapuruvu.

3.3 Flexão estática perpendicular

Os valores médios de módulo de elasticidade e da tensão de ruptura na direção perpendicular dos compensados atingiram de forma total os limites mínimos referenciais para compensados, apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais, com exceção da norma ABNT [25] (requisitos mínimos para compensados formas de concreto), onde o módulo de elasticidade alcançou 63% e a tensão de ruptura 87%.

Também se observa na Tabela 4, que os valores médios da tensão de ruptura na direção perpendicular foram maiores aos resultados médios reportados por outros autores para compensados puros de guapuruvu.

Os valores médios da tensão de ruptura na direção perpendicular foram em média 8,7% superiores à mesma propriedade na direção longitudinal, e os valores do módulo de elasticidade inferiores em 46,4%.

O coeficiente de variação foi considerado dentro do padrão de normalidade média, aceito pela prática do laboratório.

De uma forma geral, o desempenho à flexão na direção transversal é mais sensível à qualidade e propriedades mecânicas das lâminas utilizadas na capa e contracapa. A disposição de lâminas na direção transversal à direção do ensaio pode ter comprometido significativamente o desempenho à flexão, pois na direção transversal os valores de resistência e rigidez são muito inferiores em relação à direção longitudinal do esforço.

Por outro lado, a baixa densidade da madeira de guapuruvu, utilizada na manufatura dos compensados teve uma influência direta nas propriedades do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura em flexão estática.

Tabela 4: Propriedades de compensados reportados em códigos normativos nacionais

	Flexão estática longitudinal		Flexão estática perpendicular		Densidade (kg/m^3)	Umidade (%)
	E_b (MPa)	T_r (MPa)	E_b (MPa)	T_r (MPa)		
Pesquisa[1]	4272	32,57	2919	35,41	483	10,43
ABIMCI[2]	3433 5897	32,02 54,25	3018 5502	28,90 57,17	610 653	8 -11
ABIMCI[3]	3275 6413	28,05 54,88	2169 4675	22,08 47,29	496 620	9 - 12
ABIMCI[4]	4261 7643	23,20 41,90	2967 5800	21,80 43,80	491 585	10 -11
Projeto NBR[5]	4204 7504	22,89 41,34	2928 5729	21,51 43,22	491 585	10 - 11
Projeto NBR[6]	4000	35	4500	40	-	10 - 11
Guapuruvu[7]	7000	46,70	-	-	440	6 - 8
Guapuruvu[8]	6555	53,10	1782	27,75	467	8,1
Paricá[9]	3880	24.10	1230	12,4	345	12

[1]Valores pesquisa; [22][2]: compensado estrutural de madeira tropical uso externo; [23][3]: compensado estrutural de madeira de pinus uso externo; [24][4]: Compensado de pinus de 20 mm de espessura e 9 lâminas; [25][5]: compensados de pinus; [25][6]: compensados para forma de concreto; [8][7]; [5][8]; [26][9].

3.4 Resistência da colagem ao esforço de cisalhamento

A Tabela 5, apresenta os valores médios de resistência da colagem ao esforço de cisalhamento e a porcentagem de falha na madeira na área de ruptura, para os três pré-tratamentos realizados nos corpos de prova.

De acordo com a norma NBR ISO [12] a qualidade de colagem é classificada em três classes, com base na resistência dos painéis à umidade e aos pré-tratamentos submetidos. Para todas as três classes de colagem, cada linha de cola ensaiada deve satisfazer dois critérios: a tensão média de cisalhamento e a média de falha na madeira, como mostrado na Tabela 6.

Os valores da tensão média de cisalhamento nos painéis para os três pré-tratamentos, foram superiores a 1,0 MPa.

Com base nos requisitos da norma (Tabela 6), os valores obtidos permitem classificar o compensado de guapuruvu na Classe 1 (ambiente seco), Classe 2 (tropical/ambiente úmido) e Classe 3 (alta umidade/ambiente externo). Apesar do enquadramento dos painéis nas três classes é importante destacar que a durabilidade do painel de madeira compensada depende não somente da qualidade de colagem, mas também de outros fatores.

Tabela 5: Resistência da colagem ao esforço de cisalhamento

Pré-tratamento	Básico		Adicional			
Medida descritiva	24h Imersão(1)		6h Fervura(2)		BDB(3)	
	τ (MPa)	FM (%)	τ (MPa)	FM (%)	τ (MPa)	FM (%)
média	1,86	22	1,63	10	1,69	7
σ	0,31		0,21		0,21	

(1)Imersão por 24h em água fria; (2)Imersão por 6h em água em ebulição, seguida de resfriamento em água fria; (3)Imersão por 4h em água em ebulição, secagem em estufa por 20h a (60±3ºC), imersão em água em ebulição por 4h seguida de resfriamento em água fria.

Tabela 6: Requisitos de colagem

Tensão média de cisalhamento (τ) (MPa)	Falha na madeira (%)
$\tau < 0,2$	não aplicável
$0,2 \leq \tau < 0,4$	≥ 80
$0,4 \leq \tau < 0,6$	≥ 60
$0,6 \leq \tau\ 0,4 \leq 1,0$	≥ 40
$\tau > 1,0$	sem requisito

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos no programa experimental e atendendo aos objetivos deste trabalho, podem-se extrair as seguintes conclusões:

- Os painéis compensados de guapuruvu revelaram bom desempenho físico e qualidade da colagem, atingindo parcialmente ou ultrapassando os limites mínimos de referência.
- As propriedades de flexão estática nas direções longitudinal e perpendicular atingiram parcialmente ou ultrapassaram os limites mínimos referenciais para os compensados apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira tropical e pinus.
- Os coeficientes de variação obtidos para os valores de todas as propriedades foram baixos, revelando boa homogeneidade dos painéis, com exceção das propriedades de flexão estática na direção perpendicular.
- Os compensados mistos de pinus e guapuruvu apresentaram a possibilidade de uso em ambientes internos normais, em aplicações externas protegidas e a exposição a intempéries por períodos curtos.
- De uma forma geral, as propriedades dos painéis compensados mistos de guapuruvu e pinus, avaliados neste estudo, tem grande potencial para a produção de compensados classificados como de uso geral, industrial e decorativo.
- O compensado misto, produzido no presente estudo e de acordo aos valores físicos e mecânicos, apresenta potencial para uso em móveis, estruturas leves, paredes internas revestidas, embalagens e caixotaria.
- É importante na continuidade dos trabalhos, o desenvolvimento de mais pesquisas com painéis desta espécie, para ajustar variáveis do processo e obter produtos com maior desempenho físico e mecânico.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Estudo setorial 2016: ano base 2015'. Curitiba, 2016.
[2] Indústria Brasileira de Árvores (IBÁ). 'Relatório ibá 2015'. Disponível em: http://iba.org/images/shared/iba_2015.pdf. Acesso em: 24 de setembro de 2016.
[3] Iwakiri, S., Olandoski, D.P., Leonhardt, G. e Brand, M.A. 'Produção de chapas de madeira compensada de cinco espécies de pinus tropicais'. Ciência Florestal, 11 (2) (2001) 71-77.
[4] Engel, V.L. e Parrota, J.A. 'Restauração de ecossistemas florestais'. Agroecologia, (2000).
[5] Bortoletto, G.J. e Bellini, U. 'Produção de lâminas e manufatura de compensados a partir da madeira de guapuruvu (Schizolobium parayba blake.) proveniente de um plantio misto de espécies nativas'. CERNE, 8 (20) (2002)16-28.
[6] Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA). 'Zoneamento ecológico para plantios florestais no estado de Santa Catarina'. Curitiba, 2016.
[7] Richter, H.G., Tomaselli, I. e Moreschi, J.C. 'Estudo tecnológico do guapuruvu (Schizolobium parahybum)'. Revista Floresta, Curitiba. 5 (1974) 26-30.
[8] Richter, H.G.; Tomaselli, I. e Moreschi, J.C. 'Estudo tecnológico do guapuruvu (Schizolobium parayba Blake. Parte II: fabricação de compensados'. Revista Floresta, Curitiba. 6 (1) (1975) 14-23.
[9] Tomaselli, I. e Scheffer, L.F. 'A reação do compensado'. Revista da Madeira, (45) (1999) 10-14.
[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9533: Compensado - Determinação da resistência à flexão estática. Rio de Janeiro, 2012.
[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 12466-1: Madeira compensada – Qualidade de colagem Parte 1: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
[12] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 12466-2: Madeira compensada – Qualidade de colagem Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro, 2012.
[13] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9485: Compensado - Determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2011.
[14] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9486: Compensado - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2011.
[15] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9584: Compensado - Determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro, 2011.
[16] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9535: Compensado - Determinação do inchamento – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.
[17] Wellons, J.D., Krahmer, R.L., Sandoe, M.D. e Jokerst, R.W. 'Thickness loss in hot-pressed plywood'. *Forest Prod. J.* **33** (1983) 27–34.
[18] Bier, H. 'Radiata pine plywood: an experimental study of the bending properties of structural plywood'. FRI Bulletin, 53. New Zealand Forest Service, Rotorua, 1983.
[19] Kelly, M.W. 'Critical literature review of relationships between processing parameters and physical properties of particleboard. (USDA FPL, Madison, 1977).
[20] Wu, Q. 'Application of Nelson's sorption isotherm to wood composites and overlays'. Wood and Fiber Science, 28 (2) (1999) 227-239.
[21] Suchsland, O. 'The swelling and shrinking of wood'. Madison: Forest Products Society, 194p. 2004.
[22] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de madeira tropical'. Catálogo Técnico 1. Curitiba, 2007a.
[23] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de pinus'. Catálogo Técnico 2. Curitiba, 2007b.
[24] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de pinus'. Catálogo Técnico 1. Programa Nacional de Qualidade da Madeira. Curitiba, 2002.
[25] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Projeto 31:000.05-001/2: Painéis de madeira compensada Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.
[26] Iwakiri, S., Vargas, C.A., Parchen, C.F.A., Weber, C., Batista, C.C., Garbe, E.A., Cit, E.J. e Prata, J.G. 'Avaliação da qualidade de painéis compensados produzidos com lâminas de Schizolobium amazonicum'. Floresta, 41 (3) (2011) 451-458.

PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DE COMPENSADOS COM LÂMINAS DE *PINUS TAEDA* L. TRATADAS COM CCA

PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF PLYWOOD MANUFACTURED WITH *PINUS TAEDA* L. VENEERS TREATED WITH CCA

Hernando Alfonso Lara Palma [(1)], João Theodoro do Marco [(2)], Adriano Wagner Ballarin [(3)] (A)

(1) Prof. Dr., Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu-SP, Brasil
(2) Aluno, Curso de Engenharia Florestal, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu-SP, Brasil
(3) Professor, Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu-SP, Brasil
Endereço de contato: awballarin@fca.unesp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-04

Resumo

O presente trabalho teve como objetivo verificar o efeito do tratamento preservativo das lâminas sobre algumas propriedades físicas e mecânicas do painel compensado de *Pinus taeda* L. Os compensados com e sem tratamento apresentaram densidade aparente média de 657 kg/m^3 e 653 kg/m^3 e inchamento em espessura de 11% e 9,8%. Os valores médios do módulo de elasticidade e da resistência na direção longitudinal e transversal dos compensados com tratamento foram 6747 MPa; 3520 MPa; 49,18 MPa e 35,01 MPa e sem tratamento 6590 MPa; 33161 MPa; 52,35 MPa e 33,60 MPa. As propriedades físicas e mecânicas (flexão longitudinal e transversal) dos painéis sem e com tratamento atingiram os limites mínimos referenciais para compensados apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais. Por conta da retenção do material preservativo, os painéis com lâminas tratadas apresentaram valor de massa específica e teor de umidade superior ao verificado nos painés sem tratamento. Não foi observada diferença estatística nas propriedades de flexão longitudinal e transversal (tensão de ruptura e módulo de elasticidade) entre os painéis sem e com tratamento preservativo.

Palavras chave: *Pinus taeda* L.*;* madeira compensada; propriedades físicas e mecânicas; tratamento preservativo

Abstract

This study aimed to verify the effect of the preservative treatment of the veneers on some physical and mechanical properties of plywood panel made from Pinus taeda L. Plywood with and without preservative treatment had an average density of 657 kg/m^3 and 653 kg/m^3 e thickness swelling of 11% e 9,8% respectively. Average MOE and MOR in the longitudinal and transversal directions for treated panels were respectively 6747 MPa; 3520 MPa; 49.18 MPa and 35.01 MPa, and for untreated panels were 6590 MPa; 33161 MPa; 52.35 MPa and 33,60 MPa. The physical and mechanical properties (longitudinal and transversal flexion) of the panels with and without treatment reached the minimum reference limits proposed by different national regulatory codes. In consequence of the retention of preservative product, it was observed higher values of specific mass and moisture content in the panels with treated veneers. There was no statistical difference between the longitudinal and transversal bending properties (MOR and MOE) for panels with and without preservative treatment.

Keywords*: Pinus taeda L., plywood; physical and mechanical properties, preservative treatment*

1. INTRODUÇÃO

Em 2015, a produção nacional de compensados totalizou um volume de 3,04 milhões de m³, sendo 2,60 milhões fabricados de madeira de *Pinus* (86% da produção nacional) e 0,44 milhões fabricados com madeira de folhosas de origem tropical (14% da produção nacional). No último quinquênio, a produção de compensados de *Pinus* teve um crescimento médio de 9,9% a.a. No mesmo período, a produção de compensado tropical apresentou queda da ordem de 1,6% a.a. [1 e 2].

Os compensados de *Pinus* têm uma gama imensa de usos na indústria moveleira e em componentes da construção civil, devido basicamente às suas excelentes características mecânicas associadas à boa estabilidade dimensional [3,4]. Mais recentemente, iniciativas empresariais têm aventado a utilização dos painéis compensados em diversos sub-sistemas (fechamentos, por exemplo) de sistemas construtivos nacionais para habitações. As diretrizes SINAT 005 - Sistemas construtivos estruturados em peças de madeira maciça serrada, com fechamentos em chapas delgadas [5] que estabelecem os requisitos e critérios de desempenho para esses sistemas, especificam tratamento preservativo dos painéis de fechamento. Caso os painéis não possuam tratamento preservativo, exigências adicionais, como barreiras impermeáveis são exigidas.

De fato, como qualquer produto à base de madeira, os painéis compensados podem sofrer deterioração por fungos, cupins e brocas - em maior ou menor grau, quando expostos a condições adversas como umidade excessiva ou contato com o solo. Quase a totalidade da produção nacional de compensados de *Pinus* e de folhosas não tem tratamento preservativo. O tratamento, em princípio, poderia ser realizado no painel já pronto ou incorporado no processo produtivo, pelo tratamento das lâminas em etapa prévia à confecção do painel.

Na literatura nacional são escassos os trabalhos sobre a preservação de painéis compensados e sua influência no desempenho mecânico. Mendes et al. [4] estudaram o efeito do tratamento preservativo sobre as propriedades físicas e mecânicas de painéis compensados produzidos em escala laboratorial (1,10m x 1,10m). O tratamento preservativo em autoclave foi aplicado sobre os painéis já prontos. Os autores concluíram que houve diminuição das propriedades mecânicas, atribuída parcialmente ao tratamento vácuo-pressão adotado. Estudos preliminares de tratamento de painéis compensados já prontos realizados pela Indústria de Compensados Caribea Ltda. evidenciaram que, em escala comercial, os painéis, de maiores dimensões, podem sofrer distorções dimensionais (ondulações) comprometedoras de sua qualidade. Essa constatação potencializa a opção por tratamento das lâminas, em etapa prévia à fabricação do painel.

O objetivo do presente trabalho foi verificar o efeito do tratamento preservativo das lâminas sobre as propriedades físicas e mecânicas do painel compensado de *Pinus taeda* L.

Pela sua oportunidade, trará informações tecnológicas importantes, considerando-se a carência de estudos nessa área e a potencial utilização dos painéis compensados em sistemas construtivos habitacionais.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Matéria prima e produção dos compensados

Neste estudo foram utilizadas lâminas preservadas e não preservadas de 2,3 mm de espessura de *Pinus taeda* L. provenientes de plantios localizados na cidade Teixeira Soares, PR. O processo de preservação foi realizado na empresa A.F. Fleischer e Cia. Ltda. localizada na mesma cidade. As lâminas foram tratadas em autoclave com CCA (Arseniato de cobre cromatado) com uma retenção de 6,5 kg/m³. As lâminas foram estabilizadas por um período de 80 horas e, em seguida, secas em secador industrial até 5% de umidade.

A confecção dos compensados foi realizada na Indústria de Compensados Caribea S.A. de São Manuel, SP, adotando-se os parâmetros convencionais de produção de compensados utilizados pela empresa, bem como as recomendações do fabricante da resina utilizada (umidade média das lâminas de 5 a 6%, adesivo utilizado à base de fenol-formaldeído (400g resina RM-800 Marbow Resinas, 20g de farinha de trigo, 20ml de água) com gramatura de 380 g/m^2 por linha dupla de colagem, temperatura e tempo de prensagem de 130ºC e um minuto de prensagem por cada mm de espessura nominal do painel e pressão específica de prensagem de 12 kgf/cm^2).

Para este estudo foram produzidos seis painéis compensados de sete lâminas com dimensões nominais de 2440 mm x 1220 mm x 16 mm. (três compensados fabricados com lâminas tratadas com CCA e três compensados sem tratamento).

Os resultados foram avaliados por meio de análise de variância (ANOVA) para a verificação do efeito do tratamento, considerando-se, também as interações com efeitos significativos a 5% de probabilidade.

2.2 Confecção dos corpos de prova e avaliação dos painéis compensados

A avaliação do desempenho dos painéis compensados foi conduzida com ensaios físicos e mecânicos em corpos de prova deles confeccionados, atendendo-se no geral às prescrições da norma ABNT, como indicado na Tabela 1.

Tabela 1: Ensaios e normas para painéis compensados da madeira

Ensaio	Propriedade	Norma
Resistência à flexão estática (longitudinal e transversal	E_b - módulo de elasticidade T_r - tensão de ruptura	NBR 9533:2012 [6]
Resistência da colagem ao esforço de cisalhamento	f_v - tensão de cisalhamento	NBR ISO 12466-1 / 2006 [7] NBR ISO 12466-2 / 2006 [8]
Densidade	M_{ea} - massa específica aparente	NBR 9485:2011 [9]
Umidade	TU - teor de umidade	NBR 9484:2011 [10]
Inchamento	IR - inchamento em espessura	NBR 9535:2011 [11]

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais do Departamento de Engenharia Rural e no Laboratório de Qualidade e Painéis de Madeira do Departamento de Ciência Florestal, ambos da Faculdade de Ciências Agronômicas – UNESP – Botucatu, com os corpos-de-prova acondicionados conforme prescrito na norma NBR 9489 / 2011 (temperatura de 20 ± 3°C e umidade relativa de 65 ± 5%).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Numa análise visual dos painéis produzidos, não foram detectadas diferenças de qualidade entre os painéis com e sem tratamento. Não foram observadas ondulações, empenamentos e delaminações nos painéis com tratamento preservativo das lâminas.

Os resultados da densidade, inchamento e recuperação da espessura e teor de umidade estão apresentados na Tabela 2.

De uma forma geral, as propriedades físicas tiveram pouca variação, indicando homogeneidade.

O valor da massa específica dos painéis tratados foi superior ao valor da massa específica dos não tratados provavelmente por conta da retenção do material preservativo nas lâminas.

Tabela 2: Propriedades físicas dos painéis

	M_{ea} (kg/m³)		IR (%)		TU (%)	
	Sem tratamento	Com tratamento	Sem tratamento	Com tratamento	Sem tratamento	Com tratamento
Média	622	657	9,77	11,05	11,50	12,74
Valor máx.	723	727	11,48	13,41	12,35	14,52
Valor mín.	522	590	7,79	8,93	10,26	11,33
Desv. pad	44,00	33,37	1,03	1,21	0,63	0,76
CV (%)	7,07	5,08	10,57	10,91	5,45	5,99

O valor médio do inchamento e recuperação da espessura, nas duas situações estudadas foi em torno de 10 a 11%. De modo geral, esses valores não diferem dos valores médios encontrados na literatura para compensados de *Pinus* colados com resina fenólica.

O teor de umidade médio dos painéis com tratamento preservativo foi de 12,74%, enquanto que nos painéis sem tratamento foi de 11,50%, aplicando-se, aqui, a mesma justificativa da retenção do material preservativo. O teor de umidade dos três painéis foi praticamente uniforme, com valor médio de 10,59%. Observa-se que todos os painéis alcançaram umidade média de equilíbrio próxima a 12% nas condições de climatização recomendadas pela norma.

Os resultados de tensão de ruptura (T_r) e módulo de elasticidade (E_b) à flexão estática longitudinal e a relação dessas propriedades com a massa específica dos corpos de prova de flexão estão apresentados nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3: Propriedades de flexão estática longitudinal dos painéis sem tratamento

Painel	C.P.	T_r (MPa)	E_b (MPa)	M_{ea} (kg/m³)	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$
1	1	47,61	7121	672	70,89	10603
	2	38,28	6815	617	62,03	11043
	3	39,26	6590	658	59,70	10021
	4	58,14	9351	672	86,52	13916
	5	66,47	10312	671	98,99	15357
	6	65,99	8821	674	97,84	13079
2	7	43,02	5017	628	68,47	7985
	8	35,22	4523	572	61,62	7913
	9	47,94	4980	591	81,07	8422
	10	47,15	3977	639	73,80	6225
	11	51,69	4652	666	77,60	6984
	12	52,35	4349	624	83,87	6967
3	13	102,5[1]	10990	651		
	14	60,3	8867	653	92,37	13583
	15	53,47	8619	602	88,78	14310
	16	65,3	6766	656	99,49	10308
	17	60,99	6346	661	92,27	9600
	18	55,08	4982	599	91,97	8318
	Média	52,35	6590	653	83,87	10021
	Desv. Pad.	9,85	1995	31,87	13,53	2868
	C.V. (%)	18,81	30,28	4,88	16,14	28,63

Observações: [1]Valor considerado discrepante pela análise Boxplot; A estatística descritiva foi realizada utilizando somente 17 valores de cada ensaio.

Não pertencer à mesma sequência de laminação é uma situação que pode influenciar a densidade das lâminas e, dependendo da combinação das lâminas, resultar em diferentes densidades entre os corpos de prova. Devido às lâminas com e sem tratamento não pertencerem à mesma sequência de laminação, as propriedades de resistência e rigidez foram relacionadas com a massa específica dos corpos de provas, com intuito de tornar a análise do tratamento das lâminas sobre as propriedades de flexão mais confiável.

Tabela 4: Propriedades de flexão estática longitudinal dos painéis com tratamento

Painel	C.P.	T_r (MPa)	E_b (MPa)	M_{ea} (kg/m^3)	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$
1	1	66,23	7737	663	99,94	11675
	2	74,02	8671	710	104,28	12216
	3	55,22	6747	657	84,02	10265
	4	49,18	6650	695	70,81	9575
	5	63,86	7023	668	95,56	10509
	6	63,00	7266	705	89,41	10312
2	7	29,00	4154[1]	635	-	-
	8	41,32	5535	618	66,90	8961
	9	40,77	5895	624	65,35	9449
	10	45,02	6035	622	72,39	9704
	11	40,22	6245	664	60,58	9407
	12	51,51	7664	637	80,81	12024
3	13	63,19	8681	632	99,98	13736
	14	49,67	7259	620	80,11	11707
	15	42,48	6794	625	68,02	10879
	16	41,04	6478	681	60,29	9516
	17	35,81	6320	652	54,91	9692
	18	40,62	6690	698	58,22	9589
	Média	49,18	6747	655	72,39	10265
	Desv. Pad.	11,46	886	31,31	16,08	1308
	C.V. (%)	23,31	13,14	4,78	22,21	2,74

Observações: [1]Valor considerado discrepante pela análise Boxplot; A estatística descritiva foi realizada utilizando somente 17 valores de cada ensaio.

Utilizando-se o diagrama Boxplot como critério foi possível identificar valores discrepantes (também conhecidos como outliers) para algumas propriedades mecânicas da flexão longitudinal nas duas situações (painéis com e sem tratamento). Essas amostras tiveram suas propriedades excluídas da análise estatística descritiva.

Mesmo desconsiderando as amostras discrepantes, os coeficientes de variação para as propriedades mecânicas na direção longitudinal dos painéis com e sem tratamento foram médios (10% a 20%) a altos (acima de 20%) quando classificados de acordo com valores apresentados por Gomes [12]. Esses valores também superaram os referenciais práticos adotados no Laboratório de Ensaios de Materiais – DenR-FCA, que são de até 15% para as propriedades de resistência e de até 25% para propriedades de rigidez.

Os resultados de tensão de ruptura (T_r) e módulo de elasticidade (E_b) à flexão estática transversal e a relação dessas propriedades com a massa específica dos corpos de prova de flexão estão apresentados nas Tabelas 5 e 6.

Os coeficientes de variação para as propriedades mecânicas na direção transversal dos painéis com e sem tratamento foram médios (10% a 20%) a altos (acima de 20%) quando classificados de acordo com valores apresentados por Gomes [12]. Esses valores também superaram os referenciais práticos

adotados no Laboratório de Ensaios de Materiais – DenR-FCA, que são de até 15% para as propriedades de resistência e de até 25% para propriedades de rigidez.

Os resultados das propriedades de flexão estática longitudinal e transversal relacionadas à massa específica dos corpos de prova estão apresentados na Tabela 7. Todos os compensados estudados atingiram de forma total os limites mínimos referenciais para compensados, apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira de *Pinus*.

Tabela 5: Propriedades de flexão estática transversal dos painéis sem tratamento

Painel	C.P.	T_r (MPa)	E_b (MPa)	M_{ea} (kg/m^3)	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$
1	1	30,93	3019	637	48,56	4740
	2	36,35	4095	712	51,03	5748
	3	25,08	1793	630	39,81	2846
	4	26,72	2895	646	41,38	4483
	5	28,08	2280	629	44,63	3623
	6	34,47	3996	690	49,96	5792
2	7	40,86	2862	622	65,73	4604
	8	44,15	4109	647	68,20	6347
	9	40,67	4193	647	62,84	6478
	10	35,21	2468	639	55,08	3860
	11	48,62	3302	656	74,14	5035
	12	30,85	2826	628	49,14	4502
3	13	22,27	2498	610	36,52	4096
	14	32,49	3452	636	51,09	5428
	15	32,67	3705	684	47,73	5413
	16	42,34	4190	636	66,58	6588
	17	43,13	4344	647	66,64	6712
	18	31,81	2942	608	52,36	4843
	Média	33,6	3161	647	51,06	4939
	Desv. Pad.	7,2	769	26,23	10,91	1094
	C.V. (%)	21,6	24	4,06	21,38	22,15
Observações: Nenhum valor foi considerado discrepante pela análise Box-Plot; A estatística descritiva foi realizada utilizando somente 18 valores de cada ensaio.						

Tabela 6: Propriedades de flexão estática transversal dos painéis com tratamento

Painel	C.P.	T_r (MPa)	E_b (MPa)	M_{ea} (kg/m^3)	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$
1	1	33,01	3753	644	51,26	5828
	2	17,5	2747 [1]	627		
	3	37,36	3541	625	59,81	5669
	4	31,93	3069	655	48,75	4686
	5	29,51	3248	694	42,50	4677
	6	26,68	4062	683	39,09	5951
	7	36,02	4123	702	51,33	5875
2	8	35,82	2981	664	53,92	4488
	9	26,38	3498	656	40,24	5336
	10	35,91	2783	657	54,68	4238
	11	26,83	2278	659	40,72	3457
	12	21,54	2041 [1]	662		
	13	33,25	2731	689	48,24	3962
	14	34,2	2637	662	51,66	3983
3	15	40,54	4527	634	63,99	7146
	16	37,65	4342	656	57,41	6621
	17	33,1	3041	653	50,65	4654
	18	41,19	5318	707	58,26	7522
	19	43,27	4921	708	61,11	6950
	20	22,11	3532 [1]	693		
	21	47,47	3681	655	72,47	5620
	Média	35,01	3520	667	51,49	5478
	Desv. Pad.	5,79	834	24,69	8,85	1185
	C.V. (%)	16,53	23,70	3,70	17,18	21,6

Observações: [1]Valor rejeitado, pois a determinação foi feita fora da fase elástica; Nenhum valor foi considerado discrepante pela análise Box-Plot; A estatística descritiva foi realizada utilizando somente 18 valores de cada ensaio.

Tabela 7: Propriedades mecânicas de compensados relacionadas à massa específica reportadas em códigos normativos nacionais

Flexão	Propriedade	Painel sem tratamento	Painel com tratamento	ABIMCI[1]	ABIMCI[2]
Longitudinal	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	83,87	72,39	56,55 - 98,53	47,56 - 81,38
	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	10021	10265	6603 - 11513	9226 - 14427
Transversal	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	51,49	51,06	44,52 - 84,90	38,70 - 72,70
	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	5478	4939	4369 - 8393	4864 - 8603

[1]ABIMCI [13]: compensado estrutural de madeira de *Pinus* uso externo; [2]ABIMCI [14]: Catálogo Técnico de Pinus nº 1 - Compensado de Pinus (propriedades do compensado de 20 mm de espessura e 7 lâminas).

Considerando-se as propriedades de flexão estática longitudinal e transversal em relação à massa específica dos corpos de prova é possível observar que um valor baixo da massa especifica não significa que teremos obrigatoriamente uma queda proporcional nas propriedades mecânicas.

O teste estatístico t de Student, não revelou diferença estatística entre as propriedades de flexão para os painéis sem e com tratamento preservativo (Tabela 8). Essa constatação também foi observada na relação entre o valor da propriedade e a densidade da amostra.

Tabela 8: Teste de comparação de médias (t de Student) entre propriedades mecânicas dos painéis

Flexão	Painel	T_r (MPa)	E_b (MPa)	$\left(\frac{T_r}{M_{ea}}\right) \times 10^3$	$\left(\frac{E_b}{M_{ea}}\right) \times 10^3$
Longitudinal	Sem tratamento	52,35 A	6590 A	83,87 A	10021 A
	Com tratamento	49,18 A	6747 A	72,39 A	10265 A
Transversal	Sem tratamento	33,60 A	3161 A	51,06 A	4939 A
	Com tratamento	35,01 A	3520 A	51,49 A	5478 A
Numa mesma coluna, e para uma mesma direção (longitudinal ou transversal) médias seguidas de pelo menos uma letra igual não diferem estatisticamente (p=0,05)					

Ferreira et al. [16], estudando compensados de *Pinus,* produzidos em escala laboratorial com lâminas tratadas com CCA em etapa prévia à montagem, obtiveram resultados de flexão próximos dos resultados dos compensados de *Pinus* sem tratamento.

Já Mendes et al. [4], trabalhando com compensado de *Pinus taeda* L. tratado com CCA em autoclave após a montagem dos compensados, reportaram queda nas propriedades de flexão, que foram associadas ao tratamento.

A mesma tendência dos resultados de Ferreira et al. [16] foi verificada neste trabalho, conforme se contata nos resultados da Tabela 8.

Os resultados das propriedades físicas e mecânicas foram comparados com valores médios reportados para essa espécie em outras pesquisas realizadas e com os códigos normativos nacionais (Tabela 9).

Os valores médios de módulo de elasticidade e tensão de ruptura na direção longitudinal e transversal, massa específica aparente e teor de umidade dos compensados estudados atingiram de forma total os limites mínimos referenciais para compensados, apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira de *Pinus.*

Tabela 9: Propriedades de compensados reportadas em códigos normativos nacionais e literatura

Referência	Flexão estática				Massa especifica aparente	Teor de umidade
	Longitudinal		Transversal			
	T_r (MPa)	E_b (MPa)	T_r (MPa)	E_b (MPa)	(kg/m^3)	(%)
Pesquisa[1]	52,35	6590	33,6	3161	622	11,50
Pesquisa[2]	48,18	6747	35,01	3520	657	12,74
[13] [3]	28,05 - 54,88	3275 - 6413	22,08 - 47,29	2167 - 4675	496 - 557	9 - 12
[14] [4]	23,40 - 45,90	4539 - 8137	18,9 - 41	2393 - 4852	492 - 564	10 - 11
[15] [5]	35,00	4000	40	4500	491 - 585	10 - 11
[4] [6]	49,44	7929	34,32	2244	716	10,1
[4] [7]	46,69	4760	29,08	1838	697	12,44
[16] [8]	58,17	8947	31,48	3397	650	12,52
[16] [9]	54,95	7983	30,52	3114	660	13,08

[1]Valores da pesquisa: compensados sem tratamento preservativo; [2]Valores da pesquisa: compensados com lâminas tratadas com CCA em etapa prévia à montagem; [3]ABIMCI (2007): compensado estrutural de madeira de *Pinus* uso externo; [4]ABIMCI (2002): Catálogo Técnico de Pinus nº 1 - Compensado de Pinus (propriedades do compensado de 20 mm de espessura e 7 lâminas); [5]Projeto NBR 31:000.05-001/2 (2004): especificações de compensados quanto ao uso final; [6]MENDES et al. (2013): compensado de *Pinus taeda* L. sem tratamento preservativo (testemunha); [7]MENDES et al. (2013): compensado de *Pinus taeda* L. tratado com CCA e mesma retenção do produto; [8]FERREIRA et al. (2016): compensado de *Pinus taeda* L. de tamanho laboratorial sem tratamento preservativo (testemunha); [9]FERREIRA et al. (2016): compensado de *Pinus taeda* L. de tamanho laboratorial com lâminas tratadas com CCA em etapa prévia à montagem.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos no programa experimental e atendendo aos objetivos deste trabalho, pode-se concluir que:

- A produção de painéis compensados com lâminas tratadas previamente à prensagem utilizando-se dos procedimentos convencionais (aplicados aos painéis sem tratamento das lâminas) não promoveu a ocorrência de ondulações, empenamentos e delaminações que pudessem ser detectadas visualmente;
- As propriedades físicas e mecânicas (flexão longitudinal e transversal) dos painéis sem e com tratamento preservativo atingiram de forma total os limites mínimos referenciais para compensados, apresentados nos diferentes códigos normativos nacionais para painéis compensados de madeira de *Pinus;*
- Não foi observada diferença estatística entre as propriedades de flexão longitudinal e transversal (tensão de ruptura e módulo de elasticidade) para os painéis sem e com tratamento preservativo. O mesmo foi observado para os três ensaios de resistência da linha de cola ao esforço de cisalhamento.

REFERÊNCIAS

[1] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). ‘Estudo setorial 2016: ano base 2015’. Curitiba, 2016.
[2] Indústria Brasileira de Árvores (IBÁ). ‘Relatório ibá 2015’. Disponível em: http://iba.org/images/shared/iba_2015.pdf. Acesso em: 24 de setembro de 2016.
[3] Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), ‘Madeira: uso sustentável na construção civil’. 2 ed. São Paulo, 2009 (Public. IPT n. 2010)

[4] Mendes, R.F., Bortoleto Junior, G.; Vidal, J.M; Almeida, N.F.; Jankowsky, I.P. 'Efeito do tratamento preservativo de painéis compensados sobre as suas propriedades físico-mecânicas'. Sci. For., Piracicaba, v. 41, n. 100, p. 507-513, dez. 2013.
[5] Ministério. 'Diretrizes SINAT 005 – Sistemas construtivos estruturados em peças de madeira maciça serrada, com fechamentos em chapas delgadas (Sistemas leves tipo "Light Wood Framing")'. Brasília: Ministério das Cidades. Secretaria Nacional da Habitação. 2011. 57p.
[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9533: Compensado - Determinação da resistência à flexão estática. Rio de Janeiro, 2012.
[7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 12466-1: Madeira compensada – Qualidade de colagem Parte 1: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
[8] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR ISO 12466-2: Madeira compensada – Qualidade de colagem Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro, 2012.
[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9485: Compensado - Determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2011.
[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9584: Compensado - Determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro, 2011.
[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 9535: Compensado - Determinação do inchamento – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.
[12] Pimentel-Gomes, F. 'Curso de Estatística Experimental'. Piracicaba–SP. ESALQ/USP, 1985.
[13] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de pinus'. Catálogo Técnico 2. Curitiba, 2007b.
[14] Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI). 'Painéis compensados de pinus'. Catálogo Técnico 1. Programa Nacional de Qualidade da Madeira. Curitiba, 2002.
[15] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Projeto 31:000.05-001/2: Painéis de madeira compensada Parte 2: Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

LA "VIVIENDA PASIVA" EN MADERA EN CHILE

THE PASSIVE WOOD HOUSE

Ricardo Hempel [(1)] (P), Denisse A. Schmidt [(2)], Paulina Wegertseder [(3)]

(1) Arquitecto, Profesor titular de la Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile
(2) Mg. Arquitecto, Docente de la Universidad del Bio Bio, Concepción, Chile
(3) Dr. Arquitecto, Docente de la Universidad del Bio Bio, Concepción, Chile
Dirección de contacto: rhempel@ubiobio.cl; (P) Presentador

Código de Identificación: T4-05

Resumen

El tema de la necesidad de ahorro energético está presente cada vez con mayor fuerza y se requiere enfrentar esta problemática en todos los ámbitos. El proyecto de la "vivienda pasiva" va enfocado a bajar en un 85% el consumo de energía por concepto de calefacción en edificaciones. Se proyecta en un sistema constructivo en madera que garantice un confort térmico durante todo el año en conjunto con la instalación de un intercambiador de aire de 30 m^3/hora y persona por año para asegurar un ambiente confortable durante las 24 horas del día. Todo esto por medio de mecanismo que no emiten contaminantes particulados ni emisiones de CO_2.

Se trata de implementar este sistema en condiciones climáticas propias del centro-sur de Chile, diferentes a las de Europa central, y en madera por ser materia prima abundante en la región, reciclable y emite oxígeno.

Palabras clave: Vivienda Pasiva; sistema constructivo en madera; contralaminado CLT; bajo consumo energético; cero emisión CO_2; cero emisión de material particulado

Abstract

Energy saving is a present issue that is becoming each time more important and it is necessary to confront this problem in all aspects. The aim of the "passive house" project is to decrease the energy consumption for heating in the range of about 90% in the residential building sector in wood. This paper presents a system that guarantees thermal confort and an air exchange of 30 m^3 /hr by all the year. The mechanism used for this does not emit polluting agents nor Co_2 emissions.

***Keywords**: Passive House**;** constructive wood system; low energy consumption; Zero CO2 emissions; zero polluting agents*

1. INTRODUCCIÓN

En los países latinoamericanos, en general, solo en los últimos diez años comienza a darse importancia al ahorro energético y esto tan solo en ciertos estratos sociales. Por este motivo las medidas mitigadoras en la construcción recién comienzan a implementarse solo en casos aislados. La investigación que se realizó en la Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile, pretende introducir en el mercado inmobiliario medidas que pretenden reducir el gasto energético, especialmente en calefacción e introduzca nuevos sistemas constructivos en madera.

2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Desde que las crisis energéticas de las décadas del 60 y del 80 impactaron seriamente a los países europeos, dependientes de productores de petróleo fuera del continente, se creó conciencia en la gente respecto de la importancia que tiene el recurso energético en sus vidas, tanto en sus domicilios como en sus lugares de trabajo, en las industrias y en los medios de movilización. En el mismo periodo se fue suscitando la alarma mundial por las excesivas emisiones de CO_2, problema que ayudó a popularizar Alan Gore con su libro sobre el particular y las muchas conferencias que dictó en distintos puntos del orbe.

En la medida que los medios de comunicación insistían en difundir el tema, surgió también la necesidad de pesquisar alternativas, fundamentalmente en el sistema natural, para satisfacer las necesidades energéticas del mundo. Como aproximadamente un tercio del consumo energético europeo está radicado en el sector vivienda, fueron arquitectos, constructores e industrias del ramo los que comenzaron a estudiar formas de reducir el consumo e independizar al máximo viviendas y edificios institucionales y de oficinas, del uso de la energía de las redes públicas de suministro y generar sistemas que no emitan anhídrido carbónico.

Para lograr los resultados que hasta hoy se pueden apreciar, fue necesario integrar a políticos y empresarios con las comunidades e instituciones comunales y provinciales, realizándose en forma mancomunada campañas de difusión sobre la importancia del ahorro energético en viviendas, y explicando lo que significa una menor emisión de CO_2. Dando a conocer, además, alternativas para conseguir las metas propuestas. Junto con ello fueron introducidas modificaciones en las ordenanzas locales de construcción que consideran conceptos de sustentabilidad, estableciendo máximos de consumo admisibles, exigiendo en algunas comunas que se demuestre el consumo energético de un proyecto (de viviendas, parvularios, edificios públicos, colegios, edificios de oficinas, etc.) para obtener el permiso de construcción correspondiente.

En lo referente a viviendas, este proceso culminó con el establecimiento de una clasificación de las construcciones según sean sus estándares de consumo de energía, distinguiéndose así desde la vivienda tradicional -en la que solamente se ha innovado en el uso de artefactos de bajo consumo (ampolletas, refrigeradores, por ejemplo)-, la vivienda de bajo consumo energético, la “Vivienda Pasiva” y la vivienda de cero consumo (incorpora energía eléctrica solar). Cada nuevo proyecto necesita someterse, por lo tanto, a una revisión técnica para ser clasificado en una categoría determinada, pudiendo obtener además, en algunos casos, ciertas bonificaciones.

En Chile en cambio, solo se ha internalizado en los últimos diez años el problema energético, aunque solamente en parte de la población, y principalmente por campañas publicitarias, el alza constante del costo de los combustibles y del gas, y reportajes sobre estos problemas en los medios de comunicación, influyendo las informaciones sobre discusiones que sobre el tema se dan a nivel mundial. Por eso existe hoy un cierto grado de consciencia en la población nacional sobre la necesidad del ahorro energético, y hay personas dispuestas a realizar una mayor inversión inicial cuando se disponen a construir, estimuladas, tal vez, por estar enterados que la mayor inversión inicial la pueden recuperar en corto plazo. También el Estado ha tomado cartas en el asunto fomentando el uso generalizado de las ampolletas de bajo consumo y creando el Programa País de Eficiencias

Energéticas (PPEE), Junto con ello se comienza una política de apoyo al uso de la madera en la construcción, material sustentable, único material de la construcción renovable y emite oxígeno.

3. PROYECTO VIVIENDA PASIVA

Considerando que en el país se construyen aproximadamente 50 a 60 mil viviendas anuales de superficies mayores de los 60m^2, y 19 mil viviendas de más de 118 m^2, un equipo de académicos de la universidad se interesó, de buscar un aporte al tema energético en las construcciones de viviendas que beneficiará a los estratos sociales de ese sector, introduciendo la Vivienda Pasiva en el mercado, o sea viviendas que reducen en un 85 a 90% el gasto por concepto de calefacción y el empleo de la madera en sus estructuras.

Inicialmente el producto "Vivienda Pasiva" se irá implementando en ciudades del sur del país, zona con condiciones climáticas que exigen calefacción durante varios meses al año, aunque también existe un importante mercado en la zona metropolitana, ubicada mas al norte, donde algunas viviendas tienen gastos mensuales sobre 250 Euros por concepto de calefacción, cifra que es posible rebajar sustancialmente en una "Vivienda Pasiva". Un factor relevante son las condiciones climáticas en verano e invierno, las que se pueden regular garantizando una temperatura máxima interior de 25 grados en verano y pareja de 20 grados en invierno en este tipo de viviendas. Esto ha sido demostrado y comprobado en múltiples construcciones realizadas en ciudades europeas, también las mediterráneas como Sevilla, Madrid, Nápoles y Venecia, entre otras.

3.1 Fortalezas de la Vivienda Pasiva en madera

1- Regula energía y confort

En Chile, aproximadamente un cuarto de la energía es consumido por el sector residencial, por lo que urge implementar políticas de ahorro energético en ese ámbito. Como la Vivienda Pasiva no consume más de 10% a 15% de la energía del de en una vivienda tradicional en calefacción, manteniendo siempre una temperatura interior confortable, por lo que es una alternativa importante para bajar los costos por consumo energético y garantizar un confort térmico adecuado, además el costo de construcción se reduce al emplear placas prefabricadas en madera lo que permite levantar la obra gruesa de una vivienda de dos pisos en una semana.

2- Elimina material particulado

Un segundo problema es la alta concentración de material particulado existente en las ciudades más importantes del sur del país como Concepción, Temuco y Chillán, como también en Santiago. Y es el uso de leña para calefaccionar una de las principales causas del smog en muchas de ellas, fenómeno agravado cuando a eso se suman industrias, el transporte y la falta de ventilación natural del entorno urbano.

La norma primaria de calidad del aire para el contaminante material particulado, MP10, imperante en Chile, es de 50 microgramos por metro cúbico normal (50 ug/m^3) como concentración anual. Si la contaminación supera durante tres años seguidos esa norma en un lugar, éste se considera "zona saturada" y obliga a activar un plan de descontaminación. Los valores que contempla la legislación para ello son anuales, y al aplicarse por mes, son más desfavorables. La ventaja de este modelo es que no emite material particulado.

Figura 1: Paneles CLT primer piso. Fuente propia.

3- No emite CO_2

La realidad antes señalada exige mejorar las construcciones mediante mecanismos que permitan un ahorro energético relevante y establezcan en el contexto nacional las diferentes categorías de viviendas según su consumo energético y su emisión de CO_2. Ambos problemas los resuelve este sistema, al reducir a cero (0) la emisión de gases tóxicos. Las estadísticas del Programa País Eficiencia Energética (PPEE) indican que de la población del sur del país un 23% calefacciona más de 15 horas diarias, y un 37%, entre 8 a 15 horas diarias, empleando sistemas de calefacción con altas emisiones de CO_2. Al privilegiar la construcción de la Vivienda Pasiva, ésta no emite CO_2.

4. BENEFICIOS DE LA VIVIENDA PASIVA EN MADERA

Las fortalezas del estándar se pueden obtener en construcciones de hormigón, albañilería, albañilería confinada, bloques de cemento, y otros, pero la construcción de viviendas en madera presenta una serie de ventajas, especialmente por existir en la zona de Concepción las mayores superficies de bosques renovables y gran cantidad de industrias elaboradoras de madera para la construcción. Esto ha conducido a que gran parte de las investigaciones que se realizan en la Universidad se centran en el material. Se investigaron las cualidades de los tabiques y losas de madera sólida, ya sea con madera contralaminada o con tablas verticales atarugadas y se pudieron constatar las ventajas del material madera en relación al aislamiento térmico, la aislación acústica, la resistencia al fuego y la temperatura superficial del material.

Por lo tanto, la madera se ha privilegiado por las ventajas en los procesos de construcción y prefabricación, y también por el bajo consumo energético que se requiere en la elaboración del material, además de la nula emisión de CO_2. Se comprueba que la madera absorbe CO_2 y emite oxígeno.

Se aspira, por estas ventajas, introducir este tipo de edificaciones en Madera en el mercado porque permiten mantener un clima interior de 20 grados Celsius, ahorrar energía y anular las emisiones de CO_2.

El sistema se justifica plenamente en zonas climáticas con inviernos intensos y es así como por ejemplo al sur del país se calefacciona más de 8 horas diarias sus viviendas, debiendo afrontar el costo asociado recurrente y es así como se desarrollaron nuevos sistemas constructivos mediante placas de tablas clavadas, placas de tablas atarugadas y placas de madera sólida contralaminada. Ensayos de laboratorio mostraron la considerable resistencia térmica de estas placas y con pequeñas complementaciones se logra, el estándar exigido para los tabiques de la envoltura, muros y techumbres, factor primordial para promover una "Vivienda Pasiva" según la clasificación europea. Por medio de estas placas de madera sólida se puede lograr con cierta facilidad una absoluta hermeticidad de la envolvente exterior de la construcción. Esta última condición es primordial debido a que la regulación de la temperatura interior de la edificación se realiza por medio de un sistema de inyección controlada en velocidad de intercambio y en temperatura del aire inyectado.

Una Vivienda Pasiva en madera debe cumplir, además, otros requisitos: eliminar todo puente térmico, diseñar marcos de ventanas también con un buen aislamiento térmico, establecer la superficie máxima recomendable de ventanas según su orientación y luminosidad que el espacio requiere, emplear termopaneles, ajustar puertas exteriores con nuevos diseños de marcos y la aplicación de burletes, evitar las pérdidas de aire e instalar un sistema de ventilación que asegure la calidad del aire interior y el confort térmico de sus habitantes. Asimismo, contempla la instalación de placas solares para generar agua caliente.

5. DEFINICIÓN DE "VIVIENDA PASIVA" EN MADERA CONTRALAMINADA

5.1 Principio general

El principio de la "Vivienda Pasiva" es lograr confort térmico reciclando, por medio de un intercambiador, que calienta o enfría, el aire fresco necesario que proviene del exterior para garantizar la calidad del aire interno. Para esto se aprovechan fuentes de energías calóricas internas como el calor de artefactos, el calor humano, el calor que genera la cocina y, fundamentalmente, el calor solar. Para refrigerar se eliminan estas fuentes de calor e inyecta aire fresco del subsuelo. Garantiza estas condiciones un sistema de ventilación conectado a un intercambiador de calor que extrae el aire viciado caliente y traspasa su calor a una fuente de aire externo. Estas condiciones establecidas se han confrontado con las condiciones climáticas propias de la región elegida para definir como se pueden lograr en el marco de una vivienda de estructura de madera.

5.2 Características

El sistema constructivo denominado edificación pasiva permite obtener un clima interior agradable con un consumo mínimo en energía. Para llegar a este consumo mínimo de energía la envolvente de la construcción exterior debe ser adecuadamente aislada y por medio de una técnica sustentable.

Figura 2: Esquema que muestra los principios básicos de una vivienda pasiva.
Fuente: www.passivhaus.de

5.3 Finalidades de una "Vivienda Pasiva"

- Aumentar el confort interior asegurando una temperatura adecuada y una renovación permanente del aire.
- Ahorrar energía.
- El sistema no emitir elementos particulados.
- Recuperar el mayor costo inicial de la construcción en un determinado tiempo.
- No limitar el diseño arquitectónico, excepto en la justa medida de los planos vidriados.

5.4 Valores límites según Passivhaus Institut

- Temperatura interior: 20 a 25 grados Celsius, según la época del año
- Suficiente aire fresco para condiciones higiénicas: 30 m^3/(h y persona)
- Energía para calefaccionar: máx. 15 kWh/m^2a
- Demanda de calor: máx. 10W/m^2
- Energía primaria completa: máx.120kWh/m^2a (agua caliente, electricidad, Refrigeración)
- Hermeticidad n50: máx.0,6 h-1

Estas condiciones propias de una vivienda pasiva se aplicaron en una vivienda construida con paneles contralamindos de 9.5 cms en los paneles verticales y 14 cms en la losa de entrepiso lográndose una envolvente exterior absolutamente sellada evitando cualquier puente térmico, incluso ventanas y puertas, una envolvente con excelente aislamiento térmica, un sistema de intercambio de aire interior por medio de una instalación que provea los 30 m^3/h por persona, un intercambiador de aire para aprovechar al máximo el calor del aire de los espacios interiores, ventanas proporcionales a la orientación, mayores hacia el norte, mínimas hacia el sur, condiciones apropiadas para el hemisferio sur, tamaño de ventanas adecuadas para lograr una iluminación de acuerdo al uso del espacio interior, aprovechamiento máximo de la energía solar y la generación de agua caliente por medio de placas solares.

El proceso de construcción fue muy rápido lográndose terminar toda la obra gruesa en una semana con todos los sellos que garantizaran hermeticidad de la envolvente. El sistema de unión entre las

diferentes partes fue en base a tornillos de 30 cms de largo y ángulos metálicos garantizándose una construcción sismoresistente.

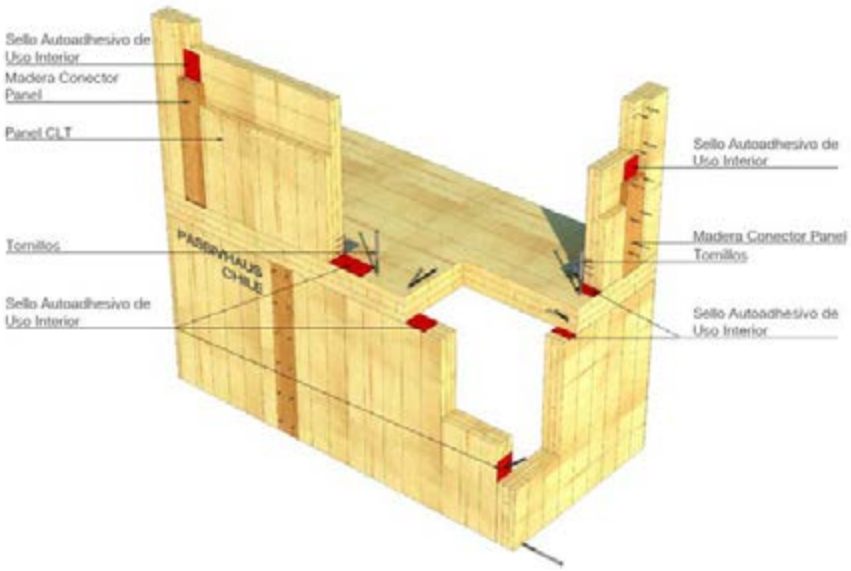


Figura 3: Esquema sellos en Muros y entrepiso. Fuente Passivhaus Chile.

Figura 4: Ángulos Metálicos exteriores. Fuente propia.

Figura 5: Primera capa de Aislación. Fuente propia.

Figura 6: Segunda capa aislación. Fuente propia.

Figura 7: Vivienda Terminada. Fuente propia.

6. PROYECCIÓN FUTURA

El concepto de Vivienda Pasiva no está presente todavía en el área de la construcción, y no se han difundido aún en Chile, las características que deben cumplirse para lograr los estándares establecidos.

La innovación va en la dirección de eliminar los equipos de calefacción y aire acondicionado actualmente en el mercado nacional, siendo reemplazados por intercambiadores de calor que el proyecto está diseñando. La diferencia está en que la calefacción tradicional a leña, gas o petróleo, productos altamente contaminantes, y los acondicionadores de aire son reemplazados por un sistema que aprovecha las temperaturas más uniformes del subsuelo e inyectan este aire a la vivienda, pasando previamente por un intercambiador que regula la temperatura interior de la edificación, manteniéndola permanentemente entre 19 y 24 grados Celsius, según la estación del año.

Es, sin duda, de alto interés para arquitectos, constructores e inmobiliarios que se promueva este sistema constructivo por las ventajas que ofrece al mercado, especialmente a la clase media y media-alta del país. Como se desprende de lo expuesto, los beneficiados finales serán no sólo los usuarios, sino la población en general, ya que se estará contribuyendo al interés generalizado de lograr un aire limpio, sin elementos particulados y con menor emisión de CO^2.

Y cabe agregar, para terminar, que también se beneficiarán las industrias de la vivienda, en especial las de prefabricación en madera, que tendrán un nuevo sector del mercado donde actualmente no tienen gran presencia. Una oferta de casas en madera de alta calidad.

REFERENCIAS

[1] Fissore, A.; Colonelli, P. Sistemas de certificación energética de viviendas. In M.D.V.Y. URBANISMO. Concepción, 2009.
[2] Bustamante, W.; Encinas, F., Rozas, Y.; Victorero, F. Desarrollo de la herramienta de certificación del comportamiento térmico de edificios de Chile (CCTE_CL V2). Informe etapa 05. Manuales de Referencias Técnicas. In Fundamentos Técnicos, MINVU. Santiago, 2007
[3] Feist, W.; Pfluger, R.; Kaufmann, B.; Schnieders, J.; Kah, O. Passivhaus Projektierungs Paket 2007, PHPP 2007. Passivhaus Institut Darmstadt, 2007, vol. Fachinformation PHI-2007/1.
[4] Gobierno de Chile, PEEE, Ministerio de Economía. Programa País de eficiencia energética. Santiago, 2006-2007.
[5] MINVU. Manual de Aplicación Reglamentación Térmica MINVU ordenanza general de urbanismo y construcciones Articulo 4.1.10. In M.D.V.Y.U. MINVU. Santiago, 2006.
[6] Cámara Chilena de la Construcción. “Reglamentación Térmica”. Fundamenta, vol. 10, Julio 2003

CARACTERIZACIÓN DE PANELES DE MADERA CONTRALAMINADA (CLT) FABRICADOS A PARTIR DE TABLAS DE *PINUS TAEDA/ELLIOTTII* DE BAJAS PROPIEDADES MECÁNICAS

CHARACTERIZATION OF CROSS LAMINATED TIMBER MADE FROM WOOD OF LOW-MECHANICAL PROPERTIES OF *PINUS TAEDA/ELLIOTTII*

D. Godoy [(1)] (P), A. Vega [(2)], V. Baño [(3)]

(1) Msc. Arq. Daniel Godoy, IEM, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay.
(2) Dr. Abel Vega, IET, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay.
(3) Dra. Vanesa Baño, IET, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
Dirección de contacto: dgodoy@fing.edu.uy; (P) Presentador

Código de identificación: T4-06

Resumen

Actualmente en Uruguay existe un excedente de madera de pino que no tiene destino comercial, siendo de interés nacional fomentar inversiones que promuevan la diversificación productiva para los derivados de la madera. El empleo de paneles de madera contralaminada para la construcción de edificaciones se presenta como una oportunidad ya que permitiría la utilización de un importante volumen de madera. Además, fomentaría su utilización en el mercado de la construcción, actualmente escasa debido, principalmente, al desconocimiento del comportamiento de la madera por parte de los arquitectos e ingenieros. En la actualidad los paneles de madera contralaminada no se fabrican comercialmente en Uruguay. A partir de tablas de *Pinus elliottii* y *Pinus taeda* obtenidas de raleos forestales cuyas propiedades mecánicas son bajas ($E_{0,m}$=7155 N/mm^2 y $f_{m,k}$=9.1 N/mm^2) se fabricaron 5 paneles de madera contralaminada. Se configuraron en 3 capas, de dimensiones de 102x381x3000 mm y encolados con adhesivo estructural de Emulsión Polímero Isocianato. Se presentan los resultados experimentales para la caracterización en flexión de los paneles según los requerimientos de la norma EN 16351. En base a los resultados obtenidos, se proporciona una primera aproximación a la caracterización de los paneles fabricados con esta madera, comparando resultados de ensayos obtenidos a partir de las tablas que conforman los paneles con resultados de ensayos de panel.

Palabras clave: madera contralaminada; *CLT; Pinus taeda*, *Pinus elliotii;* bajas propiedades mecánicas; raleos

Abstract

In Uruguay there is a surplus of pine wood; which has not industrial destiny. Government has interest in foment investments that promote the development of wood-based products. The use of cross-laminated timber (CLT) in building is presented as an opportunity of development of wood-engineered products, which would consume a high volume of wood. In addition, knowing the structural behaviour of these products, the building market could be increased. Currently, cross laminated timber is not commercially produced in Uruguay.From sawn timber of P. elliottii and P. taeda from thinnings, with low mechanical properties $E_{0,m}$=7155 N/mm^2 y $f_{m,k}$=9.1 N/mm^2), five CLT panels of three layers were manufactured. Their dimensions were 102x381x3000 mm and they were glued using EPI adhesive. Experimental results of the layers and the CLT panels show a first characterization of CLT panels of Uruguayan pine from thinnings.

Keywords*: cross-laminated timber; Pinus taeda, Pinus elliotii; low mechanical properties*

1. INTRODUCCIÓN

La forestación en Uruguay no tuvo un desarrollo significativo hasta la década de 1990 donde, gracias a exoneraciones fiscales, se plantaron unas 800.000 hectáreas, principalmente de las especies *Pinus taeda* y *elliottii* y *Eucalyptus grandis*. El eucalipto tiene en la industria de la celulosa un demandante sólido que asegura la colocación de buena parte de la producción. El caso del pino es diferente. Para el período 2010-2030 se estima una oferta anual promedio de 2,9 millones de metros cúbicos de madera de pino, de los cuales 1,4 millones de metros cúbicos corresponden a madera de raleos. De la madera pino disponible en el país, un total de 1,7 millones de metros cúbicos de trozas no tienen en la actualidad destino industrial [1]. La madera procedente de primeros raleos ni siquiera es retirada del monte debido a que los costos de extracción no compensan el aprovechamiento de la misma (Figura 1). Esto genera preocupación en diversos actores de la cadena de producción. El Plan de Acción Integral del Consejo Sectorial Forestal-Madera tiene como primer objetivo “fomentar inversiones que promuevan la producción de derivados de la madera con mayor valor agregado y que profundicen la diversificación productiva” [2]. La disponibilidad de madera de pino para transformación mecánica lleva a que empresas del sector de primera y segunda transformación estén interesadas en proporcionarle un valor agregado a esta especie, siendo uno de los posibles destinos el sector de la construcción.

Figura 1: Madera de primeros raleos sin aprovechamiento forestal

En Uruguay, históricamente las construcciones con madera son meramente testimoniales en el volumen total construido. Una de las probables razones se debía a falta de la materia prima nacional en cantidades abundantes y de bajo costo. En estas construcciones se utilizaron, principalmente, maderas de frondosas importadas, con elevadas propiedades mecánicas y alta durabilidad natural, las cuales sólo eran usadas en construcciones de calidad media o superior.

La falta de materia prima nacional está superada, siendo otros los desafíos que se presentan para su uso en construcción. Uno de ellos pasa por el conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de la madera procedente de plantaciones nacionales para el diseño y el cálculo estructural. En relación a este punto, actualmente se está trabajando en la caracterización estructural de estas especies. Según estudios realizados, la madera de *P. elliottii/taeda* de edades comprendidas entre los 15 y los 25 años, alcanzaría propiedades mecánicas correspondientes a una clase resistente C14 de la norma europea EN 338 [3], [4,5].

En base a estos antecedentes se considera una oportunidad, para la industria de madera aserrada uruguaya, el desarrollo de productos de ingeniería de madera de estas especies. En concreto, el presente trabajo se centra en el desarrollo de paneles de madera contralaminada de madera de pino proveniente de raleos.

Los paneles CLT son un desarrollo originalmente europeo, mercado en el cual ya es un producto consolidado. Los productores han avalado sus paneles mediante Documentos de Idoneidad Técnica

(European Technical Approval, ETA) y marcado CE, que les permiten operar en el mercado de la madera estructural. En al año 2016 entró en vigencia la norma EN 16351 [6] sobre requerimientos de fabricación y control de calidad de la madera contralaminada.

En una segunda instancia de expansión, los paneles CLT se comenzaron a producir en Canadá y Estados Unidos, siendo en esos países productos validados estructuralmente por la norma ANSI/APA PRG 320-2012 [7]. La misma no es de cumplimiento obligatorio, pero establece valores recomendados que deben cumplir los paneles de madera contralaminada.

En Sudamérica son pocas las empresas que fabrican CLT, una en Chile y otra en Brasil, que operan el mercado sin certificación para uso estructural. En Uruguay no se fabrican estos paneles ni existen en la actualidad edificaciones construidas con madera contralaminada. Particularmente, con respecto a la fabricación de CLT en base a madera de *Pinus elliottii y P. taeda* no existen antecedentes a nivel mundial, lo cual exige la realización de ensayos experimentales para la estimación de las propiedades mecánicas, tanto de la madera aserrada empleada, como de los paneles fabricados con estas especies.

El uso de madera de propiedades mecánicas bajas está siendo foco de investigaciones en diferentes países, como los de Smith (2015) [8] en Inglaterra a partir del uso de madera de picea de procedencia local, y de Marko et al. (2016) [9] en Hungría, a partir del uso de madera de álamo.

El objetivo del presente trabajo es, por lo tanto, tener una primera idea sobre la caracterización de los paneles CLT fabricados en Uruguay con madera de *P. elliottii/taeda* procedente de raleos. Para ello se relacionan los valores de las propiedades mecánicas obtenidos de los ensayos experimentales de flexión de los paneles CLT y de las tablas de madera aserrada que los componen.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Madera utilizada en las láminas

Las tablas de madera utilizadas para la fabricación de los paneles CLT procedían de raleos forestales de las especies *Pinus elliottii* y *Pinus taeda,* las cuales no se diferencian comercialmente en Uruguay. Sus dimensiones fueron de 34x127x3000 mm y se seleccionaron de modo que ninguna tabla alcanzó la clase visual estructural para madera de coníferas uruguaya denominada “EC7” [5]. Esto es, madera con propiedades mecánicas menores a 7.04 kN/mm^2 de módulo de elasticidad longitudinal medio y a 14.6 N/mm^2 de resistencia característica a flexión.

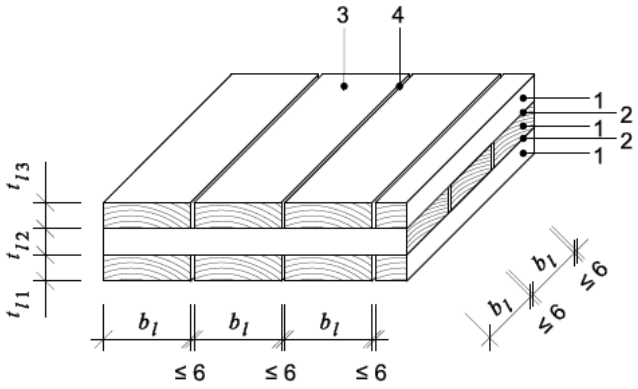
Se fabricaron 5 paneles CLT, configurados en 3 capas, de dimensiones 102x381x3000 mm, encolados con adhesivo estructural de Emulsión Polímero Isocianato (EPI). Para ello se basó, en lo posible, en las recomendaciones de la norma EN 16351, (Figura 2). La aplicación del adhesivo se realizó de forma manual, aplicando una cantidad promedio de 200 gr/m^2. Debido a que no existe una industria productora de CLT en Uruguay, el prensado se realizó en una prensa hidráulica, utilizada normalmente para la fabricación de paneles enchapados y puertas, cuyas dimensiones máximas operativas son de 1.30x3.50 metros. La presión utilizada fue de 100 kg/cm^2 para la conformación del panel.

Figura 2: Proceso de fabricación de los paneles CLT

2.2 Geometría de los paneles

Los paneles fueron configurados en 3 capas, partiendo de tablas de 34x127x3000 mm al momento del encolado, cepilladas previamente (Figura 3). Para la conformación del panel las tablas no fueron encoladas en sus cantos. Dado que se utilizaron tablas de madera sin uniones finger joint, según la denominación empleada por la EN 16531, las tablas coinciden con las láminas.

(medidas en mm)



Siendo:
1 capa de madera
2 línea de encolado entre las capas
3 lámina
4 holgura entre las láminas
b_l anchura de la lámina acabada, 127 mm
t_l grosor de la lámina acabada, 34 mm

Figura 3: Configuración de los paneles CLT

2.3 Determinación de propiedades de resistencia y rigidez de la madera contralaminada

La norma EN 16351 establece que las propiedades mecánicas del panel deben obtenerse por alguno de los dos siguientes métodos: i) según la determinación de las propiedades de las capas y ii) según ensayos de madera contralaminada. Se presenta a continuación la metodología empleada en cada uno de los dos métodos para la estimación de sus propiedades mecánicas.

2.3.1 Según la determinación de las propiedades de las capas

Para determinar las propiedades de las capas se ensayaron 40 tablas a flexión de cuatro puntos según la norma EN 408 [10] (Figura 4) y se calcularon los valores característicos de resistencia y rigidez según la EN 384 [11], ajustando los valores a un contenido de humedad de 12% y sin aplicar el factor de altura en la corrección de los valores, según indicaciones de la EN 16351. Dichas tablas fueron previamente clasificadas visualmente de modo que ninguna cumplía con la clase visual EC7, asimilable a una clase resistente C14, tal y como se comentó anteriormente. Estos valores fueron los considerados para todas las tablas que constituyen los paneles de madera contralaminada.

Figura 4: Ensayo a flexión en piezas de madera aserrada

Las densidades media y característica de los paneles fueron calculadas según las ecuaciones (1) y (2) definidas en la citada norma.

$$\rho_{\text{panel, media}} = \rho_{\text{capa, media}} \quad (1)$$

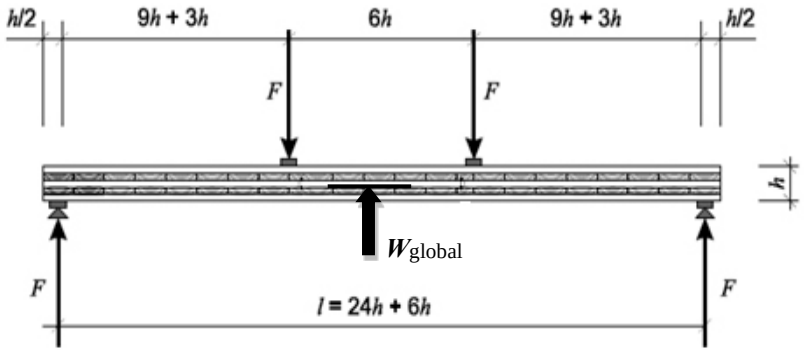
$$\rho_{\text{panel, k}} = 1{,}1\,\rho_{\text{capa, k}} \quad (2)$$

Donde, $\rho_{\text{capa,media}}$ es la densidad de la peor calidad de madera de una capa de madera contralaminada, y $\rho_{\text{capa,k}}$ es densidad característica de la menor calidad de madera de una capa de madera contralaminada.

2.3.2 Según ensayos de madera contralaminada

Se realizaron ensayos experimentales para la caracterización en flexión de los paneles según los requerimientos del anexo F de la norma EN 16351. Se ensayaron 5 paneles de madera contralaminada de 3 capas, de 381 mm de anchura y espesor total 102 mm, con un contenido de humedad medio de 15% al momento del ensayo.

Dado que $b_l / t_l < 4$, la configuración del ensayo se corresponde con las figuras 5 y 6, para disminuir la incidencia del fallo por cortante de rodadura. La luz utilizada fue de 28h, equivalente a 2.86 metros.



Siendo:

h altura de la probeta

l luz de la probeta

W_{global} flecha medida en la línea media

Figura 5: Esquema de ensayo a flexión en paneles CLT

Figura 6: Ensayo a flexión en paneles CLT de pino uruguayo

El cálculo de las propiedades de flexión se basaron en la teoría de viga de Euler/Timoshenko, asumiendo que $E_0=E_{0,l,medio}$ y que $E_{90}=0$ [12]. Se estimó que el módulo de elasticidad de todas las tablas que configuraban los 5 paneles era el mismo y coincidente con los resultados obtenidos de los ensayos experimentales de las tablas de madera aserrada. La rigidez en flexión de los paneles CLT (K_{CLT}) se calculó según la ecuación 3, de acuerdo a la Figura 7.

$$K_{CLT} = \sum(E_i\ I_i) + \sum(E_i\ A_i\ e_i^2) \quad (3)$$

donde,

E_i es el módulo de elasticidad de cada capa i

I_i es el momento de inercia de la capa i en referencia a su eje neutro

A_i es el área de la capa i ($A_i = b_{CLT}\ t_{l,i}$)

e_i es la distancia entre el centro de gravedad Si de la capa i y el centro de gravedad S del panel

El momento de inercia del panel se calculó de acuerdo al Teorema de Steiner según la ecuación 4.

$$I_i = \frac{b_{CLT}\ t_i^3}{12} + b_{CLT}\ t_i^3\ e^i \quad (4)$$

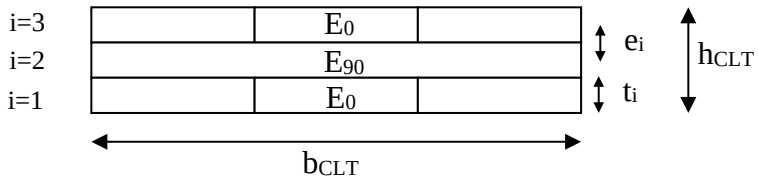


Figura 7: Esquema de los parámetros involucrados en el cálculo de rigidez de flexión

Partiendo de la ecuación 5 de tensión a flexión,

$$\sigma = \frac{M\,y}{I} \tag{5}$$

donde,

M es el momento flector ($M = \frac{P\,a_1}{I}$)

y es el brazo flector ($y = e + \frac{t}{2}; y = \frac{h}{2}$)

I es el momento de inercia

y la rigidez en flexión K es igual a $\sum E\,I$,

la resistencia a flexión del panel CLT ($f_{m,CLT}$) se calculó de acuerdo a la ecuación 6

$$f_{m,CLT} = \frac{\frac{F_{max}}{2} a_1}{K_{CLT}}\, z\, E_{0(z)} \tag{6}$$

donde,

F_{max} es la máxima carga a la que se produjo la rotura del panel

a_1 es la distancia entre el apoyo y el punto de aplicación de la carga

K_{CLT} es la rigidez en flexión (Ecuación 3)

z es la distancia entre el borde y el centro de gravedad del panel

$E_{0(z)}$ es el módulo de elasticidad de la capa referida

El módulo de elasticidad global se calculó según la ecuación (7), considerando el momento de inercia (I) calculado según el método de Steiner definido anteriormente.

$$E_{m,g} = \frac{3a_1 l^2 - 4a^3}{24I(2\frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1})} \tag{7}$$

donde,

F_2-F_1 es la diferencia de carga aplicada a 0,1 F_{max} y 0,4F_{max} del ensayo experimental de flexión de cuatro puntos

w_2-w_1 es la diferencia de deformación medida experimentalmente y correspondiente a las cargas F_2 y F_1, respectivamente

El módulo de elasticidad local según la ecuación (8), considerando el momento de inercia eficaz ($I_{0,ef}$) calculado según el método Gamma, de acuerdo al manual de proHolz para el diseño estructural de CLT [13], basado, a su vez, en el Anexo B del Eurocódigo 5 [14]. Dicho momento de inercia tiene

en cuenta, en su cálculo, el valor de módulo de cortante (G) que, debido a la falta de resultados experimentales en esta fase de desarrollo del proyecto, se consideró un valor de G=50N/mm^2.

$$E_{m,l} = \frac{3al^2 - 4a^3}{24I_{0,ef}(2\frac{W_2 - W_1}{F_2 - F_1})} \quad (8)$$

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Según la determinación de las propiedades de las capas

En la Tabla 1 se muestran los resultados de resistencia a flexión y de rigidez obtenidos en las tablas a partir de los ensayos.

Tabla 1: Valor medio (f_m) y quinto percentil (f_{05}) de la resistencia a flexión, módulo de elasticidad ($\mathbf{E_{m,g_12}}$) y densidad media ($\boldsymbol{\rho_{12}}$) y característica ($\boldsymbol{\rho_{k_12}}$) de las tablas de madera aserrada de *P.elliottii/taeda* corregidas al 12% de contenido de humedad

n	f_m (N/mm^2)	f_{05} (N/mm^2)	E_{m,g_12} (N/mm^2)	ρ_{12} (Kg/m^3)	ρ_{k_12} (Kg/m^3)
40	25,1	9,08	7.155	439	364

En una comparativa de las propiedades mecánicas de la madera aserrada utilizada en la fabricación de los paneles CLT, se constata que no alcanza los valores de ninguna de las clases resistentes propuesta por la norma EN 338 [15] por su baja resistencia a flexión.

Se presenta en la Tabla 2 los valores de densidad media y característica de los cinco paneles de madera contralaminada fabricados, obtenidos a partir de las densidades de las capas que los conforman. Se observa que las densidades características de los paneles superan los valores característicos de la muestra de madera aserrada ensayada (Tabla 1).

Tabla 2: Valores de densidad media y característica de los paneles

Densidad media y característica (Kg/m^3)						
panel	**capa**	**tablas**	**$\rho_{capa,\ media}$**	**$\rho_{capa,\ k}$**	**$\rho_{panel,\ media}$**	**$\rho_{panel,\ k}$**
1	**1ª**	**3**	**436**	**409**	**436**	**413**
	2ª	24	437	375		
	3ª	**3**	**450**	**428**		
2	**1ª**	**3**	**475**	**438**	**445**	**426**
	2ª	24	445	387		
	3ª	**3**	**471**	**406**		
3	**1ª**	**3**	**448**	**440**	**440**	**426**
	2ª	24	440	387		
	3ª	**3**	**470**	**452**		
4	**1ª**	**3**	**454**	**434**	**406**	**421**
	2ª	24	448	383		
	3ª	**3**	**406**	**397**		
5	**1ª**	**3**	**431**	**428**	**431**	**440**
	2ª	24	469	400		
	3ª	**3**	**440**	**430**		

3.2 Según ensayos en los paneles CLT

En la tabla 3 se presentan los valores de carga máxima, resistencia a flexión y módulos de elasticidad global y local de los 5 paneles CLT ensayados.

Tabla 3: Resultados de ensayos a flexión de los paneles CLT

Panel	F_{max} (kN)	$f_{m,CLT}$ (N/mm^2)	$E_{0,g}$ (N/mm^2)	$E_{0,l}$ (N/mm^2)
1	28.0	25	6714	7328
2	30.0	27	6105	6663
3	21.8	20	4482	4892
4	19.3	17	6726	7341
5	23.0	21	9397	10256
Promedio	24.4	22	6685	7296

Los resultados de resistencia a flexión media obtenida de los ensayos experimentales de flexión de los paneles CLT presentaron valores un 12% menor que los valores de resistencia a flexión media de la madera aserrada de partida. En un análisis de los resultados individuales de cada panel, los paneles 1 y 2 mostraron valores de resistencia a flexión mayores que los declarados en las tablas aserradas, mientras que los paneles 3, 4 y 5 mostraron valores ligeramente menores. El valor de módulo de elasticidad global promedio de los 5 paneles CLT fue ligeramente menor que el correspondiente a las tablas de madera aserrada de partida.

En base a estos resultados se estima oportuno, en trabajos futuros, estimar los valores de cada tabla que compone el panel CLT o, en su defecto, el valor medio de cada capa.

4. CONCLUSIONES

Se considera que el uso de madera de pino uruguayo proveniente de raleos para la producción de paneles CLT podría ser una salida al volumen elevado de madera sin destino industrial actual. Al ser, estos paneles, conformados por múltiples capas de madera aserrada, las bajas propiedades mecánicas de la madera no suponen una limitante, compensando el mayor volumen de madera necesario, para cumplir una función estructural, con un bajo costo de la materia prima.

La madera aserrada de partida, proveniente de raleos, presentó valores de propiedades mecánicas, obtenidas a partir de ensayos experimentales de una muestra de 40 probetas, menores a los correspondientes a una clase resistente europea C14, limitado por un valor característico de resistencia a flexión de 9.1 N/mm^2.

La densidad característica de los cinco paneles, obtenida a partir de la densidad de las tablas que conforman cada capa varió entre 413 y 440 Kg/m^3.

La resistencia a flexión obtenida a partir de ensayos de panel, varió entre 17 y 25 N/mm^2, con un valor promedio de 22 N/mm^2 para los cinco paneles ensayados. Se observa que el valor medio de resistencia a flexión obtenido por ensayo de panel es ligeramente menor que el obtenido mediante ensayo de las tablas que lo componen. Asimismo, el módulo de elasticidad global promedio obtenido a partir del ensayo experimental de los paneles CLT (6685 N/mm^2) fue menor que el de las tablas de madera aserrada (7155 N/mm^2).

Se considera necesario realizar ensayos de un mayor número de paneles CLT fabricados con esta madera, así como mayor número de ensayos de tablas de madera, asociadas a una clasificación visual, para estudiar si esta disminución de resistencia se debe a la clasificación de la madera o al proceso de fabricación de los paneles.

REFERENCIAS

[1] Dieste A. Programa de promoción de exportaciones de productos de madera. Informe 1. Dirección Nacional de Industrias. Ministerio de Industrias, Energía y Minería. Consejo Sectorial Forestal-Madera. Uruguay. 35 p., 2012
[2] MIEM, Ministerio de Industria, Energía y Minería. Planes Industriales. Fase I. Mastergraf S.R.L., 2012
[3] EN 338:2016. Structural timber. Strength classes. CEN/TC 124
[4] Moya L., Cardoso A., Cagno M., O'Neill H. Structural chararacterization of pine lumber from Uruguay. Maderas-Cienc Tecnol 17(3): 597-612, 2015
[5] Baño V., Moya L., O´Neill H., Cardoso A., Cagno M, Cetrangolo G., Domenech L. Technical documents for standardization of timber structures and construction. Technical Report. Fondo Industrial PR nº: 3823/013. Dirección Nacional de Industria. Ministerio de Industria, Energía y Minería. ISBN: 978-9974-0-1344-5, 2015
[6] EN 16351:2015. Timber structures. Cross laminated timber. Requirements. CEN/TC 124
[7] ANSI/APA, Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber, PRG 320-2012, Tacoma, Washington
[8] Smith, Simon (2015). Viability of cross-laminated timber from UK resources. Article in Construction Materials 168(3):110-120 · June 2015 DOI: 10.1680/coma.14.00064
[9] G Marko, L Bejo, P Takats. (2016). Cross-laminated timber made of Hungarian raw materials.3rd International Conference on Competitive Materials and Technology Processes (IC-CMTP3) IOP Publishing. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 123 (2016) 012059 doi:10.1088/1757-899X/123/1/012059
[10] EN 408:2010+A1:2012. Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties. CEN/TC 124
[11] UNE EN 384 (2010). Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad.
[12] EN 338 (2010). Madera estructural. Clases resistentes.
[13] Wallner-Novak, M; Koppelhuber, J. and Pock, K. (2014) Cross-Laminated Timber Structural Design. Basig design and engineering principles according to Eurocode. Pro:Holz Austria. ISBN: 978-3-902026-03-6
[14] UNE EN 1995-1-1:2006. Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación
[15] Bauer, H; Schickhofer, G. (2016). Test configurations and analysis for determining characteristic properties of cross laminted timber (CLT). World Conference on Timber Engineering (WCTE 2016), August 22-25, 2016, Vienna, Austria

METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE ENCOLADO DE LA MADERA CONTRALAMINADA (CLT)

METHODOLOGIES FOR BONDING QUALITY ASSESSMENT OF CROSS-LAMINATED TIMBER (CLT)

E. Hermoso [(1)], E. Luengo [(2)] (P), J. C. Cabrero [(3)]

(1) Dr. Ingeniero de Montes, Científico Titular, INIA-CIFOR, Madrid, España
(2) Ingeniero de Montes, Técnico del Departamento de Estructuras, AITIM, Madrid, España
(3) Ingeniero Industrial, Técnico, INIA-CIFOR, Madrid, España
Dirección de contacto: hermoso@inia.es; (P) Presentador

Código de identificación: T4-07

Resumen

Los tableros contralaminados (CLT) son probablemente el producto estructural de madera con mayor proyección de desarrollo futuro en Europa por sus ventajas constructivas y ambientales. Por este motivo se ha avanzado notablemente en metodologías de cálculo y control de fabricación, si bien estos aspectos aún están en fase de desarrollo. El objetivo de este trabajo es comparar la metodología utilizada hasta el momento para el control de calidad de encolados en el proceso de producción, basado en las normas EN 13354:2009 y EN 14080:2013, con los métodos de ensayo recientemente publicados en la norma EN 16351:2016. De 6 tableros de CLT se extraen muestras para ensayo a cortante con la fibra orientada a 45º, siendo seleccionado un lote para tratamiento de envejecimiento acorde a EN 13354:2009 y otro como testigo. De los mismos tableros, se prepararon muestras para aplicación de los procedimientos propuestos en EN 16351:2016: ensayo de delaminación y ensayo a cortante con carga paralela a la fibra sin tratamiento previo. Los resultados del estudio de comparación entre los métodos, muestran que existen diferencias significativas entre ellos, siendo la metodología propuesta en la nueva normativa la que aporta valores intermedios respecto a las otras, aunque también produce coeficientes de variación más altos. El ensayo de delaminación no muestra fallos de cumplimiento y se revela de utilidad para evaluar la calidad de encolado pero se evidencia la ausencia de correlación con los resultados de resistencia al esfuerzo cortante.

Palabras clave: delaminación; esfuerzo cortante; madera contralaminada; calidad de encolado; EN 16351

Abstract

Cross-laminated Timber panels (CLT) are probably the most successful and increasingly used structural timber product in Europe due to its favorable building and environmental performance. Currently a big effort has been made in order to establish appropriate design methodologies and factory production control strategies, however these aspects are still under development. The aim of this work is to compare test methods used to control the bonding quality in CLT panels, based in EN 13354:2009 and EN 14080:2013 standards, using shear test specimens with the grain rotated 45º respect to the test load (with and without ageing processes), with the new test methods stated in the recently issued CLT standard EN-16351:2015, delamination and rolling shear tests. From 6 CLT panels a sample per panel was extracted. Specimens were cut in each panel sample for the 45º shear test with and without ageing process according to EN 13354. Also from the same sample delamination specimens and rolling shear test specimens were extracted to be tested following the EN 16351 methodologies and test procedures. The results of the tests show that significant differences are found between the 3 shear test methods, being the CLT standard shear values intermediate between the 45º with ageing (lower values) and the 45º without ageing tests (highest values). The delamination tests performed have shown no failures in the results, when comparing the values of delamination tests with other tests performed no clear correspondence could be seen between the panels showing the worst delamination results and the panels with lower values in shear strength.

Keywords*: delamination; shear strength; cross laminated timber; bond quality; EN 16351*

1. ANTECEDENTES

La madera contralaminada (CLT) es un producto estructural constituido por capas de láminas de madera encoladas por sus caras empleando adhesivos estructurales, estando cada capa de láminas dispuesta perpendicularmente respecto a las capas adyacentes. Las láminas que componen estas capas están formadas por tablas de madera clasificada empalmadas en longitud mediante unión dentada. Una de las grandes ventajas que esta composición aporta, es la posibilidad de conseguir elementos superficiales de grandes dimensiones y espesores, y por tanto gran rigidez, superando a cualquier otro tablero de madera existente en el mercado hasta la actualidad, permitiendo un nuevo sistema de construcción que reduce la necesidad de usar vigas y columnas.

Europa, en concreto Austria, Alemania y Suiza principalmente, es el mayor productor de madera contralaminada (CLT) desde su aparición hace 20 años, representando el 90% de la producción global. En 2014 la producción alcanzó los 625 mil m^3 [1] previéndose un incremento sucesivo en años venideros. El alcance de la rápida expansión de este producto demanda una normativa que regularice su producción, ensayo, diseño y uso en construcción [2].

Siendo conscientes de esta necesidad, solo durante 2012 estuvieron en marcha aproximadamente 100 proyectos de investigación relacionados con el desarrollo del CLT, además de numerosos centros de investigación implicados en el estudio de este material [3]. El resultado de una encuesta sobre la visión y necesidades del uso del CLT realizada a profesionales tanto del sector de la producción como a los usuarios, concluye que mayoritariamente consideran necesario la investigación sobre su comportamiento estructural y de las uniones [3].

Como consecuencia de la experiencia acumulada hasta el momento, en octubre de 2015 se ha publicado la norma EN 16351[4], y en febrero de 2016 su transposición a la versión UNE-EN en español, relativa a los requisitos de fabricación, ensayo y prestaciones de la madera contralaminada estructural. Sin embargo, debido a su reciente creación, aún no ha sido posible evaluar de forma prolongada las especificaciones que incorpora.

Previamente a la publicación de la norma de CLT, el control de este producto se ha venido haciendo empleando referencias normativas de otros productos laminados encolados como la madera laminada o los tableros de madera maciza. La norma EN 14080 [5] de madera laminada encolada define un control de calidad de encolado, incorporando dos posibles ensayos, el de evaluación de resistencia a cortante en la línea de cola con la carga paralela a la fibra y el ensayo de delaminación. Ambos a su vez, tienen muy diferente mecanismo de evaluación, el primero por valores de resistencia sin envejecimiento y el segundo consiste en la medición de las aperturas de las líneas de cola tras la aplicación de un proceso de envejecimiento acelerado que genera importantes tensiones.

La nueva norma de CLT toma como base los ensayos de control de madera laminada adaptando las especificaciones a cumplir y el tamaño de las probetas a muestrear, motivado por la disposición perpendicular entre capas adyacentes característica del CLT. Esto por ejemplo se traduce en que el fallo en cortante se produce por rodadura con valores de tensión más bajos que los esperables en madera laminada que a diferencia del CLT tiene todas las láminas con la fibra orientada en la misma dirección.

En España se ha venido utilizando en el control de los CLT en el marco de Sellos de Calidad una variante de ensayo de cortante derivada del control de tableros de madera maciza multicapa (SWP). Se trata de los ensayos de cortante similares a los empleados en madera laminada pero realizados sobre probetas con fibra a 45º del esfuerzo y con envejecimientobasado en la norma EN 13354 [6]. Éstos presentan ventajas e inconvenientes frente a los dos métodos anteriores y existen históricos de control de producción de fábrica bajo ellos.

Un complemento importante en la evaluación del encolado es la determinación del porcentaje de fallo por madera producido tras cualquiera de los ensayos anteriormente mencionados. Estudios [7] concluyen que éste debe ser al menos del 80% para considerar la calidad del encolado adecuada, independientemente de las dimensiones de las probetas utilizadas y el tipo de ensayo realizado.

Sin embargo, en cuanto la idoneidad del método seleccionado para valorar la calidad del encolado, no parece que haya unanimidad. Algunos trabajos consideran que un único procedimiento de ensayo no puede proporcionar toda la información necesaria para su evaluación [8, 9]. La predicción de la resistencia al cortante de la línea de cola depende de muchos factores que pueden influir en el resultado, como la propia resistencia de la madera, la geometría de la pieza, el diseño de la herramienta de cortante o la velocidad de la carga [8, 10].

De otras investigaciones [11] parece derivarse que los ensayos de delaminación son los más efectivos en caracterizar la unión encolada y así lo consideran en países como Canadá y EE. UU, quienes en sus manuales establecen que la evaluación de encolado del CLT no tiene sentido hacerla en seco sino tras un proceso de saturación con agua a través de vacío-presión y un posterior secado acelerado [12, 13].

Por tanto, en el momento de auge comercial y de evaluación normativa en el que se encuentra la madera contralaminada actualmente, es pertinente centrar el objetivo de este trabajo en el estudio comparativo de las distintas metodologías de control de la calidad de encolado, característica determinante en el comportamiento y la durabilidad de este material.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para el desarrollo del estudio se parte de 6 muestras obtenidas de tableros de CLT de dimensiones 1000x1000 mm fabricados con madera de *Picea abies* (L.) Karst. y adhesivo estructural certificado de poliuretano monocomponente (PUR) compuestos por 3 capas de láminas de espesor medio de 30 mm, sobre los que se diseña el muestreo.

Para la comparación de distintas metodologías de evaluación de la calidad de encolado, los ensayos considerados fueron los siguientes:

A) Ensayo de cortante tras aplicación de un ciclo de envejecimiento sobre probetas cortadas con fibra a 45º de la arista (45CE):

Procedimiento derivado de una composición de metodologías ya existentes en productos similares: la incluida en la normativa EN 13354 para evaluación de la calidad de encolado de tableros de madera maciza y el establecido en la norma EN 14080 relativa a la madera laminada encolada. La primera define la obtención de las probetas cortadas con fibra a 45º y la aplicación de un pretratamiento de envejecimiento en función de la clase de servicio prevista para el panel. De la segunda se adopta las dimensiones de las probetas (45x45mm) y el método de ensayo de esfuerzo cortante en las líneas de encolado, según su anexo D.

En el caso de estudio se utiliza el pretratamiento correspondiente a la clase de servicio 2, que es la más desfavorable en la que se instala la madera contralaminada, aplicaciones en ambiente húmedo, pero sin estar expuestos de forma directa al agua (instalación bajo protección frente a la lluvia y no en contacto con el terreno). El pretratamiento consiste en mantener las probetas 6 horas en agua hirviendo siendo posteriormente introducidas al menos 1 hora en agua a 20ºC.

En total se ensayan 8 probetas por panel de 3 capas, dos líneas de cola por tablero (para 6 tableros un total de 96 ensayos de cortante).

B) Ensayo de cortante sobre probetas cortadas con fibra a 45º sin la aplicación de ciclo de envejecimiento (45SE):

Al igual que el ensayo anterior, el procedimiento de extracción de las probetas es el definido en la norma EN 13354, a 45º, pero en esta ocasión no se realizó un pretratamiento de envejecimiento sino directamente el ensayo de esfuerzo cortante en las líneas de encolado según la norma EN 14080.

El número de probetas ensayadas es también de 8 para los tableros de 3 capas, 2 líneas de cola por tablero, suponiendo un total para 6 tableros de 96 ensayos de cortante.

C) Ensayo de cortante sobre probetas cortadas con fibra a paralela (P):

Se sigue el procedimiento establecido en el anexo D de la reciente norma de madera contralaminada EN 16351, el cual es análogo al existente para la madera laminada (EN 14080) que considera el corte de las probetas en paralelo a los cantos y sin la aplicación de pretratamientos, pero se diferencia de éste en las dimensiones de las probetas que deben ser de 40x40 mm.

Esta metodología se lleva a cabo sobre 8 probetas de los tableros de 3 capas al igual que los casos anteriores.

En todos los ensayos realizados por esfuerzo cortante, se valora el porcentaje de fallo por madera en las superficies de las probetas derivado como consecuencia del ensayo.

D) Ensayo de delaminación (D):

Recogido en la norma EN 16351 en el anexo C el ciclo de ensayo es un procedimiento idéntico al método B seguido para la madera laminada encolada (EN 14080, anexo C), salvo las dimensiones de las probetas sobre las que se aplica. Las probetas utilizadas deben ser cuadradas de 100x100 mm y el grosor del panel al que pertenece, cumpliendo el requisito de tener una superficie de al menos 10000 cm^2.

El proceso consiste inicialmente en un ciclo de vacío y presión realizado en autoclave con la finalidad de saturar la probeta de agua. Posteriormente se aplica un secado forzado que produce tensiones en las líneas de cola, manifestando los posibles defectos de encolado. Estos se miden y valoran visualmente.

El número de probetas por tablero sobre las que se realiza este estudio de delaminación es de 5, elegidas de forma representativa en cada muestra de tablero CLT.

Sin embargo, la novedad de la nueva normativa respecto al ensayo en madera laminada es la forma de valoración de la misma introduciendo el concepto de evaluación de los planos de encolado. Cuando las delaminaciones totales (DT) y máxima (DM) no cumplen los criterios establecidos, debe procederse a la apertura de los planos de encolado y valorar el porcentaje de fallo por madera de las superficies.

La delaminación total y máxima se obtiene de las ecuaciones (1) y (2).

$$DT = \frac{longitud\ total\ de\ delaminación}{\sum longitudes\ todas\ las\ líneas} x100 \quad (1)$$

$$DM = \frac{longitud\ máxima\ de\ delaminación}{longitud\ total\ de\ una\ línea\ de\ cola} x100 \quad (2)$$

A priori, se eligen éstas metodologías para formar parte del estudio porque no es posible seleccionar actualmente un método que destaque claramente como ventajoso sobre los demás, sino que cada uno presenta ventajas e inconvenientes. Como ventaja de los ensayos de cortante a 45º frente al ensayo de cortante paralelo (P), se presenta la obtención de tensiones de fallo mayores al no producirse la rotura por rodadura pura. Al aplicar además al ensayo a 45º el pretratamiento, se somete al encolado a un proceso de envejecimiento por cocción que resaltará la presencia de fallos en caso de existir. Por otro lado, la ventaja del ensayo de cortante frente al ensayo de delaminación, es que el resultado 45CE aporta un valor numérico cuantitativo. El inconveniente fundamental del método de los ensayos a 45º reside en que es un valor no incluido en una norma y que no es relacionable con el nivel de calidad de forma absoluta, y por ese motivo, puede ser usado solo como un control relativo entre sucesivos ensayos.

Por otro lado, la consideración exclusiva de los ensayos de la norma de tableros CLT presentaría también ventajas e inconvenientes, algunas comentadas ya. El método de cortante paralelo presenta la ventaja de ofrecer un resultado cuantitativo, pero por el contrario también el hecho de que el fallo se produzca por rodadura somete a una tensión menor al plano de encolado que en otros productos laminados. Por otro lado, el método de delaminación que como se ha comentado se considera un método valorado por ser muy exigente presenta en esta exigencia su propia desventaja, ya que los tableros CLT se instalan en clase de servicio 2 y raramente están sometidos a humectación.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Ensayos de esfuerzo cortante

Los análisis descriptivos de los resultados obtenidos para cada metodología aplicada, se presentan en la tabla 1 y 2, siendo $f_{v,k}$ y CoV el valor característico y el coeficiente de variación, respectivamente, para la tensión de la rotura. C/I indica el cumplimiento o incumplimiento según los requisitos de EN 16351, solo aplicable para los ensayos paralelos. Los ensayos a 45º, no tienen un valor de referencia normalizado para valorar su cumplimiento sin embargo se han evaluado según el criterio de la norma para el cortante paralelo como herramienta de comparación. El valor característico de la resistencia se ha calculado considerando una distribución log-normal de los datos, siguiendo la norma EN 14358 [14].

Tabla 1: Resultados por tablero del ensayo de cortante según metodología de ensayo

Tablero	N	Tensión de rotura f_v(N/mm2)											
		45CE				45SE				P			
		f_{vmedio}	CoV (%)	$f_{v,k}$	C/I	f_{vmedio}	CoV (%)	$f_{v,k}$	C/I	f_{vmedio}	CoV (%)	$f_{v,k}$	C/I
CLT1	16	1,98	16,36	1,41	C	3,19	16,99	2,24	C	2,40	27,88	1,30	C
CLT2	16	2,07	16,41	1,46	C	3,18	19,08	2,24	C	2,17	18,52	1,45	C
CLT3	16	2,03	15,35	1,49	C	3,18	20,35	2,12	C	2,23	26,44	1,32	C
CLT4	16	1,96	24,17	0,99	I	3,37	17,56	2,41	C	2,84	32,29	1,44	C
CLT5	16	1,90	18,08	1,18	I	3,23	22,91	2,05	C	2,45	31,76	1,31	C
CLT6	16	2,15	12,73	1,65	C	3,51	8,56	2,95	C	2,26	30,24	1,24	I
TOTAL	96	2,01	17,43	1,38	C	3,28	17,92	2,37	C	2,39	29,74	1,39	C

Tabla 2: Porcentaje de Fallo por madera por tablero según ensayo

Tablero	N	Porcentaje de fallo por madera (%)					
		45CE		45SE		P	
		Media	CoV (%)	Media	CoV (%)	Media	CoV (%)
CLT1	16	60	40	88	10	81	16
CLT2	16	66	31	92	8	86	14
CLT3	16	57	36	90	10	81	15
CLT4	16	48	45	89	8	75	15
CLT5	16	71	24	88	11	86	9
CLT6	16	63	33	85	13	87	13
TOTAL	96	61	36	89	10	83	14

La norma de madera contralaminada establece que la resistencia del encolado entre capas es suficiente si el valor característico del esfuerzo cortante $f_{v,k}$, es mayor o igual a 1,25 N/mm^2 y si la fv de cada plano de encolado es de 1 N/mm^2 como mínimo. En la tabla 1 se observa que el ensayo a 45CE y P aportan dos y un incumplimiento respectivamente en sus valores característicos; no obstante los incumplimientos para el ensayo de cortante paralelo lo son por una tensión muy escasa que no sería un síntoma claro de fallo, pese a incumplir formalmente la especificación, especialmente dado que todos los planos de encolado sí lo hacen de forma individual para la segunda condición (1 N/mm^2)

mientras que en el ensayo a 45 CE, hay dos planos que no llegan al mínimo de 1 N/mm^2 (0,64 N/mm^2 y 0,87 N/mm^2 pertenecientes al tablero CLT4 y CLT5). No obstante, debe recordarse que para este ensayo no hay establecido un límite normativo concreto y es recomendable adoptar un valor característico mínimo para control, basado en el conjunto histórico de datos obtenidos del seguimiento realizado durante un periodo largo.

Analizando los resultados medios de porcentaje de fallo por madera obtenidos para esos valores (tabla 2), se deriva que los valores más bajos no se corresponden, en general, con los valores de resistencia inferiores obtenidos de la tensión de rotura. En la valoración de resultados de ensayo de madera laminada y tableros, generalmente los valores de aceptación de cortante están relacionados con los valores de porcentaje de fallo por madera asociados a la línea, de manera que valores de resistencia a cortante bajos con porcentajes de fallo por madera altos suelen aceptarse como resultados correctos.

Sin embargo, en la norma de CLT no se sigue este criterio. De emplearse significaría que el valor bajo de resistencia teniendo un porcentaje de fallo por madera alto podría asociarse, no a una deficiente calidad de encolado, sino a un posible valor menor asociado a la calidad local de la madera en la probeta. Así, en definitiva puede señalar que la evaluación del porcentaje de fallo por madera producido tras el ensayo a cortante no es indicativo exclusivamente de la calidad de encolado, pudiendo influir otros factores como la superficie de encolado o la propia calidad de la madera, como ya apuntaran otros estudios [8].

También conviene señalar que el ensayo a cortante paralelo (P) es el que muestra variabilidades más altas en sus resultados de tensión de rotura (CoV tabla 1), no siendo así en la evaluación de los porcentajes de fallo por madera.

El estudio de los datos de la tensión de rotura para determinar la existencia de diferencias significativas entre los tres tipos de ensayos aplicados, se realizó mediante la prueba de Kruskal-Wallis, por la ausencia de normalidad de los mismos. La tabla 3 muestra los resultados. Puesto que el valor-P es menor que 0,05, existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medianas con un nivel del 95% de confianza. En la gráfica de caja y bigotes de la Figura 1, se puede distinguir la diferencia entre ensayos.

Tabla 3: Análisis de Kruskal-Wallis de la tensión de rotura a esfuerzo cortante por ensayo

ENSAYO	Tamaño Muestra	Rango Promedio
45CE	96	83,0
45SE	96	219,915
P	96	123,284

Estadístico = 139,024; Valor-P = 0

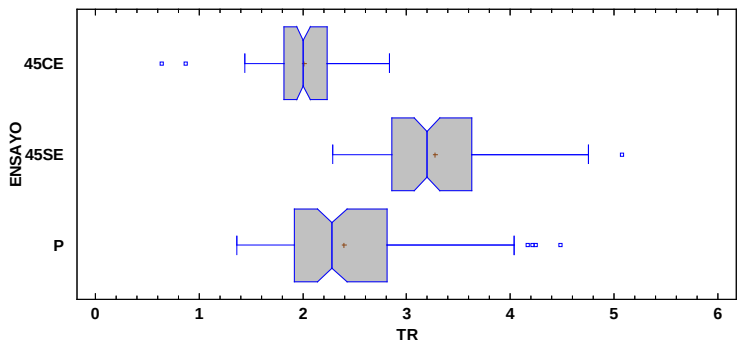


Figura 1: Gráfico de cajas y bigotes de la tensión de rotura según ensayos

Del análisis de los datos se puede observar que el ensayo aportado por la reciente normativa EN 16351 para evaluar la calidad de encolado aporta resultados intermedios entre los valores de los ensayos de cortante en línea de cola con esfuerzo a 45º de la fibra sin envejecimiento y los ensayos a 45º con envejecimiento previo, siendo más próximos a estos últimos. El ensayo a 45º con envejecimiento es el que proporciona valores de tensión más bajos.

Si el estudio se realiza a nivel de tablero, la conclusión es que las diferencias significativas de los datos de tensión de rotura entre los 3 ensayos se presentan en 3 de los tableros, y en los otros 3 no aparecen diferencias entre los ensayos a 45CE y P, lo que se intuye en la Figura 1 y en la tabla 1 por la proximidad de sus valores. En las gráficas de la Figura 2 se muestran los resultados del análisis particularizado en los tableros.

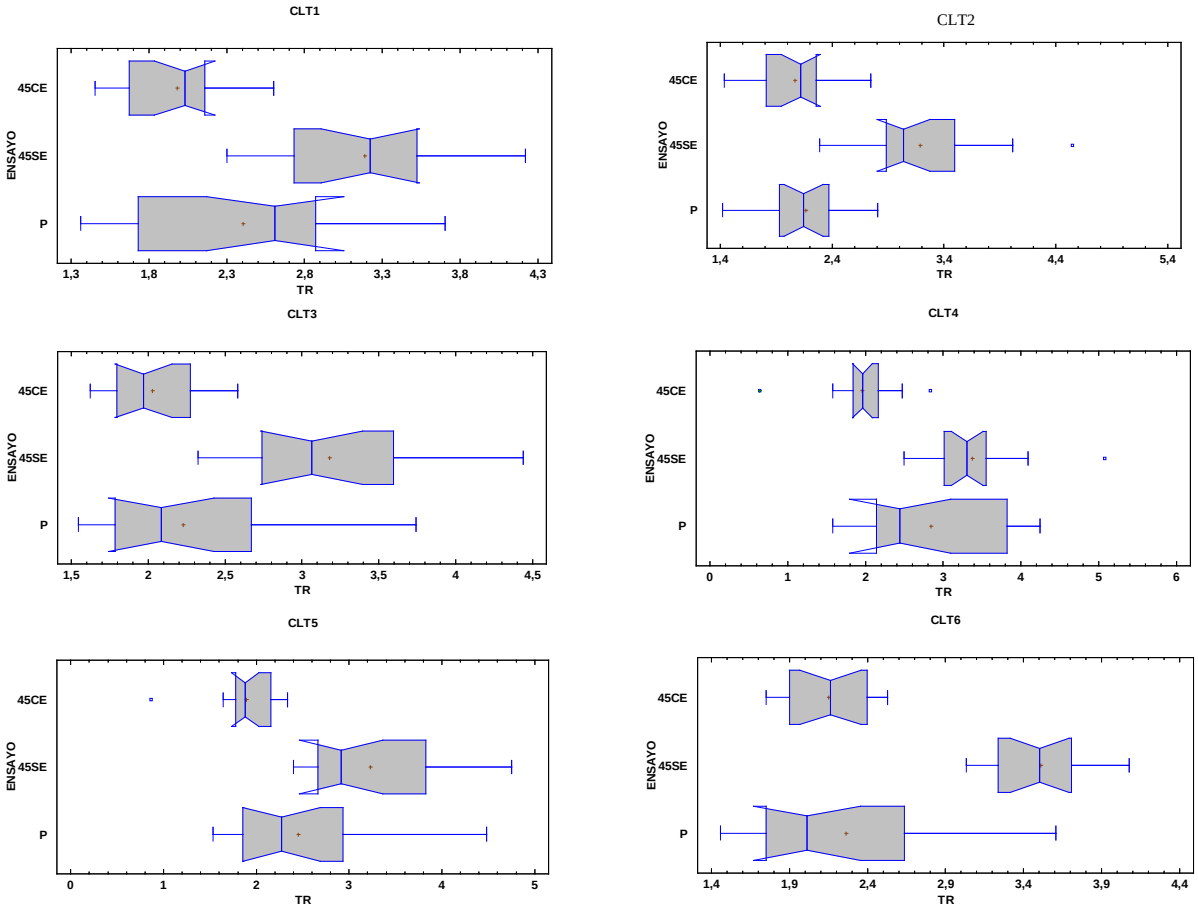


Figura 2: Gráficos de cajas y bigotes de la resistencia a cortante según ensayos para cada tablero

Del mismo modo, para el análisis estadístico de los porcentajes de fallo por madera, se aplica la prueba de Kruskal-Wallis. El valor de P es menor de 0,05, indicando que existe de nuevo un efecto del factor ensayo estadísticamente significativo. Este fenómeno se aprecia en la gráfica de la Figura 3, donde hay diferencias entre el ensayo a cortante 45CE y los otros ensayos, pero de nuevo es el ensayo a cortante paralelo el que aporta valores intermedios.

Tabla 4: Prueba de Kruskal-Wallis para PFM por ENSAYO

ENSAYO	Tamaño Muestra	Rango Promedio
45CE	96	76,9096
45SE	96	191,043
P	96	157,879

Estadístico = 97,7978; Valor-P = 0

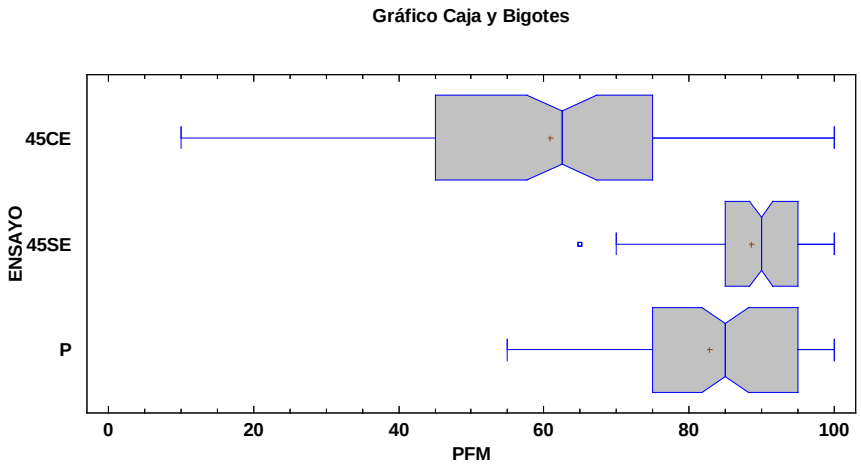


Figura 3: Gráfico de medias del porcentaje de fallo por madera según ensayos

3.2 Ensayos de delaminación

Los resultados del cumplimiento obtenido del ensayo de delaminación según lo establecido en la norma de madera contralaminada EN 16351, realizados sobre 5 probetas de cada tablero, se presentan en la tabla 5. Los requisitos mínimos que deben cumplirse son: Delaminación Máxima (DM) ≤ 40% y Delaminación Total (DT) ≤ 10%. Si no se cumplen, todos los planos de encolado deben ser abiertos y el porcentaje de fallo por madera (PFM) evaluarse. Para que la muestra supere el ensayo, el porcentaje de fallo por madera del peor plano debe ser ≥ 50% y para todos los planos debe ser ≥ 70%.

Tabla 5: Resultados medios por tablero del ensayo de delaminación

Tablero	Nº Probetas ensayadas	Valoración de Delaminaciones		Valoración de PFM por apertura de planos		Resultados finales
		Nº probetas que cumplen		Nº probetas que cumplen		
		DM	DT	Peor plano	Todos los planos	% de probetas correctas
CLT1	5	5	5	5	5	100
CLT2	5	5	1	5	5	100
CLT3	5	5	0	4	5	80
CLT4	5	5	2	5	5	100
CLT5	5	5	0	5	5	100
CLT6	5	5	2	5	5	100
TOTAL	30	30	10	29	30	97

En la tabla 5 se puede observar que si se realiza el ensayo de delaminación propuesto en EN 16351, algo más del 65% de las probetas muestreadas (83% de los tableros) incumplen el requisito para la Delaminación Total, debiendo realizarse la segunda fase de apertura de planos. Es en esta fase donde la gran mayoría de las probetas cumplen con los mínimos establecidos. Esta forma de evaluación permite valorar una mayor superficie de encolado y por tanto a priori es más idónea para evaluar la calidad real del mismo.

El ensayo de delaminación se presenta como un buen complemento para los ensayos de resistencia al esfuerzo cortante, aunque la norma EN 16351, establece la realización de uno u otro indistinamente aunque admite la falta de correlación entre ellos, impidiendo la comparación de los resultados obtenidos por ambas metodologías. En este estudio se comprueba esa ausencia de relación ya que los tableros que muestran peores resultados en resistencia al esfuerzo cortante (CLT4, CLT5 y CLT6), cumplen con los requisitos de delaminación, lo que además concuerda con otros estudios publicados [15].

4. CONCLUSIONES

Del análisis realizado en este estudio se pueden derivar las siguientes conclusiones:

- La valoración de distintos ensayos para la determinación de la resistencia del encolado en madera contralaminada, como son el realizado sobre probetas de corte a 45º con envejecimiento previo, probetas iguales a las anteriores pero sin tratamiento y probetas cortadas paralelamente según establece la nueva norma específica de madera contralaminada, arroja diferencias estadísticamente significativas entre ellos,
- El ensayo de resistencia al esfuerzo cortante realizado con probetas ensayadas con la carga paralela a la fibra de la capa exterior (P), proporciona valores intermedios entre los resultantes del ensayo a cortante a 45º de la fibra de la cara exterior con envejecimiento (45CE), inferiores, y los del ensayo a cortante a 45º sin envejecimiento (45SE), superiores.
- Considerando la especificación mínima de cortante de la norma de CLT, el ensayo de cortante a 45º con envejecimiento presenta 2 tableros que incumplirían y el ensayo de cortante paralelo sin envejecimiento, un tablero que incumpliría, si bien de forma poco significativa. En principio, los valores mínimos para el primer ensayo deberían establecerse mediante un valor característico derivado de la experiencia acumulada en el control, y el hecho de que no cumplan los valores establecidos para el ensayo de cortante paralelo, no podría considerarse, con la información disponible actualmente, indicador de un problema de fabricación.
- No siempre se aprecia una correspondencia clara, indicativa de la calidad del encolado, entre los resultados de resistencia a esfuerzo cortante y el porcentaje de fallo por madera consecuencia del mismo.
- Los ensayos de delaminación no han mostrado en general incumplimientos como resultado final, salvo un plano de cola de una probeta, si bien han requerido en muchos casos recurrir a la apertura de planos y su valoración del porcentaje de fallo por madera para obtener conclusiones.

REFERENCIAS

[1] Plackner, H., “Brettsperrholz wlichdt global”, *Holzkurier* 12-13 (2015).
[2] Brandner, R., Report Cost Action FP1004 (2014).
[3] Espinoza, O., Rodriguez Trujillo, V., Laguarda Mallo, M, F., Buehlmann, U., “Cross-Laminated Timber: Status and research needs in Europe”, *Bioresources* **11**(1) (2016) 281-295.
[4] EN 16351:2015, Timber structures. Cross laminated timber. Requirements. CEN (European Committee for Standardization). Bruselas, Bélgica.

[5] EN 14080:2013, Timber structures. Glued laminated timber and glued solid timber. Requirements. CEN (European Committee for Standardization). Bruselas, Bélgica.
[6] EN 13354:2009, Solid wood panels (SWP). Bonding quality. Test method, CEN (European Committee for Standardization), Bruselas, Bélgica.
[7] Mohamadzadeh, H. and Hindman, D., "Mechanical Performance of Yellow-Poplar Cross Laminated Timber". Report No. CE/VPI-ST-15-13. Virginia Polytechnic Institute and State University (2015).
[8] Sikora, K.S., McPolin, D.O., Harte, A.M., "Shear strength and durability testing of adhesive bonds in cross-laminated timber", *The Journal of Adhesion* **92**(7-9) (2015) 758-777.
[9] Custodio, J., Broughton, J., Cruz, H., "A review of factors influencing the durability of structural bonded timber joints" *International Journal of Adhesion Adhesives* **29**(2) (2009) 173-185.
[10] Serrano, E., "A numerical study of the shear-strength-predicting capabilities of test specimens for wood-adhesives bonds" *International Journal of Adhesion Adhesives* **24**(1) (2004) 23-25.
[11] Lascivi, P., Borti, S., Pizzo, B.,Triboulot, P., Zanuttini, R., " A shear test for structural adhesives used in the consolidation of old timber" *Holz als Roh Und Werkstoff* **59** (2001) 145-152.
[12] Casilla, R., Lum, C., Pirvu, C., Wang, B.J., *Checking in CLT Panels: An exploratory study*. Publicattion W-2877. Report FP Innovations. Vancouver. Canadá (2011).
[13] Gagnon, S., Pirvu, C., Handbook Cross-Laminated Timber. FP Innovations, Quebec. Special Publicación SP-528E (2011). CEN (European Committee for Standardization). Bruselas, Bélgica.
[14] EN 14358:2016, Timber structures. Calculation and verification of characteristic values.
[15] Steiger, R., Arnold, M., Risi, W., "Integrity check of structural softwood glue lines: correspondence between delamination and block shear tests" *European Journal of Wood Products* **72** (2014) 735-748.

CARACTERIZAÇÃO DO COMPÓSITO BAMBU, POLPA CELULÓSICA E ISOPOR (BBPI) PARA USO INDUSTRIAL

CHARACTERIZATION OF COMPOSITE BAMBOO, PULP CELLULOSIC AND STYROFOAM FOR INDUSTRIAL USE

Karina A. Oliveira [(1)], Juliana C. Barbosa [(2)], Maristela Gava [(2)], Carolina A. B. Oliveira [(3)], Elen A. M. Morales [(2)]

(1) Mestranda em Engenharia Mecânica, UNESP Campus de Guaratinguetá, Guaratinguetá/SP, Brasil
(2) Prof. Dr., UNESP Campus de Itapeva, Itapeva/SP, Brasil
(3) Graduanda em Engenharia Industrial Madeireira, UNESP Campus de Itapeva, Itapeva/SP, Brasil
Endereço de contato: kari.oliveira@outlook.com

Código de identificação: T4-08

Resumo

Com o crescente desenvolvimento das indústrias brasileiras, o aumento na geração de resíduos é inevitável, seja pela baixa conversão da matéria prima em produto acabado ou pelo descarte do produto após o seu uso. Esses resíduos geralmente não são dispostos adequadamente, causando problemas ao meio ambiente e ao homem. O presente trabalho teve então como objetivo propor alternativas para solucionar estes problemas, transformando resíduos industriais em compósitos com maior valor agregado. Os compósitos produzidos foram formados por polpa celulósica e isopor, sendo um deles revestido com lâminas de bambu buscando maior resistência superficial e melhor acabamento. Foram realizados ensaios de isolamento acústico baseado no documento normativo ISO 354. Os resultados obtidos mostram redução sonora de 22,23%, portanto a caracterização acústica sinaliza aplicações significativamente favoráveis deste material como placa de isolamento acústico para a construção civil e elementos construtivos, como portas, forros, pisos e divisórias.

Palavras chave: compósitos, isolamento acústico, resíduos, bambu

Abstract

With the increasing development of Brazilian industries, the increase in waste generation is inevitable, either due to the low conversion of the raw material into finished product or the disposal of the product after its use. These wastes are usually not disposed of properly, causing problems for the environment and man. The purpose of the present work was to propose alternatives to solve these problems, transforming industrial waste into composites with higher added value. The composites produced were composed of cellulose pulp and styrofoam, one of them being coated with bamboo blades seeking greater surface resistance and better finishing. Acoustic insulation tests were carried out based on the ISO 354 normative document. The results obtained show a sonic reduction of 22.23%, so the acoustic characterization indicates significantly favorable applications of this material as acoustic insulation board for the civil construction and constructive elements, such as doors, Ceilings, floors and partitions.

Keywords*: composites, acoustic insulation, waste, bamboo*

1. INTRODUÇÃO

O conceito de desenvolvimento sustentável vem se tornando cada vez mais importante no mundo atual, onde um produto ou serviço precisa suprir as necessidades atuais sem comprometer o desenvolvimento das gerações futuras, sendo, portanto, economicamente viável, não agressivo ao meio ambiente e utilizando recursos naturais de forma inteligente para que não haja escassez no futuro [1].

No Brasil, o consumo de recursos naturais é elevado e gera muitas perdas, resultando em um grande acúmulo de resíduos ao final do processo produtivo, sendo necessário que ambientalistas, pesquisadores e a sociedade em geral busquem cada vez mais por soluções viáveis para evitar os graves problemas ambientais causados pelo descarte inadequado desses resíduos, dentre elas a implementação de programas de gestão ambiental como enfoque na geração de resíduos desde a coleta da matéria prima até o final da produção, e o reaproveitamento desse material. Por esses motivos estão sendo direcionados esforços a pesquisas para desenvolver novos produtos e processos, buscando atender às exigências do mercado quanto às questões ambientais, otimizando o uso de recursos naturais e de materiais com pouco valor agregado [2].

Todo processo industrial madeireiro, desde o corte da árvore até o produto final, gera uma grande quantidade de resíduos. O descarte desse resíduo, na maioria dos casos, é realizado em locais inadequados ou são simplesmente queimados, podendo causar e agravar os problemas ao meio ambiente e a saúde do homem. No setor de papel e celulose que abrange, atualmente, 220 empresas em território nacional e ocupa 2,2 milhões de hectares de florestas plantadas para fins industriais, são gerados em torno de 14 mil toneladas de polpa celulósica por ano e ao final do processo a quantidade de resíduos de polpa branqueada descartada é de cerca de 2% da produção em uma empresa de médio/grande porte podendo assim ser considerado uma perda excessiva [3,4].

Pensando em reaproveitar esse material, antes tratado como resíduo a ser descartado, pode-se transformá-lo em um novo material quando associado a outros. Esse compósito pode representar uma alternativa para reduzir a quantidade de resíduos derivados de madeira que são dispostos no meio ambiente, podendo-se aproveitar também resíduos de outros setores, materiais com pouco valor agregado e recursos naturais renováveis.

Os compósitos são materiais constituídos por dois ou mais elementos de diferentes formas e composição química, que podem ser combinados sem que sejam solúveis um no outro. A combinação desses materiais resulta em melhor qualidade do que quando usados individualmente, favorecendo sua aplicabilidade [5].

Outro material que pode ser utilizado na produção de compósitos é o poliestireno expandido, mais conhecido como isopor, um plástico celular rígido expandido por gás e obtido do petróleo, que apesar de não poluir o meio ambiente e não o contaminar, por ser um material volumoso e com tempo de decomposição elevado (aproximadamente 150 anos), causa um grave problema ambiental por ocupar uma área extensa nos aterros e lixões por tanto tempo. Desta maneira, opta-se por queimar grandes quantidades desse material, agravando assim os problemas de aquecimento global e poluição do ar [6,7] podendo, também, acabar impedindo a penetração da água no solo e a decomposição de outros resíduos encontrados no mesmo local. A leveza desse material também causa alguns problemas, pois quando disposto em aterros acaba sendo carregado pelo vento para outras áreas, chegando a rios e mares onde as bolinhas de isopor são confundidas com organismos marinhos e ingeridas por peixes e outros animais, o resultado disso é a intoxicação dos animais marinhos e daqueles que se alimentam deles, incluindo os seres humanos [8].

Porém, além de se projetar um material ecologicamente correto e economicamente viável, é preciso estudar formas de melhorar suas propriedades físicas e mecânicas. Isso pode ser obtido inserindo-se um material que possa atingir a esses objetivos simultaneamente. O uso do bambu atende a esse propósito, pois possui um ciclo de crescimento rápido, excelentes propriedades mecânicas, fácil disponibilidade e baixo custo. Apesar de todas essas qualidades, o bambu é pouco utilizado, pois

possui uma geometria de difícil usinagem, e também por não existir norma própria que avalie seu comportamento físico-mecânico e permita comparações com outros materiais.

Visando o crescimento e o investimento das indústrias brasileiras em ações que respeitem o meio ambiente, o presente trabalho busca reutilizar os resíduos e otimizar o uso de recursos naturais de fácil renovação produzindo um novo material, proveniente da junção de dois resíduos industriais, polpa celulósica e isopor, com reforço de bambu – BBPI, um material alternativo e menos prejudicial ao meio ambiente que na forma de chapa poderá ser futuramente utilizado como painéis de isolamento acústico e térmico, e também como componentes estruturais para a produção de móveis.

2. OBJETIVO

O objetivo desse trabalho é produzir um compósito que utilize resíduos de polpa celulósica, isopor e revestido com lâminas de bambu, para uso na construção civil e testar suas propriedades de isolamento acústico.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Os resíduos utilizados na produção do compósito proposto neste trabalho foram a polpa celulósica e o poliestireno expandido, unidos com resina poliuretana. As lâminas de bambu Mossô foram utilizadas como revestimento do compósito.

3.1 Preparação do corpo de prova

Na primeira etapa da produção dos corpos de prova, a polpa celulósica (que ficará em contato com a superfície do bambu) foi misturada com 12% de resina poliuretana em recipientes apropriados (Figura 1) e em seguida foi misturado o isopor com a polpa do interior do compósito (Figura 2).

Figura 1: Processo de mistura da polpa celulósica com a resina.

Figura 2: Mistura do isopor com a resina poliuretana e polpa celulósica.

Foram feitos corpos de prova com diferentes porcentagens dos materiais, sendo elas: 1) 50% polpa celulósica e 50% isopor; 2) 60% polpa celulósica e 40% isopor; 3) 40% polpa celulósica e 60% isopor. A dimensão do molde para os corpos de prova é de 20cm x 20cm x 2cm.

3.2 Ensaio de isolamento acústico

O procedimento adotado para o ensaio de isolamento acústico é uma adaptação da metodologia desenvolvida por Guedes (2007), onde foi preciso construir uma mini-câmara reverberante que não permitisse a passagem de som por suas paredes com uma abertura na parte frontal para adaptação do corpo de prova.

Dentro dessa câmara foi instalada uma caixa de som e seu volume ajustado no máximo possível e para melhor adaptação do corpo de prova e para que não houvesse interferência de outro tipo de material na câmara, a forma utilizada para a produção do mesmo foi feita em compensado e com uma pequena moldura em volta, ajudando no encaixe do corpo de prova diminuindo assim os riscos de vazamento acústico durante o ensaio (Figura 3).

Figura 3: Minicâmara fechada com o corpo de prova encaixado.

A medição da intensidade sonora que atravessa o corpo de prova, em dB, foi realizada através de um decibelímetro da marca Instrutherm, modelo DEC 460, ajustado para exibir os picos da intensidade recebida pelo equipamento.

O decibelímetro foi colocado a uma distância média de 30 cm da placa a ser testada. Foram ensaiadas ainda, para efeito de comparação, placas de poliestireno expandido, lã de vidro e gesso acartonado, assim como a intensidade do som sem qualquer barreira acústica.

Ao final do ensaio dos compósitos, os corpos de prova foram revestidos em uma das faces com lâminas de bambu para testar as propriedades acústicas do conjunto BBPI.

Após os testes os compósitos PI (polpa celulósica e isopor) e BBPI (bambu, polpa celulósica e isopor), assim como do isopor e da lã de vidro, os mesmos foram revestidos com placas de gesso acartonado de 1,1mm, e ensaiados novamente para analisar o comportamento acústico quando revestido com o material mais utilizado para esse fim em construções de *Woodframe* e *Steelframe.*

O ensaio de cada corpo de prova teve duração de 1 minuto e os valores foram anotados a cada 5segundos.

4. RESULTADOS

Na Figura 4 pode-se analisar o comportamento da intensidade sonora média aferida com o decibelímetro sem a barreira acústica, com os compósitos PI e BBPI, e com os materiais frequentemente usados pela construção civil.

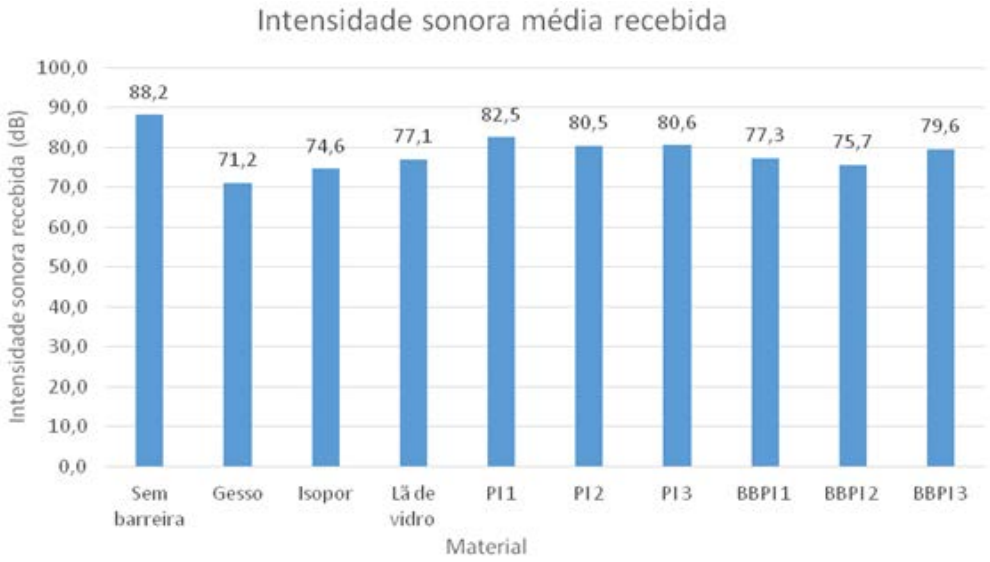


Figura 4: Gráfico das intensidades recebidas pelo decibelímetro durante os ensaios.

Pode-se observar que o BBPI 2 apresentou redução de 12,5 dB frente a intensidade sonora do som sem barreira sendo 1,81% superior a lã de vidro, porém foi menos eficiente que a redução de 17 dB e 13,6 dB apresentada pelo gesso e isopor, respectivamente.

Na Figura 5 estão apresentados os valores médios de isolamento acústico dos diversos compósitos e materiais analisados (polpa celulósica e isopor (PI), do isopor e da lã de vidro) revestidos em uma das faces com placa de gesso acartonado, seguindo o modelo do sistema construtivo de *Woodframe* e os outros testes realizados para comparação gráfica nos resulta.

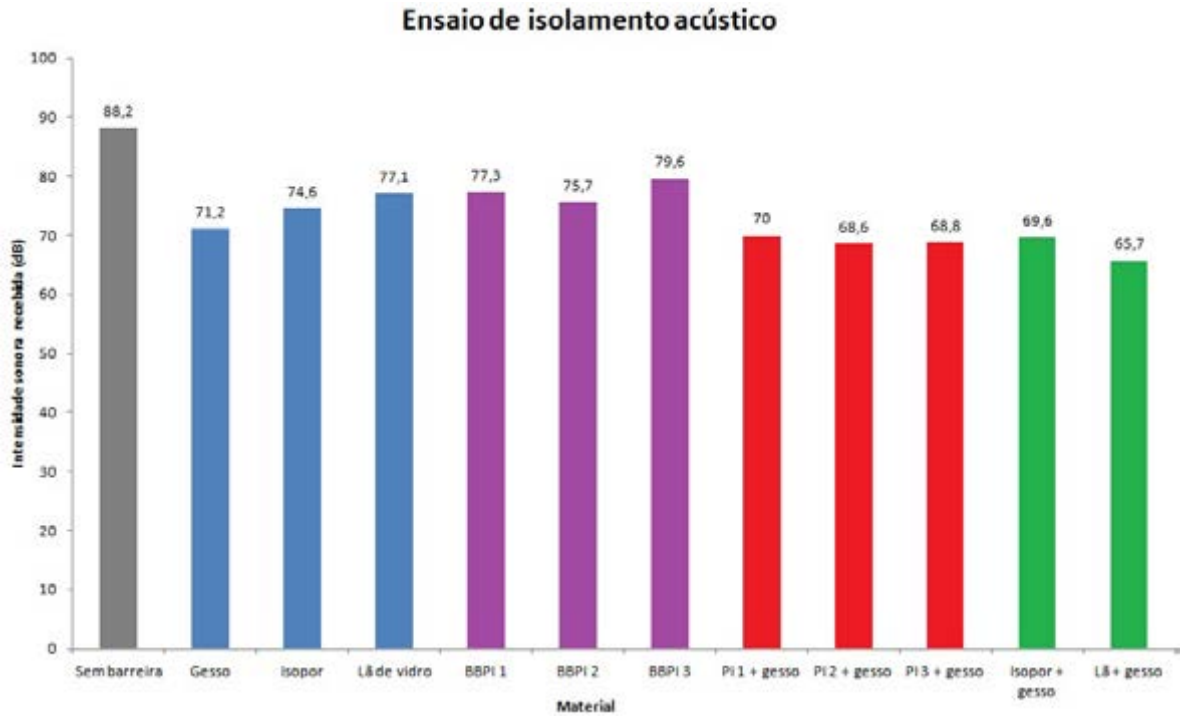


Figura 5: Ensaio de acústica com revestimento em gesso.

Por meio da análise da Figura 5 pode-se perceber que o compósito com 60% de polpa celulósica e 40% de isopor (PI2 + gesso) se sobressaiu nos resultados, sendo novamente o de melhor isolamento e superando o isopor. A redução sonora foi de 22,23%. Quando comparado com a redução da lã de vidro e gesso que atingiu 25,51%, pode-se concluir que o compósito testado (PI2 + gesso) apresentou valores satisfatórios, pois apresentou uma variação de apenas 3,1% entre eles.

As outras composições também mostraram redução satisfatória quando testados com o revestimento de gesso, sendo superior ao revestido com lâmina de bambu.

5. CONCLUSÃO

Os compósitos PI (polpa celulósica e isopor) e BBPI (polpa celulósica e isopor revestido com lâminas de bambu) apresentaram resultados positivos quanto a seu uso como isolante acústico. Mesmo obtendo-se valores de isolamento abaixo da lã de vidro, material frequentemente usado pela indústria de construção civil para este fim, os resultados apresentaram equivalências e em alguns casos superioridade a eles, como no caso do isopor.

De modo geral, os compósitos apresentaram resultados iniciais favorecedores ao seu uso como isolante acústico, principalmente associado ao revestimento com gesso acartonado, seguindo os moldes dos sistemas construtivos em *Woodframe* e *Steelframe*. Neste trabalho pode-se ainda concluir que os materiais originados dos resíduos industriais, como polpa celulósica e isopor, tem potencial para serem reaproveitados no setor da construção civil atingindo valores comparáveis aos tradicionalmente utilizados para tratamento acústico dos ambientes construídos.

REFERÊNCIAS

[1] MARTINS, A.O. y SOUZA, G.S., E educação sustentável do consumidor e os efeitos do consumo exarcebado no mundo capitalista. Jornal da fundação. Centro Universitário Eurípides de Marília – UNIVEM, Marília – SP (2013).
[2] SOUZA, M.N., Degradação e recuperação ambiental e desenvolvimento sustentável. Tese (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa – MG (2004).
[3] BRACELPA, Associação Brasileira de Celulose e Papel. Dados do Setor (2013).
[4] OLIVEIRA, D. R. y CAMARGO, S. K. C. A. Desempenho acústico de painéis de gesso incorporados com fibras de celulose. Notas de aula da disciplina de Aproveitamento de Resíduos (2013).
[5] RAZERA, I. A. T. Fibras lignocelulósicas como agente de reforço de compósitos de matriz fenólica e lignofenólica. 2006. 189 f. Tese (Doutorado em Química) - Instituto de Química de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos (2006).
[6] METAGREEN. O isopor pode ser reciclado? Como jogar fora o Poliestireno Expandido (2012).
[7] BALBO, T. D. y TOSTA, Y. F. Análise da opinião do consumidor em relação ao descarte de EPS e seus impactos ambientais. Revista Ciências do Meio Ambiente Online, v. 8, n. 1, 2012.
[8] ECYCLE. Isopor é útil, mas tem grande impacto ambiental. 2011.

DESEMPENHO MECÂNICO NA FLEXÃO ESTÁTICA DE PAINÉIS OSB TRATAMENTOS TERMICAMENTE

MECHANICAL PERFORMANCE IN STATIC BENDING OF HEAT TREATED OSB

João Vítor Felippe Silva [(1)], Cristiane Inácio de Campos [(2)], Bruno Santos Ferreira [(3)], Maria Beatriz Macedo Simon Sola [(4)], Maria Fernanda Felippe Silva [(5)]

(1) Graduando em Engenharia Industrial Madeireira, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(2) Profª. Drª., Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(3) Doutorando em Engenharia Mecânica, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus de Guaratinguetá, Brasil
(4) Graduanda em Engenharia Industrial Madeireira, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(5) Aluna do Ensino Médio em ETEC Dr. Demétrio Azevedo Júnior, Itapeva, Brasil
Endereço de contato: joao.vitor@grad.itapeva.unesp.br

Código de identificação: T4-09

Resumo

Painéis OSB (*Oriented Strand Board*) são compósitos produzidos com lascas de madeira e resina termorrígida que através de calor e pressão são aglutinados. Sua principal aplicação é na construção civil como fechamento de paredes, alma de vigas, dentre outras, principalmente devido ao seu comportamento às solicitações de uma estrutura. Para este tipo de aplicação os painéis à base de madeira necessitam de tratamentos para que não ocorra a deterioração do mesmo em um curto período de tempo e, para isto atualmente se utilizam produtos químicos que são tóxicos a seres humanos. Uma das novas possibilidades é o tratamento térmico ou termorretificação, onde a madeira, ou compósito à base de madeira, é exposta a temperaturas acima de 130ºC por um período de tempo, de forma a alterar suas características físicas e mecânicas. Neste trabalho foram produzidos painéis de lascas que, posteriormente, receberam tratamento térmico em três diferentes temperaturas (160ºC, 180ºC e 200ºC), pelo período de uma hora, sem substituição de atmosfera e, em seguida, foram caracterizados mecanicamente por flexão estática de acordo com a norma europeia EN 310 (2000). Os resultados apontaram que o aumento da temperatura do tratamento não interferiu nos valores obtidos, de forma que os painéis foram classificados como classe 3 pela EN 300 (2002), ou seja, para fins estruturais em ambiente úmido.

Palavras chave: termorretificação; *Pinus taeda*; módulo de elasticidade; módulo de ruptura

Abstract

OSB (Oriented Strand Board) is a composite produced with wood strands and thermosetting resin that is assembled through heat and pressure. Its main application is in construction as closing walls, web of I beams, among others, mainly due to its behavior to the stress of a structure. For this type of application wood-based panels require preservative treatment due its deterioration even in a short period of time, and for this operation is used chemicals that are toxic to humans. A new possibility is the thermal treatment, where wood or wood-based composite is exposed to temperatures above 130°C for a period of time in order to alter its physical and mechanical characteristics. In this work it has been produced OSB that subsequently received heat treated at three different temperatures (160ºC, 180ºC and 200°C) for a period of one hour without atmosphere replacement, and then characterized mechanically in static bending according to European standard EN 310 (2000). The results showed that increasing the treatment temperature did not affect values, so the panels were classified as Class 3 according to EN 300 (2002), for structural applications in humid environment.

***Keywords**: thermal treatment; Pinus taeda; modulus of elasticity; modulus of rupture*

1. INTRODUÇÃO

Os painéis de madeira são estruturas fabricadas com madeiras em forma de lâminas ou em diferentes estágios de desagregação que, aglutinadas pela ação de pressão, de temperatura e da utilização de resinas, são novamente agregadas visando à manufatura destes produtos [1].

Os painéis surgiram, principalmente, para atender a uma necessidade gerada pela escassez e pelo encarecimento da madeira maciça de alta qualidade. Esse tipo de produto a substitui em diferentes usos, como na fabricação de móveis e pisos, utilizando espécies menores ou resíduos, produzindo materiais compósitos de alto valor agregado [2] [3].

Oriented Strand Board (OSB) é um painel reconstituído de lascas de madeira, parcialmente orientados, com a incorporação de adesivo à prova de água e consolidados por meio de prensagem à quente. As dimensões das lascas são de 25 mm de largura por 80 a 150 mm de comprimento, podendo estar dispostos na camada interna, perpendicularmente, às camadas externas, ou de forma aleatória [4].

O OSB já é considerado como sendo a segunda geração de painéis, dentro de uma escala evolutiva. A partir de meados da década de 1970, houve uma grande expansão na produção e utilização de painéis de OSB, alcançando fronteiras além dos Estados Unidos e do Canadá. O Brasil, depois de três décadas de atraso, ingressou no grupo de países produtores de painéis de OSB [5].

O mercado de OSB no Brasil utiliza predominantemente madeira de *Pinus taeda* e *Pinus elliottii*, e os produtos fabricados no Brasil possuem aplicação em diversas áreas, como construção civil, embalagens, movelaria e indústrias em geral [6] [7].

Além de ser um material estrutural, suas características lhe permitem melhores propriedades de isolamento térmico e acústico do edifício, quando são usadas como base de fachadas, pisos e coberturas [8]. As placas de OSB podem ser usadas como fechamento da face interna e externa dos painéis, em forros, pisos e como substrato para cobertura do telhado. O OSB é mais utilizado como fechamento externo com acabamento impermeável devido a suas características [9].

A madeira utilizada para fins estruturais deve ser tratada. O tratamento preservativo da madeira é importante para a melhoria da sua durabilidade quando esta é exposta aos fatores ambientais, tais como: presença de umidade, ataque de fungos entre outros [10].

Atualmente, o principal método de preservação utilizado é o tratamento químico de célula cheia em autoclave com CCA (Arseniato de Cobre Cromatado), produto tóxico que traz problemas quando o assunto é o descarte do material tratado. Desta forma outras alternativas se fazem necessárias quando o assunto é preservação da madeira, uma delas é a termorretificação.

A termorretificação é um processo de modificação de peças de madeira a partir da aplicação de calor até altas temperaturas, que podem variar entre 180ºC e 260°C; abaixo de 140°C, as modificações ocorridas são irrelevantes e, acima de 260°C, o tratamento passa a comprometer a integridade das amostras [11].

O processo de termorretificação é utilizado comercialmente em vários países, como a França, Inglaterra, Canadá, Holanda, Estados Unidos [12].

Mais estudos dos efeitos da temperatura elevada em propriedades de compósitos à base de madeira faz-se necessário. Tais estudos de degradação térmica envolvem a compreensão e predição do comportamento dos materiais à base de madeira durante e depois da exposição a níveis elevados temperaturas [13].

Com base no exposto este trabalho teve como objetivo a produção e tratamento térmico de painéis OSB produzidos com lascas de *Pinus taeda* e caracterizá-los mecanicamente na flexão estática.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir será apresentado como foram feitos os procedimentos da preparação das amostras, do ensaio realizado e da análise estatística.

2.1 Preparação da matéria-prima

Para a realização deste trabalho foi utilizada madeira de *Pinus taeda* que inicialmente se apresentavam na forma de tábuas de 2,0 m x 0,15 m x 0,04 m. Para seu processamento em lascas foi feita a redução de suas dimensões para 0,15 m x 0,09 m x 0,04 m (maior dimensão no sentido perpendicular às fibras) de forma a que as peças se adequassem as medidas do picador de disco laboratorial.

As peças foram, em seguida, umidificadas por imersão em água a temperatura ambiente por 72 horas para que durante sua picagem não ocorresse o torcimento nem quebra das lascas. A Figura 1 apresenta o picador de disco utilizado neste trabalho, juntamente com as lascas formadas após o processamento da madeira.

Figura 1: (A) Picador de disco laboratorial; (B) Pilha de lascas em secagem ao ar livre.

As lascas provenientes do processamento da madeira foram espalhadas sobre uma lona plástica de forma a permitir a secagem de forma natural (Figura 1), onde a mesma permaneceu por uma semana. Em seguida, as mesmas foram dispostas em bandejas metálicas dentro de estufa a ar quente forçado, onde permaneceram por 24 horas à temperatura de 103 (± 2)ºC.

Após sua retirada da estufa as mesmas permaneceram em recipiente fechado até o resfriamento à temperatura ambiente sem que houvesse aumento no teor de umidade das lascas, para que, em seguida, fossem produzidos os painéis OSB.

2.2 Produção dos painéis

Primeiramente, foi feita a preparação do adesivo, o qual foi composto por resina fenol-formaldeído e água, nas proporções 10 : 1, respectivamente. A massa de adesivo foi calculada como 10% da massa total das lascas secas, ou seja, foram utilizadas por painel produzido 1,8 kg de lascas e 0,18 kg de adesivo.

A aspersão do adesivo sobre as lascas foi realizada em uma encoladeira com aspersor pneumático, garantindo a máxima homogeneização. Em seguida, as lascas foram dispostas em uma forma quadrada com 0,42 m de lado, utilizando um gradeamento para orientar o sentido das lascas da camada. As camadas seguiram a proporção de 20 : 60 : 20 em relação a massa total.

Foi realizada a pré-prensagem a temperatura ambiente durante 10 minutos, com pressão de 10^5 Pa. Posteriormente, o colchão foi levado a prensa pré-aquecida à 180ºC, onde foi feita a prensagem durante 600 segundos em três ciclos iguais com dois alívios de pressão de 30 segundos.

Os painéis produzidos foram acondicionados à temperatura ambiente por 72 horas e, em seguida, foram esquadrejados.

2.3 Tratamento térmico

O tratamento térmico foi realizado nos painéis produzidos em estufa de ar quente forçado, sem substituição de atmosfera, de forma que cada chapa foi sobreposta uma sobre a outra com separadores de madeira previamente seca (Figura 2). As peças foram inseridas a temperatura ambiente, onde sofreram aquecimento até a temperatura máxima a uma taxa de 2,6 ºC/min, permanecendo nesta por uma hora.

Figura 2: (A) Separadores de *Pinus spp*.; (B) Chapas empilhadas dentro da estufa.

Em seguida, a estufa foi desligada e as chapas permaneceram por 30 minutos até sua retirada. O delineamento experimental definido é apresentado na Tabela 1, onde foi indicado a temperatura máxima de termorretificação, totalizando 4 tratamentos.

Tabela 1: Delineamento dos tratamentos realizados

Denominação	Tratamento
T1	Testemunha
T2	Termorretificação a 160ºC
T3	Termorretificação a 180ºC
T4	Termorretificação a 200ºC

2.4 Caracterização mecânica

Para caracterização mecânica foi utilizada a norma europeia [14], tendo as amostras as dimensões de 0,35 m x 0,05 m x 0,015 m, que foram ensaiadas em um vão de 0,30 m segundo especificação normativa, sendo o ensaio realizado em 60 ± 30 s.

Nestes ensaios foram determinadas a rigidez das chapas de OSB (MOE – módulo de elasticidade) e a resistência à flexão (MOR – módulo de ruptura). Tais valores foram definidos de acordo com o sentido das lascas da camada externa.

2.5 Análise estatística

Os resultados dos ensaios foram avaliados por análise de variância pelo Teste de Tukey, para um nível de significância de 5%. Antes da análise de variância foram feitos testes de normalidade dos dados pelo teste de Shapiro Wilk e homogeneidade da variância dos dados pelo teste de Bartlett. Tais análises foram realizadas do software R versão 3.0.1 de 2013[15].

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os valores médios de MOE e MOR nos sentidos paralelo e perpendicular, estão apresentados na Tabela 2 e Tabela 3, respectivamente, juntamente com o desvio padrão, número de amostras e análise

de variância (mesmas letras na vertical não apresentaram diferença estatística), para resultados do mesmo sentido (letras maiúsculas para sentido paralelo e minúsculas para o sentido perpendicular).

Tabela 2: Valores encontrados de rigidez (MOE)

Tratamento / Sentido	Média (10^6 Pa)	D.P. (10^6 Pa)	n
T1 / Paralelo	4697A	820	12
T2 / Paralelo	4255A	808	10
T3 / Paralelo	3658A	934	8
T4 / Paralelo	3943A	399	10
T1 / Perpendicular	3349a	757	10
T2 / Perpendicular	3034a	423	10
T3 / Perpendicular	3138a	700	10
T4 / Perpendicular	3215a	443	10

Tabela 3: Valores encontrados de resistência (MOR)

Tratamento / Sentido	Média (10^6 Pa)	D.P. (10^6 Pa)	n
T1 / Paralelo	39,28A	8,02	12
T2 / Paralelo	32,65A	7,37	10
T3 / Paralelo	33,66A	10,17	9
T4 / Paralelo	33,06A	4,96	10
T1 / Perpendicular	33,18a	11,09	10
T2 / Perpendicular	25,38a	6,85	10
T3 / Perpendicular	24,91a	7,56	10
T4 / Perpendicular	25,72a	6,62	10

Para painéis de madeira compensada, os valores médios devem ser: MOE // 4908 MPa, MOR // 10,13 MPa, MOE ⊥ 3305MPa, MOR⊥ 33,78 MPa [16], considerando a amplitude permitida para os resultados, têm-se que os painéis produzidos então atendendo as exigências do catálogo.

Para painéis OSB, os valores referenciais devem ser: MOE // 4800 MPa, MOR // 28,00 MPa, MOE ⊥ 1900 MPa, MOR⊥ 15,00 MPa [17]. Sendo assim, verifica-se que apenas MOE paralelo não atendeu a Classe 4 da norma citada. Mas, atendeu para a Classe 3 que indica valor de 3500 MPa para MOE paralelo. Lembrando que Classe 3 refere-se a painéis para fins estruturais para uso em ambiente úmido.

Em estudo da área [18], encontrou-se valores superiores no sentido paralelo e valores menores no sentido perpendicular devido a distribuição das camadas serem na proporção de 30 : 40 : 30, de qualquer forma os valores de MOE e MOR foram inferiores quando a termorretificação foi realizada a 200 ºC.

Outros autores [19] verificaram que houve apenas diferença estatística no MOE perpendicular, para painéis fabricados com 8% de resina e tratados com prensa aquecida a 190 ºC por 12 minutos. Situação diferente ao encontrado no presente trabalho, visto que neste caso não ocorreu diferença significativa na elasticidade das chapas.

Utilizando método diferente de tratamento de lascas [20] obteve aumento do MOE e MOR com a temperatura de termorretificação em ambos os sentidos, entretanto, os valores obtidos foram inferiores comparando ao presente trabalho, visto que o tratamento hidrotérmico ocorreu nas lascas de madeira.

4. CONCLUSÕES

Este estudo apresentou resultados diferentes de outras publicações possivelmente devido ao método utilizado, de forma que se fazem necessários estudos complementares com variação de tempo e/ou ambiente circundante (ar, nitrogênio, água pressurizada, placas metálicas,...).

Em termos das propriedades mecânicas dos painéis foi possível concluir que chapas de OSB tratadas termicamente não apresentaram comportamento diferente das chapas sem tratamento, indicando que este procedimento não altera as propriedades mecânicas na flexão estática, o que apresenta-se como muito favorável.

Os valores encontrados permitem a classificação das placas de OSB produzidas como Classe 3, para uso estrutural em ambiente úmido, onde o tratamento preservativo é desejável de forma a aumentar a durabilidade da construção.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPESP pelo apoio à pesquisa referente ao processo nº 2015/26350-3, as empresas Sguario S/A e SI Group Crios Resinas S.A. pelas doações de matéria-prima.

REFERÊNCIAS

[1] BIAZUS, A.; HORA, A. B. da; LEITE, B. G. P. Panorama de mercado: painéis de madeira. BNDES Setorial, p.49-90, set. 2010.

[2] McKEEVER, D. B. A response to the changing timber resource. USDA Forest Service, Report, n. 123, 1997, 8-6.

[3] MATTOS, R. L. G.; GONÇALVES, R. M.; CHAGAS, F. B. das. Painéis de madeira no Brasil: panorama e perspectivas. Produtos Florestais, Rio de Janeiro, n. 27, p.121-156, mar. 2008.

[4] CABRAL, C. P. T.; VITAL, B. R.; DELLA LUCIA, R. M.; PIMENTA, A. S.; SOARES, C. P. B.; CARVALHO, A. M. M. L. Propriedades de chapas tipo OSB, fabricadas com partículas acetiladas de madeiras de *Eucalyptus grandis*, *Eucalyptus urophylla*, *Eucalyptus cloeziana* e *Pinus elliottii*. Sociedade de Investigações Florestais, Viçosa-MG, v. 30, n. 4, p.659-668, abr. 2006.

[5] BASTOS, E. F. Caracterização física e mecânica de painel de OSB do tipo form. 2009. 131 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2009.

[6] LP Building Products. LP Brasil: Indústria de Painéis OSB. 2014.

[7] GORSKI, L. Painéis de partículas orientadas (OSB) da madeira de *Pinus spp*. e *Eucalyptus benthamii*. 2014. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Florestal, Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, 2014.

[8] GASPAR, A. P. Construção de edifícios de habitação em *light steel framing*: alternativa viável à construção tradicional. 2013. 152 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura, Universidade Lusófona do Porto, Porto, 2013.

[9] MUZZI, T. A. Métodos de avaliação da resistência e transmitância térmicas do sistema de fechamento em *Light Steel Framing*. 2014. 110 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

[10] SILVA, K. C. R. da; MOLINA, J. C. Efeito da termorretificação nas propriedades de resistência e de rigidez da madeira Eucalipto citriodora. Madeira: Arquitetura e Engenharia, São Carlos, v. 13, n. 33, p.53-68, 2012.

[11] HILL, C. A. S. Wood modification: Chemical, thermal and other processes. Chichester: Wiley; 2006. http://dx.doi. org/10.1002/0470021748.

[12] PELAEZ-SAMANIEGO, M. R.; YADAMA, V.; LOWELL, E.; ESPINOZA-HERRERA, R. A review of wood thermal pretreatments to improve wood composite properties. Wood Science and Technology, v. 47, n. 6, n. 1285-1319, 2013.

[13] SINHA, A.; NAIRN, J. A.; GUPTA, R. Thermal degradation of bending strength of plywood and oriented strand board: a kinetics approach. Wood Science And Technology, [s.l.], v. 45, n. 2, p.315-330, 10 abr. 2010. Springer Science + Business Media. http://dx.doi.org/10.1007/s00226-010-0329-3.

[14] BRITISH STANDARDS. EN 310: Wood-based panels — Determination of modulus of elasticity in bending and of bending strength. Bruxelas: BSI, 1993. 14 p.
[15] R Development Core Team. R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria, 2011. ISBN 3-900051-07-0, URL http://www.R-project.org/.
[16] ABIMCI (Curitiba). Catálogo Técnico Compensado de Pinus. 2007. Disponível em: <http://www.abimci.com.br/wp-content/uploads/2014/02/Catalogo_Tecnico_Compensado_Pinus.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2016.
[17] BRITISH STANDARDS. EN 300: Oriented Strand Boards (OSB) — Definitions, classification and specifications. Bruxelas: BSI, 2006. 24 p.
[18] MENDES, R. F.; BORTOLETTO Jr., G.; ALMEIDA, N. F. de; SURDI, P. G.; BARBEIRO, I. N. Effects of thermal pre-treatment and variables of production on properties of OSB panels of *Pinus taeda*. Maderas: Ciencia y tecnología, Concepción, v. 15, n. 2, p.141-152, ago. 2013.
[19] OKINO, E. Y. A; TEIXEIRA, D. E; DEL MENEZZI, C. H. S. Post-thermal treatment of oriented strandboard (OSB) made from cypress (*Cupressus glauca* Lam.). Maderas, Cienc. tecnol., Concepción, v. 9, n. 3, p. 199-210, 2007.
[20] CARVALHO, A. G. Efeito do tratamento hidrotérmico de partículas “strands” nas propriedades de painéis OSB. 2015. 72 f. Tese (Doutorado) - Curso de Ciência Florestal, UFV, Viçosa, 2015.

APROVEITAMENTO DE RESÍDUOS DA INDÚSTRIA DE CELULOSE E PAPEL, DE PNEUMÁTICOS E DA CONSTRUÇÃO CIVIL PARA ISOLAMENTO TÉRMICO EM EDIFICAÇÕES

SUPPLY OF WASTE FROM THE PULP AND PAPER INDUSTRY, TIRES AND CIVIL CONSTRUCTION FOR THERMAL INSULATION IN BUILDINGS

Carolina A. B. Oliveira [(1)], Maristela Gava [(2)] (A), Juliana C. Barbosa [(2)], Elen A. M. Morales [(2)], Karina A. Oliveira [(3)]

(1) Graduanda em Engenharia Industrial Madeireira, UNESP Campus de Itapeva, Itapeva/SP, Brasil
(2) Profa.Assistente Dra., UNESP Campus de Itapeva, Itapeva/SP, Brasil
(3) Mestranda em Engenharia Mecânica, UNESP Campus de Guaratinguetá, Guaratinguetá/SP, Brasil
Endereço de contato: mgava@itapeva.unesp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-10

Resumo

Em tempos de crescimento populacional e industrial, os resíduos descartados sem tratamento e de forma inadequada por residências e empresas é uma das principais causas de contaminação do solo e das águas. Tais resíduos acumulados em locais abertos permanecem por longos períodos de tempo, os quais podem ou não se degradar totalmente, contaminando o meio ambiente e atraindo diversos animais, além de promover a proliferação de fungos e bactérias. A reutilização desses resíduos como, por exemplo, para a obtenção de energia ou como matéria-prima para um novo produto, recuperando assim parte do seu valor econômico, seria uma destinação mais nobre e ecologicamente correta. À vista disso, o presente trabalho teve como objetivo a transformação dos resíduos industriais e da construção civil em um novo compósito com propriedades isolantes, apresentando uma alternativa para minimizar os impactos ambientais gerados pelo mau descarte desses resíduos, além de agregar valor a tais. Os resíduos utilizados na produção dos compósitos foram: lascas de borracha oriundas da recauchutagem de pneus, pedaços de gesso oriundo da construção civil e a polpa celulósica residual. Foram executados os ensaios de isolamento térmico. Os resultados obtidos nos testes sinalizam aplicações substancialmente propícias deste compósito como placas para isolamento térmico em edificações.

Palavras chave: reciclagem; polpa celulósica; borracha; gesso

Abstract

In times of population and industrial growth, the discarded residues without treatment and in an inadequate way by the residences and companies is one of the main causes of the ground and waters contamination. These accumulated residues in open places remain for long periods, which are able or not to totally degrade, contaminating the environment, and attracting diverse animals, beyond promoting the proliferation of fungi and bacteria. The reuse of these wastes, for example, to obtain energy or as a raw material for a new product, thus recovering part of its economic value would be a nobler and ecologically correct destination. In front of this, the present research aimed the transformation of the industrial and civil construction residues in a new composite with isolating properties, presenting an alternative to minimize the environmental impacts generated by the bad disposal of these wastes besides adding value to them. The residues used in the production of the composite were: rubber chips from the retreading of tires, plaster pieces from construction and the residual cellulosic pulp. The thermal isolation test were executed. The results obtained in the tests indicate substantially propitious applications of this composite as board for thermal isolation in buildings.

Keywords*: recycling; cellulosic pulp; eraser; plaster*

1. INTRODUÇÃO

A excessiva produção de lixo urbano e industrial, combinada com a insuficiência de locais adequados para a sua disposição final, tornou-se um dos maiores problemas enfrentados pela sociedade atual. Os resíduos depositados no meio ambiente aumentam a poluição do ar, do solo e das águas além de agravar as condições de saúde da população [1].

Em consequência da alta geração de resíduos, iniciou-se a busca de alternativas para sua destinação e reaproveitamento. Novas tecnologias e métodos de redução, reutilização e reciclagem estão sendo desenvolvidas a fim de recuperar o valor econômico do resíduo e diminuir a quantidade que necessitam de uma disposição final adequada.

Toda e qualquer atividade humana, independente de sua natureza, gera diversos tipos de materiais residuais e promove alterações ao meio ambiente em seu entorno. O setor da construção civil é responsável por cerca de 61% dos resíduos sólidos urbanos [2]. Dentre os materiais que mais geram resíduos neste setor, está o gesso que,segundo a pesquisa do Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas - SEBRAE, as obras de acabamento envolvendo esse material vêm crescendo 76% ao ano, ficando entre as atividades que mais crescem no ramo da construção civil [3]. O volume de resíduo gerado durante a produção dos componentes de gesso depende muito do processo de produção (mecanizado ou manual), podendo ocorrer também perdas no processo de desforma, ao longo do transporte e da aplicação do componente no canteiro de obra [4].

Os resíduos de gesso oriundos de atividade de construção e demolição tiveram sua disposição estabelecida pela Resolução CONAMA 307/2002, onde foram classificados como resíduos de classe “C”, resíduos sem reciclagem e que necessitam de tratamentos especiais, por causa do seu potencial tóxico, liberação de gases inflamáveis, contaminação do lençol freático e do solo quando dispostos irregularmente no ambiente. Essa classificação foi revista pela Resolução CONAMA 431/2011, onde os resíduos de gesso foram reclassificados na classe “B”, recicláveis para outras destinações [5]. A mudança se deu após a iniciativa da Associação Brasileira dos Fabricantes de Chapas para Drywall - DRYWALL, os quais realizaram estudos para a comprovação da sua possível reciclagem [6].

Visando o reaproveitamento do gesso, pode-se utilizá-lo como material aglutinante na produção de novos compósitos, agregando a essa base, cerâmica outros tipos de materiais que são dispostos no meio ambiente, reduzindo assim a quantidade de materiais descartados de maneira inadequada.

Outro material que pode vir a ser utilizado na produção de novos compósitos é a borracha de pneumáticos. Os pneus são facilmente encontrados nos lixões, ruas, terrenos abandonados e rios, pela diversidade de produtos utilizados para a sua composição.O destino incorreto do pneu transformou-se em um grande risco ao meio ambiente.

Vários programas de reutilização de pneus estão sendo desenvolvidos com a intenção de recuperar esse material, aumentando assim o seu ciclo de vida e diminuindo os impactos ambientais causados por eles.Um desses programas é a recauchutagem.No Brasil, a recauchutagem atinge aproximadamente 70% de toda a frota de transporte de passageiros e carga. Durante esse processo, as bandas dos pneus tornam-se resíduos de borracha vulcanizada em formato de cavacos, grânulos e pó, que têm sido descartados sem nenhuma forma de controle. Esse tipo de resíduo apresenta elevado risco de incêndio cuja extinção é dificultada pelo fato de apresentarem grandes quantidades de derivados de petróleo em sua composição [7].

Outro setor que também gera uma grande quantidade de resíduos é o de papel e celulose. Cerca de 2% da produção total de uma indústria de celulose, corresponde à polpa residual que será descartada e que pode ser incorporada a outros materiais para a produção de compósitos de modo a melhorar suas propriedades mecânicas, acústicas e térmicas, pois apresenta alta capacidade de absorver energia [8].

2. OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho foi analisar a possibilidade da aplicação de um compósito formado por resíduos industriais e da construção civil,como isolante térmico em edificações.

3. MATERIAIS E MÉTODO

Para a produção do novo compósito foram utilizados os resíduos de gesso, lacas de borracha proveniente de recauchutagem de pneus e polpa celulósica residual úmida.

3.1 Estudo preliminar

Como estudos sobre o compósito gesso reciclado-borracha-polpa celulósica (GRBP) ainda não foram realizados e as suas propriedades e proporções ideais não são conhecidas, verificou-se a necessidade da realização de um estudo preliminar para analisar o comportamento em conjunto desses três materiais e identificar as proporções ideais de gesso reciclado, água, borracha e polpa celulósica para que o compósito desenvolvido apresentasse boa aparência física, resultante da boa interação entre os componentes.

Primeiramente foram realizados testes para analisar o processo a ser empregado na reciclagem do gesso.Foram produzidos 2 corpos de prova (Figura 1), um utilizando gesso comercial (G) e outro utilizando gesso reciclado (GR) através do processo descrito no item 3.2 deste artigo. A proporção utilizada de água e gesso foi 1:1.

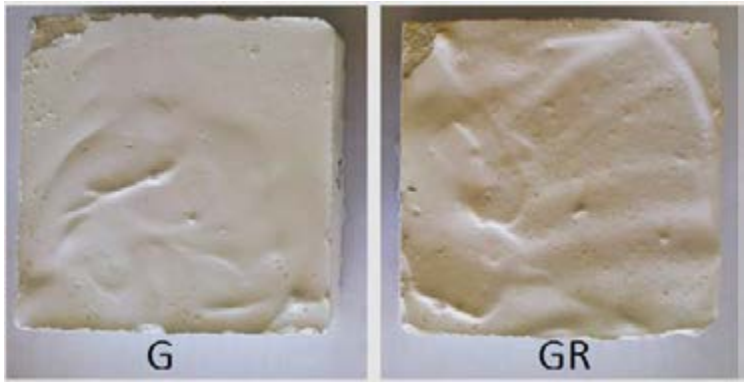


Figura 1: Corpos de prova produzidos com gesso comercial (G) e com gesso reciclado (GR) para avaliação da viabilidade do processo de reciclagem

Verificou-se de forma empírica que tal processo é satisfatório para a reciclagem do gesso, produzindo um corpo de prova resistente ao manuseio e de aparência semelhante ao produzido com gesso comercial.

A segunda etapa foi produzir mais 5 corpos de prova com dimensões 10x10x3cm, do compósito GRBP (Figura 2).Os corpos de prova foram produzidos utilizando água, gesso reciclado, borracha e polpa nas respectivas proporções apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Proporções, em massa, dos componentes do compósito gesso reciclado, borracha, com adição de polpa celulósica (GBP)

Amostra	Proporção	Gesso (g)	Água (g)	Borracha (g)	Polpa (g)
GRBP1	1:0,5:0,125:0,125	400	200	50	50
GRBP2	1:1:0,25:0,25	200	200	50	50
GRBP3	1:1:0,5:0,5	150	150	75	75
GRBP4	1:0,5:0,5:0,5	400	200	200	200
GRBP5	1:0,5:0,25:0,25	400	200	100	100

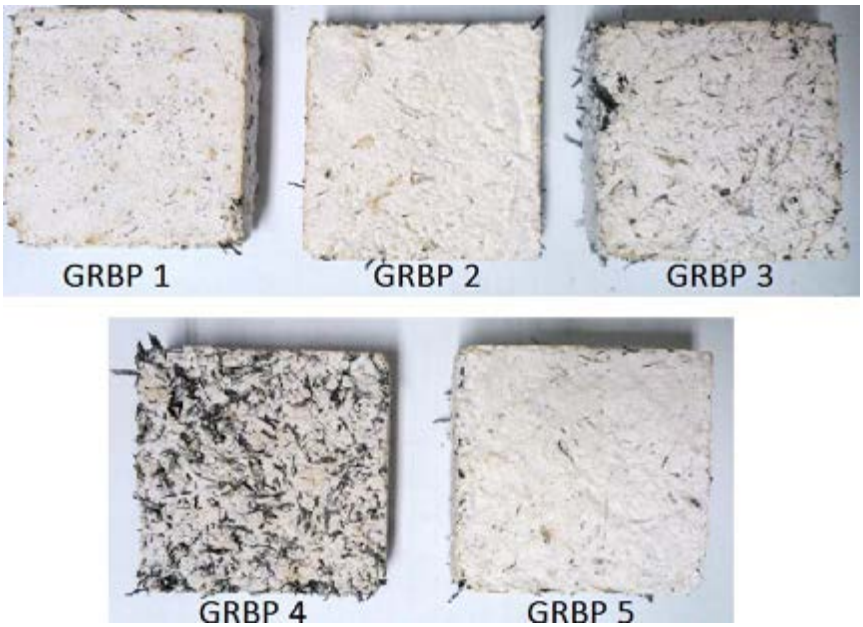


Figura 2: Corpos de prova produzidos com as misturas de gesso reciclado, resíduo de borracha e polpa celulósica, segundo os traços 1:0,5:0,125:0,125 (GRBP1), 1:1:0,25:0,25 (GRBP2), 1:1:0,5:0,5 (GRBP3), 1:0,5:0,5:0,5 (GRBP4), 1:0,5:0,25:0,25 (GRBP5)

Devido à maior quantidade de água em relação aos demais materiais o GRBP1 foi o traço mais leve, no entanto a quantidade de resíduos utilizados foi muito pequena. Analisando as proporções e as características das peças, foram escolhidos os traços GRBP4 e GRBP5 para dar continuidade ao trabalho. Esses traços foram escolhidos por apresentarem leveza e maior quantidade de resíduos de borracha e polpa em sua composição.

3.2 Reciclagem do gesso

Teve-se como objetivo ao longo desse processo a realização da reciclagem dos resíduos de gesso empregando-se o procedimento definido por [9]. O processo foi realizado através das seguintes etapas:

- Secagem dos resíduos de gesso em estufa: Os resíduos maiores foram fragmentados com o auxilio de um martelo para que ocorresse uma secagem mais eficiente e uniforme. Os pedaços de gesso foram distribuídos em fôrmas de alumínio de modo mais uniforme possível e a secagem se realizou em temperatura de 60±2ºC pelo período de 24 horas.

- Moagem:O processo de moagem melhora a calcinação do gesso e produz, em grande parte, um resíduo em pó e um pouco de resíduo com granulometria semelhante a grãos de areia fina. A moagem foi realizada com o auxilio de um moinho.

- Peneiramento: Com o auxilio de uma peneira foram obtidas três granulometrias do gesso: material retido em peneira de abertura 1mm, material passante em peneira de abertura 1mm e material passante em peneira de abertura 0,425mm. Neste trabalho convencionou-se utilizar a mistura dos materiais passantes em peneira de abertura 1mm e 0,425mm.

- Calcinação: O processo de calcinação foi realizado em estufa. O material foi dividido em formas contendo 1 kg cada, formando uma camada fina, de modo a assegurar a queima uniforme. A calcinação foi realizada em temperatura de 180ºC±2ºC pelo período de 24 horas.

3.3 Preparo dos corpos de prova

Para a realização do ensaio de isolamento térmico foi necessário produzir corpos de provas com dimensões de 30cm x 30cm x 5cm, sendo três para cada uma das duas diferentes proporções escolhidas anteriormente pelo teste preliminar: GRBP4 e GRBP5.

O processo de mistura dos componentes foi o mesmo para os dois tratamentos, sendo realizado manualmente e dividido em duas etapas: primeiro a homogeneização do gesso reciclado com a água, posteriormentea adição da borracha e, em seguida, da polpa celulósica (Figura 3).

Figura 3: Mistura dos componentes para produção dos corpos de prova para ensaio térmico

As misturas foram transferidas para os moldes envoltos em papel alumínio para facilitar a posterior desmoldagem, ficando armazenadas no laboratório em ambiente aberto por 24 horas para perderem o excesso de água. Após esse tempo, os corpos de prova foram desmoldados e levados para estufa à temperatura de 103±2ºC pelo período de 24 horas para que ocorresse a secagem completa.

3.4 Ensaio de isolamento térmico

Para o ensaio de isolamento térmico foi utilizada uma mufla, termômetro equipado com dois sensores de temperatura e duas placas com dimensões nominais de 30x30x2,5cm, sendo uma de aço e uma de OrientedStrandBoard (OSB).

Os sensores foram instalados nas interfaces aço/amostra e amostra/OSB, conforme mostrado no esquema da Figura 4.

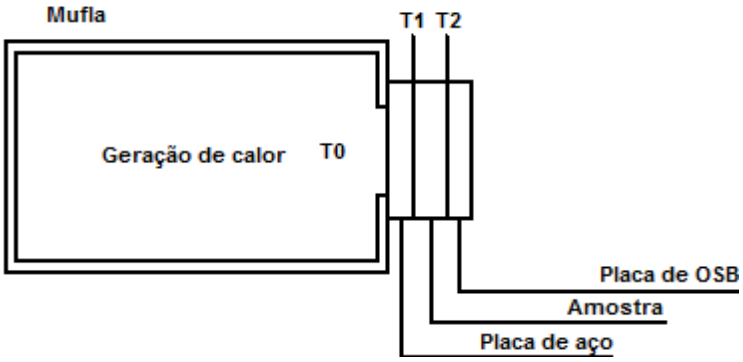


Figura 4: Esquema do aparato montado para o teste de isolamento térmico.

O teste consistiu em medir as temperaturas na interface aço/amostra (T1) para verificar a quantidade de calor que chegou na face 1 do corpo de prova e na interface amostra/OSB (T2) para verificar a temperatura na face 2 do corpo de prova. Desse modo foi possível determinar a quantidade de calor recebida e transmitida pelo compósito (Figura 5). A mufla foi regulada para fornecer 80ºC.

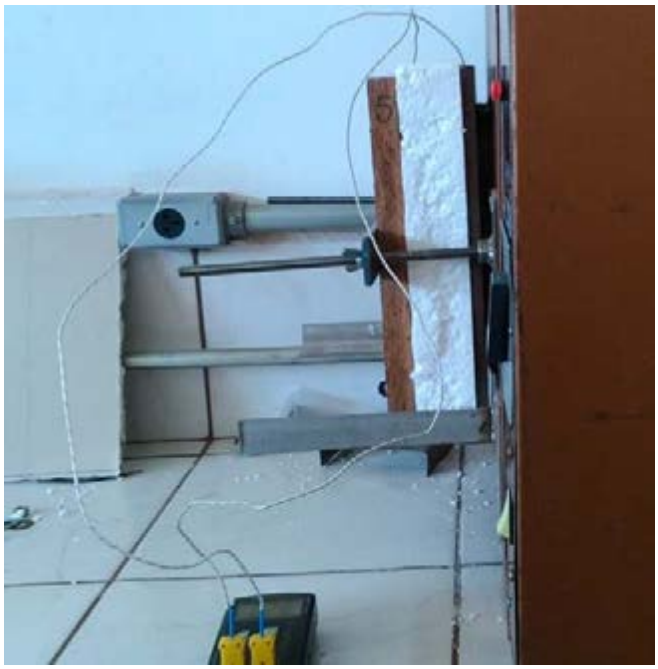


Figura 5: Ensaio de isolamento térmico

As medições das temperaturas tiveram duração de 100 minutos e os valores foram anotados em intervalos de 5 minutos.

Para a analise dos resultados e para efeito de comparação foram ensaiados 3 corpos de prova de cada material, sendo eles: GRBP4, GRBP5, lã de vidro e poliestireno expandido, comercialmente conhecido no Brasil como Isopor.

3.5 Análise

Os resultados obtidos foram avaliados com base em Análise de Variância (ANOVA). Foi utilizado o teste de Tukey sempre que observadas diferenças significativas entre as médias, ao nível de 5% de probabilidade. Foi utilizado o programa SISVAR versão 5.3 para a análise estatística e os dados foram tratados no *Excel* 2013.

4. RESULTADOS

O ensaio de isolamento térmico realizado neste trabalho possibilitou a avaliação do comportamento térmico dos compósitos, mediante a análise da variação das temperaturas (ΔT) nas faces dos materiais.

Os gráficos das figuras 6, 7, 8 e 9 apresentam os dados coletados de temperatura para T0, T1 e T2, durante a realização dos ensaios nos corpos de prova GRBP4, GRBP5, Isopor e Lã de vidro respectivamente.

As temperaturas registradas pelo termômetro localizado no interior da mufla (T0) indicam um rápido aquecimento inicial do equipamento, seguido de quedas e aumentos na temperatura, a fim de se manter no valor de 80ºC, para a qual foi regulada inicialmente. Contudo, pode-se observar nos gráficos que apesar de ocorrer variações na temperatura T0, o que se tornou um fator limitante para o estudo do coeficiente de condutividade térmica (K) dos compósitos, as temperaturas obtidas nas interfaces aço/amostra (T1) e amostra/OSB (T2) aumentaram gradativamente até se estabilizarem.

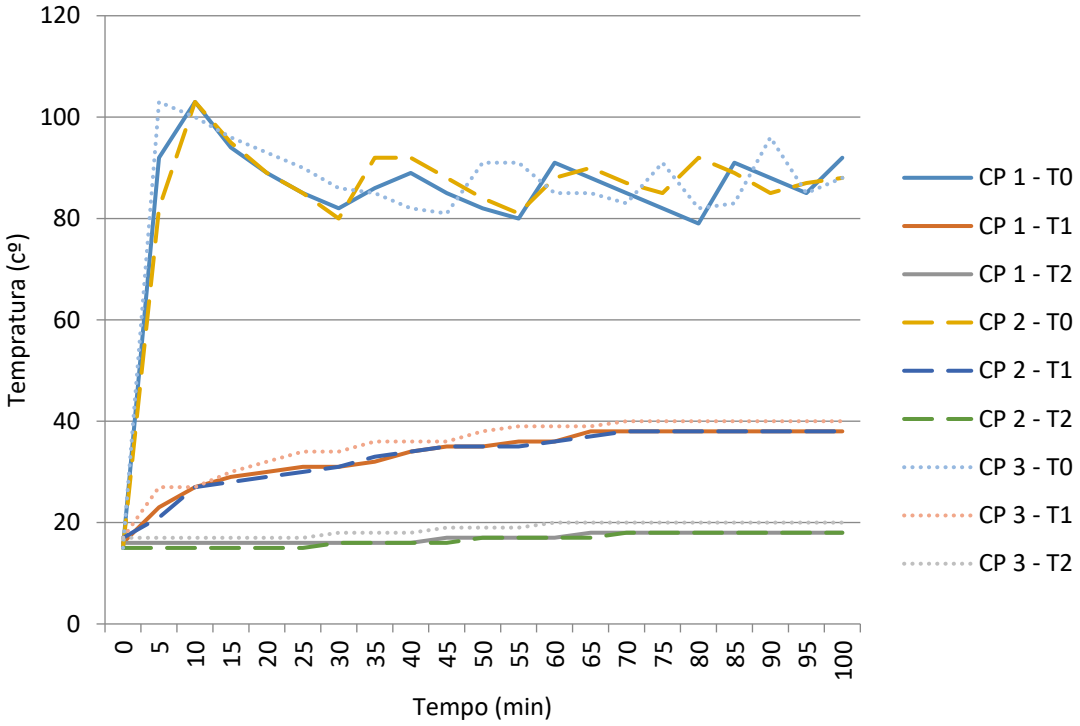


Figura 6: Variação das temperaturas T0, T1 e T2 referentes à amostra de GRBP4

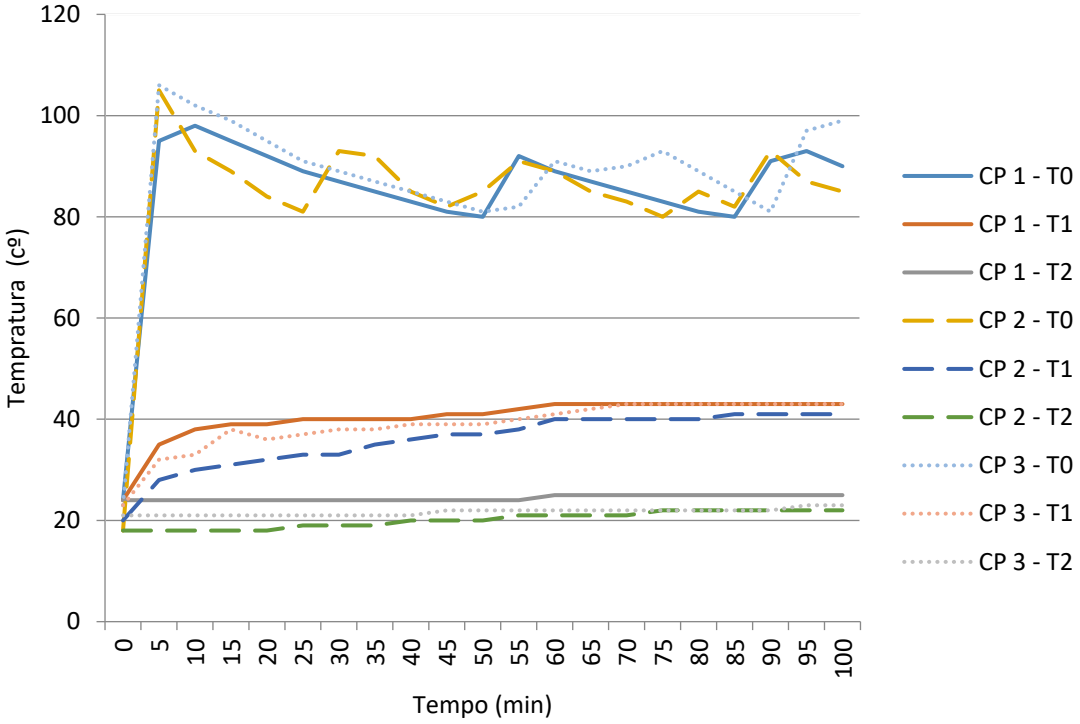


Figura 7: Variação das temperaturas T0, T1 e T2 referentes à amostra de GRBP5

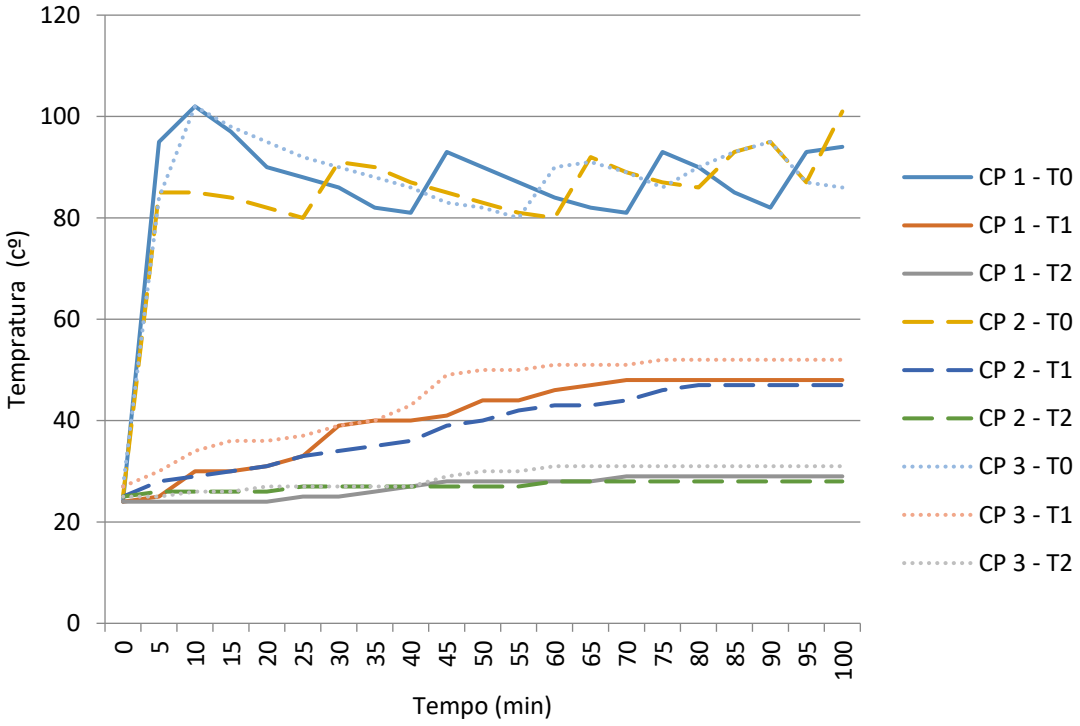


Figura 8: Variação das temperaturas T0, T1 e T2 referentes à amostra de isopor

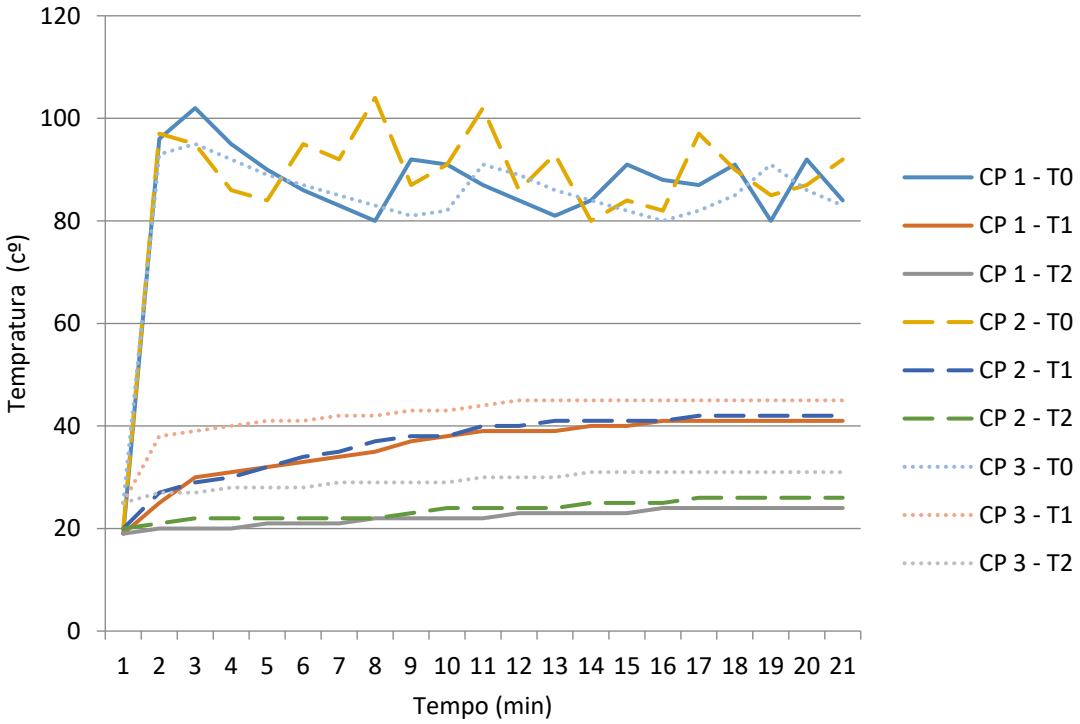


Figura 9: Variação das temperaturas T0, T1 e T2 referentes à amostra de lã de vidro

Para maior confiabilidade dos resultados optou-se por considerar os valores registrados após 60 minutos do início das medições, desconsiderando assim, a inércia térmica do conjunto mufla-aço-amostra-OSB para a realização do estudo da variação e do gradiente de temperatura.

Analisando os dados apresentados na Tabela 2, foi possível observar que as maiores diferenças de temperatura na face de entrada e saída dos corpos de prova foram registradas para as amostras dos traços estudados, GRBP4 e GRBP5, com a média de 19,85ºC e 19,07ºC respectivamente. Ao se analisar o gradiente de temperatura (grandeza expressa em unidade de temperatura por unidade de comprimento) os valores variaram entre 3,61ºC/cm e 4,10ºC/cm ficando acima dos demais materiais testados.

Tabela 2: Variação e gradiente de temperatura

Amostra	Repetição	ΔT (T1-T2) (ºC)	Espessura (cm)	Grad. Temp. (ºC/cm)
GRBP4	1	19,89	5,2	3,82
GRBP4	2	19,89	5,21	3,82
GRBP4	3	19,78	5,18	3,82
GRBP5	1	18,0	4,99	3,61
GRBP5	2	18,78	4,99	3,76
GRBP5	3	20,44	4,99	4,10
Isopor	1	18,89	4,97	3,8
Isopor	2	17,67	4,96	3,56
Isopor	3	20,67	4,97	4,16
Lã de vidro	1	16,89	5	3,38
Lã de vidro	2	16,11	5	3,22
Lã de vidro	3	14,11	5	2,82

Os resultados experimentais demonstrados no gráfico da Figura 10 permitem verificar que houve efeito significativo dos tratamentos sobre a resistência a transmissão térmica. A resistência à transmissão térmica produzida pelos tratamentos GRBP4, GRBP5 e o isopor não se diferiram estatisticamente e a lã de vidro foi considerada estatisticamente inferior aos demais materiaisem resistência a transmissão térmica, pelo teste Tukey ao nível nominal de 5% de significância.

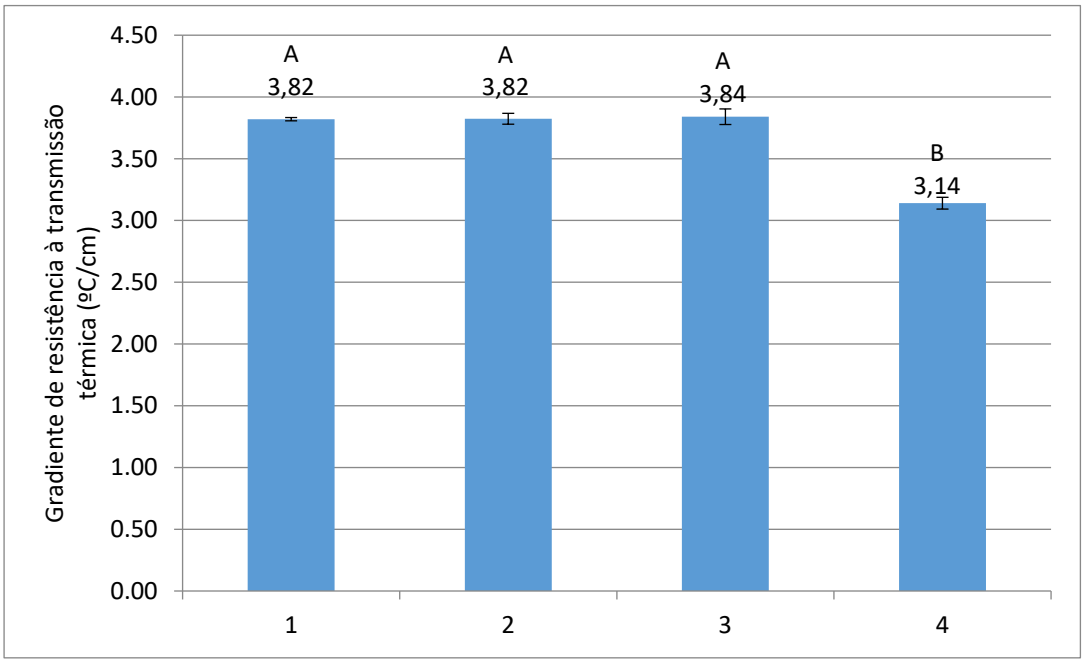


Figura 10: Média do gradiente de resistência à transmissão térmica (ºC/cm) para os tratamentos GRBP4, GRBP5, isopor e lã de vidro

Os compósitos GRBP4 e GRBP5 apresentaram, estatisticamente, a mesma capacidade de resistência à transmissão térmica do isopor. Apesar de serem mais pesados, os compósitos produzidos neste trabalho apresentam a vantagem de utilizar em sua composição materiais já descartados, retirando-os de uma possível disposição final inadequada no meio ambiente. O isopor, por sua vez, é obtido a partir do petróleo e, além disso, apresenta um tempo de decomposição elevado quando disposto no ambiente.

Observando-se ainda o gráfico da Figura 10 verifica-se também que a proporção de resíduos utilizada não interferiu na resistência à transmissão térmica do compósito, visto que ambos apresentaram o mesmo valor em relação ao gradiente de redução térmica. Isso significa que é possível utilizar uma maior quantidade de resíduos de polpa celulósica e de borracha, sem prejuízo da eficiência térmica do compósito. Significa também que pode ser utilizada uma menor quantidade de gesso reciclado, tornando o compósito ainda mais amigável ambientalmente, pois, a reciclagem do gesso é um processo que consome energia elétrica em algumas de suas etapas.

5. CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos, verifica-se que é tecnicamente viável a produção de um compósito utilizando resíduos da indústria de papel e celulose, de pneumáticos e da construção civil para utilização como isolante térmico em edificações.

Os compósitos GRBP (gesso reciclado-borracha-polpa celulósica) apresentaram resultados positivos quanto a seu uso como isolante, com valores superiores que a lã de vidro e equivalentes ao isopor, materiais frequentemente utilizados para isolamento térmico e acústico em edificações.

Considerando os benefícios que a utilização desses resíduos pode trazer, tanto econômico como ecológico, é necessário que reformadores, recauchutadores e empresas fabricantes de gesso e polpa celulósica trabalhem em parceria com universidades, para que juntos realizem pesquisas e encontrem possíveis soluções ambientalmente corretas que venham a auxiliar na solução do grave problema que é a disposição final desses resíduos no meio ambiente.

REFERÊNCIAS

[1] Almeida Júnior, A. R. 'Reaproveitamento de pneus inservíveis: determinação em laboratório das características do asfalto modificado SBS comparadas às do asfalto com pó de borracha.' Tese (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Produção. Universidade Estadual "Júlio de Mesquita Filho", Bauru (2012).
[2] Pinto, T. P.; González, J. L. R. Manejo e gestão de resíduos da construção civil,v. 1; p. 181, 2005.
[3] SEBRAE, Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas. 'Os negócios promissores em 2015, 2014.' Disponível em: <http://www.sebrae.com.br/Sebrae/Portal%20Sebrae/Menu%20Institucional/SebraeNA_EMP_Negocios_Promissores_2015.pdf> Acesso em 5 abr. 2016.
[4] Aguiar, L. R. 'Avaliação da ecoeficiência de programas e projetos ambientais voltados às micro e pequenas empresas do pólo gesseiro do Araripe, Estado de Pernambuco.' Tese (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife (2007).
[5] CONAMA, Conselho Nacional de Meio Ambiente. Resolução nº 431, de 24 de maio de 2011. – In: Resoluções, 2011. Disponível em: <http://www.mma.gov.br > em: 20 abr. 20016.
[6] DRYWALL – Associação Brasileira dos Fabricantes de Chapas para Drywall. Resíduos de gesso na construção civil: Coleta, armazenagem e destinação para reciclagem, 2009. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/processos/18018FE8/Cartilha_Residuosgesso.pdf>. Acesso em 5 abr. 2016.
[7] Rodrigues, M. R. P. 'Caracterização e utilização do resíduo da borracha de penus inservíveis em compósitos aplicáveis na construção civil.' Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP(2008).
[8] Oliveira, M. P. 'Materiais compósitos à base de gesso contendo EVA (Etileno Acetato de Vinila) e Vermiculita: Otimização de misturas e propriedades termomecânicas.' Tese (Doutorado) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa (2009).
[9] Bardella, P. S. 'Análise das Propriedades de Pastas de Gesso de Construção Reciclado.' Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas (2011).

MADEIRA LAMINADA COLADA REFORÇADA COM BARRAS DE AÇO COLADAS COM EPOXI E COM POLIURETANO

GLUED LAMINATED TIMBER REINFORCED WITH STEEL BARS GLUED WITH EPOXY AND WITH POLYURETHANE ADHESIVES

Bruno P. Pellis [(1)], Julio Soriano [(2)] (A), Aurélio M. S. Ferrari [(3)]

(1) MSc em Engenharia Agrícola, Engenheiro projetista, Allpine Comércio de Madeiras e Serviços, Salto, Brasil
(2) Dr. Prof., Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Brasil
(3) Estudante de graduação. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Brasil
Endereço de contato: julio.soriano@feagri.unicamp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-11

Resumo

A Madeira Laminada Colada (MLC) representa um dos mais importantes produtos tecnológicos para a concepção de estruturas das construções civis, por possibilitar que sejam superadas algumas das limitações das peças de madeira serradas comerciais, bem como pela qualidade das peças proporcionada pelo processo de produção. De forma a melhorar suas propriedades mecânicas é possível prover reforços da MLC com fibras de carbono, de vidro ou vegetais, bem como com barras de aço coladas internamente na seção transversal da peça. Neste contexto, o presente trabalho objetivou avaliar a eficiência mecânica promovida por reforços com barras de aço coladas com adesivo epoxídico e com adesivo poliuretano. Foram confeccionados 09 protótipos de MLC, com lâminas de *Pinus elliottii*, com seção transversal medindo 43 mm *x* 57,6 mm e 1300 mm de comprimento. Desses protótipos, 03 foram produzidos sem reforços e as outras 06 peças foram reforçadas com barras de aço de diâmetro de 6,3 mm (CA50) dispostas internamente nas regiões tracionada e comprimida. Da análise dos resultados de flexão estática, os reforços com barras de aço proporcionaram um substancial incremento na rigidez em relação às peças não reforçadas, sendo da ordem de 70,4% e 79,2% para os reforços colados com os adesivos epóxi e poliuretano, respectivamente. Com base nos resultados da presente pesquisa, pode-se concluir que o adesivo de poliuretano tem um grande potencial para a técnica de reforço de peças de MLC.

Palavras chave: rigidez; flexão estática; madeira laminada colada; barras de aço; adesivos

Abstract

The glued laminated timber (glulam) represents one of the most important technological products for the design of structures of civil constructions, which is due to a technique that allows to overcome some of inherent limitations of the sawn timber pieces, as well as by the quality of the pieces provided by the production process. To improve the mechanical properties of the glulam it is possible to provide reinforcements with carbon, vegetable or glass fibers, as well as with steel bars glued internally in cross-sections of the pieces. In this context, this study evaluates the mechanical efficiency promoted by reinforcements with steel bars glued with epoxy adhesive and with polyurethane adhesive. Nine glulam prototypes with cross-section of 43 mm x 57.6 mm and 1,300-mm-length were fabricated with Pinus elliottii laminations. Three of these prototypes were fabricated without reinforcements and, another 06 pieces were reinforced with 6.3-mm-diameter steel bars (steel class CA50) glued internally in the tension and compressive regions. By the analysis of static flexural test results, it was found that the reinforcements with steel bars provided a substantial increase in stiffness compared to non-reinforced pieces, in order of 70.4% and 79.2% for reinforcements glued with epoxy and polyurethane adhesive, respectively. Based on the results of this research, we concluded that the polyurethane adhesive has a great potential for the reinforcement glulam *technique.*

Keywords*: stiffness; static flexural; glued laminated timber; steel bars; adhesives*

1. INTRODUÇÃO

A madeira laminada colada (MLC) retrata uma das técnicas para prover o aumento do desempenho estrutural da madeira, bem como para superar alguns dos limites inerentes das peças de madeira serrada. Devido as características dessa tecnologia fundamentada pelo controle das etapas de fabricação, das seleções da matéria-prima e do adesivo até o processo de cura das peças [1], tem sido possível estabelecer classes de resistência da MLC.

O desempenho estrutural da MLC pode ainda ser melhorado com técnicas de reforços com fibras naturais, como é o caso do uso das fibras vegetais de sisal, representando uma solução com aspectos ecológicos [2]. Soluções convencionais de reforços da MLC contemplam o uso de fibras sintéticas e podem ser elaboradas com o emprego de fibras de vidro, como é o caso da pesquisa desenvolvida com aplicações de fibras na região tracionada de vigas de MLC [3,4]. Também são possíveis aplicações de outras fibras sintéticas, tais como fibra de carbono ou aramida [5].

Reforços poliméricos produzem estruturas com características mais uniforme, implicando em propriedades mecânicas com menor variabilidade [6]. O reforço de vigas de MLC com um composto de fibra de vidro unidirecional e resina de epóxi produziu um aumento de 10% na rigidez de peças reforçadas em relação a peças não reforçadas [3].

O uso de barras de aço para o reforço da MLC coladas com adesivo epóxi [7,8], pode ser visto como uma solução para o aumento da capacidade de carregamento e o aumento da rigidez de vigas, cujos resultados são dependentes da taxa de armadura empregada. Em pesquisa relacionada ao reforço de vigas de MLC [9] apontam que a desatualização da técnica se devia à evolução dos adesivos, e usando o adesivo de poliuretano (PU) em vigas, com taxa de armadura igual a 0,82%, os autores obtiveram resultados significativos em peças fletidas, com um aumento de 48% na carga última e o aumento da rigidez igual a 26%. O emprego de barras de aço coladas com poliuretano para o reforço vigas de MLC, com taxas de armadura iguais a 2% e 4%, proporcionaram o aumento da capacidade de carregamento de serviço da ordem de 53,1% e 79,2% [10]. Além dessa maior capacidade de carregamento, os autores também destacam que os reforços proporcionaram uma menor variabilidade no comportamento a flexão (carga x deslocamento vertical) que aquelas apresentadas por vigas de MLC não reforçadas.

Este trabalho teve por objetivo a avaliação da eficiência proporcionada por barras de aço nervuradas, dispostas simetricamente e coladas com dois tipos de adesivo (epóxi e poliuretano), no reforço de peças de MLC fletidas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para confecção dos protótipos foram adquiridas tábuas de *Pinus elliotti*, das quais após processo de secagem natural, foram extraídas lâminas com seção transversal medindo 43 mm *x* 14,4 mm. Foram selecionadas lâminas isentas de defeitos (rachaduras, presença de nós) detectados na inspeção visual.

As peças foram fabricadas com quatro lâminas constituindo a secção transversal de 43 mm *x* 57,6 mm e comprimento de 1.300 mm, sendo três isentas de reforço e denominadas de MLC. Três peças foram reforçadas com barras de aço coladas com adesivo epoxídico Sikadur 32®, denominadas MLCA_EP. Outras três peças foram reforçadas com barras de aço coladas com adesivo poliuretano PUR-Adhesive 501-Kleiberit® e denominadas MLCA_PU. Em cada uma dessas peças reforçadas foram empregadas duas barras de aço nervuradas com 6,3 mm de diâmetro, usais para construções de concreto armado CA 50 (resistência característica de escoamento igual a 500 MPa). As barras foram dispostas simetricamente em sulcos produzidos nas laminas externas (Figura 1), resultando numa taxa de armadura (razão entre a área do reforço e da seção bruta da peça) igual a 2,5%.

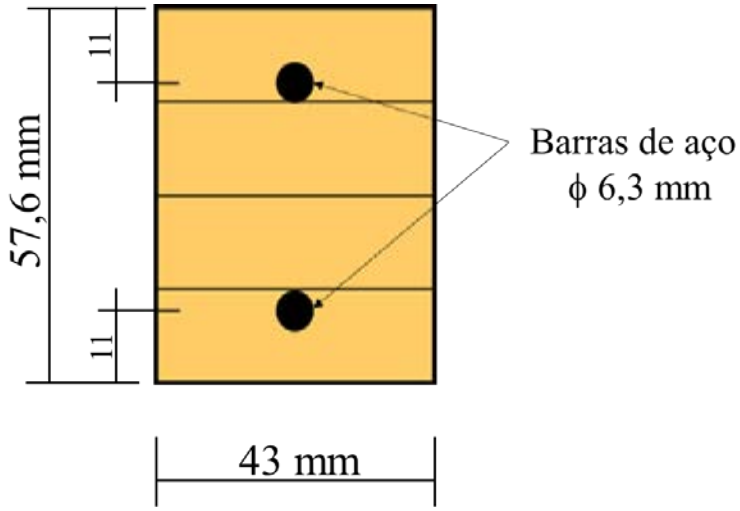


Figura 3: Seção transversal da peça MLC reforçada

Na produção de todos os protótipos, na interface de contato das lâminas foi empregado adesivo PUR-Adhesive 501-Kleiberit®. As peças montadas foram submetidas a prensagem em dispositivo hidráulico-mecânico (Figura 2), sob pressão de 1,5 MPa, por um período mínimo de 6h e mantidas em processo de cura por mais 24h.

Figura 2: Processo de prensagem das peças

As peças foram submetidas à flexão estática (Figura 3) numa máquina de ensaio universal (EMIC DL30000, Brasil), com esquema estático de flexão por três pontos, de acordo com o proposto pela [11]. Como procedimento de ensaio à uma taxa de carregamento de 10 MPa min^{-1}, inicialmente foi realizada a escorva antes do passo de carregamento incremental para a obtenção da curva Carga *x* Deslocamento vertical e, também, para obtenção da carga de ruptura.

Figura 3: Ensaio de flexão estática

2.1 Determinação da Rigidez

O produto de rigidez de cada protótipo foi obtido com a Equação (1) aplicada às curvas ajustadas para os resultados experimentais (carga *x* deslocamento vertical).

$$E_w.I_{eq} = \frac{\Delta P.L^3}{48.\Delta u} \quad (1)$$

Onde: E_w = módulo de elasticidade, I_{eq} = momento de inércia equivalente, L = distância entre apoios, ΔP = incremento de carga, e Δu = flecha correspondente ao incremento de carga.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com os resultados (carga x deslocamento vertical) registrados durante os ensaios de flexão foram ajustadas as equações para representar o comportamento de cada um dos protótipos, as quais são apresentadas com seus respectivos coeficientes angulares na Tabela 1. Em todos os casos, os coeficientes de determinação (R^2) resultaram iguais a 1,0, mostrando a adequada variação linear do ajuste para o comportamento de flexão das peças ensaiadas.

O produto de rigidez (E_m . I_{eq}) de cada uma das peças foi calculado tendo por base as equações ajustadas (Tabela 1) e a Eq. (1). Aos resultados obtidos para os três grupos foi aplicada a análise estatística para se verificar se as diferenças são significativas. Com isto, pode-se notar que os resultados dos grupos das peças com reforço (grupo B) são diferentes daqueles obtidos para as peças não reforçadas (grupo A). No entanto, as diferenças encontradas entre as peças reforçadas não são significativas, pois ambos os tipos de adesivo incorreram no agrupamento B. Isto prova, quanto à melhoria da rigidez, a importância dos reforços para peças de MLC. No entanto, para as condições desta pesquisa, verificou ser indiferente o tipo adesivo (epóxi ou poliuretano) empregado na colagem das barras.

Da análise dos resultados médios do produto de rigidez (Tabela 1), o emprego de barras de aço reforçando as peças de madeira laminada colada proporcionaram incrementos significativos e da ordem de 70,4% para as peças do grupo MLCA_EP e de 79,2% para o grupo MLCA_PU. Esses valores, que foram obtidos para uma taxa de armadura igual a 2,5%, mostram o elevado incremento

da rigidez quando comparado com resultados obtidos para uma taxa de armadura 0,82% [9] e muito superiores aos resultados obtidos com o reforço com fibras de vidro reforçando apenas a região de tração [3].

Tabela 4: Resultados das peças submetidas à flexão simples

Protótipo	Carga de ruptura (N)	Equações ajustadas P x u	E_w . I_{eq} (N . m²)	E_m . $I_{eq,\ médio}$ (N . m²)	Agrupamento*
MLC_1	5180,8	P = 132,75 u	4779,00	5469,60	A
MLC_2	4913,9	P = 162,43 u	5847,48		
MLC_3	5712,7	P = 160,62 u	5782,32		
MLCA_EP_1	5135,3	P = 280,97 u	10114,92	9319,56	B
MLCA_EP_2	6348,5	P = 250,14 u	9005,04		
MLCA_EP_3	6730,2	P = 245,52 u	8838,72		
MLCA_PU_1	7487,6	P = 251,77 u	9063,72	9802,80	B
MLCA_PU_2	6049,6	P = 266,06 u	9578,16		
MLCA_PU_3	6255,4	P = 299,07 u	10766,52		

* Pelo método de Tukey, com uma margem de erro de 5,0%, letras distintas implicam em diferenças significativas.

Na Tabela 1 são apresentados os valores experimentais das cargas de ruptura alcançadas para cada um dos protótipos. Pode-se notar que a presença do reforço, em relação ao grupo de peças MLC, proporcionou uma maior capacidade de carregamento à nível da ruptura para todas as peças do grupo MLCA-PU. No entanto, para o grupo MLCA_EP este efeito não se notou para uma das peças, no caso a peça MLCA_E_1. Por outro lado, a favor da segurança, em se comparando apenas os menores valores de carga de ruptura registrado para cada grupo (MLC_2, MLCA_EP_1 e MLCA_PU_2), para os protótipos MLCA_EP_1 e MLCA_PU_2, os respectivos valores de carga de ruptura foram superiores a 4,51% e 23,11% daquele registrado para MLC_2.

No entanto, quando se analisa o desempenho das peças a nível dos Estados Limites de Serviço (ELS), com a limitação da flecha, fica evidente o benefício proporcionado pelo reforço. Empregando-se as equações ajustadas (Tabela 1), na Figura 4 pode ser visto o comportamento de cada uma das peças até um deslocamento limite de serviço usual [11] igual a L/200, que neste caso (com L= 1200 mm) resultou igual a 6 mm. Para este limite de deslocamento imposto, para o grupo de peças não reforçadas destaca-se a MLC_2 com o maior valor de carga (974,58 N). Comparativamente a este valor, como consequência do aumento de rigidez proporcionado pelo reforço, para o grupo em que se empregou o adesivo Epóxi foi obtido um aumento de até 73% e, para o grupo de barras coladas com adesivo PU o aumento foi de até 84,1%, correspondendo as peças MLCA_EP_1 e MLCA_PU_3, respectivamente.

O incremento no produto de rigidez pode ser explicado pelo fato dessa grandeza ser composta pelo momento de inércia e pelo módulo de elasticidade, portanto, a presença do reforço pode ser assumida como uma área equivale adicional do material base, no caso a MLC.

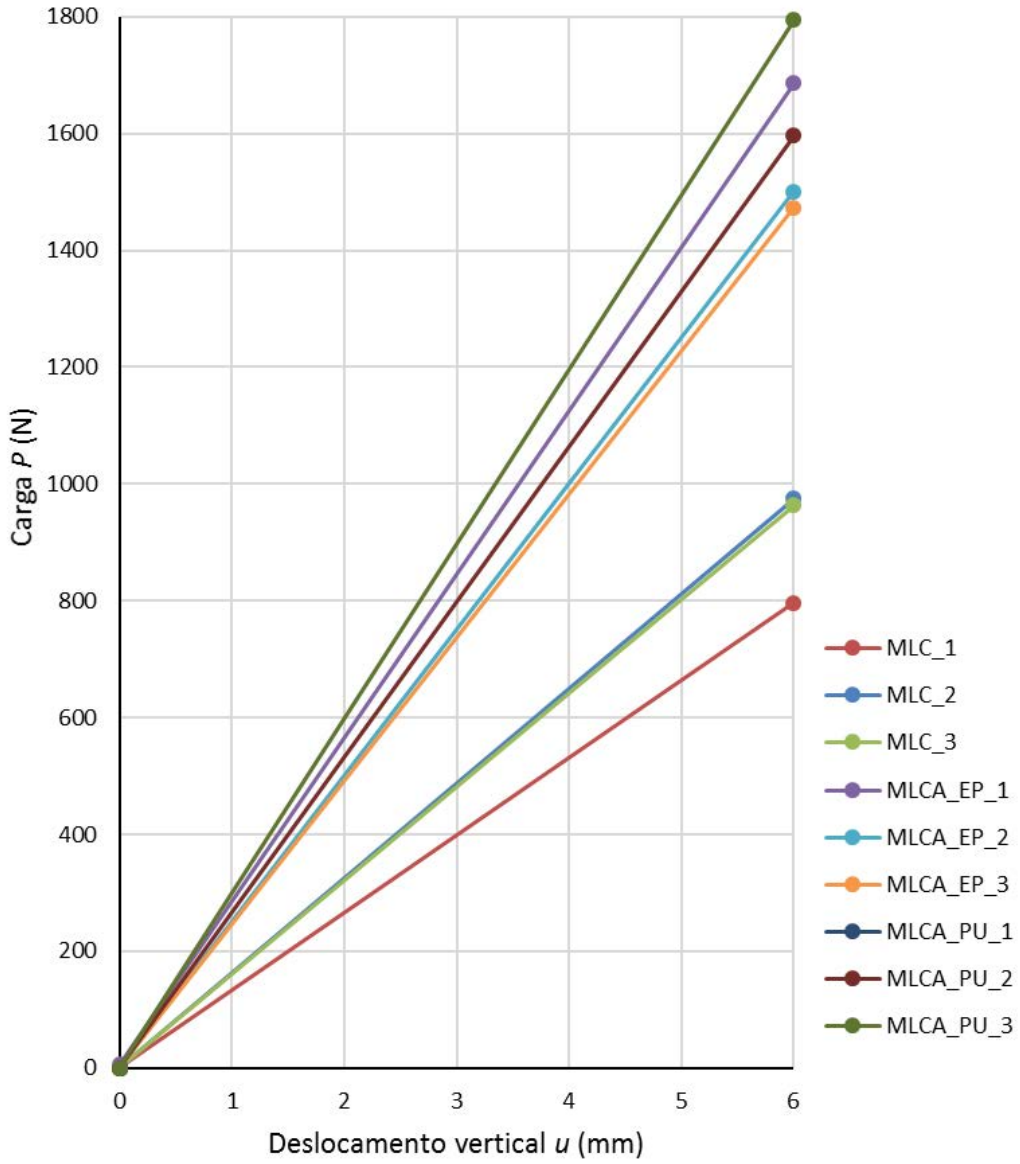


Figura 4: Carga *versus* deslocamento vertical - intervalo correspondente ao Estado de Serviço (flecha limitada a 6 mm)

Outro aspecto a ser considerado é o modo de ruptura das peças reforçadas (Figura 5), caracterizado pela ruptura das fibras da madeira na região de tração e perda parcial de aderência madeira-aço, localizada apenas nas proximidades das fibras de madeira rompidas. No entanto, a presença das barras para ambos os grupos reforçados garantiu uma resistência residual após ruina, o que não acontece com as peças não reforçadas.

a) MLCA_EP

b) MLCA_PU

Figura 5: Modo de ruptura

Finalmente, ambos os adesivos empregados nesta pesquisa se mostraram eficientes para a fixação do reforço em peças de madeira lamina colada, proporcionando o aumento de rigidez das peças submetidas à flexão. No entanto, no caso do adesivo tipo PU além de proporcionar melhor trabalhabilidade na montagem das peças, com tempo de aplicação (pot-life) superior ao do adesivo epoxídico, também foram proporcionadas melhores condições de usinagem das peças, como é o caso da regularização e do acabamento de superfícies.

4. CONCLUSÕES

O emprego da taxa de armadura igual a 2,5% para reforço de peças de MLC sujeitas à flexão, permitiu concluir que:

- Ambos os adesivos epóxi e poliuretano contribuíram para o reforço com um efetivo aumento na rigidez quando comparada com a rigidez de protótipos não reforçados;
- O aumento de rigidez proporcionado pelo reforço, quanto às condições limites de serviço da estrutura, implicou na capacidade de carregamento muito superior.
- Não houve diferença significativa pelo uso do adesivo epóxi ou do adesivo poliuretano nos resultados obtidos para as peças reforçadas. No entanto, destaca-se a melhor trabalhabilidade na confecção e na usinagem das peças cujas barras foram fixadas com adesivo de poliuretano.

AGRADECIMIENTOS

Ao apoio técnico do Laboratório de Materiais e Estruturas da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI - UNICAMP) e, aos apoios financeiros do CNPq e do FAEPEX-UNICAMP.

Os autores também agradecem o Eng. Fábio Piva Pellis e José Luiz Pellis, da Allpine Comércio de Madeiras e Serviços, pela colaboração na confecção dos protótipos.

REFERENCIAS

[1] Forest Products Laboratory, ‘Wood handbook: Wood as an engineering material’, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, (Madison, 2010).

[2] Mascia, N.T. e Mayer, R.M., ‘Analysis of wood laminated beams reinforced by natural fibres’, *Advanced Materials Research*. **778** (2013) 553-560.

[3] Fiorelli, J. e Dias, A.A., ‘Fiberglass-reinforced glulam beams: mechanical properties and theoretical model’, *Materials Research*. **9** (3) (2006) 263-269.

[4] Miotto, J.L. e Dias, A.A. ‘Avaliação experimental de vigas mistas de MLC-concreto reforçadas com fibras de vidro’, *Mecânica Experimental.* **19** (2011) 121-131.

[5] Romani, M. e Blab, H.J. ‘Design model for FRP Reinforced Glulam Beams’, Proceedings of the International Council for Research and Innovation in Building and Construction, (2001).

[6] André, A., 'Fibers for Strengthening of Timber Structures'. **(**2006), < http://goo.gl/ZSFKhc >, Acessado: out. 2013.
[7] Negrão, J.H., 'Prestressing systems for timber beams'. In: 12th World Conference on Timber Engineering, (2012).
[8] Pellis, F.P., Pellis B.P., Soriano, J., Lorensani, R.G.M. e Batista, F. A. F., 'Método da seção transformada para avaliação do desempenho de vigas em madeira laminada colada armada'. In: 13th Encontro Brasileiro de Madeira e Estruturas de Madeira, (2012).
[9] De Luca, V. e Marano, C., 'Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars', *Constr Build Mater*. **30** (1) (2012) 206-217.
[10] Soriano, J., Pellis, B.P. e Mascia, N.T., 'Mechanical performance of glued-laminated timber beams symmetrically reinforced with steel bars', *Composite Structures*. **150** (2016) 200-207.
[11] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997), NBR 7190 Projeto de estruturas de madeira, Rio de Janeiro.

INFLUÊNCIA DA CLASSIFICAÇÃO VISUAL DE DEFEITOS NA RIGIDEZ DE LÂMINAS DE *CRYPTOMERIA JAPONICA* E *CUPRESSUS LUSITANICA* PARA PRODUÇÃO DE MADEIRA LAMINADA COLADA

INFLUENCE OF VISUAL CLASSIFICATION OF DEFECTS IN RIGIDITY IN BLADES OF *CRYPTOMERIA JAPONICA* AND *CUPRESSUS LUSITANICA* FOR GLUED LAMINATED TIMBER

Cleide B. Bourscheid [(1)] (A), Talitha O. Rosa [(1)], Ângela M. Stüpp [(1)], Helena C. Vieira [(1)], Rodrigo F. Terezo [(2)], Alexsandro B. da Cunha [(2)]

(1) Engª Florestal, Mestranda, Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, Brasil
Endereço de contato: rosa.talitha@gmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-12

Resumo

Na produção da madeira laminada colada (MLC) geralmente utilizam-se lâminas isentas de defeitos. Contudo, necessita-se compreender o quanto os defeitos podem influenciar na rigidez das lâminas conforme os atuais sistemas de classificação de nós. Um dos métodos de otimização da resistência da MLC é a utilização da classificação das lâminas pela rigidez (Módulo de elasticidade - MOE). Considerando a influência do MOE na composição da MLC, o presente trabalho visou avaliar a rigidez das lâminas de *Cryptomeria japonica* e *Cupressus lusitanica* em relação às suas classes de defeitos por nós, conforme Anexo G do projeto de revisão da norma NBR 7190 (2006). Foram avaliadas 112 peças de *C. japonica* (1,5x6x222cm) e 154 peças de *C. lusitanica* (1,6x7x190cm). A classificação foi realizada pelo ensaio de flexão a três pontos, com as lâminas posicionadas no sentido de menor inércia. O deslocamento foi lido manualmente com o auxílio de régua graduada posicionada no ponto central do vão. Os resultados de rigidez foram submetidos ao teste de Grubbs, normalidade, homogeneidade e Tukey com 5% de significância. A *C. japonica* não apresentou diferenças entre as classes, indicando que a classificação dos nós não influenciou na rigidez das lâminas. Para o *C. lusitanica* houve diferença significativa, indicando que as classes S3 e não estrutural possuem menor rigidez em relação às classes SE, S1 e S2. Conclui-se que novos estudos devem ser realizados a fim de avaliar a influência dos defeitos na rigidez em lâminas para MLC.

Palavras chave: módulo de elasticidade; testes não destrutivos; coníferas

Abstract

The production of glued laminated timber (GLULAM) generally use blades free of defects. However, it is necessary to understand how defects can influence the stiffness of the blades according to current knots classification systems. One the method of optimization the resistance in GLULAM is to use the classification by the stiffness (Modulus of elasticity - MOE). Considering the influence of MOE on the composition of the GLULAM, the present research aims to evaluate the stiffness in blades of Cryptomeria japonica and Cupressus lusitanica in relation to their classes of defects by knots according to Annex G of the draft revision of the NBR 7190 (2006). Were evaluated 112 blades of C. japonica *(6x1,5x222cm) and 154 blades of* C. lusitanica *(7x1,6x190cm). The classification was performed by the three point bending test, with the blades positioned in the direction of lower inertia. The deformation was read manually with graduated ruler positioned at the center point of the span. The results were submitted to the Grubbs test, normality, homogeneity and Tukey with 5% significance. C. japonica showed no differences between the classes, indicating that the classification did not influence the stiffness of the blades. For* C. lusitanica *there was a significant difference, indicating that the S3 and non-structural classes had lower stiffness in relation to the classes SE, S1and S2. It is concluded that further studies should be carried out in order to evaluate the influence of the defects in the rigidity in slides for GLULAM.*

Keywords*: modulus of elasticity; non-destructive testing; conifers*

1. INTRODUÇÃO

A Madeira Laminada Colada (MLC) é um compósito de madeira usado em construções pelo mundo inteiro. Sua produção iniciou na Europa, como resultado da baixa oferta madeireira de grande porte para uso em obras com grandes envergaduras.

As atuais pesquisas visam melhorar a qualidade e a variabilidade do produto MLC no Brasil, tais como [1]), que avaliaram a resistência da MLC de cedrinho (*Erisma uncinatum* Warm.), [2], que determinaram o potencial do paricá (*Schizolobium parahyba* var. *amazonicum* HERB.) para a produção de MLC,[3], que estudaram a resistência da MLC ao cisalhamento e à delaminação em diferentes espécies e[4], que pesquisaram a rigidez da madeira de *Pinus taeda* utilizada para a produção de MLC com *Stress Wave Timer*.

Um dos métodos para melhorar o desempenho da MLC na indústria é a classificação da rigidez das peças utilizadas no elemento. [5] afirmam que as lâminas de maior rigidez devem ser posicionadas nas zonas de maior solicitação aos esforços de tração e compressão, e as de menor rigidez nas zonas centrais, aumentando assim, a resistência da MLC.

A classificação visual também é preconizada por normas para determinar quais peças podem ter uso estrutural, sendo que a avaliação consiste na inspeção da superfície das 6 faces (bordas, laterais e extremidades) de cada peça [6]. A Associação Brasileira de Normas Técnicas, no documento denominado “Projeto de Estruturas de Madeira” [7], prevê em sua revisão no Anexo G, a classificação visual de madeira serrada de coníferas. A revisão determina quatro classes de qualidade visual de acordo com a proporção que o nó ocupa em relação à área da seção transversal da peça: Estrutural Especial (SE), Estrutural nº 1 (S1), Estrutural nº 2 (S2) e Estrutural nº 3 (S3).

Os defeitos influenciam diretamente na resistência das peças, sendo que quanto mais defeitos, menor a resistência ([8]; [9]). [10] afirma que o nó é o defeito mais comumente encontrado em madeira de coníferas, tornando-se um importante parâmetro para a classificação visual.

Deste modo, neste trabalho objetivou-se avaliar a rigidez das lâminas de *Cryptomeria japonica* e de *Cupressus lusitanica* em relação às suas classes de defeitos por nós, conforme Anexo G do projeto de revisão da norma [11].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

As árvores de *C. japonica* foram fornecidas pela empresa Florestal Gateados Ltda. O povoamento estava localizado no Município de São José do Cerrito SC (Brasil), com altitude média de 879 metros, latitude de 27º 39' 39,47" S e longitude 50º 34' 39,48" W. O clima é tipo Cfb segundo a classificação de Köppen e a precipitação média é 1300mm/ano.

Do povoamento foram selecionadas aleatoriamente 30 indivíduos com 13 anos de idade. Após o seccionamento das árvores em toras com comprimento médio de 2,20 m e diâmetro médio de 23,5 cm, foram confeccionadas 104 lâminas com dimensões médias de 1,5 x 6 x 220 cm para a classificação visual e de rigidez.

A madeira de *C. lusitanica* utilizada foi proveniente de um plantio experimental com aproximadamente 72 ha também pertencente à referida empresa. O povoamento está sediado no Município de Campo Belo do Sul, mesorregião serrana de Santa Catarina. O município possui latitude de 27º 53' 57" S e longitude de 50º 45' 39" W, altitude de 1017 m, a classificação do clima é Cfb de acordo com a Köppen, definido como mesotérmico úmido com temperatura média anual de 15°C e temperatura mínima média anual de 10 a 12°C [12].

O corte das árvores para os ensaios foi realizado no ano de 2013. Foram utilizadas 8 árvores de 19 anos com altura total média de 19,7 m e diâmetro à altura do peito (DAP) variando entre 20 cm a 37 cm. Após o seccionamento das árvores em toras com comprimento médio de 2,20 m e diâmetro médio de 23,5 cm, foram confeccionadas 154 lâminas com dimensões médias de 1,5 cm x 7 cm x 190 cm para a classificação visual e de rigidez.

Para o cálculo da inércia as lâminas foram medidas na largura e na espessura, em três posições (centro e laterais da peça à 10 cm da extremidade) com o auxílio do paquímetro, e o comprimento total com uma trena.

Na avaliação das classes visuais das lâminas foram medidos os nós nas faces radial e tangencial, e classificados conforme a proposta da Norma Brasileira NBR 7190/97 Anexo G: classificação visual de madeira serrada de coníferas, que preconiza classes SE, S1, S2 e S3. As lâminas que não apresentaram nós foram definidas como limpas e as que não atingiram o pressuposto pela norma foram consideradas não estruturais.

Posteriormente, foi realizado o ensaio não destrutivo de flexão a 3 pontos para obtenção do Módulo de Elasticidade (MOE). As lâminas foram posicionadas no sentido de menor inércia e bi-apoiadas. Para a *C. japonica* foi aplicado um peso de 2 kgf em um vão de 1,90 m e para as lâminas de *C. lusitanica* foi aplicado peso de 3 kgf em um vão de 1,80 m. A leitura do deslocamento foi feita com o auxílio de régua graduada posicionada no centro do vão (Figura 1).

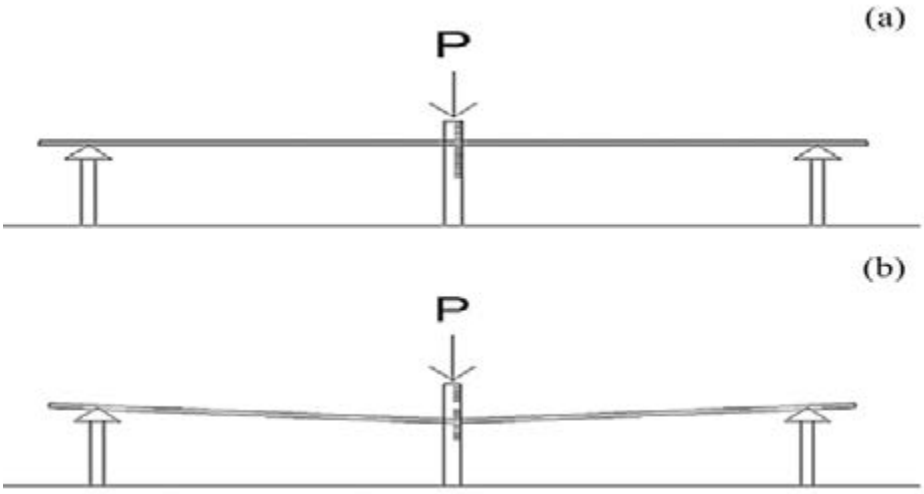


Figura 1: Metodologia para mensurar a deformação das lâminas de *C. japonica* e *C. lusitanica*. Leitura na posição inicial da lâmina sem a aplicação do peso (a) e a leitura da deformação após aplicação do peso (b).

O deslocamento foi obtido pela diferença entre a leitura inicial e a final. As leituras foram realizadas em ambos os lados da peça, obtendo-se o deslocamento médio, já que este não será necessariamente o mesmo nos dois lados da peça. Com o deslocamento médio de cada lâmina foi calculado o Módulo de Elasticidade utilizando a Equação 1:

$$E_{MPa} = \frac{P_{kgf} * L^3_{cm}}{48 * Dx_{cm} * I_{cm^4}} * 0{,}098066 \quad (1)$$

Em que:

E_{MPa} = Módulo de Elasticidade em MPa;

P_{kgf} = Peso aplicado no centro do vão em kgf;

L^3_{cm} = distância entre apoios em cm;

Dx_{cm}= deslocamento médio da peça em cm;

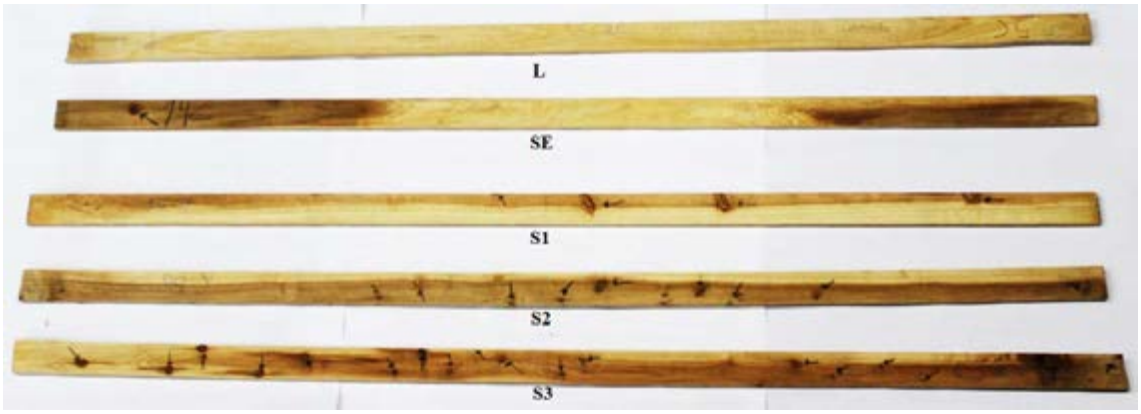
I_{cm^4}= inércia da peça em cm^4.

Foram realizados os testes de Grubbs para detecção de outliers, normalidade por Kolmogorov-Smirnov e homogeneidade utilizando Bartlett. Após, procedeu-se a comparação de médias por Scott-Knott com 95% de confiabilidade para determinar se houve diferença significativa entre os módulos de elasticidade calculados para as diferentes classes visuais.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A exemplificação da classificação visual em peças de *C. japonica* e *C. lusitanica* é mostrada na Figura 2. Nota-se que a quantidade de nós aumenta gradativamente conforme a peça é rebaixada nas classes.

(a)



(b)

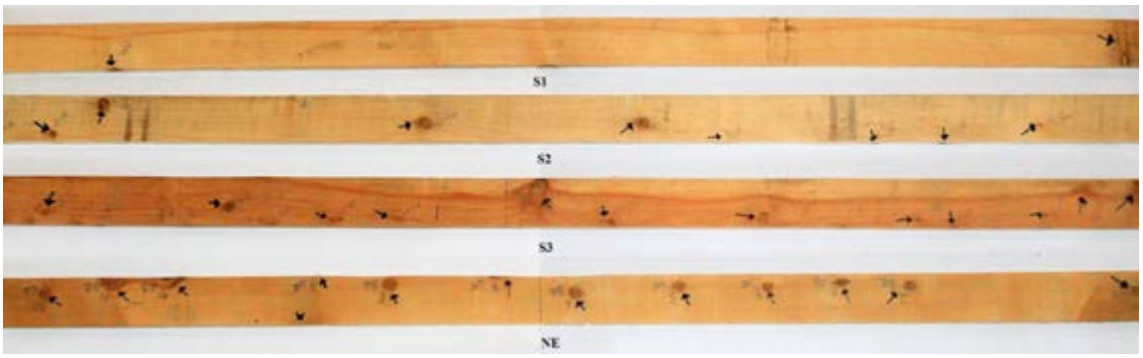


Figura 2: Peças de *C. japonica* (a) e *C. lusitanica* (b) e as respectivas classes visuais.

A frequência de lâminas na classe limpa e em cada uma das classes propostas pela NBR 7190-1997 para a *C. japonica* e *C. lusitanica* está apresentada na Tabela 1. Nota-se que das 104 lâminas iniciais de *C. japonica*, 7 foram excluídas por serem valores espúrios. Não houve lâminas classificadas como não estruturais (NE), e 36,08% não apresentaram nós, sendo então classificadas como limpas.

Tabela 1: Número de lâminas por classe visual de *C. japonica* e *C. lusitanica*.

Espécie		L	SE	S1	S2	S3	NS
Cryptomeria japonica	Nº	35	28	7	8	19	0
	%	36,08	28,87	7,22	8,24	19,59	0
Cupressus lusitanica	Nº	0	13	5	21	59	56
	%	0	8,44	3,25	13,64	38,31	36,36

Legenda: L – Limpas; SE – Estrutural especial; S1 – Estrutural 1; S2 – Estrutural 2; S3 – Estrutural 3; NS – Não Estrutural; Nº - Número de lâminas por classe e % - porcentagem de lâminas por classe.

Já para a *C. lusitanica* nota-se que das 154 lâminas, 56 foram classificadas como NE por ultrapassarem os coeficientes limitantes da classe S3, totalizando 36,36% do total amostrado. Não houve lâminas classificadas como limpas.

[13], ao classificarem visualmente lâminas de *Pinus sp.* utilizando a norma Americana, encontram resultados superiores com aproximadamente 54% das lâminas classificadas como limpas. A diferença entre os resultados pode ser explicada pela grande variabilidade da madeira de espécies de coníferas, e não deve ser entendida como motivo para a inviabilização do uso da madeira como material estrutural [14].

As diferenças entre médias dos Módulos de Elasticidade por classe estão apresentadas na Tabela 2. Evidencia-se que não houve diferença significativa entre os MOE das classes visuais avaliadas para a *C. japonica*, porém no caso da *C. lusitanica* as lâminas classificadas como S3 e NE foram significativamente inferiores às demais classes visuais.

Tabela 2: Resultados médios de Módulo de Elasticidade para as diferentes classes visuais de *C. japonica* e *C. lusitanica*.

Cryptomeria japonica			*Cupressus lusitanica*		
Classe Visual	MOE (MPa)*	CV (%)	Classe Visual	MOE (MPa)*	CV (%)
L	5911,87 a	45,16	*SE*	12729,14 a	20,4
S2	5720,71 a	33,57	*S1*	11557,87 a	6,84
S1	5684,09 a	46,15	*S2*	11754,79 a	24
SE	5405,94 a	47,61	*S3*	10210,67 b	23,9
S3	4269,38 a	33,72	*NE*	9205,18 b	22,3

Legenda: MOE – Módulo de Elasticidade; CV – Coeficiente de variação. *Médias seguidas de letras iguais entre linhas não diferem estatisticamente entre si pelo teste de Scott-Knott (P<0,05).

As médias do MOE à flexão para a *C. japonica* são similares às obtidas por [15], que obteve MOE médio de 5648,4 MPa em peças de *C. japonica* com 14 anos de idade. Porém, os valores obtidos são menores que os apresentados para o gênero *Pinus*, conforme avaliado por [16] que obteve média de 7724 MPa utilizando corpos de prova de pequenas dimensões de *P. elliotti*.

Pode-se observar por meio dos resultados que a rigidez das lâminas não é influenciada pela sua classificação visual. Portanto, as lâminas de *C. japonica* classificadas poderiam ser posicionadas nas extremidades da MLC, levando-se em conta apenas a rigidez da peça e não a classe visual.

[17], em estudo realizado na Nova Zelândia com indivíduos de *C. lusitanica*, encontraram MOE médio de 10900 MPa, semelhante à média apresentada neste estudo. Porém, outros autores descrevem resultados inferiores quanto ao desempenho médio da espécie para o MOE. [18], por exemplo, encontraram média de 7160 MPa em análise da influência diametral dos indivíduos no MOE em amostras de plantio experimental no norte do estado de Santa Catarina. [19], em estudo de caracterização tecnológica de *Cupressus spp.* (aproximadamente 17 anos de idade) obtiveram MOE

médio de apenas 3122 MPa, sendo que a presença de nós foi constatada nos corpos de prova avaliados.

Analisando os resultados obtidos para *C. lusitanica*, é possível observar que a presença de defeitos exerce influência sobre o MOE das lâminas avaliadas. Desta forma, a utilização de um sistema de classificação visual pode vir a auxiliar na determinação da composição da MLC.

4. CONCLUSÃO

A classificação visual de lâminas de *C. japonica* não influencia na composição do MLC pela rigidez, podendo utilizar lâminas com nós que estejam entre as classes permitidas pela Revisão da Norma Brasileira Anexo G: NBR 7190-97 para compor elementos laminados colados. Contudo, para a madeira de *C. lusitanica*, a classificação visual das lâminas exerce influência na rigidez, e consequentemente na composição da MLC pelo MOE.

Desta forma, conclui-se que a classificação visual deve ser melhor avaliada, considerando as variações interespecíficas. Isso se deve à apresentação de comportamento diferentes para as espécies estudadas. Ademais, outros fatores como a demanda de tempo exigida para efetuar a classificação visual devem ser incluídos como fatores de ponderação. A análise de desempenho da MLC produzida com as lâminas de *C. japonica* e *C. lusitanica* classificadas será a próxima fase de avaliação do projeto.

A eficácia da classificação mecânica das lâminas no processo de produção de MLC já é comprovada. Incluir um novo parâmetro de classificação deve incrementar a qualidade do processo produtivo, porém sem causar aumentos significativos nos custos.

REFERÊNCIAS

[1] Segundinho, P. G. AZangiácomo, A. L.; Carreira, M. R.; Dias, A. A.; Lahr, F. A. R. Avaliação de vigas de madeira laminada colada de cedrinho (*Erisma uncinatum* Warm.). Cerne, v. 19, n. 3, p. 441-449, 2013.

[2] Terezo, R. F.; Szücs, C. A. Análise de desempenho de vigas em madeira laminada colada de paricá (*Schizolobium Amazonicum* Huber ex. Ducke). Scientia Forestalis, v. 38 n. 87, p.471-480, 2010.

[3] Calil Neto, C.; Christoforo, A. L.; Filho, S. L. M. R.; Lahr, A. R. L.; Junior, C. C. Avaliação da resistência ao cisalhamento e à delaminação em madeira laminada colada. Ciência Florestal, v. 24, n. 4, p. 989-996, 2014.

[4] Cunha, A. B. da; Matos, J. L. M. de. Determinação do módulo de elasticidade em madeira laminada colada por meio de ensaio não destrutivo ("*stress wave timer*"). Revista Árvore, v. 34, n. 2, p. 345-354, 2010a.

[5] Bodig, J.; Jayne, B.A. Mechanics of wood and wood composites. Krieger Publishing. Nova York, 1993, 712p.

[6] Calil Neto, C. Madeira laminada colada (MLC): controle de qualidade em combinações espécie – adesivo – tratamento preservativo. 2011. 120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciências dos Materiais) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

[7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Projetos de estruturas de madeira – NBR 7190. Rio de Janeiro: 1997. 107p.

[8] ASTM – American Society of Testing and Materials. D245 - standard practice for establishing structural grades and related allowable properties for visually graded lumber. West Conshohoken: ASTM, 1993.

[9] Carreira, M.R. Critérios para classificação visual de peças estruturais de *Pinus* sp. Dissertação. São Carlos, 2003, 197 p.

[10] Gomes, R.C. Desenvolvimento de uma base de dados de imagens digitais de madeira serrada de coníferas. Dissertação (Mestrado em agronomia). Botucatu- sp, 2013. 95p.

[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Projeto de revisão da norma: Projetos de estruturas de madeira – NBR 7190, ANEXO G. Rio de Janeiro: 2006. 8p.

[12] PANDOLFO, C.; BRAGA, H. J.; SILVA JR, V. P. da; MASSIGNAM, A. M., PEREIRA, E. S.; THOMÉ, V. M. R.; VALCI, F.V. Atlas climatológico do Estado de Santa Catarina. Florianópolis: Epagri, 2002

[13] Carreira, M. R.; Dias, A. A. Classificação visual de coníferas: análise da aplicação do método norte-americano às espécies de *Pinus* sp plantadas no Brasil. *Scientia Forestalis*, n. 67, p. 78-87, 2005.
[14] Cunha, A. B. da; Matos, J. L. M. de. Rigidez e resistência de vigas estruturais de madeira laminada colada e com perfil I compostas por diferentes adesivos. Ciência Florestal, v. 20, n. 2, p. 345-356, 2010b.
[15] Carneiro, M.E.; Bittencourt, E.; Muniz, G. I. B. de. Qualidade da madeira de *Cryptomeria japonica* D. Don. Floresta, v.39, n.4, p. 913-920, 2009.
[16] Zangiácomo, A.L. Christoforo, A. L.; Lahr, F. A. R. Avaliação do módulo de elasticidade de peças estruturais roliças e de corpos-de-prova de *Pinus elliotti. Scienta Forestalis*, v.41, n. 98, p. 283-291, jun. 2013.
[17] Todoroki, C. L. Low, C. B.; McKenzie, H. M.; Gea, L. D. Radial variation in selected wood properties of three cypress taxa. New Zealand Journal of Forestry Science, v. 45, n. 1, p. 1, 2015.
[18] Polizei, C. C.; Garcia, J. N.; Silva, L. D.; Higa, A. R.. Influência do diâmetro da árvore de *Cupressus lusitanica* na qualidade mecânica de sua madeira. Anais.. São Paulo: USP, 2010.
[19] Okino, E. Y. A. Santana, M. A. E.; Alves, M. V. da S.; Melo, J. E de; Coradin, V. T. R.; Souza, M. R. de; Teixeira, D. E.; Sousa, M. E. de. Caracterização Tecnológica da Madeira de *Cupressus* spp.. Floresta e Ambiente, v.17, n.1, p.1-11, jan-jun, 2010.

COMPARATIVOS ENTRE PAINÉIS DE CROSS LAMINATED TIMBER (CLT) PRODUZIDOS NO BRASIL

COMPARATIVE BETWEEN CROSS LAMINATED TIMBER (CLT) PANELS PRODUCED IN BRAZIL

Marcos Cesar de Moraes Pereira [(1)], Carlito Calil Junior [(2)]

(1) Eng. Industrial Madeireiro, Doutorando em Engenharia de Materiais, Depto. Eng. Materiais, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(2) Eng. Civil, Prof. Tit., Depto. Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: marcoscesar@sc.usp.br

Código de identificação: T4-14

Resumo

O Cross Laminated Timber (CLT), ou MLCC (Madeira Laminada Colada Cruzada), desenvolvido no final da década de oitenta na Alemanha e na Áustria, vem sendo um dos sistemas construtivos em madeiras mais utilizados no mundo, tendo sido utilizado para edifícios multipavimentos. No Brasil, a indústria da construção não possui a tradição do uso da madeira para elementos de paredes e lajes, porém já existem industrias em fase inicial de produção de painéis estruturais de MLCC com uso de madeiras de reflorestamento. Neste trabalho foram analisados dados referentes a dois tipos produzidos pela indústria e um tipo produzido em laboratório. O primeiro painel (painel A) foi produzido em laboratório usando madeira de pinus e adesivo estrutural MUF com 5 camadas; o segundo tipo (painel B) foi produzido na indústria com madeira de pinus e adesivo PU, com 3 camadas; e o terceiro foi produzido na indústria com painéis de LVL de pinus unidos com adesivo MUF. Os ensaios seguiram os métodos sugeridos pela norma norte americana ANSI/APA PRG320 e europeia EN 16351. Os resultados demostraram que o painel composto por LVL unido com adesivo MUF e o painel de pinus produzido em laboratório usando adesivo MUF possuem as melhores características de resistência mecânica. No ensaio de delaminação, somente o painel de pinus unido com adesivo poliuretano não atingiu resultados satisfatórios.

Palavras chave: CLT; MLCC; caracterização; métodos de ensaio; madeira de pinus brasileira

Abstract

The Cross Laminated Timber (CLT), developed in the late 1980s in Germany and Austria, has been one of the world's most used timber construction systems and has been used for multi-floor buildings. In Brazil, the construction industry does not have the tradition of using wood for elements of walls and slabs, but there are already industries in the initial phase of the production of MLCC structural panels with the use of reforestation woods. In this work, data were analyzed referring to two types produced by the industry and one type produced in the laboratory. The first panel (panel A) was produced in the laboratory using Pine wood and structural adhesive MUF, with 5 layer; the second type (panel B) was produced by the industry with Pine wood and PU adhesive, with 3 layers; and the third was produced by the industry with Pine LVL panels bonded with adhesive MUF. The tests followed the methods suggested by the American standard ANSI / APA PRG320 and European EN 16351. The results demonstrated that the panel composed of LVL bonded with adhesive MUF and the panel of Pine produced in laboratory using adhesive MUF have the best characteristics of mechanical resistance. In the delamination test, only the Pine panel bonded with polyurethane adhesive did not achieve satisfactory results.

Keywords*: CLT; characterization; Brazilian pine wood; test methods*

1. INTRODUÇÃO

O último levantamento realizado pelo governo mostra que o déficit habitacional no Brasil chega a mais de 5,4 milhões de residências [1], e que este número deve se manter constante por alguns anos. Isso demostra que a fatia de mercado para a construção civil de edifícios residenciais tem grande potencial de crescimento, porém é necessária otimização dos processos construtivos, de forma a abreviar o tempo de obra, que hoje leva 6 meses em média para uma casa de 100 m², e chega a 12 meses para casas de 400 m², em alvenaria convencional. Diferente dos países da América do Norte e Europa, a construção civil brasileira tem a grande maioria das obras residenciais feitas em alvenaria e concreto, sendo o uso da madeira basicamente para estruturas de cobertura, caixilhos, forros, pisos e acabamentos internos. Porém, dentre os materiais utilizados pela indústria da construção civil, a madeira é único material de fonte renovável, que demanda baixo consumo energético para produção, e sequestra carbono da atmosfera durante o crescimento da árvore [2]. Na tabela 1, é apresentado os valores do consumo energético para a produção dos principais materiais estruturais, em comparação com algumas propriedades físicas.

Tabela 1: Dados comparativos dos principais materiais estruturais

	Propriedades	Material			
		Concreto	Aço	Madeira conífera	Madeira dicotiledônea
A	Densidade (g/cm³)	2,4	7,8	0,6	0,9
B	Energia consumida na produção (MJ/m³)	1920	234000	600	630
C	Resistência[1] (MPa)	20	250	50	75
D	Módulo de elasticidade[1] (MPa)	20000	210000	10000	15000
E	Relação entre valores de energia consumida na produção e de resistência (B/C)	96	936	12	8
F	Relação entre valores de resistência e da densidade (C/A)	8	32	83	83
G	Relação entre os valores do módulo de elasticidade e da densidade (D/A)	8333	26923	16667	16667

[1]A resistência para o concreto se refere à resistência característica à compressão, produto usinado; e para o aço se refere à tensão de escoamento do tipo MR-250, de acordo com a NBR7700 (ABNT, 1998); e para a madeira se refere aos valores médios da resistência à compressão paralela às fibras, com referência à umidade de 12%, conforme recomendação da NBR 7190 (ABNT, 1997).

Neste sentido, estão surgindo no mercado da construção civil brasileira uma maior aceitação para uso da construção industrializada em madeira, inicialmente com a introdução do woodframe e posteriormente com algumas industrias em fase experimental de produção de CLT (Cross Laminated Timber) ou MLCC (Madeira Laminada Colada Cruzada).

O wood frame para casas consiste num sistema construtivo industrializado, estruturado em perfis de madeira, formando painéis de pisos, paredes e telhado que são combinados e/ou revestidos com outros materiais, com a finalidade de aumentar os confortos térmico e acústico, além de proteger a edificação das intempéries e também contra o fogo [2]. O CLT (MLCC) pode ser definido como um painel maciço de madeira serrada multi-camadas, onde cada uma é colada transversalmente à camada adjacente para aumentar a rigidez e estabilidade, em número ímpar de camadas, simétrica em torno da camada intermediária [3]. O MLCC também pode ser composta por chapas de LVL unidas por adesivo. Originalmente desenvolvido na Áustria, por pesquisadores da Universidade de Graz, onde foi testado inicialmente para residências, e começou a ser difundido no mercado da construção no

começo dos anos 2000, e atualmente existem diversas fábricas de grande porte fabricando este produto na Europa, América do Norte e Oceania. Um dos diferenciais competitivos do MLCC frente aos outros sistemas de construção em madeira é que, por ser um painel portante, é possível fabricar edifícios multipavimentos, principalmente aliado ao uso de vigas de madeira laminada colada – MLC.

Além das vantagens ambientais pelo uso da madeira na estrutura, o uso do MLCC em construções residenciais poderia economizar tempo em de montagem em obra, podendo contribuir para minimizar o déficit habitacional brasileiro em um espaço de tempo menor. O sistema construtivo com o uso do MLCC depende de um projeto estrutural que define as dimensões dos painéis, o posicionamento de cada um na obra, o corte para encaixe das portas e janelas. A partir da pré-fabricação na indústria, o tempo de montagem em obra é extremamente reduzido quando comparado à construção em alvenaria, além de gerar menores quantidades de resíduos e menor consumo de agua e energia elétrica.

Neste sentido este estudo tem por objetivo avaliar e comparar três tipos de MLCC produzidos no Brasil, sendo o primeiro um painel produzido em laboratório para fins de pesquisa composto por madeira serrada de *Pinus spp*., e outros dois que estão sendo desenvolvidos por empresas da iniciativa privada que visam investir no setor de construção em madeira, um deles composto por madeira serrada de *Pinus spp*. e o último por LVL de *Pinus spp*. com tratamento preservativo.

2. MATERIAIS E METÓDOS

2.1 Materiais

Os materiais utilizados foram três tipos de painéis de MLCC, sendo um deles produzido em laboratório (painel A) e os demais (painéis B e C) foram produzidos por indústrias do ramo da construção em madeira no Brasil.

- Painel A: foi produzido em madeira de *Pinus spp*. sem tratamento preservante. A produção foi feita em laboratório, com 5 camadas de 16 mm cada resultando em 80 mm de espessura final, unida com adesivo MUF – Melamina Uréia Formaldeído. Foi utilizada uma prensa hidráulica onde se obteve a pressão de 0,7 MPa durante 8 horas. As dimensões finais do painel foram 2,11 x 1,40 m.
- Painel B: produzido em madeira de *Pinus spp*. com tratamento preservante, com 3 camadas sendo a primeira e a última com 20 mm de espessura e a camada intermediária com 40 mm de espessura, resultando em 80 mm de espessura final. O adesivo utilizado pela indústria foi o Poliuretano monocomponente, e a prensagem foi realizada numa prensa a vácuo. As dimensões finais do painel foram 3,00 x 1,50 m.
- Painel C: foi produzido com uso de lâminas de *Pinus spp*., de 3 e 5 mm de espessuras, tratadas em autoclave com produto preservante. Inicialmente as lâminas foram prensadas para a formação de painéis tipo compensado (contraplacado) utilizando a cada 3 lâminas de 5 mm na direção longitudinal, uma lâmina de 3 mm na direção transversal. Após a fabricação dos contraplacados, com espessura de 33 mm, foi feita a prensagem dos três painéis, formando assim um painel com dimensões finais de 2,44 por 1,22 m e espessura acabada de 90 mm. O adesivo utilizado foi o MUF – Melamina Uréia Formaldeído, e o processo de prensagem foi feito com uso de prensa hidráulica.

Figura 1: Modelos dos painéis de MLCC utilizados nos ensaios

2.2 Métodos

Os ensaios realizados foram flexão na direção transversal e longitudinal para obtenção do Módulo de Elasticidade dos painéis, ensaios de delaminação para verificação da qualidade da ligação madeira-adesivo e ensaios de cisalhamento para verificação do Cisalhamento Perpendicular (Rolling Shear).

A quantidade de painéis ensaiados foram dois para os tipos B e C, e de um para o tipo A. O número de ensaios de flexão foi dois em cada painel. Para os demais ensaios foram utilizados oito corpos-de-prova tanto para o teste de delaminação como para o teste de cisalhamento perpendicular.

- Ensaio de flexão: para a realização do ensaio de flexão foram utilizados um pórtico de aço montando sobre uma laje de reação onde os painéis foram colocados conforme o esquema apresentado na Figura 2. O ensaio foi feito com dois apoios simetricamente posicionados e uma carga distribuída no meio do vão. A aplicação da carga foi feita através de equipamentos hidráulicos e a medição dos deslocamentos foi feita através de transdutores posicionados na parte de baixo do painel. A partir destes dados é feito o cálculo do MOE.

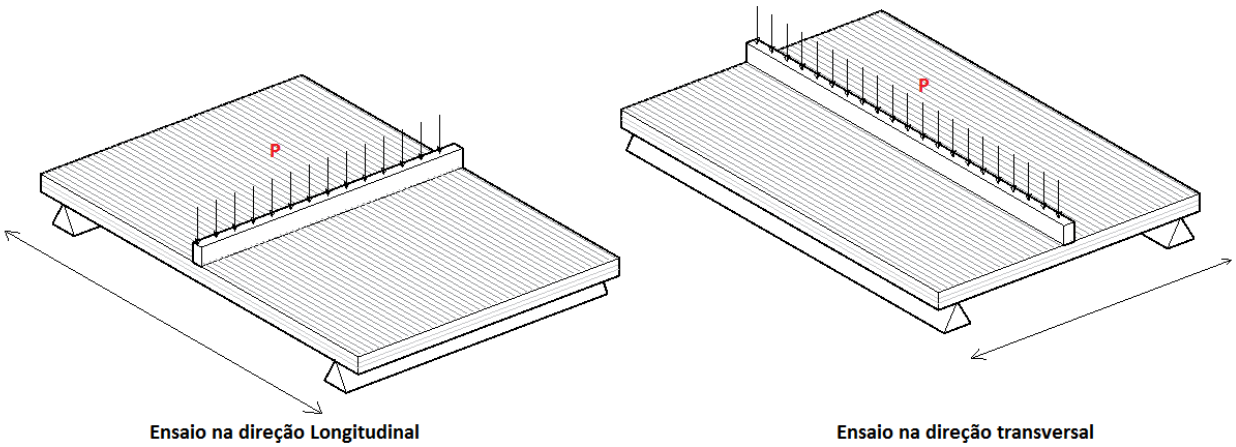


Figura 2: Esquema dos ensaios de flexão

- Ensaio de delaminação: Os testes de delaminação seguem os requisitos da ABNT PN 02:126.10-001-5 [4] Madeira laminada colada estrutural: métodos de ensaio. Foram considerados os métodos para elementos de uso interior e também pelos requisitos da norma europeia para MLCC, EN 16351/2015 [5]. Para estes ensaios, os corpos-de-prova com dimensões de 100 x100 mm foram pesados e em seguida submetidos a um ciclo de vácuo-pressão e imersão em autoclave, seguido de uma secagem em estufa. Na autoclave

o ciclo foi de vácuo de 70 kPa e 85 kPa por 30 minutos e pressão de 500 a 600 kPa por 2 horas. Este ciclo foi repetido uma segunda vez, atingindo um tempo total de 5 horas e posteriormente os corpos-de-prova foram levados à estufa em temperatura entre 25 e 35ºC e humidade entre 25 e 35% com velocidade do ar entre 2 e 3 m/s. Após este período, os corpos-de-prova foram novamente pesados e tiveram os comprimentos das aberturas na linha de cola medidas com uso de uma régua milimetrada. Para ser consideradas não delaminadas, a soma das delaminações da linha de cola não pode ser superior a 10% do valor da soma do perímetro do corpo-de-prova comprimento total das linhas de cola do corpo-de-prova.

- Ensaio de Cisalhamento para obtenção do valor do Cisalhamento Perpendicular (Rolling Shear): este ensaio utilizou corpos-de-prova com comprimento de 8 vezes a altura (L=8h, sendo h a altura do corpo-de-prova). Este teste segue a norma ASTM ISO 13910:2005 [6], onde se determina o cisalhamento em peças fletidas, sendo o vão livre utilizado de 6 vezes a altura da peça. A Figura 3 ilustra a realização do ensaio.

Figura 3: Ensaio de Flexão para avaliação do cisalhamento perpendicular; a) corpo-de prova antes do ensaio; b) corpo-de-prova após ensaio com as camadas transversais apresentando cisalhamento perpendicular

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Determinação do módulo de elasticidade MOE na flexão

A tabela 2 apresenta os valores dos Módulos de Elasticidade MOE obtidos a partir do ensaio de flexão nas duas direções. Os valores obtidos foram comparados aos valores mínimos exigidos pela norma americana e canadense ANSI/APA PRG 320/2011 [7], para madeira categoria E3 classificada mecanicamente de Eastern Softwoods, Northern Species, ou Western Woods MSR em todas as lamelas longitudinais e perpendiculares com, no mínimo, 1200f-1.2E de resistência e rigidez, ou seja, 1200 psi (8,2 MPa) de resistência à flexão e 1,2 x 10^6 psi (8200 MPa) de módulo de elasticidade na rigidez, conforme a tabela 1 do apêndice A da referida norma. Também foi usado como base de comparação os valores definidos pela norma europeia EN 338/2009 [8] para conífera C20, considerando as classes de serviço 1 e 2 definidas pela norma europeia EN 1995-1-1/2004 [9] e classificação definidas pela norma EN 14081/2005 [10]. A Figura 4 apresenta a realização de um dos ensaios.

Tabela 2: Valores do MOE na direção longitudinal e transversal

	Direção Longitudinal (E_0)		Direção Transversal (E_{90})	
Painel	MOE médio (MPa)	Coeficiente de Variação (%)	MOE médio (MPa)	Coeficiente de Variação (%)
Painel A	6732	2	1433	3
Painel B	5536	3	1080	19
Painel C	12696	1,5	564	11

Os valores na direção longitudinal demostraram que o painel C produzido com LVL obteve melhor modulo de elasticidade, o que se deve ao número de laminas resistindo ao carregamento (22 laminas de 3 mm cada), e foi o único dos três painéis a atingiram os valores de referência das normas utilizadas como comparativo. Para a direção transversal, os valores obtidos mostraram a tendência inversa do ensaio na direção longitudinal, sendo que o painel C produzido com LVL obteve módulo bem abaixo dos valores dos demais painéis, sendo que para esta direção de aplicação da carga o painel tem apenas 6 laminas de 2 mm resistindo ao carregamento. Os três painéis não atingiram o valor de referência da norma americana, porém atingiram os valores da norma européia. Os valores de referência estão apresentados na tabela 3.

Tabela 3: Valores do MOE usados como referência

	MOE (E_0) de referência pela norma ANSI/APA madeira classe E3 (MPa)	MOE (E_{90}) de referência pela EN 338 para C20 (MPa)
Direção Longitudinal	8300	9500
Direção Transversal	6500	320

Figura 4: Ensaio de Flexão Longitudinal no Painel B

3.2 Ensaio de delaminação

A tabela 4 apresenta os valores em percentagens do resultado obtido no ensaio de delaminação, sendo que o os corpos-de-prova que tiveram fissuras com comprimentos acima dos permitidos foram considerados reprovados.

Tabela 4: Resultados do ensaio de delaminação

Painel	% corpos-de-prova aprovados
Painel A	100%
Painel B	8%
Painel C	100%

Este ensaio é de fundamental importância para a avaliação da qualidade da colagem, de forma que caso haja falha na colagem durante o uso estrutural do painel, pode haver vir a causar a ruptura do elemento e a ruina da estrutura como um todo. O painel B foi o único que apresentou falhas na qualidade da colagem e isso se deve principalmente ao fato da prensagem utilizada não ser suficiente para atingir a pressão recomendada pelo fabricante do adesivo, que no caso é de 1 MPa, sendo que a prensa a vácuo somente poderia obter o equivalente a 1 ATM (0,1 MPa). Os demais painéis foram prensados em prensas hidráulicas, de maneira que atingiram as pressões exigidas para garantir a boa adesão entre as lamelas.

3.3 Ensaio de Cisalhamento Perpendicular (Rolling Shear)

A tabela 5 apresenta a média dos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento perpendicular na linha de cola (rolling shear) dos painéis estudados.

Tabela 5: Resultados do ensaio de cisalhamento na linha de cola

	Painel A	Painel B	Painel C	Requisito da ANSI/APA PRG 320 (MPa)
Média da tensão de cisalhamento perpendicular (MPa)	3,08	2,65	2,66	1,3
Coeficiente de Variação (%)	10	14	6	

A análise do cisalhamento perpendicular é importante no uso do MLCC em lajes (painéis fletidos), pois durante o carregamento da estrutura o efeito da força de tração pode gerar um cisalhamento entre as camadas, de maneira que as fibras da camada intermediária podem cisalhar e assim perder a rigidez do painel. Os valores obtidos demostram que o painel C produzido com LVL e o painel B obtiveram resultados semelhantes, e o painel A produzido em laboratório obteve valor maior, mas todos os três atendem os requisitos da norma americana.

4. CONCLUSÕES

O estudo comparativo dos painéis mostrou que o painel produzido com LVL de pinus unido com adesivo MUF (painel C) e o painel produzido em laboratório (painel A) foram o que tiveram os melhores resultados haja visto que o Painel B foi reprovado no teste de delaminação na linha de cola. Os dois melhores utilizaram o adesivo a base de melamina ureia-formaldeído (MUF), enquanto o outro utilizou o adesivo a base de poliuretano (PU), porém o que mais afetou a qualidade da colagem nçao foi o adesivo e sim o tipo de prensagem, que para os dois melhores foi utilizado uma prensa hidráulica, enquanto para o outro foi usada uma prensa à vácuo. Isso evidencia que o uso da pressão recomendada pelo fabricante do adesivo é de suma importância e que o tipo de prensa mais adequada é a hidráulica.

O comparativo entre os dois painéis produzido com lamelas de madeira serrada (painel A e painel B) e com dimensões semelhantes, diferenciando somente no número de camadas e no tipo de adesivo – MUF no painel A e PU no painel B – obtiveram resultados similares, sendo que o painel A obteve resultados levemente superiores nos ensaios de cisalhamento, (15% maior), e flexão transversal, (25% maior), além do ensaio de delaminação, porém não é possível concluir que o número de camadas interferiu na resistência.

O comparativo com as normas norte-americanas e europeias foi feito para balizar os valores obtidos pelos painéis produzidos no Brasil, porém não é possível inferir um comparativo com os valores das normas, haja visto que a característica da madeira norte americana e europeia tem propriedades físicas e mecânicas diferentes da brasileira.

O documento normativo norte-americano ANSI/APA PRG 320 define, baseado na classe de resistência da madeira serrada e da classificação visual e mecânica, a resistência e rigidez mínima para os painéis de MLCC para os fabricantes daqueles países comercializarem seus produtos na América do Norte. Da mesma forma, os documentos normativos europeus, (EN 16351, EN 338, EN 14081 e EN 1995-1-1), além da classe de resistência da madeira considera a classe de carregamento, que por sua vez considera humidade e temperatura de serviço, e baseado nos procedimentos determinados por estas normas, os fabricantes submetem seus painéis a testes para obtenção da chamada Aprovação Técnica Europeia (ETA), com a qual é possível obter o selo CE (comunidade europeia) para comercialização do produto dentro da União Europeia. Seguindo estes exemplos, é necessário que haja uma normalização dos procedimentos de ensaios, definição de classes de resistência mínimas, classificação visual e mecânica para confecção dos painéis de MLCC no Brasil, já que estão surgindo indústrias em fase inicial de implantação deste sistema construtivo no país. Os resultados demonstram que a mesma espécie de madeira (*Pinus spp*.) proveniente da mesma região do país (região sul) produziu três painéis de MLCC com resistência e rigidez com diferenças substanciais de valores, evidenciando que a manufatura, o tipo de adesivo, o tipo de prensagem, o tipo de laminação, tem grande interferência no resultado final do material. Em um país onde há centenas de espécies de madeira, (de nativas folhosas à coníferas de reflorestamento), é necessário um grande esforço no sentido de definir as melhores configurações de espécie *versus* adesivo *versus* tratamento preservante. Ressalta-se ainda que a importância da normalização de valores mínimos de resistência e rigidez para o MLCC no Brasil vai além do início da manufatura por parte de algumas empresas, já que existe a possibilidade de importação dos painéis de fábricas instaladas em países da América do Sul, ou mesmo da Europa e América do Norte, onde estes deverão atender os requisitos exigidos para uso no país.

REFERÊNCIAS

[1] Furtado BA, Correia V, Neto L, Krause C. Nota técnica - Estimativas do déficit habitacional brasileiro (2007-2011) por municípios (2010). Ipea. 2013;(2010).
[2] Molina JC, Calil Junior C. Sistema construtivo em “wood frame” para casas de madeira. Semin Ciências Exatas e Tecnológicas [Internet]. 2010;31(2):143. Available from: http://www.uel.br/revistas/uel/index.php/semexatas/article/view/4017
[3] Augustin M. Handbook1: Timber Structures. Leonardo Da Vinci Pilot Project and TEMTIS - Educational Materials for Desiging and Testing of Timber Structure. 2008. 243 p.
[4] ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. PN 02:126.10-001-5 Madeira laminada colada estrutural: métodos de ensaio. 2013.
[5] CEN EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Timber structures. Cross laminated timber. Requirements, EN 16351/2015. Belgica; 2015 p. 2–102.
[6] ISO. Structural timber - Characteristic values of strength-graded timber - Sampling, full-size testing and evaluation; ISO 13910. 2005.

[7] ANSI/APA PRG 320-2011. Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber. 2011.
[8] CEN EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Structural timber - Strength classes, EN 338. Belgica; 2009.
[9] CEN EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, EN 1995-1-1:2004. Belgica; 2004.
[10] CEN EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section, EN 14081-1:2005. Belgica; 2005.

DORMENTES DE MLC REFORÇADOS PARA USO EM FERROVIAS BRASILEIRAS

GLULAM SLEEPERS REINFOCED FOR USED IN BRAZILIAN RAILWAYS

Felipe H. Icimoto [(1)], Fabiane S. Ferro [(2)], Carlito Calil Júnior [(3)]

(1) MSc. Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(2) MSc. Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(3) Dr. Prof., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: felipe.icimoto@gmail.com

Código de identificação: T4-17

Resumo

Os dormentes são elementos de grande importância na via férrea, com a função de receber as cargas produzidas pelos veículos ferroviários e transmiti-las ao lastro. No Brasil a maioria os dormentes são feitos de madeiras tropicais, como Maçaranduba, Aroeira, Ipê, Jacarandá e etc. No entanto com os problemas ambientais devido a exploração ilegal destas espécies, as madeiras de florestas plantadas como o Eucalyptus, vem sendo utilizadas para produção de dormentes. A madeira de florestas plantadas de Pinus tem como característica o crescimento rápido, facilidade de usinagem e excelente retenção de tratamento preservante contra intempéries e microorganismos xilófagos. Este trabalho tem o objetivo de avaliar o ganho, da adição de fibra de vidro, nas propriedades mecânicas de dormentes de Madeira Laminada Colada feitos com madeira de Pinus comparando os valores obtidos com os valores recomendados pela norma Brasileira ABNT NBR 7511/2013: Dormentes de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaio, a qual foi baseada na norma Americana AREMA/2009 – Manual for Railway Engineering.

Palavras chave: dormentes de madeira laminada colada; dormentes de madeira; Pinus sp.; espécies de florestas plantadas; reforço de fibra de vidro

Abstract

Sleepers are structural elements of great importance in the railroad, with the purpose to receive the loads of railway vehicles and transmit them to the ballast. In Brazil most of the sleepers are from tropical hardwoods, as Maçaranduba, Aroeira, Ipê, Jacarandá, etc. Recent environmental problems due to illegal exploration of these species, the use of reforestation wood from plantation forests, such as Eucalyptus, are in progress. Pinus, wood also used in reforestation and are characterized by the fast growth, very easy to machining and excellent retention of preservative treatment against weatherproof and wood decay microorganisms. This paper aims to evaluate the gain of addiction of Fiber glass in the mechanical properties of Glulam sleepers manufactured with Pinus sp. and compare the values obtained with the standard values of the Brazilian Standard NBR7511/2013: Wood sleepers — Requirements and test methods, based on the American Standard AREMA/2009 - Manual for Railway Engineering.

Keywords*: glulam sleepers; wood sleepers; Pinus sp.; planted forests species; glass fiber reinforcement*

1. INTRODUÇÃO

No mundo existem vários tipos de sistemas de transporte. Os mais utilizados são o rodoviário, o ferroviário, o aéreo e o marítimo. A viabilidade de uso destes modais depende das características e requisitos do material a ser transportado e outros fatores como, por exemplo, distancia de transporte [1].

A ferrovia promove um baixo custo de transporte de produtos, sendo um diferencial para impulsionar a economia de uma nação.

O Brasil é o quinto maior país do mundo em extensão territorial com 8,51km quadrados [2]. A malha ferroviária brasileira é composta de 27.000 km de extensão com 13 operadoras de transporte de cargas e 980 km de extensão para 16 operadoras de transporte de passageiros, transportando 2,7 bilhões de passageiros em 2013 [3].

A ferrovia é constituída de duas partes, a infraestrutura e a superestrutura. Um dos mais importantes componentes da superestrutura é o dormente (Figura 1) com a função de receber as cargas produzidas pelos veículos ferroviários e transmiti-las ao lastro, amortecer parcialmente as vibrações, dar suporte aos trilhos, permitir a fixação e manter invariável a distancia entre eles (bitola), isolamento elétrico e alta durabilidade [4].

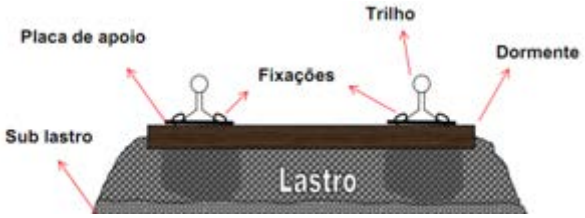


Figura 1: Superestrutura ferroviária
Fonte: Adaptado de [1]

Atualmente os dormentes são feitos de madeira, concreto, aço e polímeros.

A principal vantagem dos dormentes de madeira é sua adaptabilidade. Eles podem ser fixados em todos os tipos de trilhos da via férrea. Dormentes de madeira são trabalháveis, fáceis de manipular, fácil substituição e não precisa de equipamentos robustos para instalação, aumenta o conforto da viagem para os passageiros, reduz os danos no caso de descarrilamento, reduz os efeitos dinâmicos sobre a estrutura da base, minimiza o ruído e as vibrações [5,6].

No Brasil a maioria dos dormentes são feitos de madeiras tropicais, como Maçaranduba, Aroeira, Ipê, Jacarandá e etc. No entanto com os problemas ambientais devido a exploração ilegal das espécies tropicais, as madeiras de florestas plantadas como o Eucalyptus, vem sendo utilizadas para produção de dormentes [7].

Não existem registros do uso da madeira de Pinus serrado para uso como dormentes no Brasil, provavelmente devido à baixa resistência e rigidez para este tipo de aplicação estrutural.

Uma das maneiras de aplicar o Pinus como elemento estrutural é utilizando a técnica da Madeira Laminada Colada (MLC), promovendo usos dos quais não era possível anteriormente.

A resistência a flexão de vigas de MLC pode ser aumentada de 61% com a adição de 1,1% de fibra de vidro (GFRP) até 119% com a adição de 3,3% de GFRP e a rigidez pode ser aumentada até 17% [8].

Recentes pesquisas estão apresentando o uso de compósitos como um material alternativo para aplicação em dormentes ferroviários. Estes desenvolvimentos podem ser divididos em: novos dormentes feitos com a combinação de materiais com compósitos de fibra e dormentes já existentes envolvidos com compósitos de fibra [9].

Este trabalho tem o objetivo de avaliar o comportamento da adição de fibra de vidro nas propriedades mecânicas de dormentes de MLC produzidos com madeira de Pinus sp. colados com

adesivo fenol resorcinol Cascophen LT-5210 comparando os resultados obtidos com os valores da norma Brasileira ABNT-NBR7511 – Dormentes de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaio [10], a qual é baseada na norma Americana AREMA:2009 Manual for Railway Engineering [11].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo foi desenvolvido no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras (LaMEM), Departamento de Estruturas (SET) na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), da Universidade de São Paulo (USP), localizado na cidade de São Carlos, Estado de São Paulo, Brasil.

O programa experimental compreendeu na avaliação das propriedades físicas e mecânicas de dormentes maciços (DM), dormentes de MLC sem reforço (DS) e dormentes de MLC reforçados com fibra de vidro (GR). A tabela 1 apresenta os tipos de dormentes testados.

Tabela 1: Dormentes avaliados

Dormentes de Pinus	Símbolo	Amostras
Maciço	DM	6
MLC sem reforço	DS	6
MLC reforçado	DR	6

Os dormentes DM e DS foram feitos com madeira de *Pinus oocarpa* provenientes da cidade de Catalão, estado de Goiás e as lamelas para produção dos dormentes de MLC foram feitos com *Pinus sp.* provenientes da cidade de Itararé, estado de São Paulo. Ambos tratados com CCA.

Os dormentes possuíam dimensão nominal de 2000 mm x 160 mm x 220 mm (comprimento, altura e largura respectivamente).

As lamelas para fabricação dos dormentes de MLC foram classificadas visualmente de acordo com o projeto de norma Brasileira ABNT PN 02:126.10-0001-1 Madeira: Classificação Visual e Mecânica [12], elaborado pelo Comitê Brasileiro de Estruturas de Madeira ABNT CE 02:126., utilizando 3 classes visuais: S1, S2 e S3.

Os dormentes tinham 7 camadas, na camada superior e inferior da seção transversal foram utilizadas lamelas S1 devido serem as regiões de maior solicitação mecânica na flexão (tração e compressão), na segunda e penúltima camadas usadas lamelas S2 e nas 3 camadas centrais (solicitação de cisalhamento) usadas lamelas S3. Uma camada de fibra de vidro bi-direcional com gramatura de 200g/m² (equivalente a 0,31% da área da seção transversal) foi aplicada entre as duas lamelas superiores e entre as duas lamelas inferiores (S1 e S2) como mostra a Figura 2.

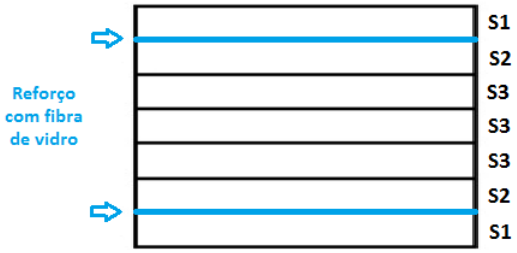


Figura 2: Posicionamento da fibra de vidro e das lamelas de acordo com a classificação visual

Geralmente o reforço é aplicado somente na região inferior do elemento para aumentar a resistência e rigidez na flexão, mas neste estudo foi inserida uma camada de reforço na região superior do dormente para contribuir para resistência ao arrancamento de tirefão (parafuso que fixa o trilho no dormente).

Os dormentes foram ensaiados 15 dias depois de produzidos para completa cura do adesivo.

2.1 Caracterização dos dormentes

As propriedades mecânicas investigadas: resistência (MOE) e rigidez (MOR) na flexão e resistência ao arrancamento normal de tirefão (Ra_{90}), foram caracterizadas de acordo com a norma Brasileira ABNT NBR 7511: 2013 – Dormentes de Madeira - Requisitos e Métodos de Ensaio.

A qualidade da colagem dos dormentes de MLC (ensaio de delaminação) foi investigada de acordo com as recomendações da nova proposta brasileira para Madeira Laminada Colada, PN 02: 126.10-0001-5 Madeira Laminada Colada: Métodos de Ensaio, desenvolvido pelo Comitê Brasileiro de Estruturas de Madeira da ABNT, CE 02: 126 [13].

A propriedade física de densidade (ρ) foi caracterizada seguindo a metodologia da norma Brasileira ABNT NBR7190: 1997 - Projeto de estruturas de madeira - Requisitos e métodos de ensaio [14].

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção os resultados obtidos estão apresentados em valores médios.

Os valores de densidade (ρ) dos dormentes foram comparados com a madeira de *Pinus oocarpa* encontrados na norma Brasileira ABNT NBR 7190:1997 – Projetos de Estruturas de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaio (Figura 3).

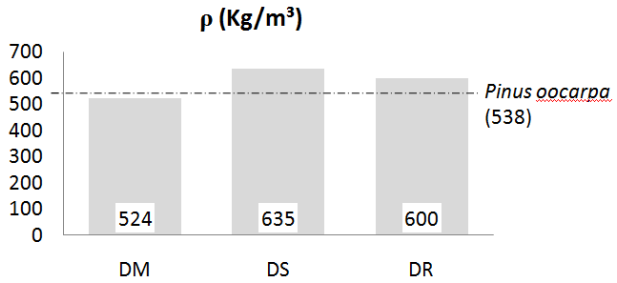


Figura 3: Densidade

Os dormentes de MLC apresentaram densidade superior em relação ao dormente maciço devido à classificação das lamelas que os compõem. Os valores de densidade entre DS e DR estão muito próximos, se diferenciando em 5%.

A norma Brasileira de dormentes, ABNT NBR 7511:2013 Dormentes de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaio estabelece duas classes para resistência e rigidez para as propriedades mecânicas, apresentadas pela tabela 2.

Tabela 2: Valores da ABNT NBR7511: 2013

		Propriedades Mecânicas		
		MOR (MPa)	MOE (MPa)	Ra_{90} (kN)
NBR7511	**Classe I**	**13000**	**50**	**30**
	Classe II	**10000**	**40**	**25**

Fonte: ABNT NBR 7511:2013

A Figura 4 apresenta os valores da norma Brasileira e os resultados obtidos para a propriedade de rigidez à flexão dos dormentes.

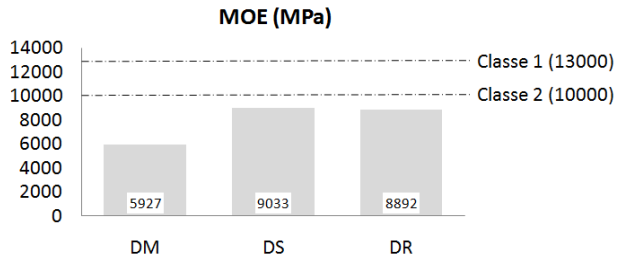


Figura 4: Resultados de rigidez à flexão (MOE)

Os dormentes não atingiram os valores mínimos de MOE estabelecidos pela ABNT NBR 7511:2013 – Dormentes de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaios. Comparados com a classe II os resultados dos dormentes maciços (DM) estão 41% inferiores, os dormentes sem reforço (DS) estão 10% inferiores e os dormentes reforçados (DR) 11% inferiores. Apesar de o valor entre DS e DR serem muito próximos (variação de 1,5%), o fato dos dormentes DS serem, feitos com *Pinus oocarpa* e os dormentes DR com *Pinus sp.* pode ter influenciado nos resultados, isso pode ser justificado pela densidade, como pode ser observado, o gráfico de MOE (Figura 4) tem o mesmo comportamento do gráfico de densidade (Figura 3). Portanto neste trabalho o reforço de fibra de vidro não foi suficiente para aumentar a rigidez à flexão.

A Figura 5 apresenta os valores da norma Brasileira e os resultados de resistência à flexão (MOR) para os dormentes testados.

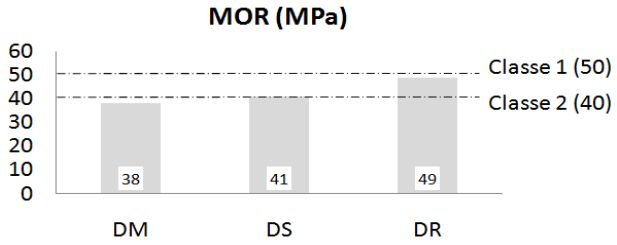


Figura 5: Resultados de resistência à flexão (MOR)

Para o MOR pode ser observado que os dormentes DR praticamente atingiram os valores para classe I, foram 20% mais resistentes aos dormentes sem reforço e 29% mais resistentes aos dormentes maciços, justificando o uso de fibra de vidro como reforço para esta propriedade. Os dormentes DS atingiram a classe II e o DM não atingiu os valores mínimos para a propriedade investigada.

A Figura 6 apresenta os resultados para o arrancamento de parafuso na direção normal as fibras.

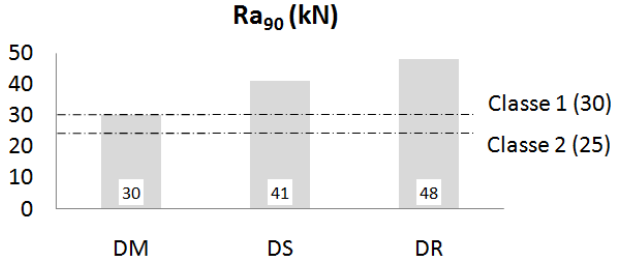


Figura 6: Resultados de arrancamento de parafuso

Para a propriedade Ra_{90} os dormentes de MLC superaram os valores para a classe I, os dormentes DR apresentaram resultados 17% superiores aos dormentes sem reforço e 60% superiores aos dormentes maciços. Já os dormentes DM apresentaram valor muito próximo do mínimo para a classe I.

A Figura 7 apresenta o resumo dos resultados das propriedades mecânicas comparados com os valores da norma Brasileira ABNR NBR 7511:2013 – Dormentes de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaios.

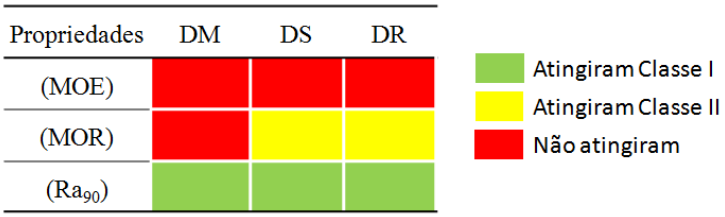


Figura 7: Resumo dos Resultados

Os resultados mostram que até 0,31% de reforço não foi suficiente para contribuir positivamente para todas as propriedades analisadas. De acordo com a literatura para se obter um ganho na resistência e rigidez à flexão são necessários de 1% à 3,3% (na área da seção transversal) de reforço de fibra de vidro[8]. Para a propriedade de resistência ao arrancamento de parafuso a medula é um problema para manter a fixação nos dormentes de Pinus maciço, não tendo problemas nos dormentes de MLC devido qualidade superior das lamelas classificadas.

A tabela 3 apresenta os resultados do teste de delaminação.

Tabela 3: Resultados de delaminação

Dormentes	Delaminação	%
DS	0	0
DR	0	0

O ensaio de delaminação mostrou que todos os dormentes não sofreram abertura na linha de cola, não ocorrendo problemas na interação entre madeira tratada com CCA-adesivo-fibra de vidro.

4. CONCLUSÕES

A madeira de *Pinus oocarpa* e *Pinus sp.*plantados no Brasil tratados com CCA, colados com adesivo a base de fenol-resorcinol (Cascophen LT-5210) e o reforço de fibra de vidro apresentaram boa interação entre si, não apresentando problemas na qualidade da colagem durante o teste de delaminação.

As propriedades limitantes para os dormentes maciços de *Pinus oocarpa* são a resistência e rigidez à flexão. Os dormentes de MLC com e sem reforço superaram a classe II na resistência à flexão, contudo o reforço contribuiu positivamente para o ganho de resistência desta propriedade. Para o arrancamento de parafuso os dormentes maciços atingiram o valor mínimo da classe I, os dormentes reforçados e sem reforço superam os valores da classe I, entretanto o reforço contribuiu significativamente para o aumento de resistência nesta propriedade.

As amostras não atingiram os valores mínimos de MOE para classe II, mostrando a importância da classificação mecânica das lamelas em conjunto com a classificação visual para montagem de dormentes de MLC.

Com o objetivo de aumentar a rigidez à flexão, bem como a capacidade de fixação do tirefão, será necessário, nas próximas pesquisas, o aumento gradual da quantidade de fibra de vidro em relação a área da seção transversal até o recomendado pela bibliografia, no limite de 3,3%.

Recomenda-se a realização de um trabalho produzindo dormente somente com lamelas de classificação visual S1 com também a utilização de outras espécies de madeira.

Dormentes de MLC com reforço de fibra de vidro podem ser eficazes para diminuir a variabilidade natural da madeira.

Com mais pesquisas e desenvolvimentos, a Madeira Laminada Colada como uma alternativa para a produção de dormentes, pode ampliar o uso de madeira de reflorestamento em aplicações onde a madeira tropical é usada.

AGRADECIMIENTOS

Os autores deste trabalho agradecem a Universidade de São Paulo (USP), a Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), ao Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM) do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET), o Departamento de Engenharia de Materiais (SMM) e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES).

REFERÊNCIAS

[1] Porto, T. G., 'Ptr 2501- Ferrovias. Universidade de São Paulo', (2004). http://www.poli.usp.br/d/ptr0540/download/ApostilaNova.pdf.
[2] World atlas. 'Os maiores países do mundo', (2016). Disponível em: http://www.worldatlas.com
[3] Revista Ferroviária. 'Anuário RF 2014', São Paulo, 225p, (2014).
[4] Brina, H. L., 'Estradas de ferro 1 via permanente'. LTC: Livros Técnicos Científicos S.A. Rio de Janeiro. Capítulos 1 e 5, (1979).
[5] Röthlisberger. History and development of the wooden sleeper. [s.i.], 2013. Disponível em: http://www.corbat-holding.ch/CMS/default.asp?ID=1816
[6] Zarembski, A.M., 'Concrete vs. wood ties: Making the economic choice'. In: Conference on maintaining railway track: determining cost and allocating resources, 1., 1993, Arlington, VA, EUA. **Anais...** (1993).
[7] Icimoto F.H., Ferro F.S., Molina J.C., Segundinho P.G.A., Calil Jr. C., 'Dormentes de Pinus: ensaios de flexão de acordo com a proposta de ensaios da revisão da norma ABNT NBR 7511/2005'. In: Encontro brasileiro de madeiras e estruturas de madeira, EBRAMEM, 13., 2012, Vitória, ES, Brasil. **Anais**... Vitória, ES: UFES (2012). 9p.
[8] Dagher H. J., Abdel-magid B., Lindyberg R. F., Poulin J., Shaler S. M., 'Static bending test results of Douglas fir and western hemlock FPR-reinforced glulam beams. AEWC Rept. No. 98-4, University of Maine', (1998).
[9] Manalo A., Aravinthan T., Karunasena W., Ticolau A. 'A review of alternative materials for replacing existing timber sleepers'. Composite Structures, 92 (2010) 603-611.
[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. 'ABNT NBR 7511: Dormentes de Madeira – Requisitos e Métodos de Ensaio'. Rio de Janeiro (2013) 24p.
[11] American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association. 'AREMA: 2009 Manual for Railway Engineering – Ties'. Lanham (2009).
[12] Comitê Brasileiro de Estruturas de Madeira. CE-2:126.10. PN 02:126.10-0001-1 'Madeira: Classificação Visual e Mecânica' (2015) (proposta de norma).
[13] Comitê Brasileiro de Estruturas de Madeira. CE-2:126.10. PN 02:126.10-0001-5 'Madeira Laminada Colada: Métodos de Ensaios' (2015) (proposta de norma).
[14] Associação Brasileira de Normas Técnicas. 'ABNT NBR 7190: Projetos de Estruturas de Madeira - Requisitos e métodos de ensaio'. Rio de Janeiro (1997) 107p.

DESEMPENHO MECÂNICO DE PAINÉIS OSB TRATADOS COM CCA

MECHANICAL PERFORMANCE IN OSB PANEL TREATED WITH CCA

Cristiane Inácio de Campos [(1)], Maria Beatriz Macedo Simon Sola [(2)], João Vítor Felippe Silva [(3)], Bruno Santos Ferreira [(4)]

(1) Profª. Drª., Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(2) Graduanda em Engenharia Industrial Madeireira, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(3) Graduando em Engenharia Industrial Madeireira, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(4) Doutorando em Engenharia Mecânica, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus de Guaratinguetá, Brasil
Endereço de contato: cristiane@itapeva.unesp.br

Código de identificação: T4-19

Resumo

Painéis à base de madeira tem se tornado uma alternativa interessante na substituição da madeira sólida em várias aplicações, como por exemplo, na construção civil. Os sistemas construtivos Wood frame e Steel frame usam painéis à base de madeira como o compensado e o OSB, como material de fechamento vertical e horizontal. Os painéis OSB apresentam como característica principal a composição em três camadas o que garante maior estabilidade dimensional ao painel e resistência na mesma ordem de grandeza nas duas principais direções. Alguns tratamentos são usados para melhorar a durabilidade da madeira e de seus produtos derivados, o tratamento químico com CCA é o mais realizado atualmente, o qual melhora a resistência contra a água e apodrecimento. Essa pesquisa teve como objetivo avaliar a influência do tratamento químico com CCA quanto ao desempenho mecânico na flexão estática de painéis OSB produzidos com madeira de pinus e resina fenol-formaldeído. O tratamento foi realizado em autoclave pelo método célula cheia durante uma hora. Os resultados mostraram que o tratamento químico com CCA dado aos painéis OSB reduziu o módulo de elasticidade (MOE) e módulo de ruptura (MOR) na flexão estática influenciando o desempenho final do painel, indicando classe de resistência reduzida em comparação aos painéis não submetidos ao tratamento.

Palavras chave: propriedades mecânicas; módulo de elasticidade; módulo de ruptura; painéis à base de madeira

Abstract

Wood-based panels have become an interesting alternative in the replacement of solid wood in various applications, such as construction. The wood frame and steel frame construction systems use wood-based panels such as plywood and OSB as vertical and horizontal sheathing material. OSB panels have as their main characteristic the composition in three layers which guarantees greater dimensional stability to the panel and resistance in the same order of magnitude in the two main directions. Some treatments are used to improve the durability of wood and by-products, the chemical treatment with CCA is the most accomplished currently, which improves resistance against water and decay. This research aimed to evaluate the influence of the chemical treatment with CCA on the mechanical performance in the static bending of OSB panels produced with pine wood and phenol-formaldehyde resin. The treatment was carried out in autoclave by the filled cell method for one hour. The results showed that the chemical treatment with CCA given to OSB panels reduced the modulus of elasticity (MOE) and the modulus of rupture (MOR) in static bending influencing the final performance of the panel, indicating reduced resistance class compared to panels not submitted to treatment.

Keywords*: mechanical properties; modulus of elasticity; modulus of rupture; wood based materials*

1. INTRODUÇÃO

O segmento industrial madeireiro evoluiu e a madeira passou a ser utilizada na forma maciça, como vigas e tábuas de grandes dimensões. Entretanto, com o tempo devido a diminuição da disponibilidade de árvores com grandes diâmetros, e o aumento do preço, a indústria madeireira substituiu os grandes elementos que eram tão frequentemente utilizados, por produtos de madeira reconstituída produzidos através da utilização de árvores de pequeno diâmetro e de resíduos do processamento primário da madeira [1].

Os painéis à base de madeira apresentaram crescente desenvolvimento, principalmente, no final do século XX. Acompanhando esse desenvolvimento, e a crescente demanda por tais produtos, a indústria madeireira vem cada vez mais desenvolvendo tecnologias para o uso mais eficiente da matéria-prima a partir de árvores de menores dimensões [2].

Em paralelo a isso, observa-se que a construção civil é um segmento industrial que ainda necessita de maior industrialização, de modo a racionalizar e agilizar o processo produtivo, como acontece em outros segmentos industriais. Ressalta-se que sistemas construtivos que empregam a madeira e produtos engenheirados de madeira são bastante comuns na América do Norte, sendo que aproximadamente 90% das habitações unifamiliares utilizam a madeira como material de construção [3]. Isto pode ser justificado, especialmente, pela rapidez e limpeza durante a execução, elevado desempenho termo-acústico além de custo competitivo apresentado por este material.

A industrialização de habitações surge com o sistema construtivo chamado *Balloon Frame*, no século XIX. Este sistema era composto por peças padronizadas de madeira, moduladas e unidas por pinos e peças metálicas. Esse conjunto formava estruturas autoportantes e todas as peças de madeira eram fabricadas na indústria com a mesma dimensão o que tornava o processo rápido e fácil [4]. A industrialização da construção civil tem como objetivos principais aumentar a produtividade, diminuir custos de produção e reduzir o tempo de execução. Tais aspectos podem ser conseguidos através da racionalização de materiais, mão-de-obra, redução no tempo de serviços, modulação e padronização de projetos, além do uso de novas tecnologias.

Os sistemas construtivos mais utilizados atualmente e que se enquadram nesse perfil de industrialização são o *Wood Frame* e o *Steel Frame* que apresentam como principal característica a utilização de chapas de madeira. As chapas são utilizadas como elementos de fechamento e travamento de paredes, além do uso como elementos de pisos e coberturas. Dentre os painéis mais adequados para essa utilização destacam-se as chapas de madeira compensada, painel composto por lâminas dispostas de forma defasada em 90° e o OSB (*Oriented Strand Board*), painel composto por lascas de madeira também orientadas em camadas defasadas em 90°. Estas duas chapas apresentam elevada resistência mecânica, sendo a segunda mais adequada e compatível com as exigências desses dois sistemas construtivos citados anteriormente.

O OSB é um painel com desempenho estrutural, composto por lascas de madeira com tendência de orientação, defasadas em 90° entre camadas adjacentes. As lascas com dimensões aproximadas de 80 a 150 mm de comprimento, 15 a 25 mm de largura e espessura em torno de 1 mm são unidas com resina sintética e consolidadas sob ação de pressão e temperatura [5] [6] [7].

Como destacado anteriormente os painéis à base de madeira, especialmente, o compensado e o OSB, tem apresentado crescente aplicação, principalmente, na construção civil, com aplicação em sistemas construtivos leves. No entanto, para garantir durabilidade compatível com os materiais tradicionalmente utilizados é necessário que se realize um tratamento preservativo nestes painéis, para evitar a biodeterioração, provocada por fungos ou insetos, muito comuns em países tropicais como o Brasil.

Os preservantes de madeira se agrupam em três categorias: a) Preservativos oleosos – apresenta natureza oleosa, são normalmente representados pelos derivados do alcatrão e hulha. São exemplos desta classe o creosoto e o naftenatos. b) Preservativos oleossolúveis – são produtos que necessitam ser dissolvidos em algum solvente orgânico ou organometálica. Um exemplo mais comum deste

preservante é o pentaclorofenol. c) Preservativos hidrossolúvies – são produtos que utiliza como solvente a água. Os representantes mais comuns desta categoria são o arseniato de cobre cromatado (CCA) e o borato de cobre cromatado (CCB) [8].

Dentre as categorias anteriores, os preservativos hidrossolúveis são os mais utilizados no Brasil, uma vez que que são os mais eficientes no tratamento contra agentes xilófagos [9]. A influência dos tratamentos preservantes CCA e CCB sobre as propriedades físicas e mecânicas dos painéis OSB feitos com partículas de madeira da espécie *Schizolobium amazonicum* mostrou-se amplamente satisfatória. Foi constatado neste estudo que os tratamentos preservantes não ocasionaram perdas consideráveis nas propriedades, todos os resultados foram compatíveis aos exigidos pelas normais internacionais [8]. Estudos indicaram que produção de chapas de partículas a partir da obtenção de lascas de resíduos tratados com preservantes CCA e CCB apresentaram resultados dentro de especificações normativas [9].

A partir da revisão apresentada anteriormente é que definiu-se o objetivo deste trabalho que foi a produção e tratamento químico com CCA de painéis OSB e a caracterização mecânica na flexão estática com base de documento normativa internacional.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Na sequência estão apresentados o processo de produção, tratamento químico e caracterização mecânica na flexão estática dos painéis OSB.

2.1 Preparação da matéria-prima e produção dos painéis

Utilizou-se madeira de *Pinus taeda* para a produção dos painéis OSB e também resina fenol-formaldeído. As peças de madeira nas dimensões de 0,15 m x 0,09 m x 0,04 m foram deixadas imersas em água por um período de 72 horas de modo a facilitar o corte no picador de disco. Em seguida, as peças úmidas foram levadas ao picador de disco onde as peças foram seccionadas com a maior dimensão da peça no sentido perpendicular às fibras de madeira e, assim, foram obtidas lascas com dimensões aproximadas de 90 mm de comprimento (sentido paralelo às fibras), largura das lascas de 20 mm e espessura de 0,60 mm.

Após o processamento as lascas foram dispostas em uma lona plástica onde permaneceram por sete dias para perda inicial da umidade, reduzindo o tempo de secagem em estufa. Na sequência, as mesmas foram dispostas em bandejas metálicas dentro de estufa a ar quente forçado, onde permaneceram por 24 horas à temperatura de 103 (± 2)ºC.

Encerrado o tempo de secagem em estufa, as lascas permaneceram em recipiente fechado até o resfriamento à temperatura ambiente sem que houvesse aumento no teor de umidade das lascas, para que, em seguida, fossem produzidos os painéis OSB.

Para a produção dos painéis utilizou-se adesivo nas proporções dez partes de adesivo (180g) e uma parte de água (18g). A massa de adesivo foi calculada como 10% da massa total das lascas secas, ou seja, foram utilizadas por painel produzido 1,8 kg de lascas e 0,18 kg de adesivo.

A aplicação do adesivo sobre as lascas foi efetuada em encoladeira com sistema de pulverização pneumática, de modo a homogeneizar a mistura. Posteriormente, as lascas foram dispostas em caixa formadora quadrada com 0,42 m de lado, utilizando um sistema com aberturas que permitiram orientar as lascas em cada camada. A composição do painel foi de 20 % das lascas nas camadas externas e 60% das lascas na camada intermediária. Foi realizada a pré-prensagem a temperatura ambiente durante 10 minutos, com pressão de 0,1 MPa. Posteriormente, o colchão foi levado a prensa pré-aquecida à 180ºC, onde foi feita a prensagem durante 600 segundos em três ciclos iguais com dois alívios de pressão de 30 segundos, com pressão de 4,0 MPa. Os painéis produzidos foram acondicionados à temperatura ambiente por 72 horas e, em seguida, foram esquadrejados.

2.2 Tratamento químico

O tratamento químico foi realizado em autoclave com arseniato de cobre cromatado (CCA) tipo C composto por 47,5% de CrO_3, 18,5% de CuO e 34% de As_2O_5, com uma concentração de 72%. O processo de célula cheia utilizado consistiu nas três etapas sendo a primeira com vácuo inicial de 560 mmHg durante 30 minutos com a intenção de retirar o ar presente nos poros da madeira para facilitar a penetração da solução de CCA. Nesta etapa ocorreu, transcorridos os 30 minutos, o enchimento do cilindro da autoclave. A segunda etapa com a aplicação da pressão de 12 kgf/cm^2 por um período de 60 minutos, com o intuito de promover a penetração da solução na madeira. E a terceira etapa com vácuo final após a retirada da solução do cilindro. Nesta etapa o material foi novamente submetido à um vácuo de 560 mmHg durante 15 minutos, para a retirada do excesso de solução da superfície da madeira. Após o tratamento com CCA os painéis foram secos ao ar livre até estabilização da umidade em aproximadamente 12%.

2.3 Caracterização mecânica e análise estatística

A caracterização mecânica foi realizada com base em documento normativo europeu [10], tendo as amostras as dimensões de 0,35 m x 0,05 m x 0,015 m, que foram ensaiadas em um vão de 0,30 m segundo especificação normativa, sendo o ensaio realizado em 60 ± 30 s. Nestes ensaios foram determinadas a rigidez das chapas de OSB (MOE – módulo de elasticidade) e a resistência à flexão (MOR – módulo de ruptura). Tais valores foram definidos de acordo com o sentido das lascas da camada externa.

Os resultados dos ensaios foram avaliados por análise de variância pelo Teste de Tukey, para um nível de significância de 5%. Antes da análise de variância foram feitos testes de normalidade dos dados pelo teste de Shapiro Wilk e homogeneidade da variância dos dados pelo teste de Bartlett. Tais análises foram realizadas do software R versão 3.0.1 de 2013[11].

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados médios obtidos para o MOE e MOR nos sentidos paralelo e perpendicular, estão apresentados nas Tabelas 1 e 2, juntamente com o desvio padrão e análise de variância (mesmas letras na vertical não apresentaram diferença estatística), para resultados do mesmo sentido.

Tabela 1: Valores encontrados de rigidez (MOE)

Tratamento / Sentido	Média (10^6 Pa)	D.P. (10^6 Pa)
Testemunha - Paralelo	4.697 A	620
CCA - Paralelo	3.575 B	602
Testemunha - Perpendicular	3.349 A	757
CCA - Perpendicular	1.739 B	516

Tabela 2: Valores encontrados de resistência (MOR)

Tratamento / Sentido	Média (10^6 Pa)	D.P. (10^6 Pa)
Testemunha - Paralelo	39,28 A	8,02
CCA - Paralelo	21,89 B	5,23
Testemunha - Perpendicular	33,18 A	11,09
CCA - Perpendicular	16,23 B	4,59

Para painéis OSB, os valores referenciais devem ser para a Classe 4 de MOE // 4800 MPa, MOR // 28,00 MPa, MOE $\perp$ 1900 MPa, MOR$\perp$ 15,00 MPa e para a Classe 3 de MOE // 3500 MPa, MOR // 20,00 MPa, MOE $\perp$ 1400 MPa, MOR$\perp$ 10,00 MPa [12].

Sendo assim, verifica-se para os painéis testemunha (sem tratamento) apenas MOE paralelo não atendeu a Classe 4 da norma citada, mas, atendeu para a Classe 3. Lembrando que Classe 3 refere-se a painéis para fins estruturais para uso em ambiente úmido. Já os painéis submetidos a tratamento químico apresentaram redução de resistência, o que era esperado devido ao efeito do tratamento na qualidade de colagem dos painéis. No entanto, mesmo assim os painéis tratados com CCA continuaram atendendo as especificações de painéis Classe 3, o que apresentou-se adequado e favorável por ainda apresentar resultados para usos estruturais como desejado no uso de construções leves em madeira como *Wood Frame* e *Steel Frame*.

4. CONCLUSÕES

Com base na análise dos resultados obtidos para o teste de flexão estática para os painéis estudados pode-se concluir que o tratamento químico interfere de forma negativa no desempenho mecânico dos painéis. No entanto, este efeito negativo não comprometeu de forma significativa de modo a reduzir a classe de resistência dos painéis, o que mostra-se bastante favorável. A diminuição da resistência após tratamento químico pode ser justificada pela redução qualidade de colagem dos painéis, possivelmente justificada pela interferência do tratamento sob pressão com solução aquosa de CCA.

Os valores encontrados permitem a classificação dos painéis OSB tanto testemunha como tratados quimicamente como Classe 3, para uso estrutural em ambiente úmido, onde o tratamento preservativo é desejável de forma a aumentar a durabilidade da construção, que será objeto de outro estudo quanto a durabilidade dos painéis OSB submetidos a tratamentos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPESP pelo apoio à pesquisa referente ao processo nº 2015/04660-0, as empresas Sguario S/A e SI Group Crios Resinas S.A. pelas doações de matérias-primas.

REFERÊNCIAS

[1] IRLE, M. A.; BARBU, M. C.; REH, R.; BERGLAND, L.; ROWELL, R. M. Wood Composites. In: ROWELL, R. M. Handbook of wood chemistry and wood composites. Boca Raton: CRC Press, 2012. Cap. 10.

[2] AMERICAN FOREST & PAPER ASSOCIATION. *Engineered wood products primer awareness guide*. Washington: American Wood Council, 2006. Disponível em: <http://www.woodaware.info/PDFs/EWPPrimer.pdf>. Acesso em: 30 maio 2011.

[3] APA – The Engineered Wood Association. 1978. Design Capabilites of APA Performance-Rated Structural-Use Panels. Technical Note N375 B. APA Tacoma. Washington.

[4] BENEVOLO, L. *História da arquitetura moderna*. São Paulo: Ed. Perspectiva, 2004. 813p.

[5] RAZERA, D. *Estudo sobre as interações entre as variáveis do Processo de produção de painéis aglomerados e Produtos moldados de madeira*. 2006. 157 p. Tese (Doutorado em Ciências Florestais - Tecnologia e Utilização de Produtos Florestais) - Setor de Ciências Agrárias, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

[6] IWAKIRI, S. Painéis de madeira reconstituída. Curtiba: FUPEF, 2005. 247 p.

[7] MALONEY, T.M. (1993). Moderm particleboard & dry process fiberboard manufacturing, Updated Edition. San Francisco: Miller Freeman Inc.

[8] FERRO, F. S. Painéis OSB com madeira *Schizolobium amazonicum* e resina poliuretana à base de óleo de mamona: viabilidade técnica de produção. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. São Carlos/SP. 2013.

[9] BERTOLINI, M. S. Emprego de resíduos de Pinus sp tratado com preservante CCB na produção de chapas de partículas homogêneas utilizando resina poliuretana à base de mamona. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. São Carlos/SP. 2011.

[10] BRITISH STANDARDS. EN 310: Wood-based panels — Determination of modulus of elasticity in bending and of bending strength. Bruxelas: BSI, 1993. 14 p.
[11] R Development Core Team. R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria, 2011. ISBN 3-900051-07-0, URL http://www.R-project.org/.
[12] BRITISH STANDARDS. EN 300: Oriented Strand Boards (OSB) — Definitions, classification and specifications. Bruxelas: BSI, 2006. 24 p.

PAINÉIS COMPENSADOS PRODUZIDOS A PARTIR DA RECICLAGEM RESÍDUOS DA INDÚSTRIA MADEIREIRA

PLYWOOD MADE BY WOOD INDUSTRIAL WASTE RECYCLING

Gabriel P. Oliveira [(1)], Jhonattan R. Santos [(1)], Pablo H. G. Araujo [(1)], Maristela Gava [(2)], Cristiane I. Campos [(2)]

(1) Graduando, Universidade Estadual Paulista, Itapeva-SP, Brasil.
(2) Prof. Dr., Universidade Estadual Paulista, Itapeva- SP, Brasil
Endereço de contato: mgava@itapeva.unesp.br

Código de identificação: T4-20

Resumo

Este trabalho teve como objetivo estudar a viabilidade da produção de painéis compensados a partir da reciclagem de lâminas e de adesivo à base de ureia-formaldeído. Foram produzidas chapas com 5 camadas de lâminas de *Pinus*sp provenientes de refugo industrial e encoladas com adesivo à base de ureia-formaldeído que estava destinado ao descarte. Foi realizada uma caracterização físico-mecânica através dos ensaios de massa específica aparente, teor de umidade, flexão estática e cisalhamento, seguindo as recomendações das normas brasileiras para compensado. Os resultados obtidos foram comparados com o catálogo técnico de compensado de *Pinus* fornecido pela Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente - ABIMCI, obtendo-se dois resultados dentro dos padrões comerciais e os outros abaixo do esperado.

Palavras chave: lâminas de pinus; adesivo; aproveitamento de resíduos

Abstract

The objective this work was to study the feasibility of the production of compensated panels from the recycling of blade and urea-formaldehyde based adhesive. Plates were produced with 5 layers of Pinus sp blade from industrial refuse and glued with urea-formaldehyde based adhesive that was destined for waste. A physical-mechanical characterization was performed through the tests of apparent specific mass, moisture content, static bending and shear, following the recommendations of the Brazilian standards for compensated. The results obtained were compared with the technical catalog of Pinus plywood supplied by the Brazilian Association of the Mechanically Processed Wood Industry - ABIMCI, obtaining two results within commercial standards and the others below expectations.

Keywords*: pinus blades; adhesive; refuse management*

1. INTRODUÇÃO

Os painéis derivados de madeira foram desenvolvidos a partir da necessidade de maior aproveitamento da madeira e melhoria de suas propriedades físico-mecânicas, reduzindo a influência dos defeitos comumente encontrados nas peças de madeira serrada, tais como, nós, grã reversa, dentre outros. Esse tipo de produto visa suprir a procura constante de madeira serrada, possuindo vantagens desde o aproveitamento máximo da tora, obtendo altos índices de rendimento, bem como, o seu dimensionamento, uma vez que ele não se limita a largura da árvore. Outras características favoráveis aos painéis são suas estruturas homogêneas e a sua alta versatilidade.

Existem diferentes tipos de painéis derivados de madeira, para os mais variados usos. O que os diferencia é, principalmente, a forma como a madeira é empregada em sua composição, podendo ser em partículas, fibras, lascas ou lâminas. Também a forma como as partículas são aglutinadas, confere diferentes características aos painéis à base de madeira. Dessa forma, tem-se:

1.1 Chapas de fibras de média densidade (MDF)

Na produção desse tipo de painel, são utilizadas fibras de madeira que são misturadas com adesivo e prensadas a altas temperaturas e pressão. Segundo Ferreira (2003) [1], essas chapas apresentam superfície plana e lisa, adequada a diferentes acabamentos. Esse tipo de painel permite ser usinado, serrado, torneado, lixado, furado, recebendo bem pregos e parafusos, possuindo também uma boa aderência a cola. Essas características atribuíram a ele condições diferenciadas dos demais painéis, proporcionando assim um destaque para sua aplicação, especialmente no setor moveleiro.

1.2 Chapa dura (HDF)

Esse tipo de painel é caracterizado por possuir uma alta densidade, segundo Ferreira (2003) [1] seu processo de síntese parte do aglutinamento das fibras, originárias dos cavacos. A diferença dessa fabricação está no não recebimento de resina sintética, uma vez que ela usufrui da lignina como aglutinante, através do processo úmido de prensagem a quente que reativa o aglutinante natural da madeira.

1.3 Chapa de partículas de média densidade (MDP)

Conforme Lahr e Christoforo (2013) [2], na produção desse tipo de painel, a madeira é transformada em partículas que são classificadas e secas, para posteriormente serem misturadas com resina. As partículas encoladas são prensadas a determinadas temperatura e pressão, produzindo o painel, que é popularmente conhecido como “aglomerado”, sendo também bastante utilizado pela indústria moveleira.

1.4 Painéis de partículas orientadas (OSB)

Os painéis de partículas orientadas (OSB) possuem elevada resistência mecânica a qual é exigida para fins estruturais. Pode ser formado por camadas de partículas ou feixe de fibras, que são orientados em uma mesma direção na camada, porém entre as camadas são orientados perpendicularmente. Essas tiras são unidas com resinas aplicadas sob alta temperatura e pressão.

1.5 Painel compensado

Segundo Iwakiri (2005) [3], a origem da utilização da lâmina de madeira data-se de 3.000 a.C., com os artesãos egípcios que utilizavam este material na manufatura de móveis clássicos e artesanais. As lâminas eram obtidas através de serras manuais, cujo processo, apresenta algumas vantagens como a desnecessidade de aquecimento da madeira, lâminas de mesma qualidade nas duas faces e condições

mais favoráveis para obtenção de lâminas espessas. No entanto, comparada aos processos atuais de laminação, a produção era bem menor, com maior geração de resíduos na forma de serragem.

Segundo Iwakiri (2005) [3], o processo de obtenção do compensado começa na floresta com a classificação da madeira em seguida passa por um sistema de produção de lâminas, de acordo com as seguintes etapas:

- Recebimento e armazenagem de toras;
- Descascamento das toras;
- Seccionamento e desdobro das toras;
- Aquecimento das toras;
- Laminação – desenrolamento ou faqueamento;
- Transporte de lâminas e guilhotinagem;
- Secagem de lâminas;
- Classificação das lâminas;
- Armazenamento de lâminas secas.
- Junção das lâminas e colagem das bordas;
- Aplicação do adesivo;
- Prensagem do compensado.

Observa-se nesse processo de fabricação as posições das laminas, sempre em número ímpar, as quais devem estar dispostas perpendicularmente entre si, conforme esquema da Figura 1.

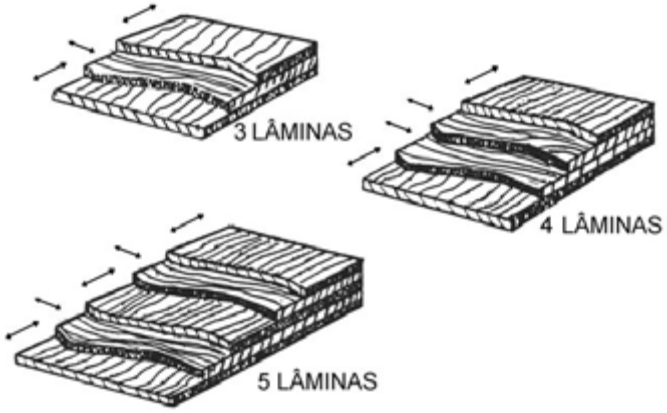


Figura 1: Posição das laminas no painel de compensado

O compensado é produzido sob duas principais especificações: a) para uso interno com colagem à base de resina ureia-formaldeído, sendo empregado basicamente na indústria moveleira; b) para uso externo com colagem à base de resina fenol-formaldeído, sendo normalmente utilizado na construção civil (LAHR; CHRISTOFORO, 2013) [2].

O adesivo à base de ureia-formaldeído é um adesivo sintético pertence à classe dos termoendurecedores, os quais sob aquecimento se tornam rígidos e insolúveis. Conforme IWAKIRI (2005) [3], essa resina é utilizada em mais de 90% de painéis de madeira, tendo em vista o seu baixo custo em relação as demais. Algumas de suas características são a sua coloração branca leitosa, o pH na faixa de 7,4 a 7,8, viscosidade elevada de 400 a 1000cp (25ºC), menor resistência a água (durabilidade), menor resistência mecânica e rigidez e um ritmo de cura mais lento.

Durante o processo de produção de compensados, algumas lâminas podem ser descartadas por não atenderem aos padrões de qualidade ou por terem sido contaminadas com fungos ou outros agentes biológicos. No caso da produção em laboratório, cujo volume de chapas produzidas é sempre pequeno

se comparado com a indústria, verificam-se também, freqüentes sobras de adesivo devido à expiração do prazo de validade, mas que, muitas vezes ainda é possível sua utilização para fins menos nobres.

2. OBJETIVOS

O objetivo desse trabalho foi estudar a viabilidade técnica da utilização de materiais de descarte (lâminas e adesivo) para a produção de painéis compensados.

3. MATERIAIS E MÉTODO

3.1 Produção dos painéis

Foram produzidas cinco painéis de compensado, utilizando material (lâminas e adesivo) que estavam destinados ao descarte pelo laboratório. Para a produção dos painéis e realização dos ensaios, foram utilizados os seguintes materiais e equipamentos:

- Lâmina de *Pinus*sp doadas por uma empresa parceira;
- Adesivo à base de ureia-formaldeído;
- Água deionizada;
- Pré-prensa com capacidade de 15 toneladas;
- Prensa hidráulica termo-aquecidacom capacidade de 80 toneladas;
- Balançasemi-analítica;
- Serra de bancada
- Espátula
- Béquer de 1 Litro
- Paquímetro
- Estufa para secagem e esterilização
- Máquina universal de ensaios com capacidade de 300KN

Para a montagem do painel, as lâminas foram, inicialmente, marcadas e esquadrejadas, nas dimensões de 50 x 50 cm, sendo alternadas e classificadas segundo as normas NBR ISO 1096 e ASTM D 1037 [5].

Após o processo de classificação visual foram realizadas as medições de espessuras, com a ajuda de um paquímetro obtendo a espessura de 2,32 mm e levadas à estufa durante um período de 24 horas.

Foi aplicado 0,045Kg de adesivo em cada face, seguindo a gramatura de 0,360 Kg/m^2 (linha dupla), conforme recomendado por Iwakiri (2005) [3], para lâminas com espessura de 2 mm. O adesivo foi preparado conforme recomendações do fabricante e aplicadas com uma espátula conforme mostrados na Figura 2.

A montagem do painel foi feita com cinco lâminas dispostas de forma perpendicular em relação à direção das fibras entre camadas adjacentes. Em seguida, o painel foi submetido a uma pré–prensagem, realizada manualmente, por 10 minutos e depois transportado para a prensa hidráulica termoaquecida. Para a prensagem final foi utilizada uma pressão de 10Kgf/cm^2 e uma temperatura de 150ºC durante 180 segundos, com intervalo de degasagem de 30 segundos.

Figura 2: Aplicação do adesivo

Após prensagem e climatização, realizou-se o esquadrejamento do painel (Figura 3) e obtenção dos corpos de prova para caracterização físico-mecânica através dos ensaios para determinação da massa específica aparente, teor de umidade, resistência à flexão estática e cisalhamento. Nesse momento já foi possível observar algumas imperfeições que ocorreram na colagem das lâminas.

Figura 3: Esquadrejamento do painel

3.2 Determinação da massa específica aparente

A determinação da massa específica aparente foi realizada segundo as recomendações da NBR 9485 [6] a qual especifica que o corpo de prova apresente uma forma retangular com 100 mm por 50 mm nominais e sejam amostrados no mínimo 5 corpos de prova. Com o auxílio de um paquímetro aferiu-se o comprimento, a largura, a espessura, calculando-se uma média dessas dimensões. A pesagem foi realizada através de uma balança semi-analítica. A massa específica aparente foi calculada de acordo com a Equação (1).

$$\rho = \frac{m}{(c \times l \times e)} \quad (1)$$

ρ = massa especifica aparente (g/mm^3)
m = massa do corpo de prova (g)
c = comprimento do corpo de prova (mm)
l = largura do corpo de prova (mm)
e = espessura do corpo de prova (mm)

3.3 Determinação do teor de umidade

A determinação do teor de umidade foi realizada segundo as recomendações das normas NBR 9484 [7] e ASTM1037-37 [5]. Ambas especificam que seja utilizada uma estufa dotada de termostato para garantir uma temperatura de 103ºC ± 2ºC, dessecador e que a massa do corpo de prova apresente no mínimo 10 gramas. Com o auxílio uma balança semi-analítica, pesaram-se os corpos de prova que, na sequencia foram levados à estufa até a estabilização de suas massas. Com esses dados foi possível calcular o teor de umidade a segundo a Equação (2).

$$TU = \frac{(m_i - m_f)}{m_f} \times 100 \quad (2)$$

TU = Teor de umidade do corpo de prova (%);
Mi = massa inicial do corpo de prova (g);
Mf = massa do corpo de prova após a secagem (g).

3.4 Determinação da resistência à flexão estática

A determinação da resistência à flexão estática foi realizada segundo especificações das normas ABNT NBR9533 [8] e ASTM D 1037–9 [5] que recomendam que sejam retirados no mínimo 5 corpos de prova em cada direção (paralela e perpendicular às fibras), a uma distância mínima de 50mm das bordas do painel, possuir uma largura de 75 mm e comprimento segundo a Equação (3).

$$C = 25 \text{ X } e + 50 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad (3)$$

C = Comprimento (mm);
e = espessura (mm).

O módulo de elasticidade na flexão foi determinado com base na Equação (4).

$$Eb = \frac{L^3 \times (F_2 - F_1)}{4 \times l \times e^3 \, (S_2 - S_1)} \quad (4)$$

Eb= módulo de elasticidade (Mpa);
L= distância entre os centros de apoios (vão) (mm);
l= largura do corpo de prova (mm);
e= espessura do corpo de prova (mm);
$F_2 - F_1$= incremento de carga no trecho reto da curva carga-deformação (N);
$S_2 - S_1$= incremento de deflexão no ponto central do vão, correspondente a $F_2 - F_1$, (mm).

Na determinação da tensão de ruptura à flexão estática dos corpos de prova, utilizou-se a Equação (5).

$$Tr = \frac{3 \times F_{máx} \times L}{2 \times l \times e^2} \quad (5)$$

Tr= tensão de ruptura à flexão estática (MPa);
$F_{máx}$= carga de ruptura (N);
L= distância entre os centros de apoios (vão) (mm);
l= largura do corpo de prova (mm);
e= espessura do corpo de prova (mm).

3.5 Determinação da resistência ao cisalhamento

A determinação da resistência ao cisalhamento foi realizada segundo especificações das normas ABNT NBR12466-1 [9] que recomenda que sejam obtidos no mínimo 5 corpos de prova com geometria e dimensões nela especificadas. Os valores de resistência foram calculados com base na Equação (6).

$$t = \frac{F}{l \times b} \quad (6)$$

t= cisalhamento (MPa);
F= força no momento da ruptura do corpo de prova (N);
l= comprimento da área sujeita ao cisalhamento (mm);
b= largura da área sujeita ao cisalhamento (mm).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Massa específica aparente

Observa-se pelo gráfico da Figura 4, foi obtida uma média de densidade 0,523g/cm^3, para os painéis produzidos com as lâminas e adesivo que seriam descartados. Essa média foi superior à média da madeira maciça de *Pinus sp* que se encontra entre 0,45 a 0,47g/cm$^{3.}$ Essa variação superior foi atribuída à cola e ao endurecedor, os quais agregam massa e volume ao compensado, gerando assim uma densidade diferente da madeira maciça.

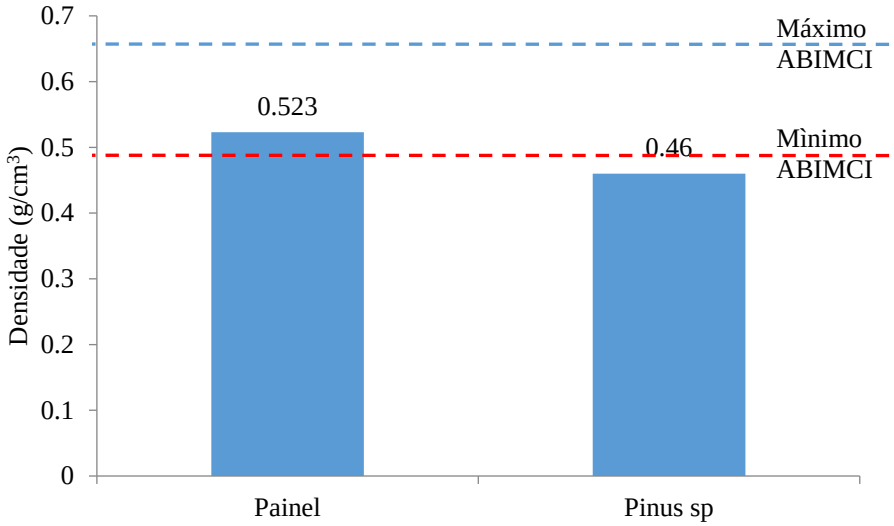


Figura 4: Média da densidade dos painéis compensados produzidos com material de refugo

Analisando o resultado da média da densidade e comparando com o catálogo técnico de compensado de *Pinus* fornecido pela ABIMCI (2016) [10], que apresenta a padronização da densidade de compensado comercial com cinco lâminas e exige um mínimo de 0,476g/cm^3, média de 0,552g/cm^3 e um máximo de 0,641g/cm^3, observou-se que a média obtida está dentro do esperado, sendo compatível com painéis comerciais.

4.2 Teor de umidade

Verifica-se pelo gráfico da Figura 5, que a média do teor de umidade dos painéis produzidos com material de refugo, foi de 7,996 %.

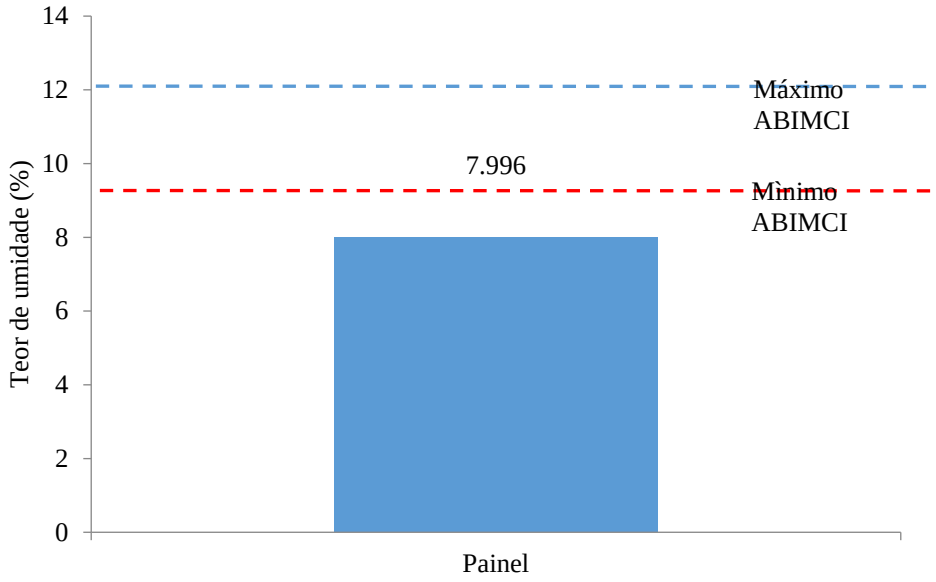


Figura 5: Média do teor de umidade dos painéis compensados produzidos com material de refugo

Comparando o resultado obtido com o catálogo técnico de compensado de *Pinus* fornecido pela ABIMCI (2016) [10], constatou-se que o teor de 7,996% está abaixo do mínimo exigido para um compensado comercial de cinco lâminas. Segundo a ABIMCI (2016) [10] os painéis devem apresentar teor umidade mínimo de 9%, média de 10% e máximo de 12%.

4.3 Resistência à flexão estática

De acordo com os gráficos das Figuras 6 e 7, o valor médio do Módulo de Elasticidade (MOE) e do Módulo de Ruptura (MOR) na flexão estática para os corpos de prova cuja orientação das lâminas externas foram direcionadas de forma paralela à direção das fibras, ficou abaixo do admissível pela ABIMCI (2016) [10] para os padrões comerciais, cujos valores encontram-se entre 3.100,72MPa e 7.063,29MPa para o MOE e 27,38 e 63,59MPa para o MOR.

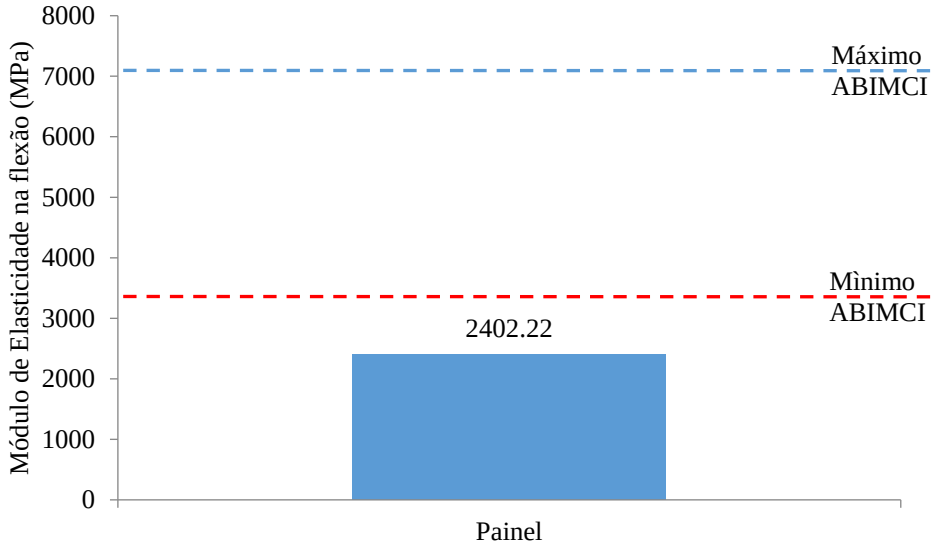


Figura 6: Média do Módulo de Elasticidade (MOE) na flexão estática para corpos de prova na direção paralela às fibras, dos painéis compensados produzidos com material de refugo

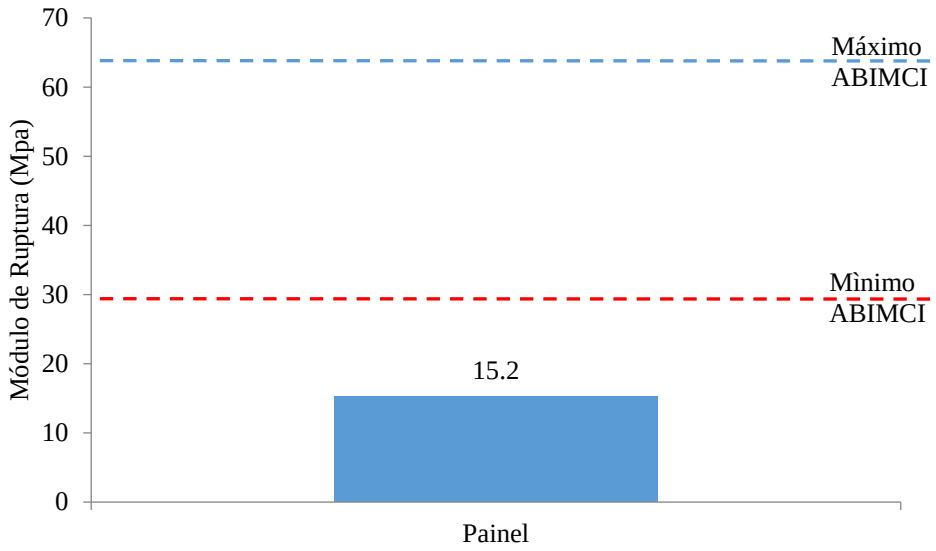


Figura 7: Média do Módulo de Ruptura (MOE) na flexão estática para corpos de prova na direção paralela às fibras, dos painéis compensados produzidos com material de refugo

No que se refere aos corpos de prova na direção perpendicular às fibras das lâminas externas, observa-se pelos gráficos das Figuras 8 e 9, que os valores de MOE e MOR, respectivamente, também ficaram abaixo do aceitável para os painéis comerciais. Segundo a ABIMCI (2016) [10], tais valores devem estar entre 1.762,90 e 4.047,22MPa para o MOE e 20,58 e 45,27 MPa para o MOR.

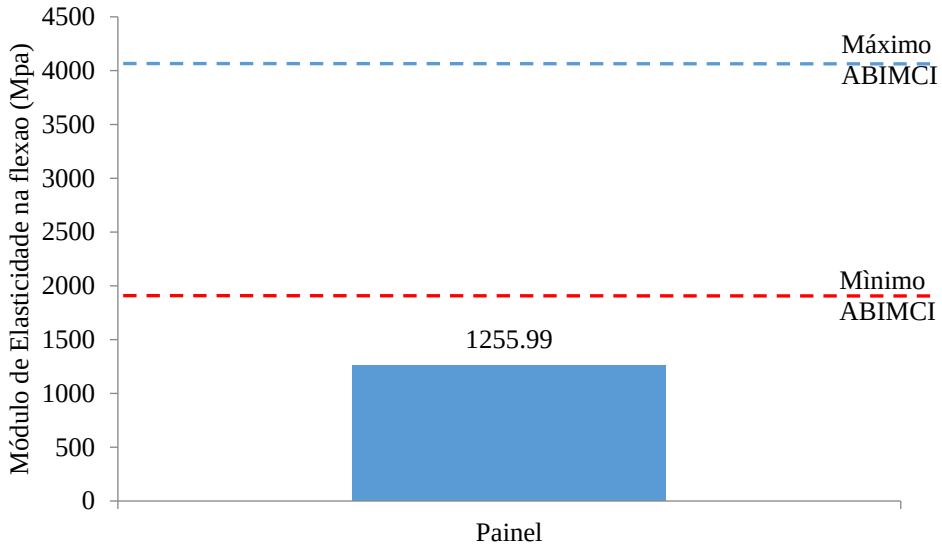


Figura 8: Média do Módulo de Elasticidade (MOE) na flexão estática para corpos de prova na direção perpendicular às fibras, dos painéis compensados produzidos com material de refugo

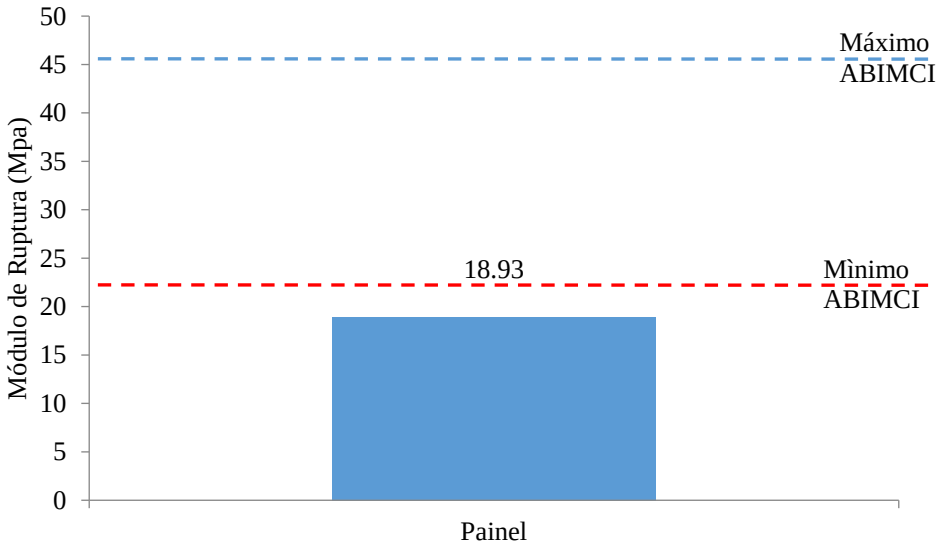


Figura 9: Média do Módulo de Ruptura (MOE) na flexão estática para corpos de prova na direção perpendicular às fibras, dos painéis compensados produzidos com material de refugo

Há que se considerar que, os valores fixados pela ABIMCI (2016) [10] referem-se às chapas produzidas com resina à base de fenol-formaldeído, enquanto que as chapas estudadas foram produzidas com resina à base de uréia-formaldeído, que possui propriedades diferenciadas, não sendo indicada, por exemplo, para fins estruturais.

4.4 Resistência ao cisalhamento

De acordo com o gráfico da Figura 10, o valor médio da resistência ao cisalhamento das chapas produzidas neste estudo, ficou dentro dos limites aceitáveis para as chapas comerciais, situados entre os valores de 1,76 e 3,62MPa, significando que o adesivo utilizado, mesmo estando vencido ainda conserva suas propriedades. Isso indica ainda, a necessidade de novos estudos para verificar o tempo máximo que este adesivo poderia ser utilizado, após vencer o prazo de validade, sem perder, consideravelmente suas propriedades de adesão.

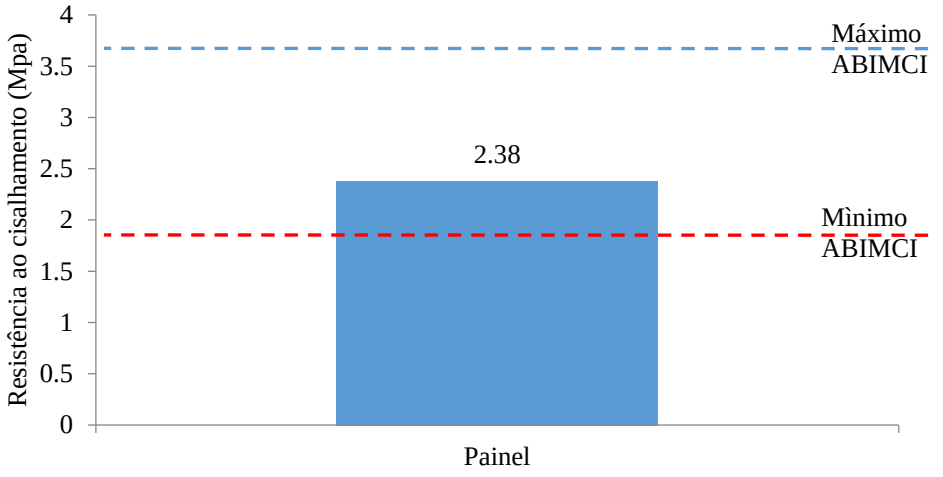


Figura 10: Média da resistência ao cisalhamento dos painéis compensados produzidos com material de refugo

5. CONCLUSÕES

A produção de painéis compensados utilizando lâminas e adesivos inicialmente destinados ao descarte, embora não atenda a todos os requisitos para os painéis comerciais, é tecnicamente viável, visto que o adesivo mantém ainda parte de suas propriedades. Entretanto, recomenda-se que tais painéis sejam destinados a usos menos nobres, pois apresentam baixas resistência estrutural e qualidade estética. Ressalta-se ainda que o presente estudo configura-se como uma exploração inicial e que novos estudos nesse sentido necessitam ser desenvolvidos.

REFERÊNCIAS

[1] FERREIRA, O. P. Madeira: uso sustentável na construção civil. 1 ed. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, SVMA, SindusCon-SP, 2003. 59 p.
[2] LAHR, F. A. R.; CHRISTOFORO, A. L. Painéis de partículas. 1 ed. São Carlos: EESC/USP, 2013.
[3] IWAKIRI, S. Painéis de madeira reconstituída. 1 ed. Curitiba: FUPEF, 2005. 254 p.
[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 1096:2014. Disponível em: <http://www.abntcolecao.com.br/normavw.aspx?id=309979>. Acesso em: 25 mai. 2016.
[5] ASTM COMPASS. ASTM D 1037. Disponível em: <https://compass-astm.ez87.periodicos.capes.gov.br/edit/html_print_full.cgi?d1037+12#s00317>. Acesso em: 12 dez. 2016.
[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9485. Disponível em: <http://www.abntcolecao.com.br/normavw.aspx?ID=88531>. Acesso em: 25 mai. 2016.
[7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9484. Disponível em: <http://www.abntcolecao.com.br/normavw.aspx?ID=88513>. Acesso em: 25 mai. 2016.
[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9533: Chapas de madeira compensada. Rio de Janeiro, 1986.
[9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12466 - 1. Disponível em: <http://www.abntcolecao.com.br/normavw.aspx?ID=90608>. Acesso em: 25 mai. 2016.
[10] ABIMCI. Catálogo técnico. Disponível em: <http://www.abimci.com.br/wp-content/uploads/2014/02/catalogo_tecnico_compensado_pinus.pdf>. Acesso em: 25 mai. 2016.

PRODUÇÃO DE PAINEL DE MDP A PARTIR DE FIBRAS DE BANANEIRA

MDP PANEL MADE BY BANANA TREE FIBERS

Luiz H. A. Souza [(1)], Felipe R. Camargo [(1)], Maristela Gava [(2)] (A)

(1) Discente no curso de Engenharia Industrial Madeireira, UNESP, Itapeva - SP, Brasil.
(2) Prof.ª Dr.ª da Universidade Estadual Paulista, Júlio de Mesquita Filho, Campus de Itapeva – SP, Brasil.
Endereço de contato: mgava@itapeva.unesp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-21

Resumo

Este trabalho teve como objetivo estudar a viabilidade da utilização de fibras de bananeira para a produção de painéis de partículas de média densidade (MDP). Foram produzidas duas chapas de 50x50cm de dimensões nominais, utilizando-se partículas obtidas a partir do processamento de fibras provenientes do caule de bananeiras colhidas na cidade de Itapeva, São Paulo. Para o encolamento das partículas foi utilizado adesivo à base de ureia-formaldeído. Após a prensagem e condicionamento dos painéis, foram produzidos corpos de prova para caracterização física através dos ensaios de densidade, teor de umidade e inchamento em espessura. Os ensaios foram realizados segundo as recomendações da norma brasileira NBR14810/13. Os resultados obtidos foram comparados com os parâmetros de classificação da norma acima citada e apontam para a viabilidade da utilização da fibra de bananeira para a produção de painéis MDP.

Palavras chave: aproveitamento de resíduos; painéis de partículas; fibra de bananeira

Abstract

The objective of this work was to study the feasibility of the use of banana tree fibers for the production of panels of medium density particleboard (MDP). Two 50x50cm plates of nominal size were produced, using the particles obtained from the processing of fibers from banana harvested in the city of Itapeva, São Paulo, Brazil. To bonding the particles, urea-formaldehyde based adhesive was used. After the pressing and conditioning of the panels, the specimens for the physical characterization on density tests, moisture content thickness thickening were produced. The tests were applied according to recommendations of the Brazilian standard NBR14810 / 13. The results obtained with the parameters of classification of the norm cited above and the pointer for the feasibility of the use of banana fiber for a production of MDP panels.

Keywords*: waste management; particle boards; banana tree fiber*

1. INTRODUÇÃO

Devido à necessidade do ser humano em inovar, tornar suas tarefas mais simples e produzir materiais com maior qualidade, benefícios e aproveitamento dos recursos naturais para um desenvolvimento sustentável, foram desenvolvidas melhores maneiras de utilizar diversos produtos para os mais variados fins. Com base nesses princípios, foram criados os painéis derivados de madeira, que compreendem uma gama de produtos obtidos a partir da desintegração da tora em lâminas, partículas ou fibras e sua posterior agregação através da adição de resinas sintéticas e consolidação sob altas temperaturas e pressão (IWAKIRI, 2005; FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010; IRLE e BARBU, 2010). Sua principal vantagem em relação à madeira maciça está na composição mais homogênea, o que proporciona uma maior uniformidade em suas propriedades físico-mecânicas. Dentre os principais derivados da madeira têm-se, atualmente, ospainéis de partículas de média densidade (MDP), que são painéis produzidos com partículas de madeira distribuídas aleatoriamente, encoladas com resinas sintéticas e consolidados através de prensagem a quente(IRLE e BARBU, 2010; IWAKIRI, 2005).

O MDP pode ser produzido em camada única, homogênea ou em três camadas, sendo uma com partículas mais grossas no meio outra com partículas mais finas superficialmente proporcionando um melhor acabamento. Com grande uniformidade nas partículas, a utilização do MDP é, na maior parte, para a produção de móveis residenciais e comerciais modulados ou sob medida e também para portas e divisórias.

Como matéria prima para a produção de MDP, a indústria no Brasil utiliza espécies de reflorestamento, consideradas de rápido crescimento, como o Pinus e o Eucalipto. Segundo dados da ABRAF (2008; 2012), em 2007, no Brasil existiam aproximadamente 6 milhões de hectares de reflorestamento (*Pinus* e *Eucalyptus*). Sendo 1,8 milhões com o gênero *Pinus* e 3,75 milhões com *Eucalyptus*. Já em 2011, a área de reflorestamento aumentou para quase 6,5 milhões de hectares, sendo 1,6 milhões com o gênero *Pinus* e 4,9 milhões com *Eucalyptus*. Esse resultado mostra a redução da área plantada de *Pinus*. Considerando que a matéria-prima principal da indústria de aglomerado é o *Pinus*, essa redução pode ser um fator preocupante. Entretanto, a produção de painéis derivados de madeira possibilita, a utilização subprodutos da indústria madeireira como, por exemplo, costaneira ou madeiras com diâmetro reduzido, o que agrega valor a este material, diminui a demanda de madeira industrial e possibilita um maior aproveitamento por hectare da floresta (IWAKIRI et al., 2005). É possível também utilizar outros tipos de materiais lignocelulósicos, que podem ser obtidos das atividades agrícolas e seus resíduos, como por exemplo a fibra da bananeira.

As bananeiras são classificadas como plantas da família Musaceae, mais especificamente, do gênero Musa que atualmente possui cerca de 50 espécies, é amplamente conhecida graças ao seu fruto, a banana, mas também muitas são cultivadas com o objetivo de dar uso às suas fibras que são classificadas como "fibras não madeireiras" ou fibras anuais; a bananeira está entre as culturas de maior importância econômica para os países tropicais e subtropicais, sendo a segunda mais produzida, ficando atrás somente da produção de laranjas. A banana é cultivada em todos os estados brasileiros, desde a faixa litorânea até os planaltos do interior, essa é uma das razões para o estudo das fibras da bananeira, sendo uma planta de fácil cultivo no Brasil.

Atualmente, os resíduos da bananicultura (cultivo de bananeiras) correspondem a 40% da produção do fruto, dados da EMBRAPA (2006) mostram que, de cada 100 kg de frutas colhidas em 2006, 46 kg não são aproveitadas. De acordo com dados levantados em uma empresa de alimentos do município de Garuva, um dos maiores produtores de banana nanica na região nordeste do estado de Santa Catarina, para cada tonelada de banana industrializada aproximadamente 3 toneladas de pseudocaule, 160 kg de engaços, 480 kg de folhas e 440 kg de cascas são gerados.

Atualmente a fibra de bananeira é bastante utilizada na produção de peças de artesanato, cordames, na alimentação e em papéis como sacos de chá, cédulas, papel de filtro, isolantes elétricos, cigarros,

fibras para reforço de polímeros, substituintes biodegradáveis e atóxicos de outras fibras inorgânicas como a fibra de vidro. O desenvolvimento de novas pesquisas pode identificar novos usos, conferindo um maior valor agregado a esse material.

2. OBJETIVOS

Estudar a viabilidade da utilização de fibras de bananeira para a produção de painéis de partículas de média densidade (MDP) a partir de suas propriedades físicas.

Verificar a influencia do peneiramento das partículas nas propriedades físicas de painéis MDP produzidos com fibras de bananeira.

3. MATERIAIS

3.1 Fibra de bananeira

As fibras utilizadas foram obtidas a partir do caule de bananeiras coletadas, com autorização do proprietário, de um terreno baldio e acidentado da cidade de Itapeva, SP, Brasil. A espécie das bananeiras não foi determinada, visto que foi necessária apenas a obtenção de recortes realizados nos caules, para dar continuidade à pesquisa.

3.2 Adesivo

Para a produção do painel, utilizou-se o adesivo à base de ureia-formoldeído, em suspensão aquosa. Ela é indicada para colagem de madeiras em geral, aglomerados, compensados, folheados e laminados decorativos, em superfícies de madeiras porosas, sendo necessário um processo de prensagem para melhor fixação da mesma. Sua validade estava ultrapassada, com data de vencimento em setembro de 2015. O catalisador utilizado também é da mesma marca do adesivo.

3.3 Equipamentos e instrumentos

Utensílios cortantes pequenos; sacos plásticos; moinho; estufa com termostato regulador; balança normal para pesagem do material bruto; luvas de borracha e descartáveis; máscara; óculos plásticos; misturador marconi; papel alumínio; aparelho para pré-prensagem; H-M Hidral-Mac para prensagem com capacidade de 80 toneladas; serra esquadrejadeira e guia; esquadro; paquímetro (precisão de 0,1mm); micrômetro (precisão de 0,01mm); balança analítica, com precisão de 0,01g, para pesagem dos corpos de prova.

4. MÉTODO

Após a coleta os caules de bananeira foram acondicionados em sacos plásticos e transportados para o laboratório de Propriedades dos Materiais da UNESP, campus de Itapeva, SP. Em seguida foi feita a separação das partes as quais foram seccionadas em tiras e expostas ao ambiente para secagem primária, conforme mostra a Figura 1.

Figura 1: Secagem primária das fibras

Posteriormente, as tiras foram seccionadas em pedaços menores levadas a um moinho para a obtenção das partículas. Após a moagem, o material foi submetido à secagem em estufa a 100ºC±5ºC (Figura 2), com o objetivo de atingir o teor de umidade de 3%, considerado ideal para a produção dos painéis.

Figura 2: Secagem do material particulado

Para produção do painel, dividiu-se o material moído em duas quantidades, sendo: o material para produzir o painel 1,que estava de forma bruta, e o material para o painel 2, que foi peneirado antes da produção, obtendo assim a menor massa. Foram utilizados 2,0Kg de material particulado para o painel 1 e 1,5Kg para o painel 2. Os demais materiais foram utilizados de acordo com as quantidades e proporção apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Proporção e quantidades dos materiais

Produto	Porcentagem (%)	Painel 1 (Kg)	Painel 2 (Kg)
Água	2,5	0,051	0,037
Parafina	1	0,023	0,015
Catalisador	2	0,041	0,029
Adesivo	10	0,204	0,152

Os materiais foram misturados manualmente, colocados na forma e levados à pré prensagem, com carga máxima de 5 toneladas para a formação do colchão (Figura 3a). Para a prensagem final foi utilizada uma prensa hidráulica da marca Hidral-Mac, com capacidade máxima de 80 toneladas, para a consolidação do painel (Figura 3b).

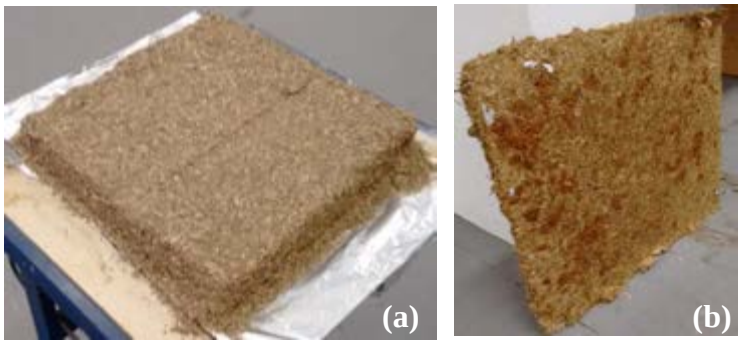


Figura 3: Colchão formado (a) e painel finalizado (b)

Após o refilo, foram obtidos corpos de prova com dimensões nominais de 50 x 50mm para determinação das propriedades físicas de densidade, teor de umidade e inchamento em espessura, conforme especificações da norma brasileira NBR 14810/2013. Foram produzidos 17 corpos de prova a partir do painel 1 e 20 a partir do painel 2, que foram devidamente identificados.

4.1 Determinação da densidade

Com a utilização do paquímetro digital, com precisão de 0,1mm, realizaram-se as medições do comprimento, da largura e da espessura de cada corpo de prova. E através da balança analítica, obteve-se a massa em gramas de cada corpo de prova. Em seguida, calculou-se a densidade de cada corpo de prova, utilizando-se a Equação 1.A densidade de cada painel foi obtida a partir da média das densidades dos corpos de prova.

$$D = \frac{m}{v}\text{; (sendo } v = C \times L \times E) \quad (1)$$

Onde:
D = Densidade do corpo de prova (Kg/m^3)
m = massa do corpo de prova (Kg)
v = volume do corpos de prova (m^3)
C = comprimento do corpo de prova (m)
L = Largura do corpo de provas (m)
E = Espessura do corpo de prova (m)

4.2 Determinação do Teor de Umidade (TU)

Determinou-se inicialmente a massa úmida dos corpos de prova pesando-os individualmente, na balança analítica. Em seguida, os corpos de prova foram submetidos à secagem em à temperatura de 100±5ºC, até obter a massa constante, quando foram novamente pesados para determinação da massa seca. O cálculo do TU foi realizado de acordo com a Equação 2. O resultado do TU dos painéis foi obtido a partir da média do TU dos corpos de prova.

$$\text{TU} = \frac{MU-MS}{MS} \times 100 \quad (2)$$

Onde:
U = Umidade do corpo de prova (%)
MU = Massa úmida do corpo de prova (Kg)
MS = Massa seca do corpo de prova (Kg)

4.3 Determinação do Inchamento em Espessura (IE)

Inicialmente determinou-se a espessura medida ao centro dos corpos de prova, com auxílio de um micrômetro com precisão de 0,01mm. Em seguida os corpos de prova foram colocados em um recipiente com água, de maneira que permanecessem cerca de 20mm abaixo da superfície. Após 24h de imersão, as espessuras foram novamente medidas, seguindo-se o mesmo procedimento já descrito. O cálculo do inchamento da espessura dos corpos de prova, foi realizado de acordo com a Equação 3.

$$I = \frac{Ef - Ei}{Ei} \times 100 \quad (3)$$

Onde:
I = Inchamento em espessura do corpo de prova (%)
Ef = Espessura do corpo de prova após o período de imersão (m)
Ei = Espessura do corpo de prova antes do período de imersão (m)

O resultado do valor de inchamento em espessura do painel refere-se à média dos valores obtidos entre os corpos de prova.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

De acordo com o gráfico apresentado na Figura 4, o painel cujas partículas foram submetidas ao peneiramento, apresentou uma média de densidade estatisticamente superior ao painel cujas partículas não foram peneiradas. Contudo essa diferença poderia ser explicada pela menor quantidade de material (volume de partículas, adesivo e aditivos) utilizada na produção do painel 2, visto que foram utilizadas as mesmas temperatura e pressão. Entretanto, ao analisar a espessura dos painéis, verifica-se que o painel 2 apresentou uma média de 13,02mm e o painel 1 de 11,79mm, demonstrando que não houve um maior adensamento das partículas como se imaginou. Possivelmente o que favoreceu uma maior média de densidade foi a própria densidade das partículas, que não foi analisada neste trabalho. A revisão de 2013 da NBR14810, não faz menção à classificação dos painéis em função da densidade. Contudo, de acordo com a versão de 2006, ambos os painéis enquadram-se como de densidade média.

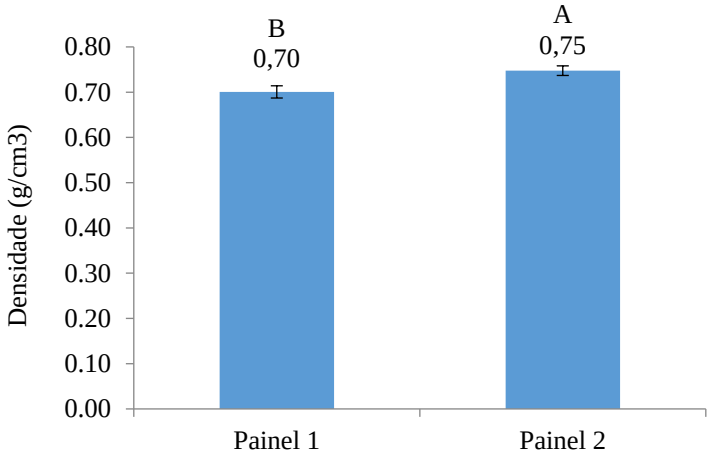


Figura 4: Média das densidades obtidas para os painéis MDP produzidos com fibra de bananeira não peneirada (Painel 1) e peneirada (Painel 2)

No que se refere ao teor de umidade, as médias dos dois painéis se mantiveram dentro dos limites inferior (5%) e superior (13%), estabelecidos pela NBR14810/2013 como parte dos requisitos gerais para painéis MDP, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 5. De acordo com esse mesmo gráfico, verifica-se ainda que o painel 1 apresentou uma média significativamente superior ao painel 2, o que pode ser explicado pela maior quantidade de finos, que apresenta uma maior afinidade com água.

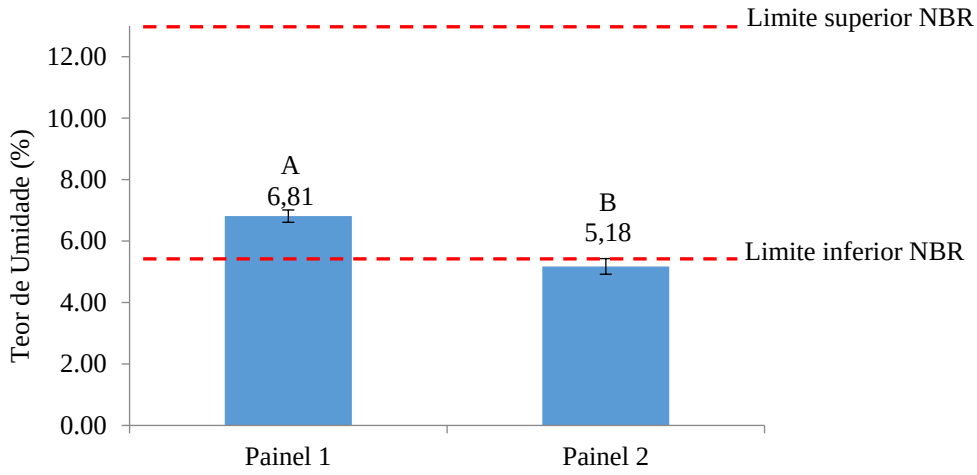


Figura 5: Média do Teor de Umidade obtido para os painéis MDP produzidos com fibra de bananeira não peneirada (Painel 1) e peneirada (Painel 2)

Em relação ao Inchamento em Espessura, ambos os painéis não atenderam os requisitos mínimos que atendessem a nenhuma das classificações especificadas pela NBR14810 /2013. Verifica-se pelo gráfico da Figura 6 que o painel 2, embora tenha apresentado um menor teor de umidade, após 24h de exposição à umidade, apresentou um inchamento maios do que o painel 1. Estatisticamente não houve diferença entre os valores de inchamento em espessura dos painéis.

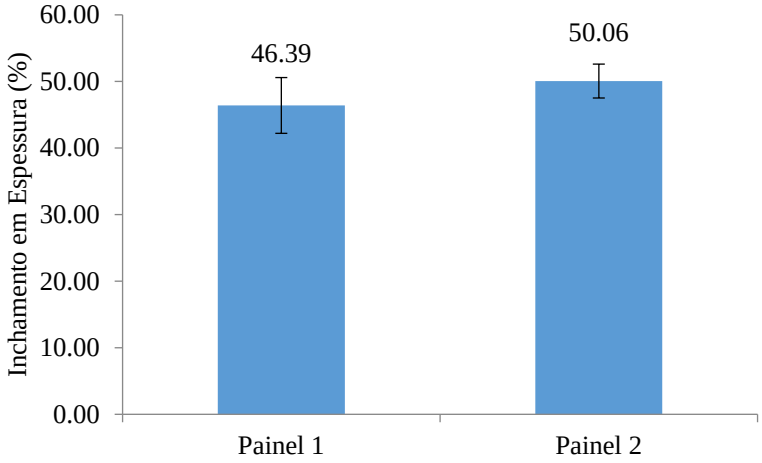


Figura 6: Média do Inchamento em espessura obtido para os painéis MDP produzidos com fibra de bananeira não peneirada (Painel 1) e peneirada (Painel 2)

6. CONCLUSÃO

A utilização das fibras de bananeira para a produção de painéis MDP possibilita a obtenção de chapas classificadas como de densidade média, de acordo com a NBR 14810/2006. No processo de produção das chapas, recomenda-se o peneiramento das partículas para reduzir o volume de finos, Tal procedimento favorece o aumento da densidade da chapa, bem como a redução do teor de

umidade. O peneiramento, no entanto, não interfere no inchamento em espessura. As chapas produzidas com fibra de bananeira apresentam alto índice de inchamento, após imersão em água durante 24h, demandando estudos mais aprofundados, utilizando outro tipo de adesivo ou diferentes granulometria das partículas, para que tal propriedade apresente melhores resultados.

REFERÊNCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS PRODUTORES DE FLORESTAS – ABRAF. Anuário estatístico da ABRAF: ano base 2007. Brasília: ABRAF, 2008. 90p.
[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS PRODUTORES DE FLORESTAS – ABRAF. Anuário estatístico da ABRAF: ano base 2012. Brasília: ABRAF, 2013. 148p.
[3] Banna, W.R.E., Fujiyama, R. T., Santos, I.P.,Pereira, L.C.O., 'Fibras de bananeira como material de engenharia', Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia (2011) – COBENGE-2011. disponível em http://www.abenge.org.br/CobengeAnteriores/2011/sessoestec/art1984.pdf Acesso em 29.dez.2016.
[4] EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Embrapa fruta. http://www.jornalentreposto.com.br/anteriores/janeiro_2006/transporte.htm> (2006)
[5] Ferreira, B.S., 'Propriedades físico-mecânicas de painéis particulados de *Eucalyptus saligna* com adição de casca de noz macadâmia, Itapeva, São Paulo.(2013).
[6] FOREST PRODUCTS LABORATORY. Wood handbook—Wood as an engineeringmaterial. General Technical Report FPL-GTR-190. Madison, WI: U.S.Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.508 p.abr, 2010.
[7] Irle, M; Barbu, M C. 'Wood-Based Panel Technology'. In: Thoemen, H; Irle, M; Sernek, M. 'Wood-Based Panels: An Introduction for Specialists'. London: Coast, (2010). Cap. 1, p. 1-94.
[8] Iwakiri, S. 'Painéis de Madeira reconstituída'. FUPEF. 247p. Curitiba**. (**2005).
[9] Muzel, S.D., ' Madeira de *Hevea brasiliensis* como matéria prima para a produção de chapa de partículas aglomeradas, trabalho de conclusão de curso (TCC)', Itapeva, São Paulo, (2013).
[10] Passeroti, G.F.A., 'Produção e caracterização de painel de partículas homogêneas (CPH) a partir de *Eucalyptus* sp. e adesivo poliuretano bi-componente, trabalho de conclusão de curso (TCC), Itapeva, São Paulo, (2008).

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE UNIONES DENTADAS FINGER-JOINT CON MADERA DE *EUCALYPTUS GRANDIS* DE PROCEDENCIA URUGUAYA

STRENGTH EVALUATION OF FINGER-JOINT MADE OF URUGUAYAN *EUCALYPTUS GRANDIS* TIMBER

Abel Vega [(1)], Vanesa Baño [(1)] (P), Carolina Pérez Gomar [(2)], Andrea Cardoso [(3)], Daniel Godoy [(4)], Hugo O´Neill [(3)], Laura Moya [(2)]

(1) Departamento de Estructuras. Instituto de Estructuras y Transporte. Facultad de Ingeniería. Universidad de la República. Montevideo, Uruguay
(2) Facultad de Arquitectura. Universidad ORT Uruguay. Montevideo, Uruguay
(3) Departamento de proyectos forestales, Laboratorio Tecnológico del Uruguay
(4) Instituto de Ensayos de Materiales. Facultad de Ingeniería. Universidad de la República. Montevideo, Uruguay
Dirección de contacto: avcueto@fing.edu.uy; (P) Presentadora

Código de identificación: T4-24

Resumen

El comportamiento de las uniones dentadas es un aspecto clave para las propiedades resistentes de la madera laminada encolada. El presente trabajo tiene como objetivo evaluar la resistencia estructural en uniones *finger-joint* de madera de *Eucalyptus grandis* de origen uruguayo, destinadas a la fabricación de madera laminada encolada estructural. Fueron fabricadas 140 uniones *finger-joint* con dos adhesivos diferentes: 80 con PUR (monocomponente de poliuretano) y 60 con EPI (polímero en emulsión de isocianato). Las uniones fueron ensayadas a flexión de acuerdo a la norma EN 408, obteniéndose las propiedades de resistencia y rigidez. Los valores de la resistencia característica (f_{05} entre 44 y 47 N/mm^2 en uniones fabricadas cumpliendo los requisitos de la norma EN 14080) concuerdan con los reportados en la literatura para la especie. Adicionalmente, los modos de fallo y los porcentajes de rotura por madera y adhesivo fueron analizados con el objetivo de evaluar la calidad de la unión. Estos resultados son una primera aproximación sobre el comportamiento estructural de las uniones *finger-joint* de madera de *Eucalyptus grandis*, y constituyen un punto de partida para la normalización del proceso de fabricación de madera laminada encolada estructural en Uruguay.

Palabras clave: madera laminada encolada; *Eucalyptus grandis*; finger-joint; resistencia a flexión

Abstract

Strength behavior of finger-joint is an important parameter in structural glue-laminated timber properties. The objective of this work was to evaluate the strength of finger-joints made from Uruguayan Eucalyptus grandis timber, intended for glue-laminated timber manufacturing. 140 samples of finger joint were manufactured with two adhesives: PUR (monocomponent polyurethane) and EPI (isocyanate emulsion polymer). Finger-joints samples were tested in bending according to EN 408, and characteristic values (f_{05}) of bending strength between 44 and 47 N/mm^2 were obtained. Additionally, failure mode of finger-joints was evaluated in order to study adhesive performance. Results from this study represent a first approximation to the structural behavior of Uruguayan Eucalyptus grandis finger-joint, and an initial step towards standardization of manufacturing process for structural glue-laminated timber in Uruguay.

Keywords*: glue-laminated timber; Eucalyptus grandis; finger-joint; bending strength*

1. INTRODUCCIÓN

El proceso de fabricación de madera laminada encolada para uso estructural está definido por una serie de requisitos determinantes en la calidad final del producto. De este modo, existe una serie de parámetros clave con influencia directa en las características resistentes de la madera laminada; uno de los más relevantes es la unión dentada o *finger-joint*.

La EN 14080 [1] define ciertos requisitos en relación a las uniones dentadas. Parámetros como la geometría del diente o la presión en el ensamblaje están específicamente señalados en dicha norma y deben cumplirse para optimizar el comportamiento resistente de la unión. Sin embargo, existen múltiples incógnitas o variables menos conocidas cuya relevancia en la capacidad estructural final de la unión no puede despreciarse. Factores tales como contenido de humedad y temperatura, comportamiento del adhesivo, geometría del diente, presión aplicada, etc. y su influencia en la aptitud de las uniones dentadas y de la madera laminada, cuentan con antecedentes relevantes, especialmente en madera de coníferas [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9].

Actualmente existen en el mercado diversos tipos de adhesivos para madera laminada calificados normativamente como válidos para uso estructural, con diferencias notables entre ellos en cuanto a su composición. Adhesivos basados en melamina urea formaldehido, resorcinol, isocianatos o poliuretanos se encuentran en mayor o menor medida extendidos dentro del mercado de madera laminada estructural. Por otro lado, la madera de coníferas (pino o picea especialmente) es empleada en la gran mayoría de la madera laminada encolada fabricada a nivel mundial, pero existen alternativas de productos con madera de otras especies (frondosas) cuya importancia es creciente especialmente en los últimos años. Concretamente, en relación a la madera laminada encolada de *Eucalyptus grandis* existen recientes trabajos de caracterización en Argentina [10] y Brasil [11]. Esta diversidad de adhesivos y nuevas especies empleadas en la fabricación de madera laminada encolada hace que sea necesario estudiar la interacción adhesivo/especie, aspecto fundamental y que se queda fuera del marco de fabricación definido en la EN 14080.

El objetivo del presente trabajo es la evaluación de la resistencia de uniones dentadas de madera de *Eucalyptus grandis* de procedencia uruguaya, fabricadas bajo distintas condiciones y con dos tipos de adhesivo, uno de isocianato y otro poliuretánico.

2. METODOLOGÍA

2.1 Madera y adhesivos

En el presente trabajo fue empleada madera de *Eucalyptus grandis* de procedencia uruguaya. Previamente a la fabricación de las uniones dentadas, la madera fue acondicionada hasta contenido de humedad constante con una diferencia entre tablas no superior al 4%, tal y como se exige en EN 14080. Fueron empleados dos adhesivos estructurales: isocianato bicomponente (EPI) y poliuretano monocomponente (PUR).

2.2 Fabricación de las uniones dentadas

Las uniones dentadas fueron fabricadas siguiendo dos procedimientos. Por un lado fueron fabricadas uniones según el procedimiento habitual de dos empresas productoras de madera laminada encolada de Uruguay. El proceso seguido en estas empresas no estuvo estrictamente ceñido a los requisitos de EN 14080 en cuanto a condiciones de temperatura y humedad ambiental, geometría del diente, presiones de ensamblaje, etc. Por otro lado, se fabricaron uniones dentadas en el laboratorio de Proyectos forestales del LATU, siguiendo todos los requisitos definidos en la normativa, siendo comprobada visualmente la aplicación del adhesivo sobre toda la superficie del dentado, según se especifica en la norma, y aplicando una presión de 10 N/mm^2. En todos los casos (fabricación en empresa o en laboratorio) el tipo de madera y los adhesivos empleados fueron iguales.

Tabla 1: Parámetros geométricos de las uniones dentadas

Laboratorio	l_j	**Longitud de diente**	15 mm
	p	**Paso**	4 mm
	b_t	**Anchura de diente**	0,5 mm
Empresa	l_j	**Longitud de diente**	12 mm
	p	**Paso**	3 mm
	b_t	**Anchura de diente**	0,35 mm

La tabla 2 muestra el número de uniones dentadas (n) fabricadas en cada grupo.

Tabla 2: Número de uniones dentadas por tipo de fabricación y adhesivo

Adhesivo	**EPI**		**PUR**		**Control (sin finger)**
Fabricación	**Empresa**	**Laboratorio**	**Empresa**	**Laboratorio**	**Laboratorio**
n	20	40	20	60	20
Sección (mm^2)	90x25	70x22	90x25	70x22	70x22
Longitud del diente (mm)	12	15	12	15	-
CH medio (%)	12.65	9.12	11.18	9.09	11.02

2.3 Ensayos mecánicos de flexión

Sobre todas las uniones dentadas fueron realizados ensayos a flexión de cara de acuerdo a EN 408 [12] (Figura 1). Los ensayos fueron realizados en una máquina de ensayos universal modelo *Minebea* de 50 kN de carga máxima (Figura 2).

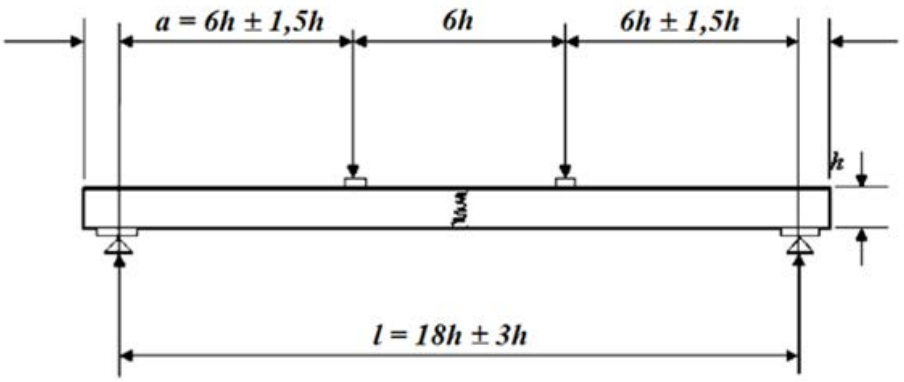


Figura 1: Configuración de ensayo a flexión para uniones dentadas (EN 408)

Figura 2: Ensayo a flexión de las uniones dentadas con máquina de ensayos universal *Minebea*

A partir de la carga máxima de rotura (F_{max}) obtenida en los ensayos, fue calculada la resistencia a flexión según la ecuación (1) (EN 408).

$$f_m = \frac{3 \cdot F_{max} \cdot a}{b \cdot h^2} \quad (1)$$

Además del valor de resistencia a flexión, fue evaluado el modo de fallo de las uniones dentadas. Para ello, fueron establecidas 3 categorías de fallo: Modo 1 cuando el fallo se produjo 100% por madera, Modo 2 cuando el fallo fue mixto entre madera y línea de adhesivo y Modo 3 cuando el fallo se produjo 100% por línea de adhesivo. La Figura 3 muestra los tres tipos de fallo.

Figura 3: Modos de fallo de las uniones dentadas: Modo 1 Madera (izquierda), Modo 2 Mixto (centro) y Modo 3 Adhesivo (derecha)

El modo de fallo 1 es considerado como el más deseable, e indica que el adhesivo cuenta con una capacidad resistente mayor a la de la madera. Por otro lado, el modo de fallo 2 y, especialmente, el modo de fallo 3 indican un comportamiento deficiente del adhesivo.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la tabla 3 se muestran los resultados de resistencia a flexión obtenidos a partir de los ensayos sobre las uniones dentadas.

Tabla 3: Valor medio (f_m), quinto percentil (f_{05}) de la resistencia a flexión y densidad media (ρ_m) de las uniones dentadas por tipo de adhesivo y condiciones de fabricación

	Adhesivo EPI		
	f_m (N/mm^2)	**f_{05} (N/mm^2)**	**ρ (kg/m^3)**
Empresa	52.79$^{(a)}$	37.49	557
Laboratorio	59.96$^{(b)}$	47.40	524
	Adhesivo PUR		
Empresa	64.50$^{(a)}$	45.00	513
Laboratorio	65.47$^{(a)}$	43.59	546
	Control (láminas sin finger-joint)		
Laboratorio	91.88	64.85	556

Diferentes letras indican diferencias significativas al 95%

Tal y como era esperable, la resistencia de las muestras control sin uniones dentadas (tanto el valor medio como el 5º percentil) fue claramente superior a las láminas con uniones dentadas, tanto con EPI como con PUR). Dentro de las muestras con finger-joint, se observa que los valores de resistencia a flexión (tanto los medios como el quintos percentil) fueron superiores en las uniones fabricadas con PUR en relación a las fabricadas con EPI. Al comparar los resultados obtenidos en función de las condiciones de fabricación, se observan valores medios significativamente más altos en aquellas probetas con EPI ensambladas en laboratorio que las fabricadas en la empresa. En las uniones con PUR también se observa un mayor valor medio en condiciones de laboratorio, aunque las diferencias no resultaron significativas. La tabla 4 muestra el porcentaje de uniones con rotura en cada modo de fallo.

Tabla 4: Porcentaje de uniones por cada modo de fallo, para cada tipo de adhesivo y condición de fabricación

	Porcentaje de cada tipo de fallo			
	Adhesivo EPI		**Adhesivo PUR**	
Condiciones de fabricación	**Empresa**	**Laboratorio**	**Empresa**	**Laboratorio**
Modo 1 Madera	25 %	30 %	40 %	48 %
Modo 2 Mixto	30 %	40 %	25 %	27 %
Modo 3 Adhesivo	45 %	30 %	35 %	25 %

Se observa que el modo de fallo 1 (fallo por madera), aumenta ligeramente bajo condiciones de fabricación controladas en laboratorio, para ambos tipos de adhesivo. Del mismo modo, el porcentaje de fallo por adhesivo desciende con respecto a las uniones fabricadas en las empresas. A pesar de ello, aún los mejores resultados no resultan en un comportamiento óptimo de la unión. Considerando uniones con PUR y condiciones controladas en laboratorio, se observa un porcentaje de fallo por adhesivo del 25% y mixto del 27%, resultando en conjunto más del 50% del total de las probetas del grupo.

Los resultados de resistencia a flexión de las uniones dentadas en función del modo de fallo, tipo de adhesivo y fabricación se muestran en la tabla 5.

Tabla 5: Valores medios de resistencia a flexión por modo de fallo, adhesivo y condiciones de fabricación

	Resistencia a flexión media (f_m) (N/mm^2)			
	Adhesivo EPI		**Adhesivo PUR**	
	Empresa	**Laboratorio**	**Empresa**	**Laboratorio**
Madera	50.26$^{(a)}$	55.01$^{(a)}$	59.25$^{(a)}$	57.92$^{(a)}$
Mixto	49.90$^{(a)}$	59.60$^{(a)}$	64.60$^{(a)(b)}$	68.07$^{(b)}$
Adhesivo	56.12$^{(a)}$	65.38$^{(b)}$	70.43$^{(c)}$	77.30$^{(c)}$

Se observa cómo para todas las combinaciones (adhesivo y condiciones de fabricación), los valores medios de resistencia a flexión son superiores en aquellas muestras con modo de fallo 3 (adhesivo) (Figura 4). Por consiguiente, los menores valores de f_m fueron observados, para ambos adhesivos y condiciones de fabricación, en los grupos de uniones dentadas con modo de fallo 1 (rotura 100% por madera). Este comportamiento, en un principio contradictorio con la idea de que el modo de fallo ideal y esperable es el 1 (rotura 100% por madera), puede tener su explicación en las propiedades intrínsecas de la madera. Aquellas probetas con madera de menor resistencia rompieron con un modo de fallo 1, mientras que en probetas con una resistencia de la madera mayor, la resistencia de la línea de adhesivo resultó ser el factor limitante de la unión.

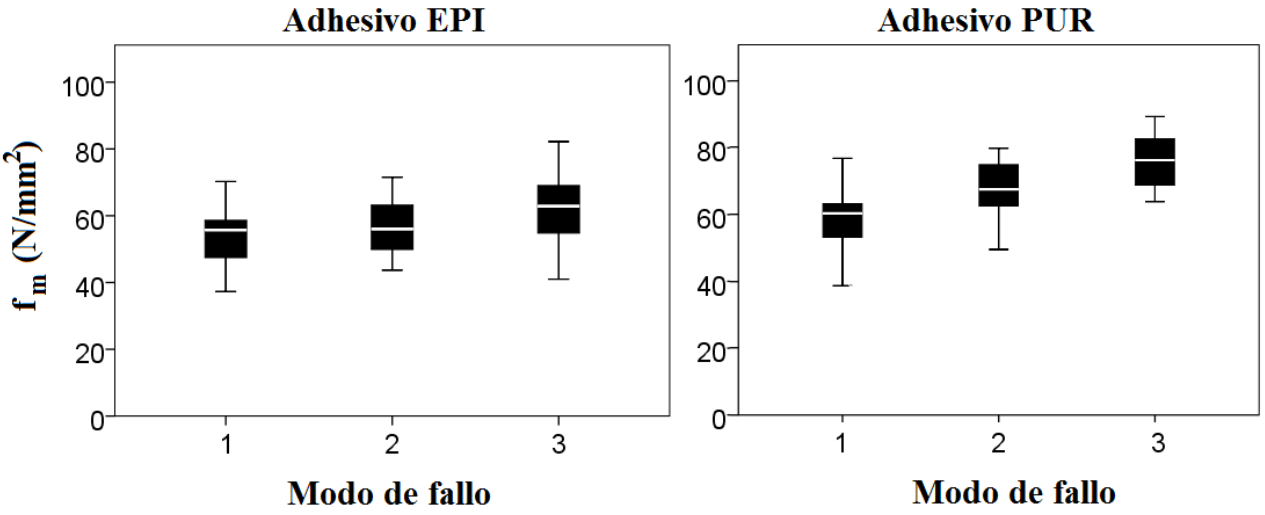


Figura 4: Resistencia a flexión por modo de fallo

4. CONCLUSIONES

En este trabajo fue analizada la resistencia a flexión de un total de 140 uniones dentadas *finger-joint* de madera de *Eucalyptus grandis* uruguayo, empleando dos adhesivos (PUR y EPI) y dos condiciones de fabricación diferentes (condiciones en empresa y condiciones controladas en laboratorio cumpliendo los requisitos de EN 14080).

Las uniones dentadas con adhesivo PUR mostraron valores de resistencia (65 N/mm^2) mayores que los de las uniones con adhesivo EPI (53-60 N/mm^2). Por otro lado, tanto para adhesivo PUR como EPI, las uniones dentadas fabricadas bajo condiciones controladas cumpliendo los requisitos de EN 14080 y con longitud de diente de 15 mm presentaron valores de resistencia a flexión mayores que los de las uniones fabricadas en empresas sin control exhaustivo de las condiciones y con longitud de diente de 12 mm.

Las uniones dentadas fabricadas bajo condiciones controladas presentaron, además, un menor porcentaje de fallo por adhesivo. A pesar de ello, el porcentaje de fallo por adhesivo obtenido en el mejor grupo (uniones con adhesivo PUR en condiciones controladas) fue de 25%, demasiado alto para ser considerado aceptable. Por ello, el comportamiento de las uniones dentadas con madera de *Eucalyptus grandis* para madera laminada encolada estructural deberá continuar siendo estudiado, mediante la aplicación de nuevos adhesivos y de condiciones de fabricación, y así poder optimizar su aptitud estructural.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII) por su financiación a través del programa INNOVAGRO 2013, con el número de proyecto FSA_1_2013_1_12897.

REFERENCIAS

[1] EN 14080. 'Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber-Requirements'. CEN/TC 124. 2013
[2] Raknes, E. 'The influence of production conditions on the strength of finger-joints'. Proceedings of Production, Marketing and use of Finger-jointed Sawn wood. C.F.L. Prins, ed. Timber Committee of the United Nations Economic Commission for Europe. Martinus Nijhof/Dr. W. Junk Publishers. The Hague, Boston, London. pp.154-168. 1980
[3] St-Pierre, B., Beauregard, R., Mohammad, M., Bustos, C. 'Effect of moisture content and temperature on the tension strength of finger jointed black spruce lumber'. Forest Prod. J. 55(12): 9-16. 2005
[4] Bustos, C., Mohammad, M., Hernández, R.E., Beauregard, R. 'Effects of curing time and end-pressure on the tensile strength of finger-joined black spruce lumber'. Forest Prod. J. 53 (11-12): 85-89. 2005
[5] Özçifçi A, Yapıcı F. 'Structural performance of the finger-jointed strength of some wood species with different joint configurations'. Constr. Build. Mater. 22:1543–1550. 2008
[6] Ayarkwa, J., Hirashima, Y., Sasaki, Y. 'Effect of finger geometry and end pressure on the flexural properties of Finger-jointed tropical African hardwoods'. Forest Prod. J. 50 (11-12): 53-63. 2000
[7] Vrazel, M., Sellers Jr., T. 'The effects of species, adhesive type, and cure temperature on the strength and durability of a structural finger joint'. Forest Products Journal 54 (3): 66-75. 2004
[8] Vassiliou, V., Barboutis, I., Karastergiou, S. 'Effect of PVAc bonding on finger-joint strength of steamed and unsteamed beech wood (Fagus sylvatica) '. J Appl Polym Sci 103: 1664-1669. 2007
[9] Volkmer, T., Lorenz, T., Hass, P., Niemz, P. 'Inluence of heat pressure steaming (HPS. 249-259.) on the mechanical and physical properties of common oak Wood'. European J Wood Wood Prod 72(2). 2014
[10] Piter, J. C., Cotrina, A. D., Sosa, M. A., Stefani, P.M., Torrán, E. A. 'Determination of characteristic strength and stiffness values in glued laminated beams of Argentinean Eucalyptus grandis according to European standards'. Holz Roh- Werkst 65: 261-266. 2007
[11] Bourscheid, C., Terezo, R., Stüp, A.; Vanzella, D. 'Desempenho mecânico de madeira laminada colada de Eucalyptus spp'. II Congresso Brasileiro de Ciência e Tecnologia da Madeira, Belo Horizonte (Brasil). 2015
[12] EN 408. 'Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties'. CEN/TC 124. 2010

QUALIDADE DE COLAGEM DE COMPENSADOS DE MADEIRA TRATADOS COM CCA

BONDING QUALITY OF CCA TREATED PLYWOOD

Bruno Santos Ferreira [(1)], Cristiane Inácio de Campos [(2)], João Vítor Felippe Silva [(3)]

(1) Doutorando em Engenharia Mecânica, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus de Guaratinguetá, Brasil
(2) Profª. Drª., Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
(3) Graduando em Engenharia Industrial Madeireira, Universidade Estadual Paulista (UNESP) Campus Experimental de Itapeva, Brasil
Endereço de contato: brunosferreira88@gmail.com

Código de identificação: T4-25

Resumo

O compensado é um painel produzido com lâminas de madeira e possui características estruturais. Desta forma, pode ser utilizado como piso, forro e fechamento em sistemas construtivos *Wood frame*. Entretanto, para serem utilizados na construção civil, é necessário que os painéis de compensado possuam tratamento contra o ataque de organismo xilófagos. Diante disso, o objetivo deste trabalho foi testar a influência do tratamento de lâminas de madeira e de painéis compensados com CCA sobre a qualidade de colagem destes painéis. Assim, foi realizado o tratamento das lâminas com CCA para posterior produção dos painéis, e também o tratamento de painéis com CCA, sem tratamento prévio de lâminas, com o intuito de comparar as duas formas de tratamento. O tratamento de CCA foi feito pelo método de célula cheia em autoclave. Para a produção dos painéis foram utilizadas lâminas de *Pinus taeda* com espessura de 2,3 mm e adesivo fenol-formaldeído. Para se testar a qualidade de colagem foram realizados os testes de molhabilidade na lâmina e de cisalhamento na linha de cola conforme a ABNT NBR 12466-2 (2012). Com os resultados obtidos pôde-se perceber que o CCA diminuiu a molhabilidade da superfície, diminuindo, portanto, a qualidade de colagem, o que pôde ser visto no teste de cisalhamento de linha de cola, o qual também diminuiu com a realização do tratamento.

Palavras chave: cisalhamento da linha de cola; preservação; painéis à base de madeira

Abstract

The plywood is a panel produced with wood veneers and has structural features. Thus, it can be used as floor, lining and sheathing in constructive systems. However, to be used in construction, it is necessary that plywood panels be treated against the attack of xylophagous organisms. Therefore, the objective of this work was to test the influence of the treatment of wood veneers and panels with CCA on their bonding quality. Thus, the veneers were treated with CCA for the subsequent production of the panels, and also the panels were treated, without veneers pretreatment, in order to compare the two forms of treatment. The CCA treatment was done by the autoclave-filled cell method. To produce the panels it were used Pinus taeda veneers with thickness of 2.3 mm and phenol-formaldehyde adhesive. In order to test the bonding quality, the shear strength in the bondline and wettability tests were performed according to ABNT NBR 12466-2 (2012). With the results obtained it was possible to notice that the CCA reduced the wettability of the surface, thus reducing the bonding quality, which could be seen in the shear strength, which also decreased with the accomplishment of the treatment.

***Keywords**: shear strength in the bondline; preservation; wood-based panels*

1. INTRODUÇÃO

O compensado é um exemplo de painel de madeira que pode ser utilizado tanto na produção de móveis quanto na construção civil, pois possui uso estrutural. O compensado pode ser definido como sendo um painel fabricado através da colagem de lâminas em número ímpar de camadas, com a direção da grã perpendicular entre as camadas adjacentes [1]. Comparado com a madeira sólida, as propriedades mecânicas do compensado são mais isotrópicas, e a resistência à ruptura é maior [2].

Possuem excelente estabilidade dimensional ao longo de seu comprimento e largura. Diferentemente da maioria dos painéis de madeira reconstituída, o compensado sofre pouco inchamento em espessura irreversível, quando exposto à umidade. E também a forma de montagem de lâminas com direção da grã perpendicular nas camadas do compensado também o torna mais resistente a rachaduras [3].

Este tipo de painel pode ser utilizado em sistemas construtivos do tipo *Wood frame* e *Steel frame*, principalmente como elemento de fechamento, forro e piso. Entretanto, para ser utilizado em solicitações estruturais, principalmente em países tropicais, ele necessita passar por algum tratamento preservativo.

Atualmente, o principal método de preservação utilizado é o tratamento químico de célula cheia em autoclave com CCA (Arseniato de Cobre Cromatado), produto tóxico que traz problemas quando o assunto é o descarte do material tratado e também no contato direto com o ser humano.

O CCA é um preservativo hidrossolúvel a base de cobre, cromo e arsênio e é, ainda, o preservativo de mais ampla utilização. O cromo é considerado o principal responsável pela fixação do arsênio e do cobre. O arsênio e o cobre desempenham o papel de inseticida e fungicida, aderindo à parede celular da madeira, após as reações de fixação. Quando aplicado à madeira reage com os carboidratos, lignina e extrativos, tornando-se insolúvel e não lixiviável [4].

Apesar de sua alta toxicidade o CCA é atualmente ainda um dos preservativos mais eficientes para o tratamento da madeira, protegendo-a da podridão por fungos e da deterioração por insetos e xilófagos marinhos, por isso ele ainda vem sendo amplamente utilizado [5]. A sua utilização vem sendo cada vez mais restringida por normas nacionais e internacionais, entretanto, no Brasil ainda é o preservativo mais utilizado, pois ainda não há uma proibição total para a sua utilização no país.

Contudo, vários estudos vêm sendo realizados com a intenção de substituir o CCA. Compostos à base de amônia [6] e à base de boro [7] são exemplos de substâncias estudadas para a substituição do arsênio.

Com base no exposto acima este trabalho teve como objetivo avaliar a influência do tratamento preservativo com CCA na qualidade de colagem do painel, com a intenção de verificar se o tratamento diminuiria a resistência mecânica do compensado.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste estudo foram utilizadas lâminas de madeira de *Pinus taeda* para a produção dos painéis de compensado e adesivo fenol-formaldeído. Foi realizado o tratamento preservativo com CCA em lâminas de madeira para posterior produção do painel e, também, em painéis de madeira com lâminas sem prévio tratamento, com a intenção de se avaliar a qualidade final do painel nas duas formas de tratamento. Além disso, foram produzidos painéis sem tratamento como controle. Para cada situação foram produzidos quatro painéis.

2.1 Produção dos painéis

Os compensados para todas as situações foram produzidos da mesma maneira seguindo, de uma forma geral, os passos descritos abaixo:

- Secagem das lâminas com dimensões de 470 x 470 x 2,3 mm em uma estufa laboratorial até estabilização do teor de umidade de 3%.

- Preparação e aplicação do adesivo à base de fenol-formaldeído, na gramatura de 395 g/m^2 linha dupla. A preparação foi feita através da mistura de resina fenol-formaldeído, farinha de trigo e água nas proporções de 100:10:10, respectivamente.
- Sobreposição de 7 lâminas, dispostas de forma perpendicular à lâmina adjacente, resultando em uma espessura nominal do compensado de 16 mm.
- Pré-prensagem à frio, em uma prensa manual com pressão de 1 kgf/cm^2, para retirada de excesso de ar entre as lâminas, para evitar a formação de bolhas durante no processo posterior.
- Prensagem à quente com pressão de 10kgf/cm^2, temperatura de 180°C por 10 minutos, dividida em três ciclos de prensagem com 3 minutos cada e 30 segundos de alívio da pressão entre os ciclos.

2.2 Tratamento preservativo com CCA

O tratamento químico com arseniato de cobre cromatado (CCA) foi realizado em autoclave localizada no Laboratório de Preservação da Madeira da UNESP Campus de Itapeva. O tratamento foi realizado tanto para as lâminas de madeira quanto para painéis já produzidos.

Foi utilizado o CCA tipo C composto por 47,5% de CrO_3, 18,5% de CuO e 34% de As_2O_5, com uma concentração de 72%.

O processo de célula cheia utilizado consistiu nas três etapas descritas abaixo:

1ª etapa – vácuo inicial de 560 mmHg durante 30 minutos com a intenção de retirar o ar presente nos poros da madeira para facilitar a penetração da solução de CCA. Nesta etapa ocorreu, transcorridos os 30 minutos, o enchimento do cilindro da autoclave.

2ª etapa – nesta etapa ocorreu a aplicação da pressão de 12 kgf/cm^2 por um período de 60 minutos, com o intuito de promover a penetração da solução na madeira.

3ª etapa – vácuo final após a retirada da solução do cilindro. Nesta etapa o material foi novamente submetido à um vácuo de 560 mmHg durante 15 minutos, para a retirada do excesso de solução da superfície da madeira.

Após o tratamento com CCA os painéis e as lâminas foram secos ao ar livre até estabilização da umidade em aproximadamente 12%. Posteriormente, as lâminas foram secas em estufa, até atingiram umidade de 3% para a produção dos painéis.

2.3 Teste de molhabilidade

Para o teste de molhabilidade da lâmina foi realizada a medição do ângulo de gota sobre a superfície das lâminas. Para a realização deste teste foi utilizado um goniômetro digital, e como líquido para a formação da bolha utilizou-se a água deionizada. As amostras utilizadas possuíram dimensões de 10 x 35 mm com espessura de 2,3 mm, a própria espessura da lâmina, foi utilizada uma amostra para cada tratamento. Em cada amostra foram produzidas três gotas na superfície e após 10 segundos de acomodação, foi realizada a medição do ângulo, cada medição resultou em 10 valores.

2.4 Ensaio de cisalhamento na linha de cola

Os ensaios de cisalhamento na linha de cola foram realizados de acordo com a norma da ABNT NBR ISO 12466-1 (2006) [8]. Primeiramente, foram confeccionados os corpos de prova com dimensões de 150 x 25 x 16mm, onde foram realizados dois sulcos distantes um do outro por 25mm. Os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios EMIC com capacidade de carga de 30 toneladas (Figura 1), com velocidade de carregamento de 120 N/s. Foram ensaiadas 6 amostras por tratamento, encontrando a tensão de cisalhamento na linha de cola.

Figura 1: Ensaio de cisalhamento na linha de cola

2.5 Análise estatística

Os resultados obtidos foram avaliados pela análise de variância à um nível de significância de 5% e, quando houve diferença significativa nas variâncias, foi realizado o teste de Tukey também à um nível de significância de 5%. Para tal foram verificadas inicialmente a normalidade dos dados e a homogeneidade das variâncias, através dos testes de Shapiro Wilk e Bartlett, respectivamente. Todas as análises foram realizadas no software R versão 3.2.3 de 2015 [9].

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 1 apresenta os dados da angulação da gota de CCA comparados com a referência. A Figura 2 apresenta a gota formada na lâmina tratada com CCA.

Tabela 1: Valores médios encontrados para o ângulo de gota no tratamento com CCA e na amostra de controle

Angulação da gota em graus		
	Controle	**CCA**
Média	39,88 a*	133,12 b
D. Padrão	2,18	8,32
Coef. Var.	5,46%	6,25%

* Médias seguidas de letras iguais não apresentam diferenças significativas à um nível de significância de 5%.

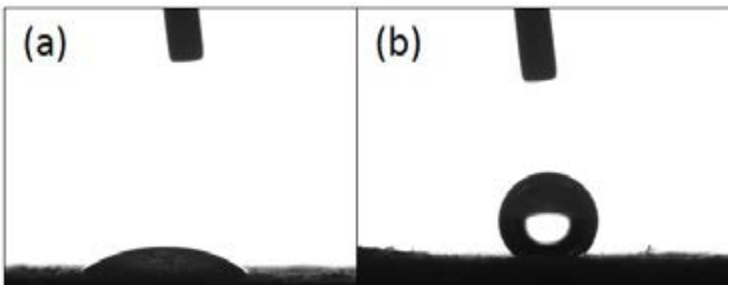


Figura 2: Gota obtida no goniômetro; (a) amostra de controle; (b) amostra tratada com CCA

A gota de CCA apresentou diferença significativa à um nível de significância de 5% com relação ao controle (t = 59,403; p-value = 2,2 x 10^{-16}). Desta forma, percebe-se que o CCA diminui a molhabilidade da superfície da lâmina de forma significativa, o que influencia na qualidade final do painel produzido.

Em um estudo realizado por Mendes et al. [10] no qual se realizou o tratamento em autoclave por método de célula cheia de compensados de *Pinus taeda*, com CCA e CCB, foi percebido que os tratamentos melhoram as propriedades de inchamento em espessura, entretanto diminuíram a resistência mecânica do painel. Esta melhoria na estabilidade dimensional é mais um evidência da diminuição da molhabilidade, já que diminui a interação da madeira tratada com a água.

A Tabela 1 apresenta os valores médios de cisalhamento na linha de cola obtidos no tratamento com CCA tanto das lâminas quanto dos painéis.

Tabela 1: Resultados médios de cisalhamento na linha de cola obtidos no tratamento com CCA

TRATAMENTO COM CCA			
	Controle	**CCA - Lâminas**	**CCA - depois**
Cisalhamento (MPa)	3,75 a*	2,86 b	2,39 b
Desvio Padrão	0,47	0,10	0,34
Coef. Variação	12,56%	3,58%	14,35%

*Médias seguidas de letras iguais não apresentam diferenças significativas à um nível de significância de 5%.

A análise de variância à um nível de significância de 5% (F = 24,633; p-value = 1,823 x 10^{-5} < 0,05) mostrou que houve diferença significativa na resistência ao cisalhamento na linha de cola entre a referência e os tratamentos com CCA das lâminas e do painel, entretanto os tratamentos não diferiram entre si.

O tratamento prévio das lâminas e o tratamento realizado no painel não apresentaram valores médios diferentes entre si, mostrando que para esta propriedade não importa qual das duas formas de tratamento é utilizada. Entretanto, no caso do tratamento da lâmina ocorreu essa diminuição devido a influência direta da colagem, pois houve uma diminuição na molhabilidade da superfície. Já no caso do tratamento do painel, a diminuição foi devido ao tratamento em si, pois o painel após ser produzido, passou pelo método de célula cheia, no qual foi imerso em uma solução aquosa de CCA sob pressão, isso diminuiu a resistência da colagem do compensado.

A Figura 3 apresenta o gráfico com as médias dos valores obtidos de inchamento em espessura e o desvio padrão.

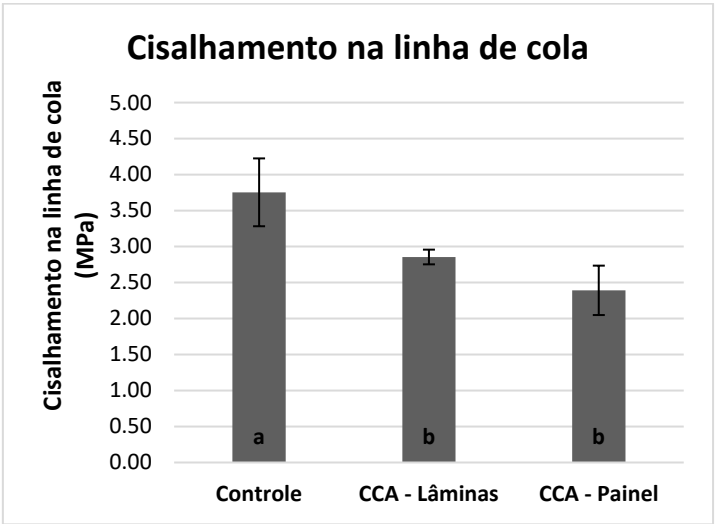


Figura 3: Cisalhamento na linha de cola para as três situações

4. CONCLUSÕES

Pode-se concluir com este estudo que o tratamento com CCA diminui a qualidade da colagem do painel de compensado, evidenciado pela diminuição do cisalhamento na linha de cola, devido a diminuição da molhabilidade da superfície causada pelo tratamento ou também pela forma de tratamento com imersão em solução aquosa sob pressão.

Nota-se que além de possuir alta toxicidade, o tratamento com CCA também diminui a qualidade de colagem dos painéis compensados, mais um motivo para se procurar novos produtos, que além de menos tóxicos também não diminuam a resistência mecânica do painel.

REFERÊNCIAS

[1] IWAKIRI, S. Painéis de madeira reconstituída. Curtiba: FUPEF, 2005. 247 p.
[2] IRLE, M. A.; BARBU, M. C.; REH, R.; BERGLAND, L.; ROWELL, R. M. Wood Composites. In: ROWELL, R. M. Handbook of wood chemistry and wood composites. Boca Raton: CRC Press, 2012. Cap. 10.
[3] STARK, N. M.; CAI, Z.; CARLL, C. Wood-Based Composite Materials: Panel Products, Glued-Laminated Timber, Structural Composite Lumber, and Wood–Nonwood Composite Materials. In: FOREST PRODUCTS LABORATORY. Wood Handbook: wood as an engineering material. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 2010. Cap. 11.
[4] GALVÃO, A. P. M.; MAGALHÃES, W. L. E.; MATTOS, P. P. Processos práticos para preservar madeira: Documentos 96. Colombo: Embrapa Florestas, 2004. 49 p.
[5] VALLE, M. L. A.; SILVA, J. C.; DELLA LUCIA, R. M.; EVANGELISTA, W. V. Retenção e penetração de CCA em madeira de primeira e segunda rotação de Eucalyptus urophylla S.T. Blake. Ciência Florestal, v. 23, n. 2, p. 481-490, 2013.
[6] TERZI, E.; TAŞÇIOĞLU, C.; KARTAL, S. N.; YOSHIMURA, T. Termite resistance of solid wood and plywood treated with quaternary ammonia compounds and common fire retardants. International Biodeterioration & Biodegradation, Suitland, v. 65, n. 3, p. 565-568, 2011.
[7] AYDIN, I.; COLAKOGLU, G. Variation in surface roughness, wettability and some plywood properties after preservative treatment with boron compounds. Building and Environment, West Lafayette, v. 42, n. 11, p. 3837-3840, 2007.
[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 12466-1: Madeira compensada – Qualidade de colagem parte 1: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
[9] R Development Core Team. R: A language and environment for statistical computing. Version 3.2.3. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria, 2015. Disponível em: http://www.R-project.org.
[10] MENDES, R. F.; BORTOLETTO JUNIOR, G.; VIDAL, J. M.; ALMEIDA, N. F.; JANKOWSKY, I. P. Efeito do tratamento preservativo de painéis compensados sobre as suas propriedades físico-mecânicas. Scientia Forestalis, v. 41, n. 100, p. 507–513, 2013.

ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO DE VIGAS COLADAS DE MADEIRA COM DIFERENTES SEÇÕES TRANSVERSAIS

COMPARATIVE ANALYSIS OF GLUED-LAMINATED TIMBER BEAMS PERFORMANCE WITH DIFFERENT CROSS SECTIONS

Ming C. Hsu [(1)], Matheus I. Brandão [(2)], Alfredo Petrauski [(3)], Sandra M. F. C. Petrauski [(4)], Igor Castoldi [(5)] (A)

(1) Acadêmico, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil
(2) Acadêmico, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil
(3) Dr., Prof., Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil
(4) Dr.ª, Prof.ª, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil
(5) Acadêmico, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil
Endereço de contato: icastoldi@hotmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-26

Resumo

Este trabalho apresenta o comportamento mecânico de três séries de vigas coladas com madeira de Pinus sp. e adesivo estrutural resorcinol-formaldeído. Foram confeccionadas e testadas doze vigas, sendo quatro para cada série. Duas séries com seção transversal tipo I e a terceira, de seção retangular, com base 6 cm e altura 12 cm, como referência. As vigas foram executadas com tábuas comerciais de 2,5 cm de espessura. Na primeira série de vigas I, trabalhou-se com a mesma área de seção transversal (72,0 cm^2) e momento de inércia cerca de 4,5 vezes maior que a inércia da referência. Na segunda série, a área foi diminuída em aproximadamente 22%, porém com inércia da ordem de 1,9 vezes maior em relação à referência. Previamente à execução, a madeira foi selecionada pela densidade e por ensaio de flexão não destrutivo. Assim, destinaram-se lâminas de qualidade similar para todas as séries. Conduziram-se os ensaios individualmente em laje de reação com dois cilindros hidráulicos, dispostos simetricamente para aplicação das forças e, portanto, com trecho sob flexão pura. As cargas médias de ruptura foram 36,08 kN; 28,64 kN; e 27,55 kN, respectivamente, para as vigas I de maior inércia, menor inércia e retangulares. A maior carga de ruptura (52,81 kN) foi em uma viga I de maior inércia com madeira de melhor qualidade. As vigas I de maior e menor inércia foram, respectivamente, cerca de 2,6 e 1,5 vezes mais rígidas que as retangulares. Ainda, as vigas I, foram muito mais sensíveis à qualidade da madeira utilizada.

Palavras chave: madeira laminada colada; vigas; seção transversal; resistência; rigidez

Abstract

This paper presents the mechanical behavior of three series of glued-laminated timber beams with Pinus sp. wood and structural resorcinol-formaldehyde adhesive. Twelve beams were made and tested, four for each series. Two series with I-type cross-section and a third one, of rectangular section, with 6 cm width and 12 cm height, for reference. The beams were made with 2.5 cm thick commercial boards. In the first series of I-beams, the reference cross section area (72.0 cm^2) was used, but with a moment of inertia about 4.5 times greater than the reference. In the second series, the area was decreased by approximately 22%, but with inertia of 1.9 times greater than the reference. Prior to the execution, the wood was selected by density and by non-destructive bending tests. Thereby, sheets of similar quality were used for all series. The tests were conducted individually on a concrete flexural device with two hydraulic cylinders, arranged symmetrically for the forces application and, therefore, under pure bending. The average maximum loads were 36.08 kN; 28.64 kN; and 27.55 kN, respectively, for the I-beams of greater inertia, lesser inertia and rectangular. The highest rupture load obtained (52.81 kN) was in a I-beam of greater inertia with better-quality wood. The I-beams of greater and lesser inertia were, respectively, about 2.6 and 1.5 times more rigid than the rectangular ones. In addition, the I-beams were much more sensitive to the quality of the wood used.

***Keywords**: glued-laminated timber; beams; cross section; bending strength; bending rigidity*

1. INTRODUÇÃO

Em um contexto atual, o emprego da madeira como elemento estrutural na construção civil ainda é pouco difundido no Brasil. Isto se deve à uma série de razões. Após o fim da disponibilidade de espécies de uso consagrado e a consequente elevação de custos, houve um considerável descrédito em relação às espécies aptas ao reflorestamento. Isto é compreensível em parte, haja vista, por exemplo, a necessidade de maior rigor técnico no planejamento, plantio, corte, secagem e processamento do gênero *Eucalyptus sp.* Acrescenta-se a esta realidade uma perda significativa por falta de continuidade na formação de profissionais conhecedores das técnicas do adequado uso e processamento do material. Também, nos ambientes de formação de engenheiros a carga horária destinada ao material, via de regra, é inferior àquela dispensada ao aço e concreto. Embora o esforço de muitas empresas, instituições, profissionais e pesquisadores viabilizarem momentos tais como o EBRAMEM – Encontro Brasileiro em Madeiras e Estruturas de Madeira, ainda há muito que ser conquistado e reconquistado no sentido de devolver a madeira seu lugar no rol de material estrutural viável e ecologicamente correto.

Já em outros países, como Estados Unidos e Japão, tal material tem seu uso disseminado, pois as suas vantagens e técnicas corretas de projeto e execução são bastante difundidas. Além disso, a madeira é um material renovável e, de forma oposta ao cimento e aço que geram altos níveis de poluentes na sua produção, a madeira armazena carbono no seu crescimento, tendo-se grande contribuição no sentido do desenvolvimento sustentável.

A tradicional madeira serrada apresenta hoje nítidas limitações quanto às dimensões disponíveis devido aos processos de extração, transporte e a presença de defeitos característicos do próprio material [1]. A tecnologia da madeira laminada colada (MLC), relativamente nova no Brasil, permite a execução de peças estruturais que podem superar o desempenho mecânico das metodologias convencionais e possibilitam vãos superiores aos admissíveis com peças maciças.

Além disso, essa tecnologia permite a seleção de madeira de melhor qualidade para aplicação em regiões mais solicitadas da estrutura, destinando materiais de qualidade inferior em regiões em que as tensões exigidas são menores. Assim sendo, são obtidas peças com propriedades superiores à madeira maciça, com economia de material.

Nesse contexto, o presente trabalho teve como objetivo avaliar comparativamente o desempenho de vigas coladas de madeira de *Pinus sp.* com resina resorcinol-formaldeídica de duas seções transversais tipo I, supostamente vantajosas em relação a uma seção retangular de referência. Foram mensurados e avaliados dados de carga de ruptura e flechas das vigas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As vigas de madeira são feitas em diversas tipologias: vigas de madeira roliça, vigas de madeira serrada, vigas de madeira laminada colada, vigas compostas de peças maciças por entarugamento [2].

As vigas compostas são formadas pela união de peças de madeira com dimensões comerciais [3]. Tais vigas apresentam vasta aplicação como material estrutural e admitem inúmeras formas de composição, sendo a MLC de grande destaque para confecção de peças justapostas com seção T, I ou caixão [4].

As vigas de seção I são peças estruturais otimizadas em relação à quantidade de madeira utilizada na sua fabricação, quando comparada a peças de seção maciça. Por trabalharem basicamente à flexão, as tensões normais atuam nas extremidades e, portanto, a seção transversal I aperfeiçoa o uso de material, tornando estas tão resistentes quanto às vigas maciças, apresentando um peso e uso de matéria prima inferior [5].

As vigas de seção I apresentam diversas vantagens, dentre elas a rapidez na montagem, solução econômica, utilização de peças de dimensões reduzidas e a possibilidade de serem feitas aberturas na alma para passagem de tubulações [6]. No entanto, no Brasil, as vigas I ainda não são largamente

utilizadas na indústria devido à falta de normalização específica, falta de informações tecnológicas e falta de tradição no uso de compostos de madeira para fins estruturais [7].

Complementarmente, destaca-se que as uniões adesivadas são consideradas rígidas por não proporcionarem deslizamento relativo entre as peças componentes, e desta forma, é permitido a utilização do momento de inércia integral da seção transversal pela atual norma brasileira de estruturas de madeira (ABNT NBR 7190:1997), não sendo necessário aplicar o coeficiente de redução preconizado para seções compostas pregadas ou parafusadas [8].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Todo o experimento foi conduzido nos laboratórios do Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, campus de Cascavel. A madeira utilizada foi o P*inus sp.* adquirido na forma de tábuas com seção transversal aproximada de 2,5 x 28 cm e comprimento de 3 m. Na confecção das vigas, utilizou-se o adesivo resorcinol-formaldeído Cascophen RS 216 M, com o pó endurecedor FM-60m.

Previamente à confecção das vigas, as tábuas do lote de madeira foram selecionadas e as peças que continham defeitos graves como rachaduras, fendilhamentos, gretas, etc. foram excluídas da pesquisa. Os defeitos do tipo nós foram aceitos nas peças, desde que não representassem influência negativa no desempenho das mesmas. Não foi realizado mapeamento dos mesmos nas 144 tábuas utilizadas para a etapa experimental, porém, os nós que ativamente impactaram o desempenho das vigas foram citados e analisados na seção de resultados para cada viga ensaiada.

A Figura 1 apresenta, da esquerda para a direita, as vigas compostas I de maior inércia, I de menor inércia e retangular utilizadas.

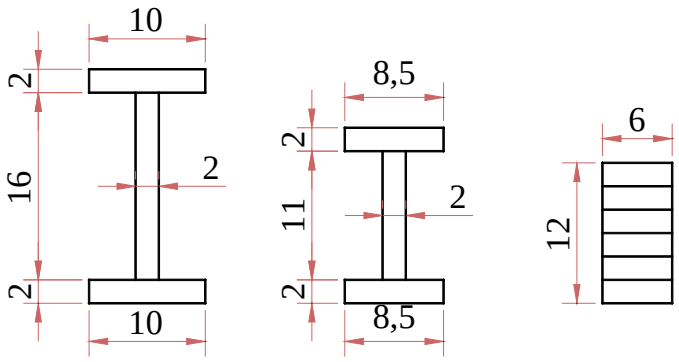


Figura 1: Seções transversais

As principais propriedades geométricas das seções estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Áreas de seção transversal e momentos de inércia das soluções estudadas

Seção	Área (cm²)	I_{XG} (cm⁴)
I maior	72,00	3.936,00
I menor	56,00	1.670,00
Retangular	72,00	864,00

Foram confeccionadas quatro vigas para cada umas das três seções transversais apresentadas, totalizando doze vigas. A seção I maior foi adotada no sentido da maximização do momento de inércia com a mesma área da referência, enquanto a seção I menor foi adotada no sentido da minimização da área transversal e consequente economia de material.

As tábuas de madeira utilizadas na confecção das vigas foram selecionadas e caracterizadas quanto à densidade aparente e ao módulo de elasticidade por meio de ensaio não-destrutivo à flexão. Tábuas

de módulos de elasticidade semelhantes foram utilizadas para compor as vigas em cada seção transversal. Deste modo, minimizou-se o favorecimento de partes da seção de cada umas das vigas, além dos grupos de seções transversais entre si.

Todas as lâminas de *Pinus sp.* foram processadas para obtenção de superfícies limpas e planas nas dimensões finais planejadas.

A colagem das peças foi realizada sob temperaturas ambiente entre 20 ºC e 28 ºC e com consumo de adesivo de 300,00 g/m² na proporção 5:1 (resina:catalizador). Todas as vigas foram prensadas pelo período mínimo de 24 horas após a aplicação do adesivo. O ensaio mecânico foi realizado após 7 dias de cura das vigas.

Para a seção I de maior inércia, devido à grande altura da alma, foram utilizados enrijecedores perpendiculares ao eixo da viga, com espaçamento máximo de duas vezes a altura total da viga, conforme preconizado por norma [8].

As vigas, com 2 m de extensão, foram testadas biapoiadas nos extremos, em laje de reação de concreto, com dois pontos de aplicação de cargas concentradas e simétricas a 30 cm do centro das vigas. A geometria do ensaio permitiu a obtenção de um trecho sob flexão pura no centro do vão.

Para obtenção de dados, além dos carregamentos indicados pelas células de leitura das forças aplicadas pelos cilindros hidráulicos, foi instalado um relógio comparador, com resolução de centésimos de milímetros, para acompanhamento das flechas na região central do vão.

Para não haver comprometimento do equipamento de medição das flechas, este foi removido quando a ruptura estava eminente. As cargas foram aplicadas de forma crescente até a ruptura das vigas.

4. Resultados e discussões

A densidade aparente média do lote de madeira de *Pinus sp.* utilizada foi de 0,630 g/cm³ com desvio padrão de 0,087 g/cm³.

A Tabela 2 apresenta as características médias das vigas quanto ao módulo de elasticidade das tábuas que a compuseram. Como indicado, os exemplares nominados com números menores foram confeccionados com lâminas de maior rigidez e maior qualidade.

Tabela 2: Características médias das vigas

Viga	$E_{I\ maior}$ (MPa)	$E_{I\ menor}$ (MPa)	$E_{Retangular}$ (MPa)
1	13.225,41	13.150,4	17.257,04
2	11.429,54	11.420,9	11.030,12
3	9.461,40	9.448,02	8.508,19
4	5.649,52	5.747,67	5.837,25

4.1 Resistência

Seguindo os critérios da ABNT NBR 7190:1997, foram calculadas as cargas máximas de projeto e as cargas teóricas de ruptura para as seções transversais ensaiadas [8]. Os valores teóricos foram comparados aos valores reais de ruptura obtidos durante os testes para cada viga, conforme apresentado na Tabela 3.

As vigas I de maior inércia apresentaram resistência média cerca de 31% superior às vigas retangulares de referência. As vigas I de menor inércia apresentaram resistência média apenas 4% superior às vigas retangulares, porém, com seção transversal que economiza 22% de material.

Todas as seções transversais estudadas apresentaram resistência 4 vezes superior à carga máxima de projeto, em média.

Tabela 3: Cargas experimentais de ruptura, máximas de projeto e teóricas de ruptura

Viga		Carga real de ruptura (kN)	Carga máxima de projeto (kN)	Carga teórica de ruptura (kN)
I maior	1	52,81	8,85	38,71
	2	20,97		
	3	38,30		
	4	32,22		
Média		36,08		
I menor	1	33,98	6,50	25,44
	2	29,00		
	3	32,08		
	4	19,49		
Média		28,64		
Retangular	1	37,70	4,39	16,46
	2	32,69		
	3	28,35		
	4	11,44		
Média		27,55		

A maior carga de ruptura geral observada foi em uma seção I de maior inércia com madeira de maior módulo de elasticidade e melhor qualidade. Apesar de sua ruína ter se dado à tração na mesa inferior, a ruptura teve início na compressão, por esmagamento do respectivo bordo. O esmagamento ocorreu sob a região de aplicação de carga, onde também se encontrava um nó, que pode ter facilitado o início da ruptura. A Figura 2 apresenta a viga rompida.

Figura 2: Viga I de maior inércia e melhor qualidade da madeira

A viga I de maior inércia número 2 apresentou um valor de resistência extremamente baixa dentre sua série, tal situação não era analiticamente esperada, haja vista que esta era a viga de segunda melhor qualidade do grupo, de acordo com a caracterização realizada pelo ensaio de flexão. Sua ruína ocorreu por tração na mesa inferior. A ruptura teve início em um nó de grandes dimensões localizado

entre o apoio e o ponto de aplicação de carga mais próximo. O nó promoveu descontinuidade das fibras por toda sua seção, o que pode explicar o baixo desempenho desta viga.

Como esperado, a maior e menor carga observada na seção I de menor inércia ocorreu na viga de melhor e pior qualidade, respectivamente. Para a maior carga, a ruptura da viga ocorreu por tração no bordo inferior próximo a um nó, a qual se propagou para a alma. Para a menor carga, a ruptura teve início em pequenos nós presentes na porção inferior da alma, propagando-se até a mesa superior, onde a ruptura se deu sob um ponto de aplicação de carga, com presença de um nó de pequenas dimensões.

A menor carga de ruptura geral ocorreu na viga retangular de referência com madeira de qualidade inferior. A ruptura foi iniciada na tração, onde a fissuração percorreu as tábuas com maior presença de defeitos. Apesar de a lâmina superior comprimida apresentar um nó de grandes dimensões, este não pareceu ter influenciado na resistência.

As vigas I de maior inércia foram as únicas a apresentarem valor médio de ruptura significativamente inferior à carga teórica calculada pela norma brasileira, destacando que os defeitos das tábuas utilizadas pareceram influenciar mais ativamente a resistência de seções transversais mais esbeltas.

4.2 Rigidez

O limite de flecha admissível foi calculado em 1 cm para a condição menos rigorosa da norma brasileira e em 0,57 cm para a condição mais rigorosa [8]. A flecha teórica foi calculada para cada seção transversal nas condições ensaiadas em laboratório [9].

As vigas I maior, I menor e retangular atingiram, em média, o limite de flecha mais rigoroso após carregamentos de 9,8 kN, 5,4 kN e 3,7 kN, respectivamente. Para a condição menos rigorosa de flecha, os carregamentos médios foram 17,2 kN, 9,5 kN e 6,5 kN, respectivamente, cargas acima das dimensionadas em projeto.

A Figura 3 apresenta o gráfico de carga x deformação das vigas ensaiadas I de menor inércia, juntamente com a flecha teórica calculada e carga máxima de projeto.

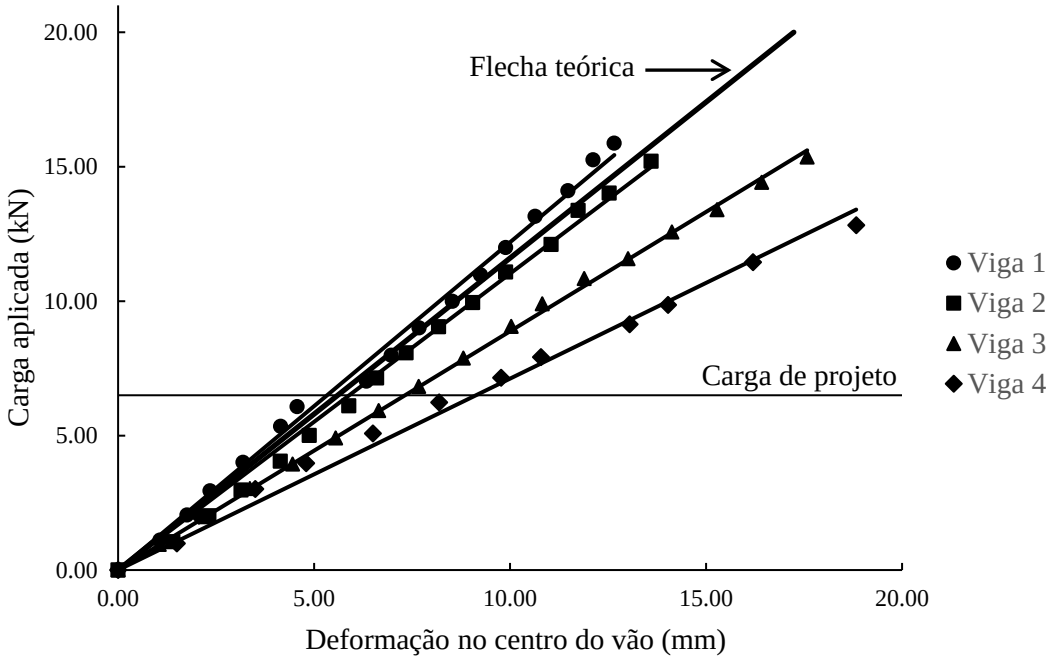


Figura 3: Rigidez das vigas I de menor inércia ensaiadas

Conforme apresentado na Figura 3, para a viga I menor, o comportamento à rigidez foi positivamente influenciado pela pré-seleção da madeira, com as vigas de numerações inferiores apresentando maior rigidez para carregamentos similares. Tal comportamento também foi identificado nas demais seções transversais estudadas. Evidenciou-se, portanto, a importância da seleção mecânica prévia do lote de madeira utilizado no sentido de se obter vigas com desempenhos diferenciados, especialmente para as vigas mais esbeltas.

Em relação às flechas teóricas, as vigas I de maior inércia se apresentaram sempre menos rígidas que a estimativa. Para a viga I menor, conforme apresentado na Figura 3, apenas a viga com melhor qualidade de madeira se apresentou mais rígida que o calculado. Por outro lado, a seção retangular se apresentou, em média, sempre adequada à flecha teórica.

A fim de comparar o comportamento entre as seções estudadas, o gráfico da Figura 4 foi confeccionado com a curva média dos resultados de cada seção transversal, as cargas máximas de projeto e as flechas teóricas calculadas.

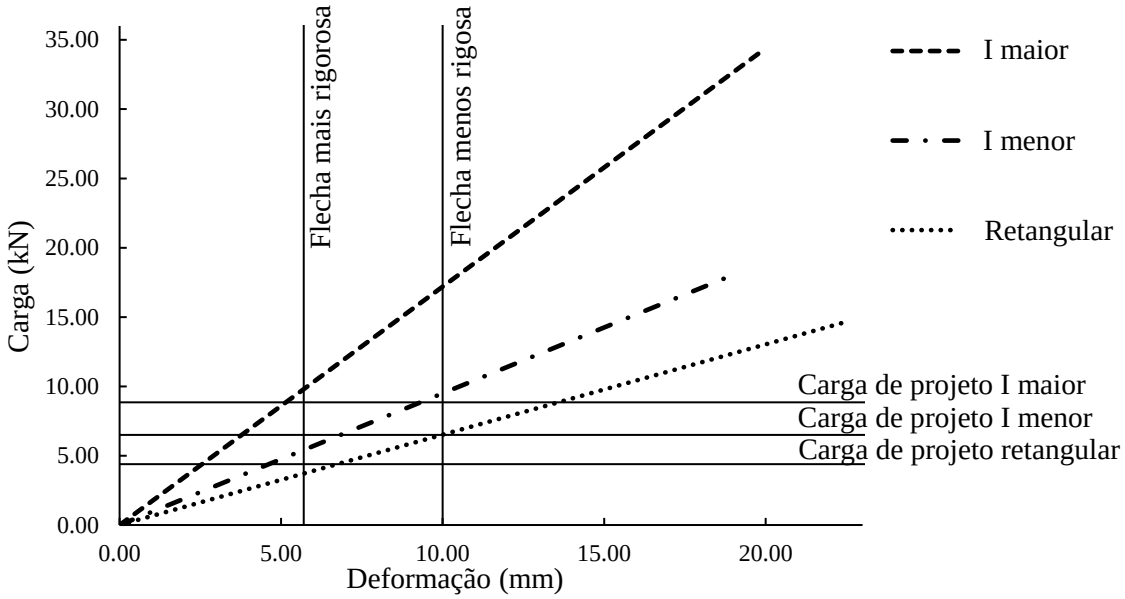


Figura 4: Rigidez média das seções transversais ensaiadas

Verificou-se que a viga I maior apresenta a maior rigidez em relação às demais, conforme esperado, haja vista que possui o maior momento de inércia. A seção I menor apresentou rigidez intermediária e a seção retangular apresentou a menor rigidez.

Para uma mesma deformação, foi possível identificar também que a seção I de maior inércia se apresentou 2,6 vezes mais rígida que à seção de referência, enquanto para a seção I de menor inércia, a rigidez foi 1,5 vezes superior, com um consumo 22% inferior de madeira.

5. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitiram concluir que as seções de perfil I foram, em geral, mais eficientes que as seções retangulares de referência, conforme esperado analiticamente.

As vigas I de maior inércia, com a mesma área da seção de referência, apresentaram uma maior resistência média para todas as qualidades de madeira. As vigas I de menor inércia, com área de seção transversal menor que a referência, apresentaram resistência média ligeiramente superior às vigas retangulares.

Quanto à rigidez, observou-se que todas as vigas atingiram o limite normalizado de flecha de 1 cm em carregamentos iguais ou superiores à respectiva carga máxima de projeto, além de que vigas com maiores valores de momento de inércia efetivamente conduziram a peças mais rígidas.

Foi identificado que as vigas I, especialmente as mais esbeltas, são seriamente mais sensíveis aos defeitos presentes nas tábuas que a compõem do que vigas retangulares, haja vista que a ruptura de todas as vigas I estudadas iniciou ou foi rapidamente propagada por nós presentes tanto na alma quanto nas mesas. Desta forma, recomenda-se que a confecção de vigas I deve ser realizada em ambientes com controles de qualidade superiores e mão de obra especializada, a fim de garantir a segurança da estrutura final.

Verificou-se também, a importância da caracterização da madeira para confecção de elementos estruturais, uma vez que, em geral, as vigas confeccionadas com madeira de melhor qualidade apresentaram desempenhos superiores, tanto na resistência, quanto na rigidez.

Adicionalmente, o consumo de adesivo para confecção das vigas retangulares de referência foi da ordem de sete vezes superior ao utilizado para confecção das vigas I. Este fato é relevante em procedimentos industriais uma vez que o custo do adesivo concorre em grande parte para o custo final do produto.

Sugere-se, para pesquisas futuras, a reprodução deste trabalho com espaços amostrais mais numerosos, de modo a permitir uma análise estatística das conclusões aqui apresentadas, além da utilização de diferentes espécies de madeira e adesivos.

REFERÊNCIAS

[1] AZAMBUJA, M. A. ‘Estudo experimental de adesivos para fabricação de madeira laminada colada: avaliação da resistência de emendas dentadas, da durabilidade e de vigas’. 2006. 128 p. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, São Carlos-São Paulo.

[2] PFEIL, W. e PFEIL, M. ‘Estruturas de madeira’. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2003.

[3] GÓES, J. L. N. e DIAS, A. A. ‘Influência da rigidez da ligação no comportamento de vigas de madeira com seção composta’. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8, 2002a, Uberlândia, MG. Anais..., UFU: Faculdade de Engenharia Civil, 2002a.

[4] GÓES, J. L. N. e DIAS, A. A. ‘Avaliação experimental de vigas de madeira com seção composta’. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8, 2002b, Uberlândia, MG. Anais..., UFU: Faculdade de Engenharia Civil, 2002b.

[5] CARRASCO, E. V. M. e MELO, A. V. ‘Vigas I de madeira laminada colada de eucalipto’. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8, 2002, Uberlândia, MG. Anais..., UFU: Faculdade de Engenharia Civil, 2002.

[6] SILVA, C. C. ‘Análise teórica e experimental de vigas de madeira de seção transversal “I” para uso em fôrmas’. 2010. 97f. Dissertação (mestrado em engenharia de estrutura) – Escola de Engenharia de São Carlo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

[7] SANTOS, A. M. L. ‘Avaliação teórica e experimental de vigas em I pré-fabricadas em madeira com flange de painéis de laminas paralelas (LVL) e alma de painéis de partículas orientadas (OSB) e compensado’. 2008. 79f. Dissertação (mestrado em engenharia florestal) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ‘NBR 7190 – Projeto de Estruturas de Madeira’. Rio de Janeiro, 1997. 107 p.

[9] POPOV, E. P. ‘Resistência dos Materiais’. 2 ed. Rio de Janeiro: PHB. 1984.

ANÁLISE DOS MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES DE MADEIRA LAMINADA CRUZADA

ANALYTIC DESIGN METHODS ANALYSIS OF CROSS LAMINATED TIMBER PLATES

S. T. A. Amorim [(1)] (A), J. N. R. Mantilla [(2)], E. V. M. Carrasco [(3)]

(1) Doutoranda, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, Brasil
(2) Dra. Profa. Universidade FUMEC, Belo Horizonte, Brasil
(3) Dr. Prof., Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Arquitetura - TAU, Brasil
Endereço de contato: silvia.taa@hotmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T4-27

Resumo

Os painéis de madeira laminada cruzada (CLT) são formados por lâminas de madeira com grandes dimensões arranjadas ortogonalmente e unidas com adesivo estrutural sob alta pressão. A disposição ortogonal das lâminas de madeira proporciona estabilidade dimensional ao painel que trabalha como um elemento rígido e autoportante. Os painéis de CLT são utilizados como elementos estruturais em edificações de vários pavimentos em construções pré-fabricadas ou em tabuleiro de estruturas de pontes, dispostos tanto no sentido vertical como horizontal. Quando utilizados como placas de cobertura ou de pisos ou em pontes estão sujeitos a esforços de flexão. Neste trabalho, são analisados comparativamente os diferentes métodos analíticos para o dimensionamento de lajes de CLT sujeitas à flexão no Estado Limite Último. Os métodos estudados foram: o Método Gama, sendo este uma adaptação do anexo B do Eurocódigo 5, o Método K da teoria dos materiais compostos, o método *Shear Analogy* e a norma canadense O86-14 - *Engineering design in wood*. No dimensionamento dessas estruturas ainda não existe uma abordagem de cálculo universalmente aceita pelos projetistas e fabricantes de CLT. Em algumas das abordagens utilizadas, considera-se no cálculo estrutural a resistência das lâminas intermediárias transversais às fibras e em outras essa resistência é desprezada, como no Método Gama. Os resultados obtidos foram comparados e constatou-se que os métodos de maior precisão consideram a rigidez e resistência estrutural de todas as lâminas.

Palabras chave: madeira laminada cruzada; dimensionamento CLT

Abstract

Cross laminated timber panels (CLT) are formed by large-sized orthogonally arranged wood layers bonded with structural adhesive under high pressure. The wood layers orthogonal arrangement of provides dimensional stability to the panel which works as a rigid and self-supporting structural element. The CLT panels are used as structural elements in multi-floor prefabricated constructions or in bridge deck structures, arranged both vertically and horizontally. When used as roof plates, floors or bridges, they are subject to bending stresses. In this work, the different analytical methods for designing CLT slabs subjected to bending in the Ultimate Limit State are comparatively analyzed. The methods studied are: Gamma Method, which is an adaptation of Eurocode 5 Annex B, K Method from composite theory, Shear Analogy method and based on Canadian Standard O86-14 - Engineering design in wood. In designing these structures there is still no universally accepted calculation approach by designers and manufacturers of CLT. In some of these approaches, in structural design the resistance of the intermédiate transversed layers is considered, and in others this resistance is neglected, as in the Gamma Method. The results were compared and it was verified that the more accurate methods consider the rigidity and structural resistance of all layers.

Keywords*: Cross Laminated Timber; CLT design*

1. INTRODUÇÃO

Os painéis de madeira laminada cruzada (CLT) são formados por lâminas de madeira com grandes dimensões arranjadas ortogonalmente e unidas com adesivo estrutural sob alta pressão. A disposição ortogonal das lâminas de madeira proporciona estabilidade dimensional ao painel que trabalha como um elemento rígido e autoportante, sendo variável o número de painéis conforme a função a desempenhar. Os painéis de CLT são utilizados como elementos estruturais em edificações de vários pavimentos em construções pré-fabricadas, ou em tabuleiro de estruturas de pontes, e podem ser dispostos tanto no sentido vertical como horizontal. Eles possuem alto grau de pré-fabricação e índice de resistência/peso. Os painéis de CLT são isolantes térmicos e acústicos e trazem conforto ao ambiente construído. Além disso, como a matéria prima dos painéis é a madeira, um recurso natural renovável o CLT pode ser considerado um sistema construtivo mais sustentável, que gera menos impactos ao meio ambiente, frente às soluções tradicionais. A construção em CLT pode ser considerada uma alternativa viável e mais sustentável para os edifícios altos.

A aplicação do CLT nos edifícios se iniciou nos anos 90 na Áustria e Suíça, conforme [1]. O CLT foi estudado e desenvolvido primeiramente na Suíça e se desenvolveu na Áustria tal como é usado hoje. Nos últimos 20 anos a aplicação dos painéis de CLT em edifícios de múltiplos pavimentos vem aumentando e os países que lideram o uso de CLT atualmente são Áustria, Alemanha, Suíça, Suécia, Noruega e Reino Unido.

As normas técnicas vêm incorporando este produto (ANSI/APA 2012 PRG 320 [2]; DIN 2004; EN2004 [3]), além de manuais de utilização como IFP Innovation Handbook [4] e a Norma técnica europeia [5].

O comportamento mecânico dos painéis de CLT é complexo, principalmente devido à ortogonalidade em relação à direção das fibras dos painéis consecutivos, além da anisotropia inerente à madeira. No dimensionamento das estruturas ainda não existe uma abordagem de cálculo universalmente aceita pelos pesquisadores, projetistas e fabricantes de CLT.

Para os painéis de CLT sujeitos a carregamentos perpendiculares ao plano diversas teorias e métodos analíticos de dimensionamento vem sendo propostas e testadas. Algumas delas já foram incorporados às normas técnicas de dimensionamento (DIN 2004; EN2004 [3]). Essas teorias se baseiam na determinação da rigidez efetiva à flexão e ao cisalhamento da peça, de acordo com a configuração geométrica dos painéis, espessura e direção das fibras da madeira. Determina-se um modelo de painel equivalente como uma hipótese simplificada para tratar o comportamento do painel à flexão. De acordo com [6], em 1999 Kreuzinger propôs o método Shear Analogy para o dimensionamento de lajes de CLT e em 2003 Blass e Gorlacher propuseram o método Gama ou “Mechanically jointed beams theory”, sendo este uma adaptação do anexo B do Eurocódigo 5[3]. Outro método proposto foi o *k-method* conforme [7]. Segundo [8] estes são os três principais métodos de cálculo das estruturas de CLT utilizadas como placas de cobertura ou de piso sujeitos a esforços de flexão.

Neste trabalho, são comparados os diferentes métodos analíticos utilizados no dimensionamento de lajes de CLT sujeitas à flexão no Estado Limite Último de resistência à flexão verificando o nível de precisão e confiabilidade de cada uma dessas teorias.

2. METODOLOGIA

São dimensionadas três configurações distintas de lajes de CLT sujeitas à flexão através de quatro métodos de cálculo estabelecidos empregados atualmente por projetistas e fabricantes. São eles: o Método Gama, sendo este uma adaptação do anexo B do Eurocódigo 5, o Método K da teoria dos materiais compostos, o método Shear Analogy e o método simplificado segundo a norma canadense *O86-14 - Engineering design in Wood* descrito em [4].

Os dados do trabalho experimental de [9] são utilizados como referencia para os cálculos realizados. Em [9] os valores de resistência à flexão foram obtidos dos ensaios experimentais do tipo flexão em quatro pontos em vigas de CLT constituídas de madeira de pinho (Picea Abies), cujo módulo de elasticidade longitudinal E=11000MPa e o coeficiente de resistência à flexão característico F_b=24MPa.

Apesar dos painéis serem elementos estruturais bidimensionais e resistirem à flexão nas duas direções quando são utilizados como lajes de piso ou cobertura sua largura máxima é de aproximadamente 2,5m e esta dimensão é muito menor que o comprimento da peça e portanto trabalham como se fossem elementos de vigas, uniaxiais. No trabalho de referencia ao presente estudo, [9], foram ensaiadas vigas de CLT que representam lajes com uma direção principal.

Foram consideradas três configurações diferentes de painéis de CLT de três e sete camadas com alturas h, larguras b e comprimentos L, conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Geometria dos painéis de CLT

Nº camadas	h(mm)	b(mm)	L(mm)
3	57	300	1026
3	132	250	2340
7	298	300	5400

O vão das vigas de CLT, valor de L na tabela acima corresponde a 18 vezes a altura h de cada painel. A Figura 1 abaixo mostra o desenho esquemático dos painéis dimensionados.

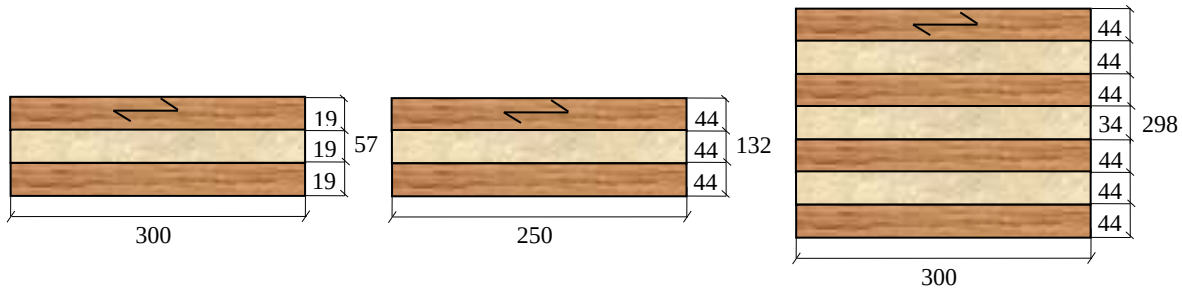


Figura 1: Geometria dos painéis de CLT.

No dimensionamento da placa de CLT sujeita à flexão verifica-se a expressão abaixo:

$$\sigma \leq f_b \tag{1}$$

Sendo f_b a resistência de característica da peça σ a tensão aplicada à estrutura da placa de CLT dada pela expressão geral abaixo:

$$\sigma = \frac{M}{I_{eff}} z \tag{2}$$

Sendo M o momento fletor resistente, I_{eff} o momento de inércia efetivo para a placa de CLT, em relação ao momento de inércia I equivalente para uma seção maciça que varia conforme o método de cálculo e z a distancia da superfície do painel à linha neutra.

A seguir são brevemente descritos os métodos de cálculo estudados.

2.1 Método Gama ou "Mechanically jointed beams theory"

O Método Gama ou "Mechanically jointed beams theory" consiste em uma adaptação do anexo B do Eurocódigo 5 [3] para as estruturas de CLT. O dimensionamento é realizado considerando a inércia

efetiva e calcula-se a resistência à tração e compressão máximas e ao cisalhamento, como no EC5 [3] para as vigas conectadas, como os perfis I ou perfis T.

Pode ser implementado utilizando o elemento de viga do tipo Euler-Bernoulli, pois não são consideradas as deformações de cisalhamento. Esta deformação é considerada apenas no fator de conexão Gama que determina o índice de conexão entre as laminas longitudinais e as laminas dispostas transversalmente.

Um novo gama γ (fator de eficiência da conexão, que vale 1 caso os painéis estejam completamente colados ou 0 caso contrário) contido na equação da rigidez efetiva do EC5 [3] é calculado considerando a deformação de cisalhamento, *rolling shear*, que provoca uma deformação global na junção entre os painéis de madeira.

Calcula-se uma rigidez efetiva conforme a expressão abaixo:

$$EI_{eff} = \Sigma E_i I_i + \gamma_i E_i A_i z_i^2 \quad (3)$$

Sendo E_i o módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira de cada uma das lâminas dispostas longitudinalmente, b_i é a largura da lamina, hi a espessura, z_i a distancia do centróide da lâmina i ao centróide da seção transversal e γ_i é o fator de eficiência da conexão. O módulo de elasticidade das lâminas transversais é considerado zero neste método.

O momento resistente M é calculado conforme a equação abaixo, para o módulo de elasticidade longitudinal sendo o mesmo em todas as camadas do painel:

$$M = F_b . \frac{I_{eff}}{(\gamma_1 a_1 + 0.5.h)} \quad (4)$$

Sendo F_b o coeficiente de resistência à flexão característico e a_1 a distancia do centroide da primeira lâmina até a linha neutra.

A figura abaixo representa o diagrama de tensões normais e de cisalhamento de um painel de CLT, para diferentes valores do coeficiente de conexão γ. Verifica-se que quanto maior o grau de conexão, valor máximo igual a 1, as lâminas longitudinais de CLT se comportam como parte do conjunto de toda seção transversal da peça e quando a conexão entre os painéis é menor, como na figura letra d, resistem à flexão individualmente. A figura mostra também que as camadas transversais não são consideradas na resistência à flexão.

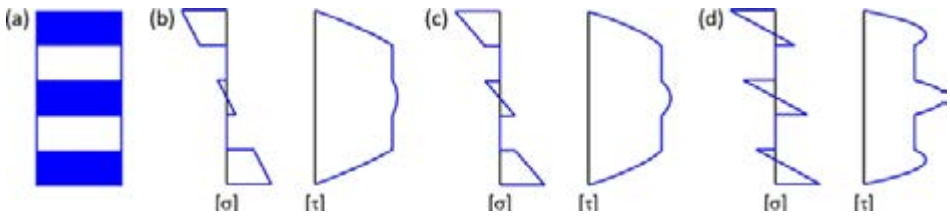


Figura 2: Diagramas de tensão normal (à esquerda) e de cisalhamento (à direita) em uma seção transversal de 5-camadas de CLT (as camadas coloridas representam as placas longitudinais) (a) para um fator de eficiência de conexão (c) igual a (b) 1.0, (c) 0.5, e (d) 0.1. Fonte: [9].

2.2 Método K ou "Composite Theory" da teoria dos materiais compostos

O método K é baseado na teoria dos materiais compósitos e considera no dimensionamento da placa a rigidez e resistência de cada lâmina longitudinal ou transversal que constitui o painel de CLT.

A rigidez e resistência das camadas individuais são incorporadas ao cálculo a partir de um fator de composição K_i. Este fator composição K_i é determinado conforme o tipo de carregamento e a orientação das placas de CLT. A expressão abaixo mostra o cálculo da rigidez efetiva para a configuração do painel em estudo e sujeito à flexão:

$$EI_{eff} = E.I.K_1 \quad (5)$$

Sendo E o módulo de elasticidade paralelo às fibras das camadas do painel de CLT e K_1 o fator de composição para a geometria do problema em análise mostrada abaixo:

Figura 3: Configuração e geometria do painel de CLT para cálculo de K_1. Nesta figura, m=5.
Fonte: [7]

Para as configurações estudadas, o fator de composição K_1 é calculado conforme a expressão abaixo:

$$K_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E}\right).\frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \cdots \pm a_1^3}{a_m^3} \quad (6)$$

Sendo E o módulo de elasticidade paralelo às fibras das camadas do no painel de CLT e E_{90} o módulo de elasticidade perpendicular às fibras e é dado por $E_{90} = E/30$ e a_m, a_{m-2} e a_{m-4}, são as alturas da seção transversal de acordo com a Figura 3 e m o número de lâminas do painél.

Esse método, entretanto, não leva em consideração a deformação de cisalhamento das fibras na flexão.

2.3 Método Shear Analogy (Kreuzinger)

O método Shear Analogy considera os módulos de elasticidade transversal e longitudinal para todas as camadas do painel. A rigidez das camadas transversais é dada por E90=E/30 assim como no método K. O painel de CLT é considerado como duas vigas virtuais posicionadas em suas extremidades para a homogeneização da seção transversal. A rigidez efetiva é dada pela expressão:

$$EI_{eff} = \sum E_i.I_i + E_i.A_i.z_i^2 \quad (7)$$

Sendo a primeira parcela correspondente à primeira viga e a segunda à segunda viga virtual.

Este método leva em consideração a deformação de cisalhamento e está detalhadamente descrito em [4].

2.4 Norma canadense O86-14

Esse método corresponde a uma simplificação do método Gama explicado acima neste trabalho conforme [4]. O momento resistente, M_r, é calculado conforme a equação abaixo:

$$M_r = F_b.\frac{I_{eff}}{0.5.h} \quad (8)$$

Sendo que a inércia efetiva I_{eff} é calculada conforme o método Gama.

3. RESULTADOS

As três configurações de vigas de CLT flexionadas e calculadas conforme os quatro métodos descritos acima apresentaram os resultados em relação à solução exata obtida do trabalho de [9] conforme o gráfico da Figura 4. Em [9], os valores obtidos para o momento resistente foi medido na ocorrência da primeira trinca da viga, e seus resultados foram de 6kN.m, 19.4kN.m e 115kN.m para o painel de 57x300mm, o painel de 132x250mm e o de 298x300mm respectivamente.

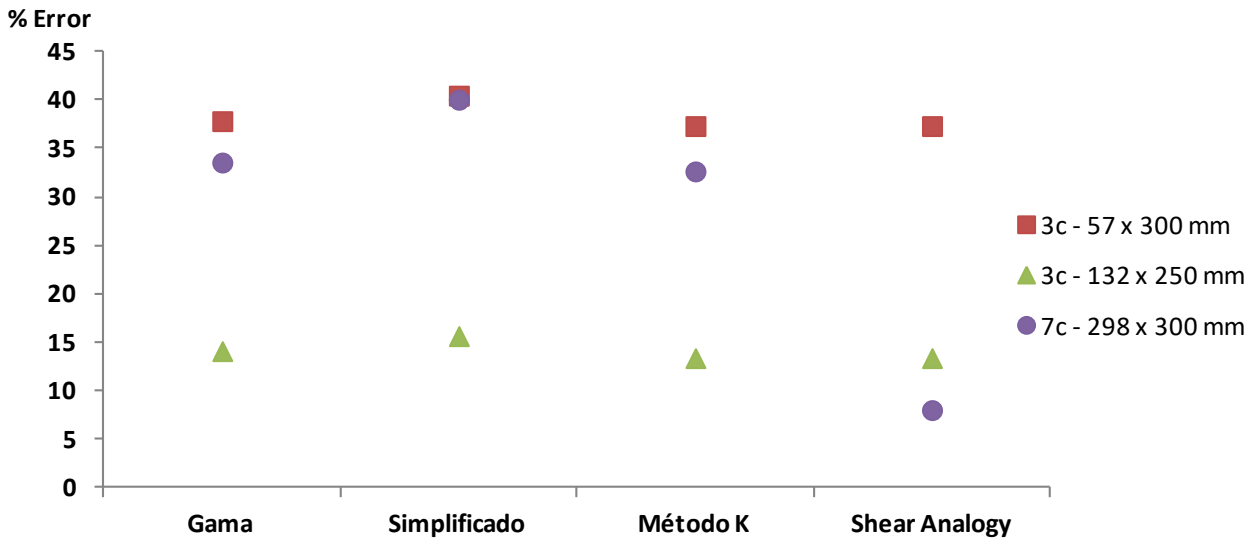


Figura 4: Porcentagem de erro dos métodos de dimensionamento para os painéis de CLT. Fonte: Elaborada pela autora

No gráfico da Figura 4 verifica-se que os resultados dos cálculos conseguiram representar o comportamento do painel de CLT sujeito à flexão ensaiado no laboratório no trabalho de [9]. Os valores encontrados em todos os métodos de cálculo foram menores que os valores de referencia utilizados.

Conforme a Figura 4, a viga de três lâminas de madeira e 132 mm de altura obteve uma boa precisão para todos os métodos de dimensionamento além do percentual de erro entre os métodos de cálculo para este painel ter sido bem próximo. Já o painel de três camadas e menor altura, de 57mm, teve um erro de aproximadamente 40% para os métodos de cálculo o que necessitaria a inclusão de um coeficiente de segurança no seu dimensionamento para esta espessura de painel.

Para a viga de maior altura de dimensões da seção transversal de 298x300mm, o método mais preciso foi o *Shear Analogy*. Este método leva em consideração as deformações de cisalhamento entre as laminas do painel e no caso da viga alta o efeito do cisalhamento é mais significativo que para as vigas de menores alturas. O método K despreza este fenômeno e o método Gama o incorpora através do coeficiente gama.

No geral nota-se que o método *Shear Analogy* corresponderia ao método com menor percentual de erro em relação à situação real e em seguida estaria o método K. Ambos os métodos incorporam a resistência e rigidez de todas as fibras na resistência do painel de CLT.

4. CONCLUSÕES

No trabalho foram apresentados os métodos de cálculo usuais para os painéis de CLT sujeitos à flexão e foram calculados os painéis de CLT e comparados com resultados experimentais encontrados na literatura utilizando cada um dos métodos. Os resultados encontrados conseguiram representar o comportamento dos painéis.

Dos métodos de dimensionamento apresentados, dois deles não consideravam a rigidez e resistência das lâminas transversais na determinação do momento. Apenas o método de Kreuzinger, Shear Analogy, considera a resistência e rigidez de todos os painéis de madeira do CLT.

Os resultados obtidos foram comparados e constatou-se que o método de maior precisão foi o que considerou a rigidez de todas as lâminas da placa de CLT além de considerar também as deformações de cisalhamento, o método *Shear Analogy*.

REFERÊNCIAS

[1] S. Breneman, S. Technical, W. Wood, and P. Council, “A State of the Art Review of Cross-Laminated Timber Floor Systems,” pp. 1–5, 2014.
[2] APA, “Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber.” ANSI/APA PRG 320., 2012.
[3] EN (2004) Eurocode 5, “Design of timber structures. Part 1-1: General Common rules and rules for buildings.,” *Design*, pp. 1–123, 2003.
[4] S. Gagnon and C. Pirvu, *CLT handbook: cross-laminated timber*. FPInnovations Québec, 2011.
[5] P. G. & C. KG, “European Technical Approval ETA-11/0295,” *Pitzl GmbH Co. KG HVP concealed Connect.*, no. December 1988, pp. 1–43, 2013.
[6] A. Thiel and G. Schickhofer, “CLTdesigner – A SOFTWARE TOOL FOR DESIGNING CROSS LAMINATED TIMBER ELEMENTS : 1D-PLATE-DESIGN,” 1995.
[7] H. J. Blass and D. P. Fellmoser, “Design of solid wood panels with cross layers,” 2004.
[8] L. Franzoni, A. Lebée, F. Lyon, and G. Foret, “Influence of orientation and number of layers on the elastic response and failure modes on CLT floors: modeling and parameter studies,” *Eur. J. Wood Wood Prod.*, vol. 74, no. 5, pp. 671–684, 2016.
[9] I. P. Christovasilis, M. Brunetti, M. Follesa, M. Nocetti, and D. Vassallo, “Evaluation of the mechanical properties of cross laminated timber with elementary beam theories,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 122, pp. 202–213, 2016.

REPORTE DE LA OBTENCIÓN DE MLE EN COLOMBIA CON ÉNFASIS EN DOS EMPRESAS NACIONALES

REPORT OF GLULAM PRODUCTION IN COLOMBIA WITH EMPHASIS IN TWO NATIONAL COMPANIES

César Polanco Tapia [(1) (2)] (P), José Nivaldo Garcia [(2)]

(1) Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, D.C., Colombia (cpolanco@udistrital.edu.co)
(2) Universidad de Sao Paulo (USP), Escuela Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" (ESALQ), Piracicaba, Sao Paulo, Brasil
Dirección de contacto: jngarcia@usp.br; (P) Presentador

Código de identificación: T4-30

Resumen

Colombia posee en torno de ocho empresas que se dedican total o parcialmente a fabricar madera laminada encolada (MLE). Este trabajo compara dos esquemas de elaboración de MLE, el primero, cerca de Bogotá D.C. con una capacidad de producción estimada de cinco mil m^3.año^{-1} y el segundo, cerca de Medellín con una capacidad máxima de mil m^3.año^{-1}. Las dos locaciones con características climáticas, especies, adhesivos y procesos de transformación diferentes. La primera empresa emplea coníferas, especialmente *Pinus radiata* proveniente de Chile, aunque aquí se presenta el caso particular para una especie local conocida como sajo (*Campnosperma panamensis*), donde toda la producción se dedicará a uso estructural. La segunda empresa, trabaja con la especie *Acacia mangium* y a la fecha desarrolla productos estructurales, para mobililiario y con fines decorativos, siguiendo estándares de fabricación para uso estructural. Para cada locación los adhesivos varían, siendo MUF y EPI los usados por la primera y segunda empresa, respectivamente, con un proveedor en común. En cuanto a la transformación, se identificaron 26 diferentes operaciones principales, cada una asociada a un proceso bien definido. Las operaciones de encolado y sus indicadores de calidad, al igual que el control del volumen de madera y adhesivo, son los elementos de mayor criticidad en la obtención de MLE. Comparativamente, las empresas difieren en la forma de trabajar, dadas las características asociadas a madera y adhesivo, pero sobre todo las diferencias tecnológicas y climáticas marcan asimetrías en los procesos y operaciones predominantes, afectando incluso los esquemas organizacionales y administrativos.

Palabras clave: industria maderera; adhesivo MUF; adhesivo EPI; acacia; Sajo; finger joint

Abstract

Colombia has around eight companies totally or partially dedicated to manufacturing glued laminated timber (GLULAM). This work compares two schemes of GLULAM elaboration, the first, near Bogotá D.C. with an estimated production capacity of 5,000 m^3.year^{-1} and the second, near Medellín with a maximum capacity of 1,000 m^3.year^{-1}. The two locations with different climatic characteristics, species, adhesives and transformation processes. The first company uses conifers, Pinus radiata from Chile, although here the particular case is presented for a local species known as sajo (Campnosperma panamensis), where all production will be devoted to structural use. The second company, works with the species Acacia mangium and develops structural products, furniture and for decorative purposes, following manufacturing standards for structural use. For each location the adhesives change, being MUF and EPI those used by the first and second company, respectively, with a common supplier. Regarding the transformation, 26 different main operations were identified, each one associated with a process. The gluing operations and their quality indicators, as well as the volume control of wood and adhesive, are the most critical elements in obtaining GLULAM. Comparatively, firms differ in the way they work, given the characteristics associated with wood and adhesive, but above all technological and climatic differences mark asymmetries in processes and predominant operations, affecting even organizational and administrative schemes.

Keywords*: wood industry; MUF adhesive; EPI adhesive; acacia; Sajo; finger joint*

1. INTRODUCCIÓN

La madera laminada encolada (MLE) es uno de los productos derivados de la ingeniería con mayor perspectiva en Colombia. Por un lado, la decadencia de la madera maciza impuesta por las mayores regulaciones y controles sobre las fuentes naturales de la materia prima [1], de otra parte, la desaparición de especies e individuos de grandes tamaños que abundaban en los bosques naturales del país por la sobreexplotación generalizada [2] y por último, la creciente oferta de madera proveniente de plantaciones satisfaciendo requisitos de sostenibilidad ambiental, que se han convertido en un elemento de presión social en favor del medio ambiente [3]; han redireccionado los mercados, forzando a quienes trabajan con madera en dos sentidos: El primero es iniciando importaciones desde Europa (*Abies sp.*), EUA (*Pinus spp.*) y Chile (*Pinus radiata*) [4]; y el segundo, a partir de mudanzas en los modelos de transformación de plantaciones nacionales (*Pinus caribaea, Acacia mangium*) o fuentes naturales que pudiesen representar sostenibilidad en el largo plazo (*Prioria copaifera*, *Campnosperma panamensis*) [5], [6].

Por lo general la madera proveniente de plantaciones no satisface los tamaños a los que tenía acostumbrado al mercado la madera del bosque natural. Piezas estructurales de hasta 12 m de longitud de *Cariniana pyriformis* en los puntos de comercialización [7], son una utopía en el caso de la madera de plantaciones. Normalmente los puntos de optimización de los criterios económicos en las plantaciones, hacen que la madera sea cosechada en un punto donde las trozas difícilmente proporcionarían maderas de grandes dimensiones para las aplicaciones finales [8]. Y si así fuera, las maderas provenientes de plantaciones, no satisfacen *a priori* las características de las maderas con tradición de uso provenientes del bosque natural, donde su aplicación se extendía en un amplio abanico, sin la obligatoriedad de procesos como el secado. Muestra de ello, son las innumerables estructuras de la época colonial, que hoy después de 200 años prevalecen intactas en nuestros países andinos [9].

Dado lo expuesto, es una realidad que las empresas colombianas deben convivir en su día a día con las particularidades aleatorias de la madera proveniente de plantación y en menor proporción con las maderas de bosques naturales, donde la constante son las pequeñas dimensiones y la presencia abundante de defectos [10]. Lo anterior empuja hacía modelos industriales donde la madera sea reconstituida en forma de chips o de piezas pequeñas, y es aquí donde tiene cabida la MLE. El presente trabajo tiene por objetivo dar conocer los procedimientos constructivos de MLE de dos empresas ubicadas en el país, haciendo referencia a las debilidades y fortalezas de cada una, visualizando una cultura de fabricación y construcción con este material que sirva de modelo para los nuevos emprendimientos nacionales que quieren incursionar con este material y bajo estos procesos.

2. METODOLOGÍA

2.1 Inventario de empresas

Para la selección de las empresas se realizó una búsqueda en los directorios de páginas amarillas a nivel nacional. También se indagó con personal experto en el tema y se asociaron las estructuras en madera laminada más insignes con las empresas fabricantes. Después de generar el listado de las empresas, los autores realizaron contacto con estas, verificando la inclusión de procesos asociados a la elaboración de MLE a través de visitas a sus instalaciones.

2.2 Selección de empresas

En el desarrollo del trabajo se indagó en cada una de las empresas sobre la posibilidad de desarrollar actividades de investigación al interior, también se tuvo en cuenta el conocimiento del personal y las potencialidades de los procesos que aseguraran su continuidad. Un factor adicional fue

la empatía con el personal vinculado a la empresa y la ausencia de secretos industriales que generarán recelo entre los propietarios. Dos empresas dieron su visto bueno para trabajar allí.

2.3 Descripción de los procesos de maquinado

En esta etapa del trabajo se listaron la totalidad de procesos de transformación asociados a la madera laminada. Se verificaron las capacidades a través de la maquinaria presente y los puntos críticos para el control de la calidad. Para ello, se realizó el seguimiento visual de las actividades de cada proceso, registrando los puntos de control en cada uno, que al final fueron señalados como determinantes en la calidad final del producto.

2.4 Observaciones

Finalmente, los autores realizaron algunas observaciones a los diferentes procesos de obtención de MLE, que pueden considerarse como elementos críticos para iniciar los futuros planes de mejora, direccionando dos objetivos: La reducción de costos, el mejoramiento de la calidad.

3. RESULTADOS

Del inventario de empresas se obtuvo un listado inicial que es mostrado en la Tabla 1. La capacidad instalada está en torno de los 14,000 m^3, aunque la capacidad usada es mucho menor. Dos empresas procesan madera importada de Chile, cuatro empresas trabajan con madera de Pino plantado en Colombia, una empresa importa laminados de Europa, dos empresas elaboran MLE con una especie nativa del género *Handroanthus* y una está incursionando recientemente con madera de Acacia. La forma de adquisición de la materia prima cambia según la especie y procedencia. Así, por ejemplo, el pino que viene de Chile se compra como cepillado y seco, en diferentes grados de calidad, dependiendo el proyecto de construcción y sus términos de referencia. Esta madera es adquirida a la empresa Arauco. La madera de Pino y Acacia plantada en Colombia, se adquiere en forma de trozas, lo que implica que estas empresas estén articuladas verticalmente. Mientras tanto la madera de Flormorado o Roble (*Handroanthus sp.)* puede adquirirse en bloques escuadrados, donde previamente con la ayuda de una motosierra o sierra circular son convertidas las trozas.

En cuanto a la selección de las empresas, se obtuvo consentimiento en una del centro del país donde la mayor parte del tiempo se trabajan materias primas provenientes de Chile, solo que en esta ocasión se evaluó el proceso para la madera de Sajo (*C. panamensis*); y en otra del noroccidente colombiano que está fortaleciendo su industria y en la actualidad lamina madera de Acacia. Estas empresas accedieron para trabajar en su interior y a criterio de los autores, son representativas por la continuidad de los procesos, su participación en el mercado y contacto con el sector de la construcción. No se mencionan los nombres de las empresas por petición de las mismas. La Figura 1 da cuenta de algunas obras en MLE realizadas en el país, por estas y otras empresas.

Referente a la descripción de los procesos de transformación, las Tablas 2 y 3, listan los procedimientos de la empresa del centro del país (Empresa A) y la del noroccidente (Empresa B). Se presenta el listado, la máquina dominante del proceso, los indicadores de calidad y algunas observaciones relevantes. La Figura 2 da a conocer imágenes de los procesos más relevantes.

La adquisición de materia prima como producto aserrado seco o como troza por las dos empresas, marca profundas diferencias. La mera labor de compra de madera lista para elaborar MLE, permite la rápida especialización y control de las especificaciones de producto. Por otro lado, la compra de trozas, su transformación en el aserrío y posterior preparación para el secado, demanda mayores recursos financieros, de personal y administración, desviando la atención de los productos laminados, pues en Colombia las grandes empresas madereras integradas verticalmente, son comparables con pequeñas empresas de Brasil o Chile, incluso, medianas empresas de Argentina, por citar algunos ejemplos. La falta de homogeneidad en la materia prima, la presencia de distintos grados de calidad

después de la transformación, coadyuvado con los relativos bajos volúmenes de transformación (20-40 m^3.$día^{-1}$ de trozas) y niveles de aprovechamiento, generan sobrecostos que condicionan todas las operaciones subsiguientes, sobre todo por la obtención de producto no conforme para MLE, que exige la consecución óptima de clientes que consuman la totalidad de grados.

Tabla 1: Listado de empresas que hacen o han participado en la fabricación de MLE en Colombia

Empresa	**Ubicación**	**Procesos, especies**	**Capacidad (m^3/año)**	**Sitio Web**
Ripoll Laminados	Bogotá, D.C.	Fabrica, *Pinus*	5000	http://co.kompass.com/c/ripoll-laminados-s-a-s/co012680/
Taller de Ensamble	Bogotá, D.C.	Fabrica, *Pinus*	1368	http://www.tallerdensamble.com/
Inmunizadora Serye	Medellín, Antioquia	Fabrica, *Pinus*	2000	http://inmunizadoraserye.com.co/
Aserrío y Reforestadora Plantar S.A.	San Pedro de los Milagros (Antioquia)	Fabrica, *Pinus*	1200	http://www.aserrioplantar.com/
Madepátula	Medellín, Antioquia	Fabrica, *Pinus*, *Handroanthus* Importa, *Abies*	1200- α	http://www.paginasamarillas.com.co/empresa/abastecedora+aserrio+madepatula-bello-15492059
Inmunizadora Colombia	Marinilla, Antioquia	Fabrica, *Pinus* *Handroanthus*	1500	http://www.paginasamarillas.com.co/empresa/inmunizadora+colombia-medellin-15553796
Refocosta S.A.S	Villanueva, Casanare	Fabrica, *Pinus*	1200	http://refocosta.com
Cacerí	Planeta Rica, Córdoba	Fabrica, *Acacia mangium*	800	http://www.caceri.com/

Fuente: [11] Modificado

También se puede decir que los registros de información para trazabilidad están en proceso de implementación. Eso sí, las empresas controlan las variables críticas generadoras de calidad como el contenido de humedad, el cual es responsable del 46% de los problemas de desempeño según se referencia internacionalmente [12]. En el caso de la empresa A, a pesar que se delega esta responsabilidad al proveedor, se realizan verificaciones intermitentes con higrómetro de puntilla; en la empresa B, el control se hace *block* a *block*[3], con higrómetros manuales de contacto. Cuando se presenta producto no conforme, se genera una reclamación o se devuelve al proceso de secado, según se trate de la empresa A o B, respectivamente. El punto de referencia para la humedad de la madera es 12% (±2%), en las dos situaciones. Las cámaras de secado con mayor participación en el país son: Mahild, Termolegno, Gottert y Secal. Los programas son guiados por los proveedores y ajustados según la necesidad por las empresas nacionales de manera independiente o en colaboración con especialistas en programación y automatización.

[3] *Block*: Se denomina así a la pieza de madera maciza básica objeto de FJ, cuya unión longitudinal generará las lamelas que a su vez conformarán el laminado final.

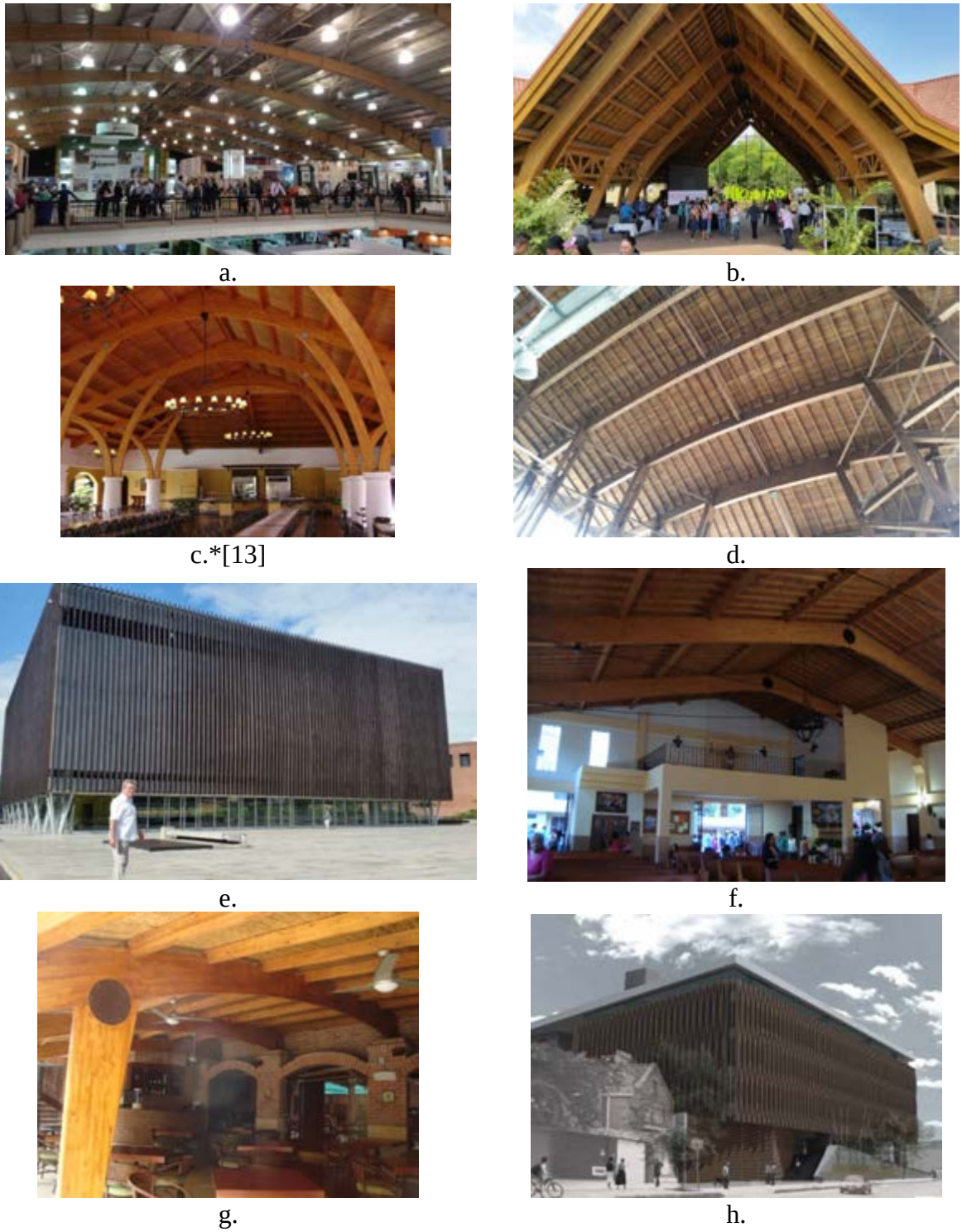


Figura 1: Algunas estructuras en MLE instaladas en Colombia. a) Pabellón Corferías - Bogotá, D.C. b) Parque Ukumarí - Pereira. c) Iglesia - Bogotá, D.C. d) Parque ARVI - Medellín. e) Caja de madera - Medellín. f) Iglesia - Medellín. g) Hotel - Medellín. h) CCB – Bogotá D.C.

En cuanto a la maquinaria, el país no desarrolla máquinas principales para MLE, solo equipamientos como prensas metálicas de hasta 12 m de longitud, compresores, extractores neumáticos. Los autores estiman que la baja demanda actual no es un aliento para estos emprendimientos. En contraposición, el listado de proveedores de maquinaria importada es grande, ya que al menos cinco empresas se dedican a este rubro. Sobresalen marcas como Omga, Weinig,

Benecke, Linares, las cuales son elaboradas en sus países de origen y/o China, además de algunas marcas de Taiwán y China. Normalmente se adquieren paquetes completos desde la preparación de las superficies de la madera aserrada seca, hasta cepillos y lijadoras que dan el acabado final.

Para las herramientas de corte, son las mismas empresas proveedoras de maquinaria quienes abastecen este segmento, aunque con un soporte técnico diferente, ya que su fabricación no siempre coincide con los fabricantes de máquinas. Las empresas de MLE desarrollan sus propios esquemas de afilado o delegan en pequeñas empresas nacionales aparentemente especializadas.

El otro aspecto relevante hace referencia a los adhesivos y su preparación. A propósito, en Colombia existe una empresa, Akzo Nobel - Interquim S.A., que suministra producto para empresas en Centro y Suramérica. Esto brinda un gran respaldo para la implantación y desarrollo industrial en todas los emprendimientos, que normalmente inician con colas del tipo Polivinil Acetato (PVA) y migran a adhesivos estructurales como Isocianato (EPI), Melamina Úrea Formol (MUF) y Poliuretano (PUR) [14]. Esta empresa tiene contacto permanente con la multinacional que posee un área de I&D+i[4] bien consolidado y a la vanguardia del tema en el planeta [15]. La ubicación de las dos empresas evaluadas es fundamental en los tiempos de fabricación, pues la empresa A está en un área con temperaturas cercanas a 15°C y menos, determinando tiempos de fraguado del adhesivo del orden de 14 horas; mientras que la empresa B, solo precisa alrededor de 4 horas, pues las temperaturas promedio allí rondan los 25°C durante todo el año.

En lo que respecta al tema de interventorías, el país no cuenta con empresas formalizadas y especializadas que se dediquen tiempo completo a la evaluación de estructuras en madera. Normalmente son contratados consultores, que pueden ser profesores universitarios o ingenieros de las mismas empresas quienes hacen recomendaciones frente a temas específicos o conceptos de carácter técnico-legal.

Tabla 2: Procesos iniciales para dos empresas que fabrican MLE en Colombia

Proceso	Máquina/ Equipo	Indicador Calidad Madera-Proceso	Empresa A	Empresa B
Recepción de materia prima troza	Montacargas, Camiones, Tractores trineumáticos	Tamaño, rectitud, conicidad, grietas, manchas (clasificación visual)	No aplica	A partir de plantaciones propias
Clasificación	Manual	Asignación patrones de corte, porcentaje de aprovechamiento	No aplica	Solo por tamaños
Aserrío principal	Aserrío Wood Mizer	Dimensiones-tolerancias, superficies, porcentaje de aprovechamiento	No aplica	Se aísla centro
Aserrío secundario	Aserrío Wood Mizer	Porcentaje de aprovechamiento, dimensiones-tolerancias, superficies	No aplica	Para costaneras
Estibado	Manual	Contenido de humedad, cantidades, forma de apilado, muestreo humedad	No aplica	Normalizado para las cámaras existentes
Secado	Secaderos Mahild-Termolegno	Contenido de humedad, temperatura, alabeos, grietas, manchas, gradiente humedad, dimensiones-tolerancias	No aplica	Se han desarrollado internamente
Acondicionamiento	Manual	Tiempo, temperatura, contenido de humedad, separación	Lo debe realizar el proveedor	No está formalizado, pues los procesos siguientes demandan agilidad

[4] Investigación, desarrollo e innovación.

Tabla 3: Procesos fundamentales para dos empresas que fabrican MLE en Colombia

Proceso	Máquina/ Equipo	Indicador Calidad	Empresa A	Empresa B
Clasificación	Manual	Grados de madera, cantidades por grado	No se realiza en planta, el grado lo define el proveedor	No se realiza
Moldurado	Weinig / V-Hold	Contenido de humedad, dimensiones-tolerancias, calidad superficies	6-20 $mL.min^{-1}$	20-35 $mL.min^{-1}$
Obtención de blocks	Sierra radial de mesa / Acolilladora	Grados, longitud mínima, aprovechamiento	Solo a 800 mm	180 - 1000 mm
Finger Joint (FJ)	YNF / Hollywood	Dimensiones, acabados laterales	10-11 mm	10-11 mm
Encolado puntas	Manual	Proporción adhesivo- catalizador, tiempo abierto-cerrado, spread	En exceso	En exceso
Prensado	YNF / Hollywood	Presión longitudinal presión caras, tiempo prensado, secuencia piezas, longitud-tolerancias, ajuste finger joint	Se controla, no entre especies	Se controla
Fraguado	Manual	Tiempo, temperatura ambiente, humedad relativa, prueba de resistencia (manual o mecánica y no destructiva)	24 horas, sin prueba de resistencia	24 horas, sin prueba de resistencia
Moldurado Caras y/o cantos	Weinig / V-Hold	Dimensiones, porcentaje superficies no maquinadas, velocidad avance, rugosidad	No control de rugosidad	No control de rugosidad
Prearmado	Manual	Secuencia uniones, longitud final, posición lamelas	Se hace	No se hace
Encolado	Manual	Proporción adhesivo- catalizador, mezclado, tiempo abierto adhesivo, spread, distribución homogénea	Con brocha	Con rodillo encolador
Armado	Manual	Separación FJ entre lamelas sucesivas, tiempo cerrado adhesivo	Fuera de la prensa	En la prensa
Prensado	Elaboración propia / Hollywood	Presión caras, distribución carga, tiempo prensado, secuencia lamelas, ancho-tolerancias, control puntas	Se controla en compresor	Se controla en prensa
Fraguado	Manual	Tiempo, temperatura ambiente, humedad relativa, microdelaminación-manipulación	Mínimo 24 horas	Mínimo 24 horas
Cepillado/ Lijado	Hurtado	Dimensiones-tolerancia, calidad superficies	Para dimensiones finales	Para acabado
Planeado/ Aserrado ancho	Hurtado / Sierra circular paralela de mesa	Dimensiones-tolerancia, calidad superficies	Para dimensiones finales	Para acabado
Recorte puntas	Motosierra / Sierra circular paralela de mesa	Dimensiones-tolerancia, calidad superficies, marcación	Para dimensiones finales	Para acabado
Maquillaje	Manual	Apariencia	Para acabado	Para acabado
Embalaje	Manual	Contenido de humedad, dimensiones, marcación	Con polietileno	Con polietileno
Almacenamiento	Montacargas	Tiempo, temperatura ambiente, humedad relativa, prueba de resistencia (manual o mecánica y no destructiva), separación entre piezas	No genera inventario	Si genera inventario

a. Fuentes Materia Prima*

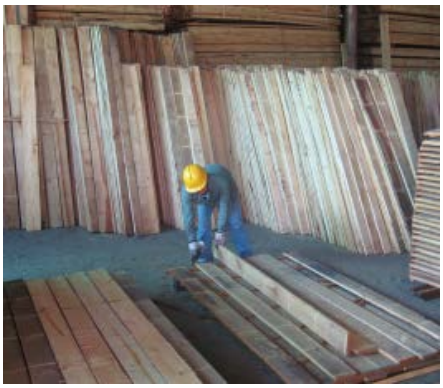
b. Trozas en Patio

c. Aserrío*

d. Secado en Cámara

e. Traslado al Área de MLE

f. Clasificación



g. Homogenización Dimensiones

h. Dimensionamiento Longitud

Figura 2: Imágenes de los procesos principales en la obtención de MLE. Algunas tomadas directamente por los autores y las marcadas con "*" obtenidas de [16], [17]

En la actualidad los precios por m^3 de la MLE en el país están 1.5 a 2.5 veces por encima del estándar internacional (USD\$1200.m^{-3}). Esto es una ventaja en la medida que permite absorber los sobrecostos por ineficiencias del proceso, descarte de materia prima e insumos. A la vez es una

desventaja, porque los altos precios no estimulan un consumo masivo. Tal vez esta sea la causa de la existencia de MLE importada. Con el tiempo se espera llegar a un equilibrio ajustado a una mayor demanda, dado un mayor aprovechamiento de las capacidades disponibles y la madera, un avance en los temas normativos y un mayor convencimiento de más diseñadores que especifiquen el material. A propósito, la preparación de docentes en los centros de formación será fundamental.

Los principales centros de apoyo a estas empresas son los proveedores de maquinaria, herramientas e insumos. Cuando se presentan problemas técnicos se recurre en primera instancia a las universidades y los consultores especializados en MLE, siendo necesaria la conformación de un instituto especializado en el tema de apoyo permanente, pues los casos internacionales citan que alrededor del 30% de los problemas asociados a los proyectos de MLE son causados por deficiencias en la resistencia [12].

Aunque los indicadores de calidad están bien definidos en cada proceso, es muy difícil la evaluación total de cada uno de ellos, cuando la madera pasa por los diferentes procesos y menor es aún el registro de información para posterior trazabilidad. El éxito de la fabricación para las dos empresas corresponde a la técnica desarrollada por cada uno de los operarios y auxiliares, quienes con los años han aprendido el arte de la caracterización de la madera a simple vista. Muchos procesos son susceptibles de mejora, como es normal en toda industria, y las escalas del negocio irán permitiendo avances significativos en la medida que aumenten los negocios. Ya que en el caso de la empresa A no todo el año hay proyectos, propiciando el nivel de ocio, mientras que la empresa B mantiene actividad toda la temporada dada la variabilidad de frentes de trabajo con la madera.

4. CONCLUSIONES

El país ha venido ganando confianza en la MLE, una razón fundamental es que los especificadores de proyectos resultan convencidos por las obras ya construidas y la seguridad de proveedores nacionales, con quienes actúan de manera permanente.

La confianza se ha visto reflejada en los empeños industriales, sus propietarios han realizado inversiones importantes en asegurar mejores volúmenes, ingeniería en el diseño y la transformación, además de desarrollar capacidades diferenciadas como MLE curva y mayores vanos.

Comparando las dos empresas seleccionadas, la A, representa mayores ventajas en favor de la MLE, en la medida que cuando no tiene que ver con la generación de madera, cosecha, aserrío y secado, puede concentrar esfuerzos hacia adelante en temas como diseño arquitectónico, cálculo estructural e integración horizontal, en especial con proveedores del tipo metalmecánico y logístico, en el caso de los herrajes y transporte e instalación.

Lo anterior pone de manifiesto que el futuro de la MLE en Colombia dependerá de una mayor especialización en las empresas, donde las similares al tipo B se encarguen del suministro exclusivo de materias primas secas, y las del tipo A se concentren en la fabricación de MLE en sí y el trabajo conjunto con diseñadores, especificadores, ingenieros, constructores y entidades de I&D+i como los centros de investigación especializados en las universidades.

Un punto flaco al día de hoy corresponde al conocimiento de las normativas de clasificación, fabricación, desempeño y construcción con materias primas y MLE, las cuales han sido adoptadas para especies nacionales de las normas en que se basa el EC5 y las normas ASTM, dejando algunos vacíos en cuanto a su aplicabilidad, vacíos que son compensados con sobredimensionamiento, que en últimas representan sobrecostos para el mercado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su total agradecimiento a los organizadores de este evento tan importante para Latinoamérica, a los revisores, así como a las entidades que realizaron aportes para el desarrollo y culminación de este trabajo, entre ellos: Interquim S.A. (Subsidiaria de AKZO NOBEL),

Organización de Maderas Aponte, Ripoll Laminados, Reforestadora Cacerí, Laboratorio de Engenharia da Madeira (LEM) de la ESALQ-USP, Organización de los Estados Americanos (OEA), CAPES y especialmente a la Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

REFERENCIAS

[1] CorteConstitucional, Sentencia C-030/08. Colombia, 2008, p. 86.
[2] A. R. Victorino, Bosques para las personas, memorias del año internacional de los Bosques, 2011. Bogotá, D.C., Colombia: Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt, 2012.
[3] H. García Romero, "Deforestación en Colombia: Retos y perspectivas" Bogotá, D.C., Colombia, 2013.
[4] A. Pantoja Diaz, "Importación de Madera Maciza" Revista el Mueble y la Madera, no. 77, Bogotá, D.C., Colombia, pp. 28–35, 2012.
[5] J. C. Restrepo Salazar, Plan de acción para la reforestación comercial. Bogotá, D.C., Colombia, 2011.
[6] Ministerio de ambiente y desarrollo sostenible, "Gobernanza forestal," Corporación Autónoma Regional de Risaralda – CARDER, Colombia., Pereira, Risaralda, Colombia, p. 8, 2014.
[7] J. P. Beltrán Rojas and D. O. León Prieto, "Comportamiento del Comercio de Madera Proveniente del Bosque Natural en Colombia," Universidad Distrital "Francisco José de Caldas," 2016.
[8] H. I. Restrepo Orozco, "Estimación del rendimiento forestal con información espacialmente explícita y análisis financiero de plantaciones forestales en Colombia," Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, 2010.
[9] J. O. Jaramillo Jiménez, Análisis Clásico de Estructuras. Manizales, Colombia, 2004.
[10] S. A. Bernal Barajas, "Documentación Técnica del Uso de Maderas en proyectos Constructivos de Viviendas," Universidad Industrial de Santander, 2004.
[11] C. Polanco, "Caracterización mecánica de la madera laminada y posibilidades para el sector de la construcción," Universidad de los Andes, 2013.
[12] P. Dietsch and T. Tannert, "Assessing the integrity of glued-laminated timber elements," Constr. Build. Mater., vol. 101, pp. 1259–1270, 2015.
[13] C. R. I. Arquitectos, "Constructora RB Ingenieros Arquitectos" 2017. [Online]. Available: http://www.constructora-rb.com/proyectos/cubiertas/madera/. [Accessed: 31-Mar-2017].
[14] F. López, C. Polanco, and J. Bermúdez, "Caracterización mecánica estructural para veinte combinaciones de madera laminada encolada," Rev. Colomb. For., vol. 16, no. 2, pp. 138–157, 2013.
[15] AkzoNobel, "AkzoNobel N.V. [NL]," 2017. [Online]. Available: https://www.akzonobel.com/home. [Accessed: 31-Mar-2017].
[16] C. Polanco, "Comercialización de la Madera en Colombia y sus Oportunidades," 2007, p. 67.
[17] WoodMizer, "Woo Mizer," 2017. [Online]. Available: http://woodmizer.com/eng/Products/Industrial-Equipment/Smart-Log-Processing. [Accessed: 31-Mar-2017].

ASSESSMENT OF TWO COMPATIBILIZATION TECHNIQUES FOR *GUADUA ANGUSTIFOLIA* BAMBOO FIBERS AS REINFORCEMENT OF POLYMERIC MATRICES

EVALUACIÓN DE DOS TÉCNICAS DE COMPATIBILIZACIÓN PARA LAS FIBRAS DE BAMBÚ *GUADUA ANGUSTIFOLIA* COMO REFUERZO DE MATRICES POLIMÉRICAS

P. Luna [(1)] (P), J. Lizarazo-Marriaga [(2)], A. Mariño [(3)], M. Rivas [(4)]

(1) MSc., PhD Student, Universidad Nacional de Colombia, Engineering Faculty, Bogotá, Colombia
(2) PhD. Prof., Universidad Nacional de Colombia, Engineering Faculty, Bogotá, Colombia
(3) PhD. Prof., Universidad Nacional de Colombia, Science Faculty, Colombia
(4) Civil engineer undergraduate student, Universidad Nacional de Colombia, Engineering Faculty, Bogotá, Colombia
Contact address: plunat@unal.edu.co; (P) Presenter

Identification code: T5-01

Abstract

Natural fibers have become a valuable resource in composite industry; however, its use is restricted due to the weak compatibility with common matrices employed. Low compatibility bring as consequence low mechanical strength of composite material. To avoiding this, it is necessary to treat the reinforcement material or matrix before the composite manufacturing. This paper presents the results obtained during the study of using two different compatibilization techniques for natural fibers, which will be used as reinforcement of polymeric matrices. The studied techniques are: sodium hydroxide (NaOH) as coupling agent and a dry etching plasma (physical sputtering). Natural fibers employed were obtained from *Guadua angustifolia* bamboo culms. The manufacturing of composite material was made using a manual moulding technique, with polyester as matrix. The objective was studying the influence of the applied compatibilization techniques on compression strength of guadua-polyester composites. The results revealed that treating *Guadua angustifolia* bamboo fibers with sodium hydroxide increase the compression strength of the composite material.

Keywords: *Guadua angustifolia* bamboo fiber; sodium hydroxide; dry etching plasma; guadua-polyester composites; compression strength

Resumen

Las fibras naturales se han convertido en un recurso importante para la industria de los compuestos; sin embargo, su uso ha sido restringido debido a la baja compatibilidad con las matrices comúnmente empleadas. La baja compatibilidad trae como consecuencia baja resistencia mecánica del material compuesto. Para evitar esto, es necesario tratar el material de refuerzo o la matriz antes de la fabricación del compuesto. Este trabajo presenta los resultados obtenidos durante un estudio enfocado a investigar dos técnicas de compatibilización para fibras naturales, las cuales serán usadas como refuerzo de matrices poliméricas. Las técnicas usadas fueron: hidróxido de sodio (NaOH) como agente de acoplamiento y plasma de grabado en seco (pulverización catódica). Las fibras natrales empleadas fueron obtenidas de culmos de bambú Guadua angustifolia. La fabricación del material compuesto fue realizada por moldeo manual, usando resina de poliéster como matriz. El objetivo era estudiar la influencia de la técnica de compatibilización empleada en la resistencia a compresión de compuestos poliéster-guadua. Los resultados muestran que tratar fibras de bambú Guadua angustifolia con hidróxido de sodio incrementa la resistencia a compresión del material compuesto.

***Palabras clave**: Fibra de bambú Guadua angustifolia; hidróxido de sodio; plasma de grabado en seco; compuestos poliéster-guadua; resistencia a compresión.*

1. INTRODUCTION

The use of natural fibers as reinforcement of polymeric matrices has increase during the last two decades [1]–[5], due the interest in composite industry for making products with lower costs than composites reinforced with synthetic fibers and for the benefits that using natural resources bring to the environment.

The mechanical properties of composite materials depends on the mechanical properties of its constituents (fibers and matrix) and the properties of the interfacial region (which is the region between fibers and matrix material). The properties of the interfacial region are consequence of all possible physico-chemical interactions between composite constituents and are directly responsible of the stress transfer process from the matrix to the fibers.

The main problem of using natural fibers as reinforcement of polymeric matrices is the low chemical compatibility between composite phases, due to the hydrophilic behavior of fibers and hydrophobic behavior of polymers. Low chemical compatibility may bring an inadequate mechanical behavior of the composite material due to a low adherence between composite phases.

In literature there two main procedures in order to overcome the limitations of using natural fibers as reinforcement material of polymers. The first procedure is focused on the modification of physico-chemical properties of matrices and the second on the modification of the physico-chemical properties of fibers. For industrial applications, the second procedure is commonly used. The modification of physico-chemical properties of fibers can be achieve by using coupling agents, making a graft polymerization of monomers compatible with the polymer matrix or using plasma treatments.

The main objective of using coupling agents is that they react with the hydroxyl groups that are present at the hemicellulose, lignin and amorphous cellulose region of natural fibers, which confers its hydrophilic behavior. Also, this treatments expose the cellulose structure to react with the binding materials [6]–[8]. The main disadvantage of using this kind of treatments is that they could react also with the hydroxyl groups on the crystalline cellulose region, producing a reconfiguration of the fiber's structure that diminish its mechanical properties [2], [6], [9]. Using this technique, the compatibilization between composite phases is made following a purely chemical approach.

Another innovative alternative for changing the physico-chemical properties of fibers is by using plasma treatments. From a general point of view, there are three main purposes of applying plasma treatments in material science: functionalization of surfaces, deposition of thin films, and etching. Etching processes are focused on removing some material from the surface. The removal can be achieved using a physical sputtering procedure, in which the material is removed by purely physical processes, due to the ion bombardment of species present in plasma. The main advantage of using plasma treatments is that the alterations do not affect the bulk properties of the material. Using this technique, the compatibilization between composite phases is made following a purely physical approach, by the increasing of the mechanical grip between the fibers and the polymer.

This paper presents the results of a research aimed to use two different compatibilization techniques between polymers and natural fibers, focused on the modification of the physico-chemical properties of fibers. The used techniques are a common coupling agent as sodium hydroxide and a dry etching plasma (physical sputtering). The natural fibers were extracted from *Guadua angustifolia* bamboo culms. In order to establish the influence of the applied techniques on the mechanical behavior of a composite material, were fabricated samples using polyester as matrix, reinforced with non-treated fibers and treated using both techniques. The composite material was fabricated using the manual moulding technique. The samples were tested under compression, following the international standard ASTM D645.

2. EXPERIMENTAL DETAILS

2.1 Extraction of *Guadua angustifolia* bamboo fibers

Guadua angustifolia bamboo fibers (guadua fibers) were obtained following a procedure similar to describes on [10]. Initially, the *Guadua angustifolia* culm, between 3 and 6 years of age, was divided in segments of approximately 60cm of length. These segments were divided in longitudinal strips with cross-sectional dimensions of 0.025m x t, where t is the wall thickness of the wall. For removal the protuberance at nodes and to eliminate the external layer, each strip was polished. In order to soften the material after extraction process, polished strips were immersed during 3 hours in a sodium hydroxide solution, with a concentration of 2.5% previously heated at 80°C and the temperature was maintained during the immersion time. After immersion time, the strips were washed deeply using tap water. To obtaining the fibers, was used a mechanical process using the machine describes in [10]. All fibers were carefully washed using tap water, and dried at laboratory temperature. For this research, only the bottom part of guadua culms were used, and the average length of obtained fibers using this procedure was 10 cm.

2.2 Compatibilization treatments

Guadua fibers were treated in order to increase the compatibility with polyester matrix. The compatibilization was made using a coupling agent and dry etching plasma, separately.

For coupling agent treatments, guadua fibers were immersed in sodium hydroxide solutions, using different concentrations and different immersion times. The used concentrations were 1% and 10%, and the immersion times were 30min and 180min. After treatment, the fibers were carefully washed using tap water.

The variable for dry etching plasma was the treatment time. Guadua fibers were exposed during 100s and 1000s to ion bombardment. These treatments were made using a DC sputtering (etching) system and employing Argon (Ar) gas to plasma generation. All treatments were performed using an average current of 30 ± 3 mA and a working pressure of 10^{-2} kPa.

2.3 Composite preparation

The samples of guadua-polyester composite were fabricated using a manual moulding technique. For this, was used a polyester resin with commercial reference 555 and peroxicol as hardener, added at 2%. For the fabrication were used cylindrical molds with average dimensions of 25mm x 60mm (diameter x heigth). All specimens were fabricated using a weight fiber fraction of 1% (weight of fibers/weight of composite). Long treated and non-treated fibers were placed into the molds, using a random distribution; after this, the resin (with hardener) was added. After the resin was hardened, the specimens were demolded and the top surface was polished in order to get an homogenous plane. The final average dimensions for the composite samples were 25mm x 54mm (diameter x heigth). For each compatibilization treatment were fabricated three samples for the mechanical tests. Figure 1 shows schematicaly the procedure used for composite fabrication and Figure 2 an example of a guadua-polyester sample.

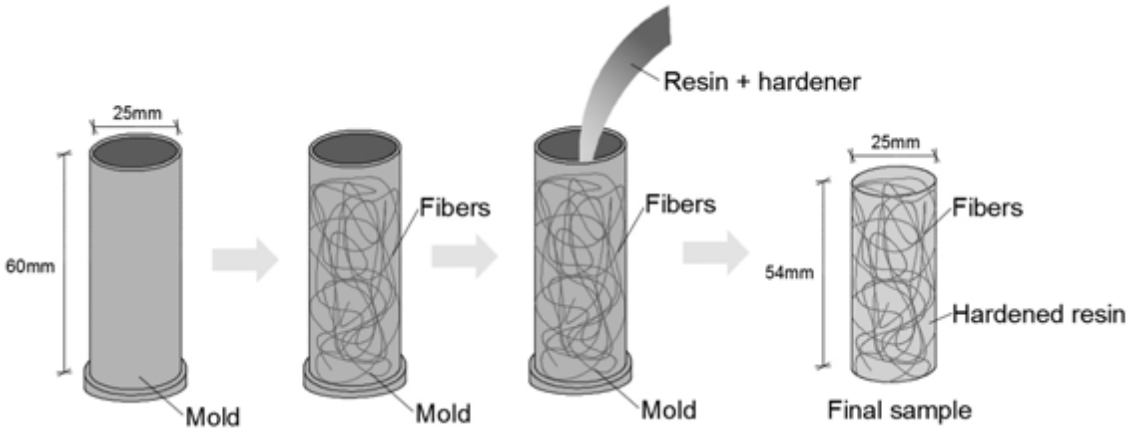


Figure 1: Schematically representation of guadua-polyester composite fabrication

Figure 2: Guadua-polyester sample for compression tests

2.4 Compression tests of composite material

Compression tests were performed following the guidelines of international standard ASTM D645. The mechanical tests were made in a Shimadzu universal machine with maximum capacity of 300kN, using a loading rate of 1.3mm/min. In order to guarantee an axial load during the mechanical tests all samples were placed over an external joint, as shows Figure 3.

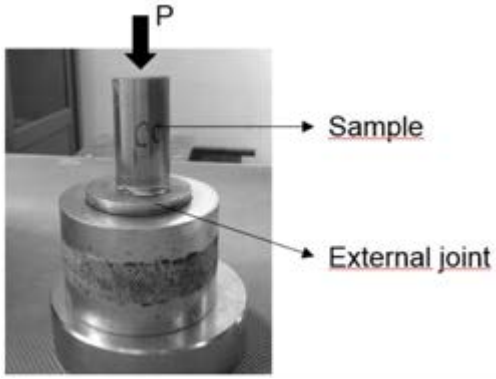


Figure 3: External joint for mechanical test

For each sample was calculated the compression strength (σ_c) using equation (1), where P_{max} is the maximum load during the test and A the cross-sectional area.

$$\sigma_c = \frac{P_{max}}{A} \quad (1)$$

3. RESULTS AND DISCUSSION

Figure 4 shows the results in terms of compression strength for each applied treatment. The nomenclature used to identify each sample type was: W correspond to samples reinforced using fibers without treatment; P identifies the samples using fibers treated with plasma and 100 and 1000 correspond to exposure time; H was used for samples reinforced with fibers treated using sodium hydroxide, 1 or 10 identify the solution concentration and 30 or 180 the immersion time.

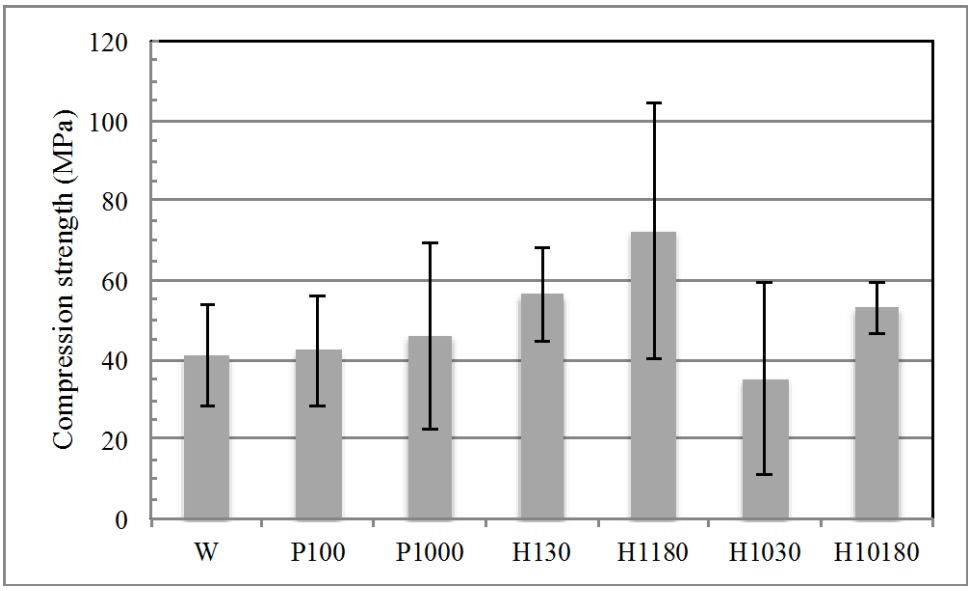


Figure 4: Experimental results for each compatibilization treatment

The results show that plasma treatment does not change the mechanical response of composite material. Instead, treating fibers with sodium hydroxide increase the compression strength of guadua-polyester composite; the highest strength value was obtained for samples reinforced with fibers treated with 1% of solution concentration during 180min. This increment could be consequence of an increment in the adherence between composite phases. The value obtained for samples H1030 could be affected for fabrication deffects, that generate failure planes.

Similar results were obtained by Cuellar & Muñoz [11]; they prepared guadua-polyester composites employing a similar technique used on this research, an samples were reinforced at 10%. The compatibilization was made using sodium hydroxide solutions at 5% and 10% of concentration during 30min. The results of compression tests reveal an increment on the mechanical strength of the samples reinforced with treated guadua fibers. The highest compression strength was obtained for the samples fabricated with fibers treated with 10% of concentration.

4. CONCLUSIONS

It can be concluded that the modification of physico-chemical properties of guadua fibers using a coupling agent as sodium hydroxide increase the compression strength of guadua-polyester composites. The maximum value of compression strength was obtained for composites reinforced with guadua fibers treated using a concentration of 1% during 180min. This increment could be

attributed to an increment on the adherence between composite phases, due to the compatibilization of used fibers and polyester polymer.

Even the results of composites reinforced with guadua fibers treated with plasma do not present significant differences from the samples fabricated using fibers without treatment, this is an innovative technique that has to be explore in order to increase the adherence between composite phases.

On the next stage of the research, fibers treated using the same compatibilization techniques will be used to fabricate and test guadua-polyester samples in tension and bending.

REFERENCES

[1] A. Bledzki, S. Reihmane, and J. Gassan, "Properties and modification methods for vegetable fibers for natural fiber composites," *J. Appl. Polym. Sci.*, vol. 59, no. 8, pp. 1329–1336, Feb. 1996.

[2] A. Bledzki and J. Gassan, "Composites reinforced with cellulose based fibres," *Prog. Polym. Sci.*, vol. 24, pp. 221–274, 1999.

[3] K. Van Rijswijk and W. D. Brouwer, "Application of Natural Fibre Composites," no. December, p. 61, 2001.

[4] A. K. Mohanty, M. Misra, and L. T. Drzal, "Sustainable Bio-Composites from Renewable Resources : Opportunities and Challenges in the Green Materials World," *J. Polym. Environ.*, vol. 10, pp. 19–26, 2002.

[5] O. Faruk, A. K. Bledzki, H.-P. Fink, and M. Sain, "Progress Report on Natural Fiber Reinforced Composites," *Macromol. Mater. Eng.*, p. n/a-n/a, Jun. 2013.

[6] M. M. Kabir, H. Wang, K. T. Lau, and F. Cardona, "Tensile properties of chemically treated hemp fibres as reinforcement for composites," *Compos. Part B Eng.*, vol. 53, pp. 362–368, 2013.

[7] X. Li, L. Tabil, and S. Panigrahi, "Chemical Treatments of Natural Fiber for Use in Natural Fiber-Reinforced Composites: A Review," *J. Polym. Environ.*, vol. 15, no. 1, pp. 25–33, Jan. 2007.

[8] M. Guimaraes, K. Monteiro, and V. Botaro, "Bamboo pulp treated with NaOH and benzophenone tetracarboxylic dianhydride as reinforcement of new polymerics materials," *Rev. Latinoam. Metal. y Mater.*, vol. 34, no. 2, pp. 196–208, 2013.

[9] O. Faruk, A. Bledzki, H. Fink, and M. Sain, "Biocomposites reinforced with natural fibers: 2000–2010," *Prog. Polym. Sci.*, vol. 37, no. 11, pp. 1552–1596, Nov. 2012.

[10] P. Luna and J. Lizarazo-Marriaga, "An extraction methodology of Guadua angustifolia bamboo fibers," in *6th Amazon & Pacific Green Materials Congress and Sustainable Construction Materials LAT-RILEM Conference*, 2016.

[11] A. Cuellar and I. Muñoz, "Fibra de guadua como refuerzo de matrices poliméricas," *Dyna*, pp. 137–142, 2010.

INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE COLAGEM NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA LIGAÇÃO BAMBU-BAMBU

INFLUENCE OF COLLAGE PRESSURE IN RESISTANCE TO BALANCE OF BAMBOO-BAMBOO CONNECTION

M. A. Smits [(1)], J. N. R. Mantilla [(2)], E. V. M. Carrasco [(3)] (A)

(1) Arquiteta, doutoranda, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil
(2) Dra. Profa., Universidade Fumec, Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Belo Horizonte, Brasil
(3) Dr. Prof., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil
Endereço de contato: mantilla@dees.ufmg.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T5-08

Resumo

O objetivo deste trabalho é determinar a pressão de colagem e a influência da superfície na eficiência da ligação colada de bambu-bambu. A pressão de colagem foi definida em 7 tratamentos de zero (sem pressão); 2,5; 3,75; 5; 6,25; 7,50 e 8,75MPa. Para isso foram confeccionados corpos de prova composto de laminas de bambu, *Philostachys pubens*, com adesivo bicomponente resorcinol formoldeído. As características mecânicas de maior influência na ligação adesiva são a resistência ao cisalhamento e o módulo de deslizamento. Estas carácterísticas são influenciadas pela pressão e pela superfície de colagem. Na determinação da influência da superfície de colagem foram confeccionados corpos de prova com três tratamentos casca-miolo, casca-casca e miolo-miolo. A resistência ao cisalhamento da ligação bambu-bambu, apresentou melhor comportamento com a pressão de 2,5MPa. A combinação de superfície de colagem não influencia na resistência da ligação assim é possível utilizar qualquer combinação.

Palavras chave: bambu; adesivo; pressão; ligação; laminado

Abstract

The objective of this work is to determine the bonding pressure and the influence of the surface on the efficiency of the bamboo-bamboo bonding. The sizing pressure was defined as 7 treatments of zero (without pressure); 2.5; 3.75; 5; 6.25; 7.50 and 8.75 8.75 MPa. For this, test specimens composed of bamboo slides, Philostachys pubens, with bicomponent resorcinol formoldehyde adhesive were made. The mechanical characteristics of greatest influence on adhesive bonding are shear strength and slip modulus. These characteristics are influenced by the pressure and the bonding surface. In the determination of the influence of the bonding surface, specimens were prepared with three treatments: shell-shell, shell-shell and shell-shell. The shear strength of the bamboo-bamboo bond showed better behavior at 2.5MPa pressure. The combination of sizing surface does not influence the bond strength so any combination can be used.

Keywords*: bamboo; adhesive; pressure; connection; laminated*

1. INTRODUÇÃO

O emprego do bambu na fabricação de elementos estruturais a serem utilizados na construção civil, só foi possível, com o surgimento de colas de alta resistência, onde o sistema laminado-colado começou o seu grande progresso.

Laminação por definição são pequenos pedaços de bambu colados entre si, formando um único elemento com função estrutural. O Bambu Laminado Colado (BLC), é um produto engenheirado, composto de bambu com adesivo. A sua utilização depende diretamente do tipo de adesivo utilizado. As lâminas produzidas na sua confecção são tratadas, unidas e coladas com resinas sob temperatura e pressão específica. A aplicação de pressão, produzirá enchimento dos poros e deslocamento de ar da interface do aderente (penetração). Essa pressão também é necessária para se obter uma linha adesiva fina e resistente.

O autor da referência [1], investigou o BLC, confeccionado com dois tipos de adesivos, Cascophen e Cascorez, prensados a frio com pressão de 6,2MPa. As tensões de ruptura do material, colado com adesivo Cascophen, apresentaram-se superiores às do material colado com adesivo Cascorez.

Já [2], avaliaram o BLC, também utilizando dois tipos de adesivos comerciais, indicados para prensagem a frio e prensagem de 2MPa. Observou-se que o BLC feito com resorcinol-formaldeído se mostrou mais estável dimensionalmente do que o feito com ureia-formaldeído.

Para a montagem do BLC, no trabalho de [3], também foram utilizados dois adesivos, PVA e resorcinol-formol, com com pressão de 2,18MPa. O adesivo à base de resorcinol-formol proporcionou ao BLC maior resistência à umidade, quando comparado àquele à base de acetato polivinílico.

Não foi surpresa o resultado obtido por [1], como também por [2], tendo em vista que o adesivo Cascophen, uma resina resorcinol, tem aderência química e mecânica por aproximação. Já o adesivo Cascorez tem apenas resistência mecânica. Dessa forma, para o Cascophen os resultados apresentados foram maiores, independentemente da pressão aplicada.

Para o estudo das ligações adesivas, as características do bambu, tais como anisotropia, higroscopicidade, densidade, índice de vazios e resistência mecânica são os principais fatores de relevância relacionados ao material. Tem-se como parâmetro os resultados dos experimentos os quais utilizaram os adesivos PVA, resorcinol formoldeído, ureia formoldeído, melamina-formaldeído, polipropileno, aplicados em superfícies de madeiras e em superfícies de bambu, das espécies *Phyllostachys pubescens, Gigantochloa scortechinii, Bambusa Vulgaris Schrab*.

A utilização de adesivo numa ligação, apresenta várias vantagens sobre outros tipos de ligações, tais como: possibilita a distribuição de esforços em áreas mais amplas, viabiliza ligações mais leves, a linha adesiva funciona como barreira contra a umidade, permite unir materiais diferentes e viabiliza uma execução rápida e econômica. Na formação das ligações adesivas, a natureza do material determina a seleção do adesivo e a forma da sua execução. A escolha do adesivo mais compatível, de maior resistência mecânica e mais fácil de trabalhar é fundamental para a qualidade do material. A principal diferença dessa junção para as restantes é o uso do bambu como o único material além da cola [1].

Segundo [4], conhecer as propriedades dos adesivos é muito importante para sua aplicação. Na avaliação do adesivo, deve ser considerado fatores desde sua elaboração até sua cura. Dentre estes fatores os mais importantes são: adesão, tipo de armazenamento, vida útil após sua preparação, tempo de cura e penetração. Hoje, a adesividade, se basea nas forças de ligação ao nível molecular entre as macromoléulas dos adesivos e dos aderentes. A força de adesão é devida as ligações químicas primárias (inter atômicas) e secundárias (inter moleculares). As forças originadas pelas ligações primárias são de natureza eletrônica (ligação entre átomos e íons). As ligações atrativas secundárias são de natureza eletrostática ou magnética, associam as moléculas entre si de maneira razoavelmente forte, mas não o suficiente para formar uma nova cadeia química, uma molecúla. As ligações secundárias mais significativas para resistência da ligação são as forças de polarização e as pontes de

hidrogênio. Deve ser considerado o aspecto de recipriocidade do conjunto adesivo-aderente. De modo geral pode-se dizer que os adesivos preparados com polímeros naturais, de origem animal e vegetal, (amido, soja, goma-resina, caseína, celulose e derivados, alguns polímeros sintéticos, etc) são fortemente polares. Em oposição situam-se os produtos não polares: borracha, elastómeros e certos adesivos sintéticos. No ramo de adesivos industriais modernos há grupos de resina e polímeros possuindo polaridades intermediárias. Pode-se mencionar de maneira especial os adesivos baseados em resinas de ureia e melanina, fenol e resorcinol, polímeros vinílicos, polímeros acrílicos. Quanto aos materiais aderentes, os mais polares são as madeiras e seus derivados, papel, papelão e a maior parte dos tecidos, principalmente por causa da estrutura da celulose. Para que essas forças possam agir adequadamente, tendo em vista alcançar o melhor resultado na ligação, é necessário considerar todos os fatores, quer da superfície do aderente, quer das características e da técnica de aplicação do adesivo. Entre estes fatores pode ser citado: a compatibilidade do adesivo com o aderente, viscosidade apropriadas, acabamento e limpeza da superfície do aderente, técnica adequada na aplicação do adesivo considerando a espessura da película, tempo de espera, tempo de secagem. As forças básicas da adesão química são devidas às ligações primárias. A utilização dos adesivos químicos reativos promotores de adesão, só é justificável quando os adesivos convencionais não produzem adesão suficiente, pois seu alto custo, fraca estabilidade no armazenamento, vida breve e grande seletividade em relação ao aderente, os tornam inviáveis. Esta reação química entretanto reforça significativamente a força de adesão promovendo uma ligação muito mais resistente e durável.

Os avanços tecnológicos ocorridos no final do século XX englobando os processos produtivos, a redução dimensional dos componentes e o surgimento de novos materiais vêm contribuindo para uma maior versatilidade de matérias-primas na manufatura de produtos industrializados. Dessa forma, o uso de substâncias adesivas com a finalidade de unir elementos de madeira (no caso da pesquisa, o bambu) promove a obtenção de peças com dimensões maiores, para vencer grandes vãos, e com a possibilidade de executar formatos retos e curvos, superiores a aquelas obtidas diretamente do vegetal [3].

Com a formulação dos adesivos sintéticos, conseguiu-se aperfeiçoar a indústria dos compensados de materiais orgânicos, tanto para estrutura quanto para acabamentos. Produtos fabricados com material inadequado, comprometem a resistência e a aparência das peças comercializadas. O adesivo estrutural corresponde ao item de maior custo na fabricação da peça laminada colada, [5].

Foi comprovado pelos pesquisadores mencionados que independente da espécie de bambu investigada, a aplicação de adesivos na superfície do laminado melhora consideravelmente sua estabilidade dimensional, a resistência à compressão, o Módulo de elasticidade e o Módulo de ruptura. Entretanto, para que o adesivo produza uma ligação resistente, deve-se analisar seu comportamento junto ao aderente. Através do preparo e uniformidade das lâminas, e aplicação de adesivo, no caso do BLC, é possível resultar em um material promissor voltado para a engenharia, tendo possibilidades de ter alta resistência mecânica.

É essencial para o sucesso da implementação da tecnologia o controle sistêmico de toda a cadeia de produção do BLC. Isso inclui desde o controle da umidade à uniformização das ripas do bambu, assim como criar os parâmetros de prensagem, de secagem, investigação da melhor superfície e definição do uso do adesivo mais apropriado para o objetivo em questão. A qualidade da colagem é fundamental para se obter um produto com elevado desempenho estrutural, para isso é necessário o estudo da pressão de colagem e a rugosidade da superfície a ser colada.

O bambu, tem se apresentado cada vez mais promissor como um material na engenharia, com altas propriedades mecânicas, qualidades apropriadas para materiais processados. O BLC, representa o uso eficiente do material, onde ele é projetado para ser mais resistente e possibilitando dimensões maiores que as do colmo de bambu. Assim o objetivo deste trabalho é determinar a pressão de colagem e a influência da superfície (casca-miolo, casca-casca, miolo-miolo) na eficiência da ligação colada de bambu-bambu. Isto é maior resistência ao cisalhamento e módulo de deslizamento.

2. MATERIAIS

2.1 Bambu

O bambu utilizado, Mosso foi da espécie (*Phyllostachys pubescens*). É uma gramínea pertencente à família Poaceae, subfamília Bambusoideae com mais de 1.250 espécies e 75 gêneros [6]. Foi utilizada a parte do meio do colmo do bambu, de 3 a 4 anos de idade, com três metros de comprimento, colhidas e tratadas na cidade de São Paulo, Brasil. O diâmetro externo do colmo do bambu variou de 12 a 14 cm, com a espessura da parede de 0,7 a 1,0 cm e com a média de espaçamento entre nós de 35 cm.

Para a metodologia seguinte, foram utilizados 7 colmos de diferentes bambus da mesma espécie, sendo o sétimo como reserva, foram retirados conjuntos de amostras da parede de bambu para todos os experimentos.

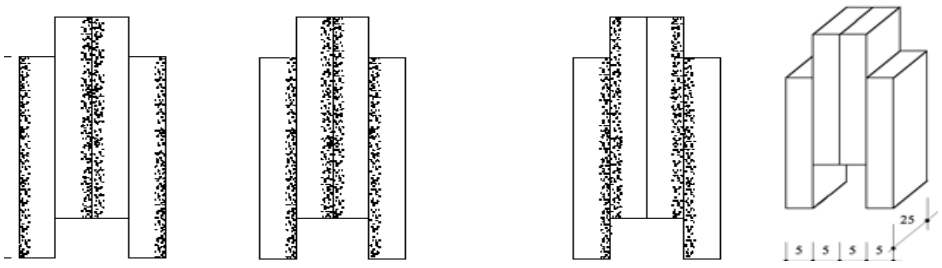
2.2 Adesivo

O adesivo utilizado foi o resorcinol formoldeído, conhecido comercialmente como CASCOPHEN. Ele é aplicado como material ligante, passa do estado líquido para o sólido e às vezes reage com a celulose do bambu, formando um só elemento. O CASCOPHEN RS-216-M, é resina sintética à base de Resorcinol-Formol, apropriado para confecção de chapa de compensado, madeira laminada colada e estruturas. Se mostra muito eficiente ao cisalhamento, à tração e é a prova de água. Ele é utilizado com o endurecedor FM-60-M (em pó). A espessura na linha adesiva e a pressão determinam a máxima resistência e a rigidez na junta adesiva. A linha adesiva deve ser a mais fina possível, sem faltar adesivo na ligação. A consistência do adesivo deve ser adequada para ser esparramada no aderente com espessura desejada. O adesivo deverá ser aplicado nas duas superfícies do aderente a serem colados. Para uma boa colagem, a umidade do bambu deve estar de 8 % a 12 %. O adesivo deve ser preparado, numa razão de mistura resina/pó endurecedor de 5:1, e o tempo para cura de 24 horas.

2.3 Corpos De Prova

Os CPs utilizados para determinação das características mecânicas seguiram as prescrições das normas [11], [9] e [10] e os rigorosos padrões dos requisitos e procedimentos dos laboratórios do Centro de Pesquisa Avançado da Madeira (CPAM[3]).

Foram montados sete conjuntos, de 18 CPs, composto de três combinações diferentes: miolo com miolo (MM), miolo com casca (MC) e casca com casca (CC), totalizando 126 CPs, Figura 1. Os CPs foram dimensionados em função da espessura máxima da parede do bambu Eles estavam compostos por quatro lâminas de bambu com 5 mm de espessura por 25 mm de comprimento e 25 mm de largura, coladas entre si, Figura 1.



(a) (b) (c) (d)

Figura 1: Combinação dos CPs: (a) MM; (b) MC; (c) CC e (d) Esquema do conjunto.

3. MÉTODO

Os ensaios foram realizados nas instalações do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) e os ensaios não destrutivos, no Centro de Pesquisa Avançado de Madeira e Novos Materiais (CPAM) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (DEES.EE-UFMG), contando com o apoio do Laboratório de Ensaios não destrutivos, LabEND.

A aplicação de pressão, antes da cura, produzirá um enchimento dos poros e deslocamento do ar da interface do aderente (penetração). Essa pressão também é necessária para se obter uma linha adesiva fina e resistente. Para obter a pressão ótima foram aplicadas as pressões, em MPa: zero (sem pressão); 2,5; 3,75; 5; 6,25; 7,50 e 8,75.

Para preparação dos CPs, primeiramente o colmo do bambu foi dividido em tiras e em seguida, cortado em pedaços para que fosse desengrossado e transformado em lâminas padronizadas, como mostra a sequência na Figura 2.

(a) (b) (c)

Figura 2: (a) Desdobramento do colmo; (b) Tiras e (c) Lâminas de bambu.

Os CPs retirados do colmo do bambu foram denominados como MMi, MCi e CCi, sendo i = 1 até 7. Para colagem dos CPs e aplicação de pressão os CPs foram colocados em cantoneiras para evitar a flambagem do conjunto, na direção axial da montagem. Foram utilizados pedaços de madeira como gabarito para garantir o correto posicinamento dos CPs, quando submetidos à prensagem. Para a pressão, foi adaptada uma prensa hidráulica em um pórtico metálico. A fixação do conjunto foi feita com braçadeiras plásticas durante um periodo de 24 h, até sua retirada do sistema, a sequencia está mostrada na Figura 3.

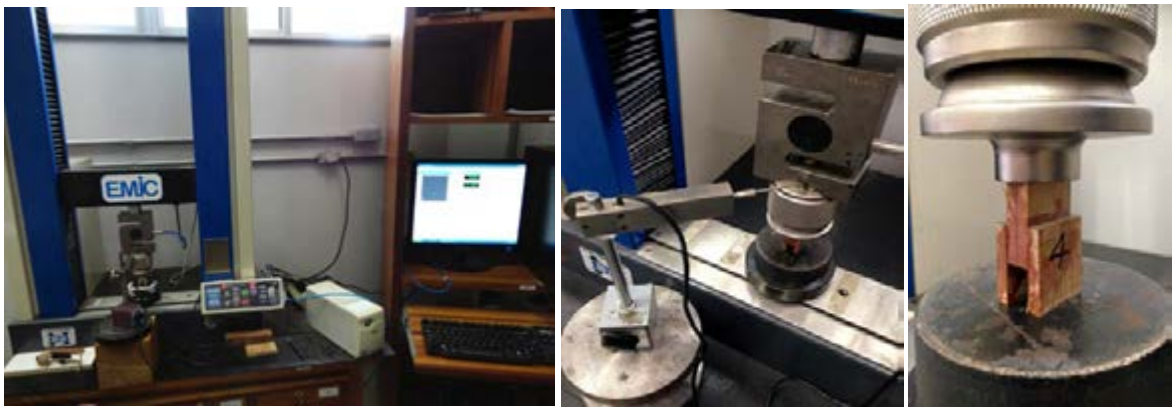
(a) (b) (c) (d)

Figura 3: Sequência de montagem dos CPs: (a) Preparo das cantoneiras para receber os CPs; (b) Uso de madeira como gabarito na montagem; (c) CPs nas cantoneiras e (d) ; CPs posicionados no sistema de prensagem.

A pressão de aplicada em cada conjunto foi nos intervalos de sem pressão, 2,5, 3,75, 5, 6,25, 7,50 e 8,75 MPa. Cada conjunto foi submetido a prensagem durante um período de 24h até sua retirada do sistema.

3.1 Instrumentação

Para realização dos ensaios, foi utilizada a célula de carga de 50 kN, calibrada até 30 kN, um medidor de deslocamento EMIC, conectados ao SAD (Sistema de Aquisição de Dados) da máquina. Na fig. (4) é mostrado o sistema completo com a Máquina EMIC, conectada ao sistema de coleta de dados juntamente com o medidor de deslocamento posicionado na rótula universal.



(a) (b) (c)

Figura 4: (a) Sistema conectado ao SAD; (b); Medidor de deslocamento e (c) Detalhe do CP e Rótula Universal.

3.2 Ensaio de Cisalhamento

Os ensaios foram realizados de acordo com as normas técnicas estabelecidas, em condições padronizadas, que permitam obter resultados de aplicação mais geral, e que possam ser utilizados e reproduzidos em qualquer lugar. Os ensaios de cisalhamento foram executados na Máquina Universal. Foi confeccionado um programa “script” na linguagem da máquina de ensaios para sua automatização. O ensaio foi realizado com carga monotônica crescente, com controle da carga equivalente à 10 MPa / minuto. A duração foi de 12 minutos. Antes de iniciar o ensaio, o CP foi medido com paquímetro, determinando-se a área colada e o comprimento da linha cola. Em seguida o CP foi posicionado na máquina de ensaios, instrumentado e logo foi iniciado o experimento. No final do experimento o programa forneceu a tensão de cisalhamento na ruptura e os coeficientes de deslizamento de serviço (Kserv) e último (Ku) que serão descritos a seguir.

A ligação bambu-adesivo-bambu, pode ser considerada como linearmente elástica. O módulo de deslizamento, dado essencial para o dimensionamento de peças de BLC.

Segundo [7], a rigidez da conexão (k), é denominada módulo de deslizamento. Este quantifica a resistência oferecida ao deslizamento relativo entre o adesivo e o bambu, quando a estrutura é carregada. O módulo de deslizamento pode classificar-se em de serviço (kser), para o estado limite de serviço e módulo de deslizamento último (ku) para o estado limite último. O primeiro corresponde aos níveis de carregamento iniciais e o segundo pode ser considerado como ku = 2/3 kser, (Figura 5).

O kser e a resistência da conexão são parâmetros importantes para o dimensionamento das vigas mistas e laminados colados. Atualmente, não existe um ensaio de cisalhamento padrão para estruturas de bambu. Os pesquisadores utilizam normas tais como as normas [9], [10] e [11], com algumas adaptações.

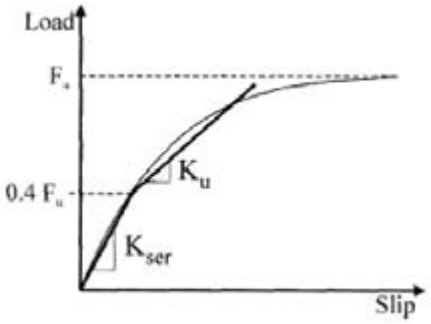


Figura 5: Módulo de deslizamento. Fonte: [10].

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na figura 6 são apresentados os resultados de ensaio para os sete tratamentos de pressão de colagem de zero (sem pressão) à 8,75 MPa. No gráfico também é apresentado os valores médios e os respectivos desvios padrões, por valores de tensão de ruptura de: 6,98; 14,73; 14,10; 13,56; 14,09; 13,59 e 13,56 MPa.

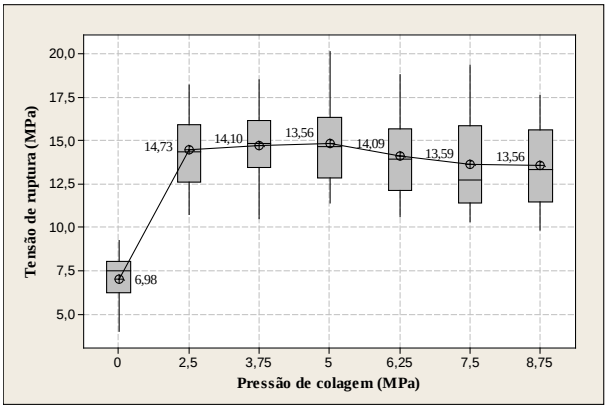


Figura 6: Relação da pressão de colagem com a tensão de ruptura

Nota-se que com o aumento da pressão ocorre um aumento da tensão de ruptura. Da pressão zero para 2,5MPa, a tensão de ruptura praticamente dobra. De 2,5 até 5MPa, a tensão de ruptura mantém um mesmo padrão. A partir da pressão de 5MPa, há um decréscimo da tensão de ruptura, isso indica que o adesivo foi expelido e a ligação ficou empobrecida. A pressão melhora a colagem, no entanto o aumento da pressão não vai beneficia-la.

Pode-se dizer então que para uma eficiente ligação colada de bambu-bambu, tem que ser aplicada uma pressão mínima de 2,5 e máxima de 5MPa. Neste sentido, por questões práticas, foi adotada a pressão mínima de 2,5 MPa.

Da mesma maneira é apresentado na Figura 7 o gráfico da relação do módulo de deslizamento de serviço em função da pressão de colagem.

Nota-se que neste gráfico, a pressão de zero à 2,5MPa, a média de deslizamento fica praticamente constante. No ensaio de pressão de 3,75MPa, ocorre um decréscimo muito grande do valor do módulo de deslizamento, o resultado se apresentou incoerente. Isso se justifica porque durante a preparação dos ensaios ocorreu um pequeno deslizamento das peças coladas e os CPs ficaram comprometidos, entretanto percebe-se que na tensão de ruptura não influenciou nos resultados. Desta forma não foi considerado este valor de pressão e colagem.

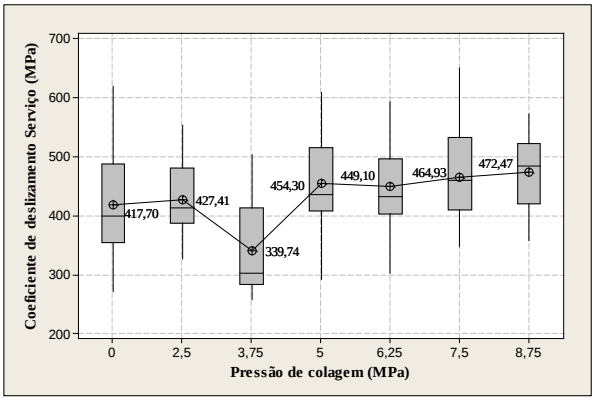


Figura 7: Módulo de deslizamento serviço em função da pressão de colagem.

Percebe-se que então que aplicando a pressão no valor de 2,5Mpa possibilitará a obtenção do módulo de deslizamento na ligação, que seria equivalente a qualquer outra pressão.

Na figura 8, é apresentado todos os resultados dos CPs MC, MM e CC, a princípio nota-se que os valores médios são semelhantes e pode-se considerar que a superfície de colagem não influencia na resistência da ligação.

A combinação de superfície de colagem MC, miolo com casca, apresentou uma tensão de ruptura próxima de 12,7MPa, enquanto que a combinação MM, miolo com miolo, apresenta um pequeno ganho chegando nos 13MPa e o CC, casca com casca apresentou o valor de 12,3MPa.

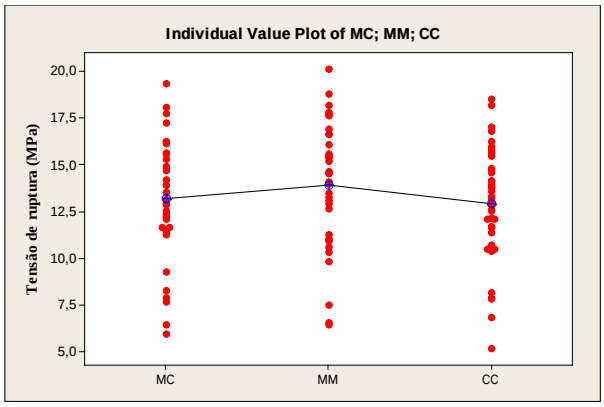


Figura 8: (a) Relação da variação da combinação de superfície de colagem com a tensão de ruptura; (b) relação do residual com o percentual.

A combinação de superfície de colagem MC, miolo-casca e CC, casca-casca, deram semelhantes e MM, miolo-miolo, deu um pouco acima da média devido ao fato de que os poros estão mais abertos, ocorrendo uma maior penetração do adesivo nas duas superfícies.

Fazendo uma análise estatística ANOVA de comparação das 3 séries de medida com 95% de confiabilidade e usando TUKEY, com interva-lo de confiança de 5% comprova-se que estatisticamente os três tratamentos podem ser considerados iguais. Assim pode-se dizer que a superfície não influencia na resistência de cisalhamento.

5. CONCLUSÕES

A resistência ao cisalhamento da ligação bambu-bambu, apresentou melhor comportamento no intervalo de pressão entre 2,5 a 5 MPa. Assim a pressão ideal definida é de 2,5 Mpa.

A combinação de superfície de colagem não influencia na resistência da ligação bambu-bambu, assim é possível utilizar qualquer combinação.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à CAPES, CNPq e FAPEMIG, pelo suporte financeiro concedido a esta pesquisa.

REFERÊNCIAS

[1] Lima, J.H. e Dias, A.A., ‘Vigas mistas de madeira de reflorestamento e bambu laminado e colado: análise teórica e experimental’, Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.5, (n.3), (2001), 519-524.
[2] Rivero, L.A., 'Laminado colado e contraplacado de bambu', Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade de Campinas, Campinas, 2003.
[3] Paes, J.B; Oliveira, A.K.F, Oliveira, E., Lima, C.R., ‘Vigas mistas de madeira de reflorestamento e bambu laminado e colado: análise teórica e experimental’. Revista Ciência Florestal, Santa Maria, v.19, (n.1), (2009), 41-51.
[4] Carrasco, E.V.M., 'Ligações Estruturais de Madeira e Adesivos', Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Estruturas, Tese de Doutorado 1984.
[5] Kalia, S., Kaith, B. S., Kaur, I., 'Pretreatments of natural fibers and their application as reinforcing material in polymer composites' A review. Polymer Engineering & Science, v.49, (n.7), (2009), 1253-1272.
[6] Liese, W. 'The Anatomy of bamboo culms', INBAR – International Network for bamboo and rattan. China: Technical Report, 1998, 204.
[7] Mascia, N.T., Lahr, F.A.R., 'Remarks on Orthotropic Elastic Models Applied to wood', Materials Research, v. 9, (n.3), (2006), 301-310.
[8] Oliveira, A.K.F, Paes, J.B, Oliveira, E.; Lima C.R., 'Caracterização físico-mecânica de laminado colado de bambu (Dendrocalamus giganteus)'. Ciência Florestal, Santa Maria, v.19, (n.1), 2009, 41-51.
[9] ABNT- Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7190: projetos de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997. 107 p.
[10] CEN. EN 1995-1-2: 2004. Eurocode 5. Design of timber structures: part 1–2: structural fire design. European committee for standarization. Belgium; 2004.
[11] ISO 22157-1 da International Standard, 2004

CHARACTERIZATION AND MODELLING OF SELF-SUSTANINING SMOLDERING OF WOOD INDUSTRIAL PRODUCTS

CARACTERIZACIÓN Y MODELIZACIÓN DE LA COMBUSTIÓN LATENTE AUTOSUSTENTADA DE PRODUCTOS INDUSTRIALES DE MADERA

Pablo Guindos [(1) (2)] (P), Apurva Patel [(3)], Torsten Kolb [(4)]

(1) Dr. Assist. Prof., Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Ingeniería, Santiago, Chile
(2) Académico, Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro UC de Innovación en Madera, Santiago, Chile
(3) MSc. Mech.Eng., Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany
(4) Dr. Chem., Fraunhofer WKI, Braunschweig, Germany
Contact address: paguindos@ing.puc.cl; (P) Presenter

Identification code: T6-01

Abstract

Multiple wood industrial products such as wood-fiber insulation boards are susceptible to smolder. This special type of slow and flameless thermal degradation is very dangerous because it can easily go unnoticed until catastrophic damages are produced. For this reason, the utilization of wood-based insulation materials, which is much more environmentally-sustainable than classical polymeric-based insulations, is not permitted beyond mid-rise buildings in many countries worldwide. The objective of this investigation was to characterize such a smoldering combustion and create a theoretical model that can predict this phenomenon. The experimental characterization involved a suite of experimental methods such as thermogravimetric analysis (TGA), differential scanning calorimetry (DSC) and cone calorimeter tests. The core of the numerical model entailed 6 governing equations describing the heat, the mass, the linear momentum and the species conservation of the wood panel that were solved via Finite Volume Method (FVM). The model could successfully simulate a 25-minute cone calorimeter experiment without any external radiation. To the best knowledge of the authors, this is the first model that can simulate the self-sustaining smoldering of wood industrial products, so it is expected to contribute on the development of future fire retardant compounds of timber structures.

Keywords: smoldering; finite volume method; computational fluid dynamics; cone calorimeter; wood fiber panel; fire retardant

Resumen

Múltiples productos industriales de madera tales como paneles aislantes de fibras de madera son susceptibles de sufrir combustión latente. Este es un tipo especial de degradación térmica que se caracteriza por ser muy lento y carecer de llama, lo cual lo convierte en un fenómeno peligroso pues puede pasar fácilmente desapercibido hasta que se producen daños catastróficos. Por esta razón, la utilización de materiales aislantes derivados de la madera y afines no está permitida en edificios de cierta altura en muchos países del mundo. El objetivo de esta investigación fue el de caracterizar dicha combustión latente, y crear un modelo teórico que pudiese predecir este fenómeno. La caracterización experimental comprendió una serie de métodos tales como análisis termogravimétrico (TGA), escaneado por calorimetría diferencial (DSC) y ensayos en cono calorimétrico. El núcleo del modelo numérico se compone de 6 ecuaciones de gobierno que describen la conservación de calor, masa, momento linear y especies la cuales fueros resueltas via método de los volúmenes finitos (FVM). El modelo pudo similar satisfactoriamente 25 minutos de un experiment de cono calorimétrico sin radiación externa. Según el conocimiento de los autores, esta es la primera vez que se puede similar la combustión latente autosustentada de un producto industrial de la madera y por tanto se espera que pueda contribuir al desarrollo de futuros compuestos retardantes para estructuras de madera.

Palabras clave*: combustión latente; método de los volúmenes finitos; dinámica de fluidos computacional; cono calorimétrico; paneles de fibra de madera; retardante de fuego*

1. INTRODUCTION

Wood fiber smoldering is the central problem hampering the spread of wood as insulator material for mid and high-rise buildings. In some countries as Germany, the utilization of wood fiber insulation panels (WIP) is limited to only 7-meter-high buildings due to smolder risk. Smoldering can indeed be dangerous because, as opposed to a conventional fire scenario, it is a flameless and surprisingly slow thermal degradation process so that it can last unnoticed several hours until either irreversible structural damages or critical smoke levels inside buildings are reached. Apart from this smoldering phenomenon, WIP is an outstanding insulator material with a dry thermal conductivity of about 0.04 W/m^2K. Also, the ecological benefits of using WIP are especially remarkable because of the wide spread of petroleum-based competitors.

Remediating the smoldering problem is thus the key target for WIP manufacturers since decades and as such has been extensively investigated. Uncountable experiments and fire-retardant treatments have been developed aiming at stopping the smoldering or at least test improve our understanding of the process. However, the results of those efforts have been rather unsatisfactory [1] - the smoldering could not be stopped yet and we only could gather a few certainties: the only stopping chance is to completely remove the oxygen, and some parameters such as density, porosity, particle size and air flow have a clear influence on the speed of the degradation.

In views of the little experimental outputs also some theoretical models have been developed in the past [2-4]. Those models were typically based on Computational Fluid Dynamics (CFD) methods such that the smoldering simulation is based on the conservation of the mass, momentum and energy of the wooden panel. Several of those models have been successfully validated with experiments (mainly cone calorimeter) serving thus to improve the understanding of the process. However, previous models have always been constructed and validated using an external heater, i.e. a constant radiating source was heating the wood. In reality however, there is not such a boundary condition and the wood is consumed without any external 'aid' in a very slow fashion, i.e. it suffers self-sustaining smoldering, and to the best of our knowledge this has never been modelled for wood products before.

The aim of this investigation was characterizing the smoldering process and create a numerical model that is able to simulate the self-sustaining smoldering of wood products. The paper is devoted to present the model as well as the experiments needed for its construction.

2. 0D EXPERIMENTS: TGA AND DSC

The reactions, solid species and gas species of the model are presented in the Figure 1. As it is shown in the figure, four reactions are considered. The first reaction involves the moisture evaporation from the wet WIP to the dry WIP (highly endothermic, peak of about 100°C). The second is the inert pyrolysis that converts the dry WIP into pyrolysates and char (endothermic, peak about 300-350°C). This reaction actually concerns the degradation of hemicellulose, cellulose and lignin and therefore normally shows different peaks as each polymer is degraded at different temperatures. The third is the oxidative pyrolysis. This reaction is similar to the inert pyrolysis except that it requires oxygen, is normally produced at slightly higher temperatures, is exothermic and does not generate pyrolysates but products. The last is the char oxidation (highly exothermic, peak about 420°C) and concerns the degradation of char using oxygen to produce ash and additional gas products. The nitrogen is also present in the atmosphere but it is assumed not to take part in any of the reactions. Note that all the reactions involve the production of one gas species, progressively reduce the density of the solid material, and involve a reduction of the thickness (shrinking).

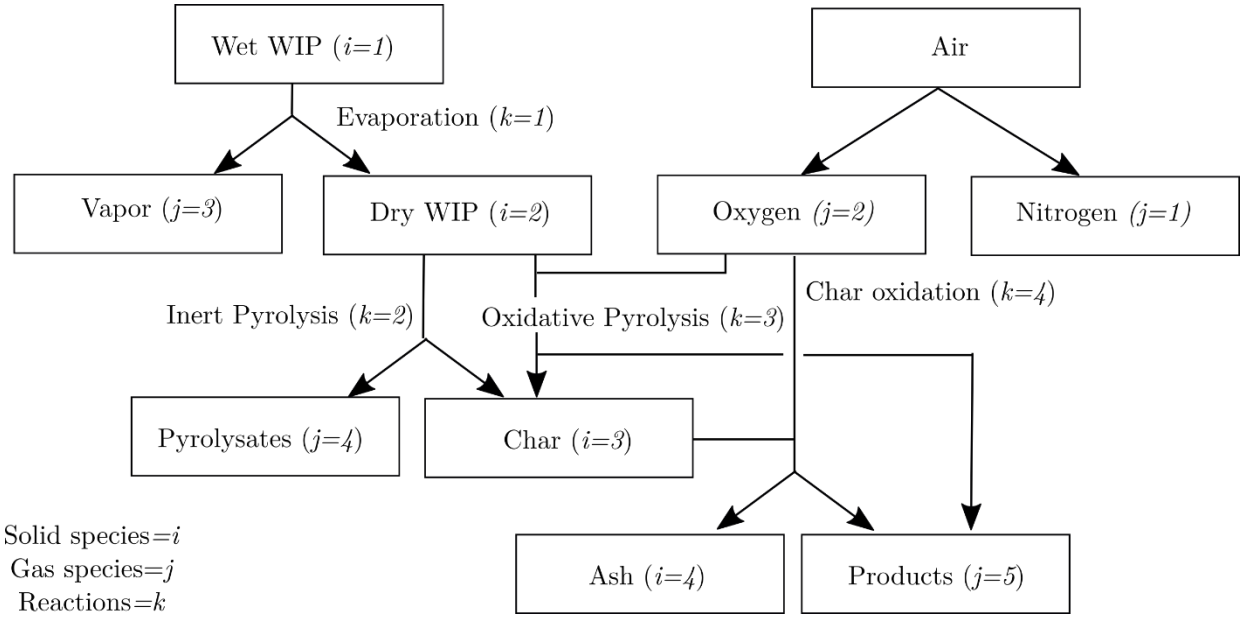


Figure 1: Reactions, solid species and gas species considered in the model

As it will be presented later, all each of those reactions are accounted for by the model by means of a specific Arrhenius-type equation. There are many kinds of Arrhenius expressions but they share the common feature that assume the mass of a solid substance decreases according to the natural algorithm of the temperature. The most common approach to find out the exact parameters that describe such a mass-temperature relationship is to perform a thermogravimetric analysis (TGA) in where the mass decrease is finely measured at a fixed heating rates. In addition, these mass is usually very small, only weights about few milligrams, so that it can be assumed that all stands at the same temperature. This procedure serves to find out the pre-exponential factor, the activation energy and the order of the reaction (assuming one considers a conventional n-order reaction model). Accordingly, during this investigation we performed several TGA experiments at different heating rates and oxygen concentrations in order to find out the parameters of the above four reactions. Although there exist several methods to directly calculate the reaction parameters out of the experiments, we obtained these values by reverse engineering, i.e. we simulated the four reactions with different values until the experimental mass loss and mass loss rate was obtained at different heating rates and oxygen concentrations, see an illustration on the Figure 2 and Figure 3, respectively.

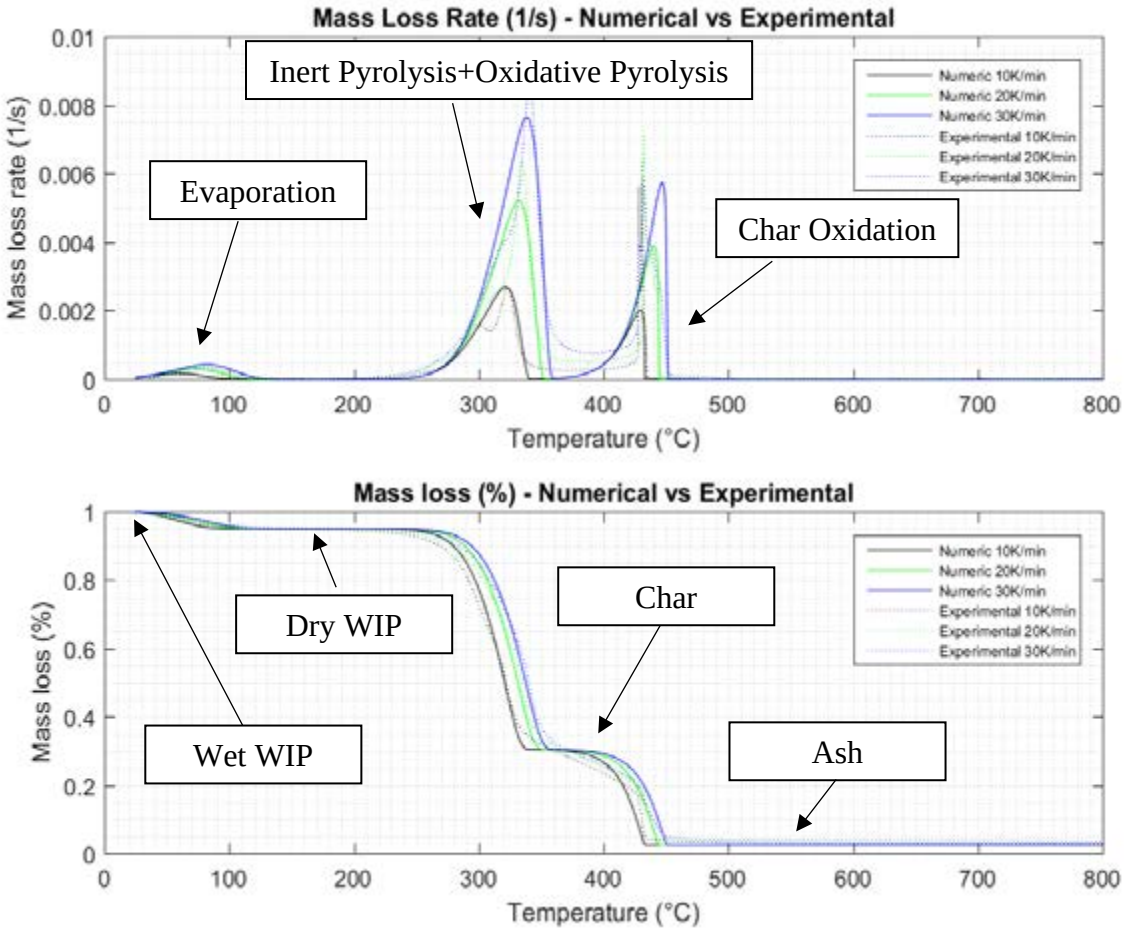


Figure 2: Comparison of modelling and measured reactions at different heating rates

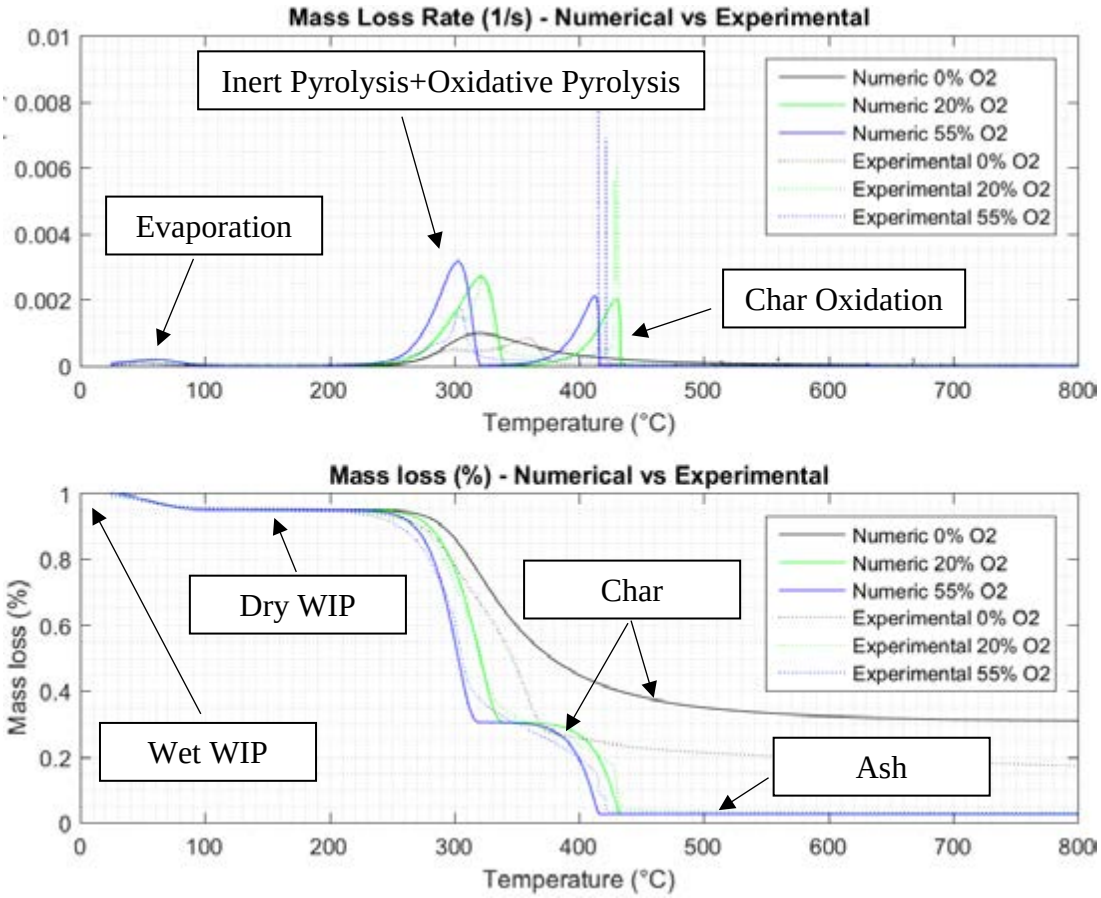


Figure 3: Comparison of modelling and measured reactions at different oxygen concentrations

As shown in the Figure 2 and Figure 3 the modeling of the 4 reactions could be reasonably achieved by using Arrhenius equations, nevertheless, the obtained values were modified afterwards as they were not suitable for modelling larger pieces of WIP as presented later. Some additional information that can be seen out of the above figures is that moisture content of the WIP was about 5% in mass, yield of char was about 20% and yield of ash was about 4%. In addition, the char oxidation seems a very fast reaction that only occurs with oxygen and is less sensitive to oxygen concentration than the oxidative pyrolysis. As presented later, the oxidative pyrolysis is actually the dominating reaction allowing for self-sustaining smoldering. However, in reality this reaction occurs very slowly because it basically depends on oxygen diffusion.

In addition to the TGA experiments, we performed a series of digital scanning calorimetry (DSC) experiments in where one can measure the heat absorbed by a very small sample when heated and thus we could determine the heat capacity of the WIP. The measuring of the heat transfer coefficient was measured via transient hot bridge.

3. 1D EXPERIMENTS: CONE CALORIMETER

In addition to the experiments in small particles, we performed a cone calorimeter experiment of a 100×100×50mm and 213 kg/m3 WIP sample. The cone calorimeter is an extremely precise experiment in where heat release, gas products, oxygen consumption and mass loss of a sample are measured when subjected to a controlled constant radiation source. The experiment we performed was however a non-standard test. After the initial ignition (which occurs just some seconds after experiment starts) we switched off the radiation source so that the sample was actually burning by

itself (see Figure 4c). Also 4 thermocouples were inserted at 10, 20, 30 and 40 mm depth inside the sample. See an illustration of the experiment in the Figure 4.

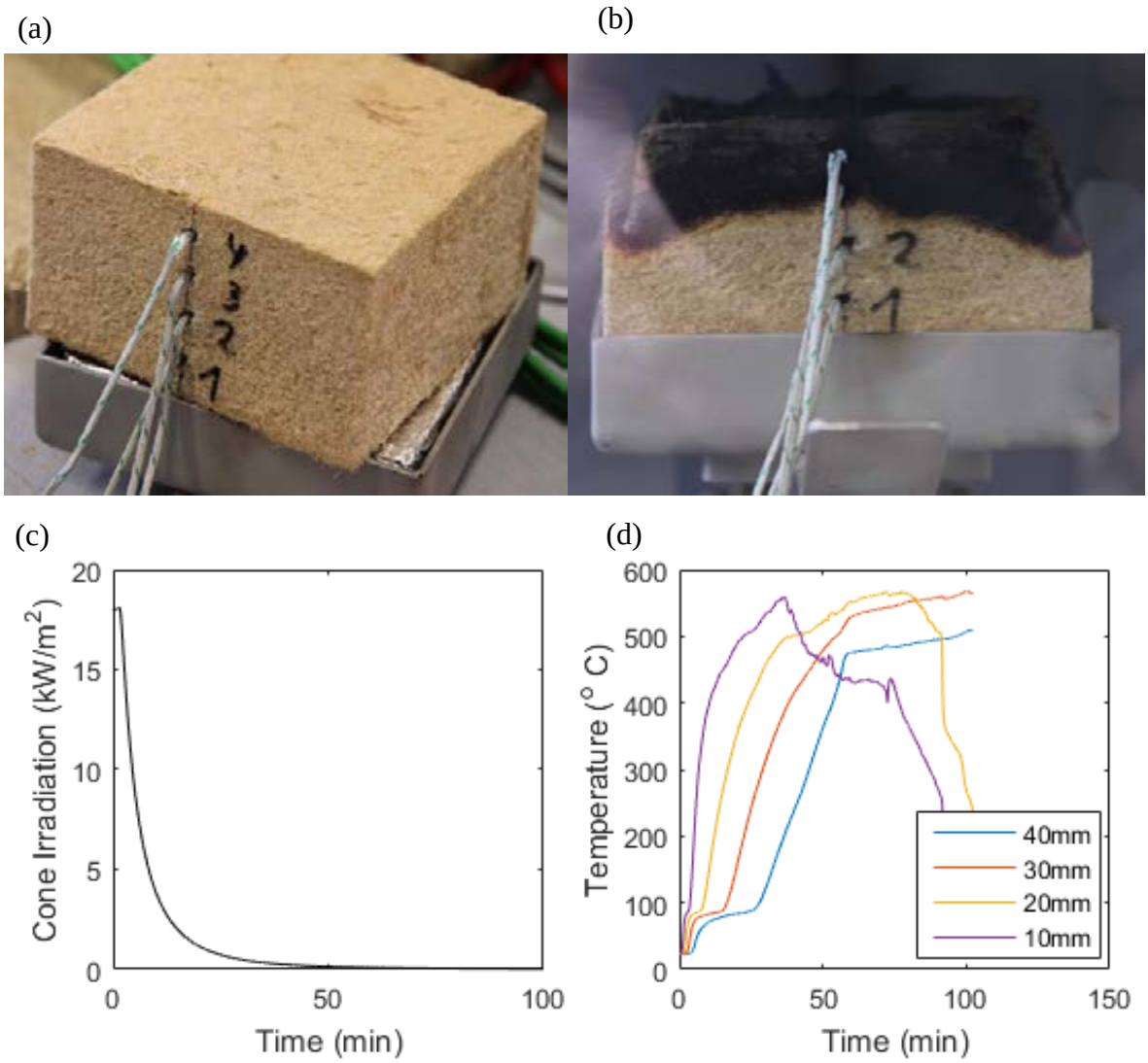


Figure 4: WIP cone calorimeter experiment: (a) sample with 4 thermocouples ready for testing; (b) self-sustaining smoldering of the sample during testing; (c) cone irradiation during test; (d) measurement of temperature at different thicknesses.

This experimented served us to build up our model for self-sustaining smoldering of WIP.

4. NUMERICAL MODEL

A 1D model was constructed to simulate the self-sustaining smoldering experiment presented in the previous section. The main equations of the model are presented in the following. Note however, that for the sake of brevity and simplicity, only the main ideas behind each equation are explained, but not the meaning of all components of the equations. The conservation equations are presented in Table 1, the heat sources in Table 2, and the formation and destruction of the different species and gas in Table 3.

Table 1: Conservation equations

Conserved Quantity	Equation	Explanation
Solid phase conservation	$\frac{\partial \overline{\rho}}{\partial t} = -\dot{\omega}'''_{fg}$	*Δ WIP = – formation of gases*
Mass phase conservation	$\frac{\partial (\rho_g \overline{\psi})}{\partial t} + \frac{\partial \dot{m}''}{\partial z} = \dot{\omega}'''_{fg}$	*Δ gas + gas convection = formation of gases*
Condensed phase species conservation	$\frac{\partial (\overline{\rho} Y_i)}{\partial t} = \dot{\omega}'''_{fi} - \dot{\omega}'''_{di}$	*Δ solid sp. = formation solid sp. – destruction solid sp.*
Gas species conservation	$\frac{\partial (\rho_g \overline{\psi} Y_j)}{\partial t} + \frac{\partial (\dot{m}'' Y_j)}{\partial z} = -\frac{\partial \dot{j}''_j}{\partial z} + \dot{\omega}'''_{fj} - \dot{\omega}'''_{dj}$	*Δ gas sp. + gas sp. convection = gas sp. diffusion – formation gas sp. – destruction gas sp.*
Energy conservation	$\frac{\partial (\overline{\rho h})}{\partial t} = -\frac{\partial \dot{q}''}{\partial z} - \dot{m}'' c_{pg} \frac{\partial T}{\partial z} + \sum_{k=1}^{4} \dot{Q}'''_k + \sum_{i=1}^{4} (\dot{\omega}'''_{fi} - \dot{\omega}'''_{di}) h_i$	*Δ enthalpy = - conduction – exchange with gas + reactions sources + change of sensible enthalpy due to formation and destruction of the solid species*
Gas phase momentum (pressure evolution)	$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{P\overline{M}}{RT}\overline{\psi}\right) = \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\overline{K}}{\nu}\frac{\partial P}{\partial z}\right) + \dot{\omega}'''_{fg} - g\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\overline{K}}{\nu}\rho_g\right)$	*Δ gas density = variation due to pressure change + formation of gases – variation due to gravity force*

Table 2: Heat Sources

Heat Source	Equation
Evaporation	$\dot{Q}'''_{ev} = -\dot{\omega}'''_{fvap} \Delta H_{ev}$
Inert pyrolysis	$\dot{Q}'''_{pyri} = -\dot{\omega}'''_{fpgas} \Delta H_{pyr} i$
Oxidative pyrolysis	$\dot{Q}'''_{pyro} = -1.41 \cdot \dot{\omega}'''_{dwo}\left(1 - \frac{\rho_{ch_0}}{\rho_{w_0}}\right)\Delta H_{pyro}$
Char oxidation	$\dot{Q}'''_{chox} = -\dot{\omega}'''_{d_{O_2}} \Delta H_{chox}$

The only boundary condition of the model was setting a decreasing radiation as shown in Figure 4 as well as the cooling by convection and radiation to the ambient. The initial conditions included T_{amb}=298K, P_{amb}=101300Pa, Y_{N2}=0.77, Y_{O2}=0.23 and Y_m=1.The thermal material parameters and the kinetic values used for the different species and reactions were those measured in the TGA and DSC experiments, and for the rest unknown values, the values reported for wood and cellulose were considered instead [5,6]. The model was implemented in the research software GPyro [6], that is based in the control or finite volume element method (FVM) [7] and uses a tridiagonal matrix algorithm for the numerical solution procedure. Note that the partial differential equations have a very strong dominance of the source term, so that the decomposition is mandatory and the FVM is much more convenient than FEM. In addition, the FVM is very strong to ensure conserved quantities

throughout each element. The size of the mesh was set to 0.25 mm and initial time step to 0.05 seconds. Finally, we also considered an overall shrinking (mesh reduction) of about 30% after WIP was consumed.

Table 3: Formation and destruction of species and gas

Species	Formation	Destruction
Wet WIP	–	$\dot{\omega}'''_{dm} = \overline{\rho} Y_m A_{ev} \exp\left(-\frac{E_{ev}}{RT}\right)$
Dry WIP	$\dot{\omega}'''_{fw} = \dot{\omega}'''_{dm} \frac{\rho_{w_0}}{\rho_{m_0}}$	$\dot{\omega}'''_{dwi} = \overline{\rho} Y_w A_{inpyr} \exp\left(-\frac{E_{inpyr}}{RT}\right)^{n_{inpyr}}$ $\dot{\omega}'''_{dwo} = \overline{\rho} Y_w A_{oxpyr} \exp\left(-\frac{E_{oxpyr}}{RT}\right)^{n_{oxpyr}} Y_{O_2}^{n_{O_2,k}}$
Vapor	$\dot{\omega}'''_{fv} = \dot{\omega}'''_{dm}\left(1-\frac{\rho_{w_0}}{\rho_{m_0}}\right)$	–
Char	$\dot{\omega}'''_{fch} = \dot{\omega}'''_{dw} \frac{\rho_{ch_0}}{\rho_{w_0}}$	$\dot{\omega}'''_{dch} = f\left(\alpha_{A_k}\right)\overline{\rho} Y_{ch} A_{chox} \exp\left(-\frac{E_{chox}}{RT}\right) Y_{O_2}^{n_{O_2,k}}$ Where $f\left(\alpha_{A_k}\right) = \frac{3/2}{\left(1-\alpha_{A_k}\right)^{-1/3}-1}$
Pyrolysates	$\dot{\omega}'''_{fpgas} = \dot{\omega}'''_{dwi}\left(1-\frac{\rho_{ch_0}}{\rho_{w_0}}\right)$	–
Ash	$\dot{\omega}'''_{fash} = \dot{\omega}'''_{dch} \frac{\rho_{ash_0}}{\rho_{ch_0}}$	–
Products	$\dot{\omega}'''_{fprod} = 1.41 \cdot \dot{\omega}'''_{dwo}\left(1-\frac{\rho_{ch_0}}{\rho_{w_0}}\right) +$ $3 \cdot \dot{\omega}'''_{dch}\left(1-\frac{\rho_{ash_0}}{\rho_{ch_0}}\right)$	–
Oxygen	-	$\dot{\omega}'''_{dO_2} = 0.41 \cdot \dot{\omega}'''_{dwo} + 2 \cdot \dot{\omega}'''_{dch}$
Total gas	$\dot{\omega}'''_{fgas} = \dot{\omega}'''_{fv} + \dot{\omega}'''_{fpgas} + \dot{\omega}'''_{fprod} - \dot{\omega}'''_{dO_2}$	$\dot{\omega}'''_{dgas} = \dot{\omega}'''_{dO_2}$

5. MODELLING THE SELF-SUNTAINING SMOLDERING OF WIP

The modelling with the values obtained from the 0D experiments, and those from literature did not succeed on modelling the self-sustained smoldering of WIP. The smoldering was stopping after radiation was removed, so it seemed rather impossible to achieve a self-sustaining process without any external heat source. Thus, we decided to use the suite of measured and reported values as initial guess, and performed an optimization analysis to find out whether it was possible to simulate to simulate self-sustaining smoldering of WIP or not. After about 3000 simulations with genetic and latin hypercube algorithms we achieved a relatively good approximation using reasonable material parameters, see Figure 5. Note we only compared the first 25 minutes

of the test (Figue 4d) as reference, because after that point the material at the top was very degraded and the thermocouples started sliding, so the measurements were not reliable anymore.

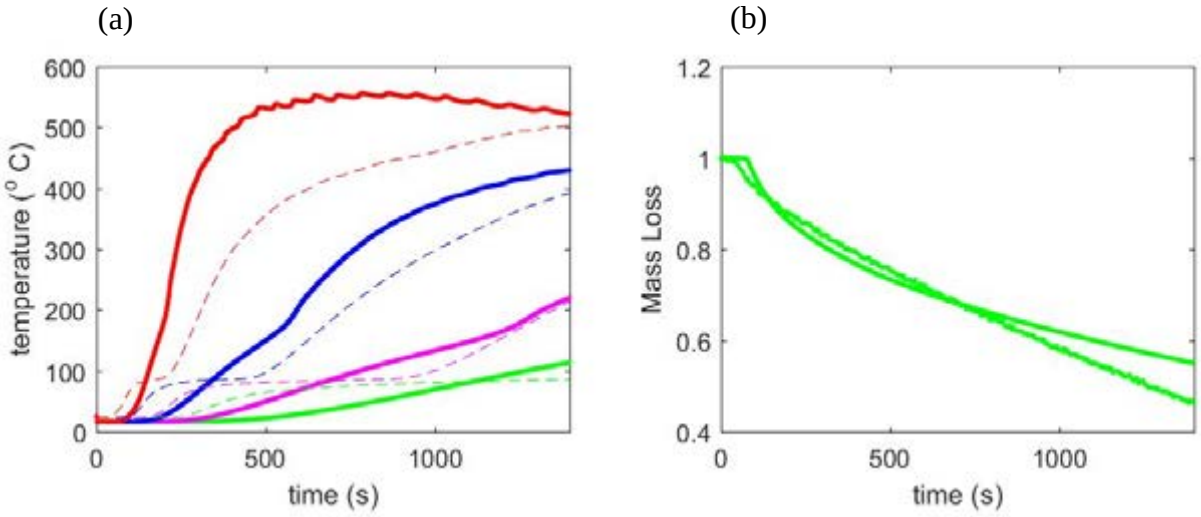


Figure 5: Simulation of self-sustaining smoldering of WIP (a) comparison of experimental (dashed) and simulated (continuous) temperatures, and (b) experimental (noisy) and numerical (continuous) mass loss.

6. CONCLUSION

In this research we aimed at modelling the self-sustaining smoldering of wood insulation products in order to develop more efficient wood protective treatments and spread the utilization of the wood as an insulation material. For the best knowledge of the authors, previous similar models always tried to simulate the smoldering of wood using an external heat source, thus this problem was not modeled before.

In order to develop such a model, a suite of TGA and DSC experiments to determine the material parameters was performed and the remaining not measured values were obtained from the literature. The self-sustaining smoldering was tested by conducting a non-standard cone calorimeter experiment of a 100x100x50mm WIP sample in where the radiation of the cone was switched off after about 4 minutes after test started. Thus, the wood was degraded in a very slow fashion for about two hours, as it happens in reality, and this result was used as a reference. The model accounted for the conservation of mass, momentum, energy and species of the wood as well as the vaporization, inert pyrolysis, oxidative pyrolysis and char oxidation reactions. The oxygen consumption and its flow, as well as the wood shrinking were also taken into account.

First results did not succeed in modelling the self-sustaining smoldering but we use the initial material parameters as the initial guess of an optimization process based on genetic and latin hypercube algorithms. After about 3000 simulations in where we searched the material parameters within realistic ranges, the self-sustaining smoldering was achieved obtaining similar temperatures and mass loss ratios as those measured in the experiment.

The results of the model open the door to a new understanding of the process that eventually could contribute to solve this long standing smoldering problem. It is remarkable that if one performs a smoldering experiment the chance to stop the process is virtually zero. However, we needed almost 3000 simulations until self-sustaining smoldering without external heat sources could be achieved. This, and also our observations during the modelling process, suggest that the smoldering is given by an extremely delicate equilibrium between the oxygen consumption, oxygen flow/flux and reactions, it appears however very hard to brake such extremely fine balance in nature. This is also evidenced

by the fact that the heat of the char oxidation reaction is extremely large and in principle would be sufficient to trigger a very fast degradation of the wood. The process is however extremely slow which indicates that the oxygen, which mostly penetrates by diffusion, is being consumed according to the finest equilibrium.

REFERENCES

[1] Kolb, T., Neumann, M., Rüther, N. and Guindos, P. 'Glimmbeschleunigung als neuer Materialkennwert', *Holztechnologie* (in press).
[2] Moallemi, M. K., Zhang, H. and Kumar, S. 'Numerical modeling of two-dimensional smoldering processes' *Combustion and Flame* 95(1) (1993) 170-182.
[3] Das, O. 'Modelltheoretische Untersuchungen von Schwel- und Glimmbränden in Dämmschichten, Simulation von Schwel- und Glimmbränden in Cellulose' Fortschritt-Berichte VDI Nr. 154. VDI Verlag (1999) Düsseldorf.
[4] De Souza Costa, F. and Sandberg, D. 'Mathematical model of a smoldering log' *Combustion and Flame* 139(3) (2004) 227-238.
[5] Kashiwagi, T., & Nambu, H. 'Global kinetic constants for thermal oxidative degradation of a cellulosic paper' *Combustion and Flame* 88(3-4) (1992) 345-368.
[6] Lautenberger, C. and Fernandez-Pello, C. 'Generalized pyrolysis model for combustible solids' *Fire Safety Journal* 44(6) (2009) 819-839.
[7] Patankar, S. 'Numerical heat transfer and fluid flow' (1980) CRC press.

IMPROVED MOMENT-RESISTING TIMBER FRAMES FOR EARTHQUAKE-PRONE AREAS PART I: STRUCTURAL CONNECTIONS

MEJORA DE PÓRTICOS DE MOMENTO DE MADERA PARA ZONAS SÍSMICAS PARTE II: ENSAYOS EN MESA VIBRADORA

Jonas Leimke [(1)], N. Rüther [(2)], B. Kasal [(3) (4)], T. Polocoser [(5)], Pablo Guindos [(6) (7)] (P)

(1) MSc Civ. Eng., Technische Universität Braunschweig, Faculty of Civil Engineering, Braunschweig, Germany
(2) Senior Researcher, Fraunhofer WKI, Braunschweig, Germany
(3) Dr. Prof., Technische Universität Braunschweig, Faculty of Civil Engineering, Braunschweig, Germany
(4) Director, Fraunhofer WKI, Braunschweig, Germany
(5) MSc Civ. Eng., Technische Universität Braunschweig, Faculty of Civil Engineering, Braunschweig, Germany
(6) Dr. Assist. Prof., Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Ingeniería, Santiago, Chile
(7) Académico, Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro UC de Innovación en Madera, Santiago, Chile
Contact address: paguindos@ing.puc.cl; (P) Presenter

Identification code: T6-02

Abstract

This investigation comprises the development of innovative timber multi-story buildings based on post-beam moment-resisting frames that can withstand moderate to intense earthquake loads. This is the first paper of a two-series and covers the design, testing and modelling of 6 typologies of structural connections under static monotonic and pseudo-dynamic cyclic loading. The studied designs covered many of the typical connecting devices used in beam-post timber frames ranging from self-tapping crews and bolts, thru in-glued steel rods, polymer concrete or hardwood-blocks. All the connections were cyclically tested up to failure in order to determine the load capacity, stiffness, hysteretic behavior and energy dissipation capacity. Overall, results showed that perpendicular loading of the column is a critical aspect for the design of these type of connections. Out of the 6 connections, a connection based on hardwood blocks was found to provide an outstanding load capacity and stiffness being significantly cost effective so it could be applied in low demanding seismic scenarios where drift control is the main limiting criterion. Conversely, a connection based on frictional damping showed high energy dissipation capability and low degradation, even after extreme cyclic loading. This last connection could be a promising approach for future timber structures subjected to demanding earthquakes.

Keywords: structural connection; earthquake; post-beam frame; damping device; energy dissipation; cyclic loading

Resumen

Esta investigación comprende el desarrollo de edificios de varias plantas de madera innovadores basados en pórticos de momento tipo poste-viga de modo que éstos puedan resistir cargas sísmicas de alta y moderada intensidad. Esta es la primera parte de una serie de dos artículos, la cual comprende el ensayo y modelización de 6 tipologías de unión bajo carga monotónica y cíclica. Los diseños estudiados cubren muchos de los tipos de conexión empleados en estructuras tipo poste-viga, como por ejemplo tornillos auto-perforantes, barras de acero encoladas, polímero de concreto y bloques de madera de frondosa. Todas las conexiones fueron ensayadas cíclicamente hasta la rotura con el fin de determinar la capacidad de carga, rigidez, histéresis y disipación de energía. En general, los resultados indican que las solicitaciones perpendiculares a la dirección de la fibra en la columna son un aspecto crítico de diseño. De entre las 6 conexiones, la unión basada en el uso de bloques de madera de frondosa mostró una gran capacidad de carga y rigidez a un precio muy reducido lo cual podría ser de interés en zonas de baja demanda sísmica en las cuales el control del drift puede ser el aspecto más limitante. En contraposición, una unión basada en amortiguamiento por fricción mostró capacidad para disipar una gran cantidad de energía preservando su integridad incluso tras carga cíclica extrema. Esta última conexión podría suponer un enfoque prometedor en el futuro de cara a mejorar el desempeño de estructuras de madera sujetas a sismos de alta intensidad.

***Palabras clave**: conexión estructural; sismo; estructura poste-viga; amortiguador; disipación de energía; carga cíclica*

1. INTRODUCTION

Laminated wood utilization in medium-rise buildings is in increasing due to ease of manipulation and construction, light-weight, transportation and low ecological footprint. Also the high strength-to-weight and stiffness-to-weight ratios placed the timber in a very competitive position with regards to seismic performance in comparison to other classical construction materials. The deformation capacity of the timber on the elastic range is also much larger than that of other materials so that the development of damping devices that dissipate energy during seismic loading is a very promising field. However, nowadays most civil construction standards in the world still base drift limitations on concrete or steel investigations so that the deformation is most often the limiting engineering design parameter (EDP) for mid to high rise timber buildings on seismic prone areas.

The beam to column connection (BTC) is typically the least stiff part of post-beam timber frames and relatively small rotations between beams and columns may cause large drift s in the system. It appears that developing a stiff BTC can reduce excessive drift but still is far from fulfilling with current standard drift limitations. In addition, the design of stiff BTC is challenging since local over-stresses are difficult to avoid.

Most previous investigations of dynamically resistant BTC based the energy dissipation mechanism on the plastic deformations of the steel fasteners, which is characterized by a non-reversible, non-conservative and non-linear response with pinching [1]. When designed properly, such a dissipative system can release a high amount of elastic energy out of the system and distance the response from resonant frequencies to prevent collapse. Another important challenge on the design of this connections is however to find a balance of the stored and dissipated energy for the structure to shape back to the original position and show self-aligning capabilities. In this context, previous researches investigated the optimal ductility of BTC connections [2], while others confirmed the necessity of very stiff timber BTC to satisfy current limitations of deformation [3-7] as well as the aptitude of timber for large energy dissipation while self-aligning maintaining its integrity [8-11].

This paper describes the outputs of an experimental investigation in where a wide range of distinct connections was designed and tested in views of seismic performance. The investigation involved the design and testing of 6 different connection typologies. The connections were tested under monotonic and cyclic loading up to failure which served to assess the moment capacity, stiffness, ductility, hysteretic behavior and energy dissipation capacity of each connection. These results served to select, along with the applicability and cost-effectivity, two connections out of the 6 typologies in order to test its seismic performance on a shaking table. This first paper describes briefly the design and performance of the six connections. The results of the seismic tests are presented in the subsequent part of this series.

2. MATERIALS AND METHODS

All BTC were made of laminated spruce (*Picea abies*) in accordance to the standard manufacturing process (DIN 1052) at HESS TIMBER GmbH & Co. KG, located in Kleinheubach, Germany. The assembly of the beams and columns was performed in the Institute of Theoretical and Applied Mechanics (ITAM) laboratory, Prague, Czech Republic. The various metallic connectors were manufactured by SFS Holding AG, Heerbrug, Switzerland. The experimentals of each connection involved two stages. First, the BTC was tested with a static monotonic load in order to determine the amplitude of the displacements of the subsequent test. Second, the connection was tested under cyclic pseudo-static loading with increasing displacement amplitude as stated in EN 12512. The load is applied by a controlled hydraulic actuator until the connection fails. Records of loading and displacement of the piston are combined with string potentiometers and linear variable differential transducers as shown in Figure 1, which serves to determine the moment and rotation during the entire testing.

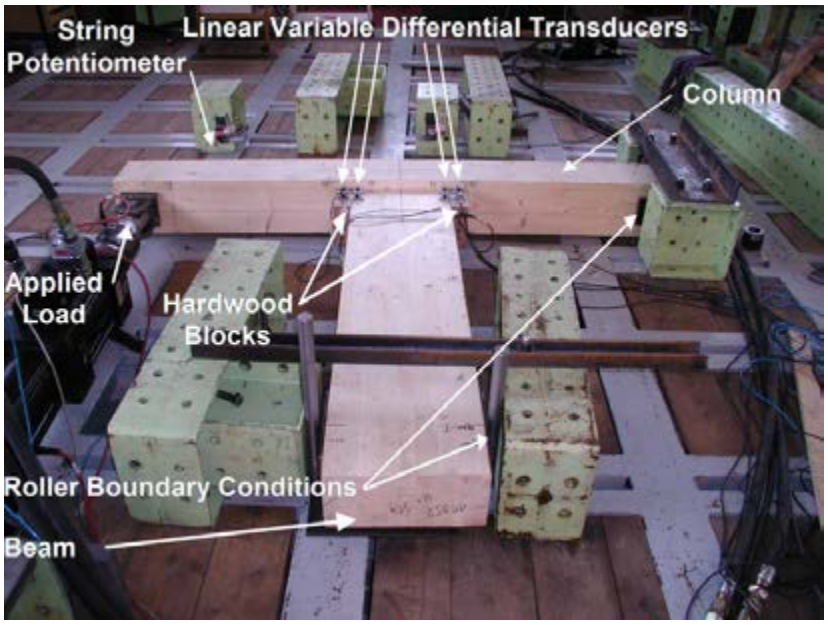


Figure 1: Typical testing layout of the BTC, based on [12]

3. DESIGN AND RESULTS OF PLASTICITY BASED BTC

The first series of connections based the energy based dissipation mechanism mainly on the plastic yielding of steel connections. This section presents the main results of these types of BTC.

3.1 Polymer concrete and glued-in steel bars

The first BTC consisted of two beams with dimensions of 36 cm x 12 cm and a column of 22 cm x 22 cm. At each beam, two threaded bars (M20 4.6) were glued-in in the longitudinal direction up to a depth of 500 mm. The remaining length of the rods was introduced in the column via coupling nuts pf M20 x 60. In addition, a shear key was located at the interface between column and beams bear the shear forces. The perforation holes for the bars, connecting nuts and shear key were realized with milling cutting and the clearance holes and openings where filled up with polymer concrete. The connection was designed so that most of axial forces were supported by the steel rods while shear forces were provided by the shear key. The design and testing of the connection is shown in the Figure 2.

It was found that the rigidity of the connection mainly on the stiffness of the wood across the grain and the yielding of the threaded bars. The connection was quite stiff at the beginning of the test and provided a capacity of about 40 kNm, however the stiffness was clearly degraded after each cycle so that relatively large rotations were measured at the end of the test. The stiffness degradation was not associated to high yielding of the steel so that the energy dissipation was relatively low. The failure was produced at the column in the direction perpendicular to the grain.

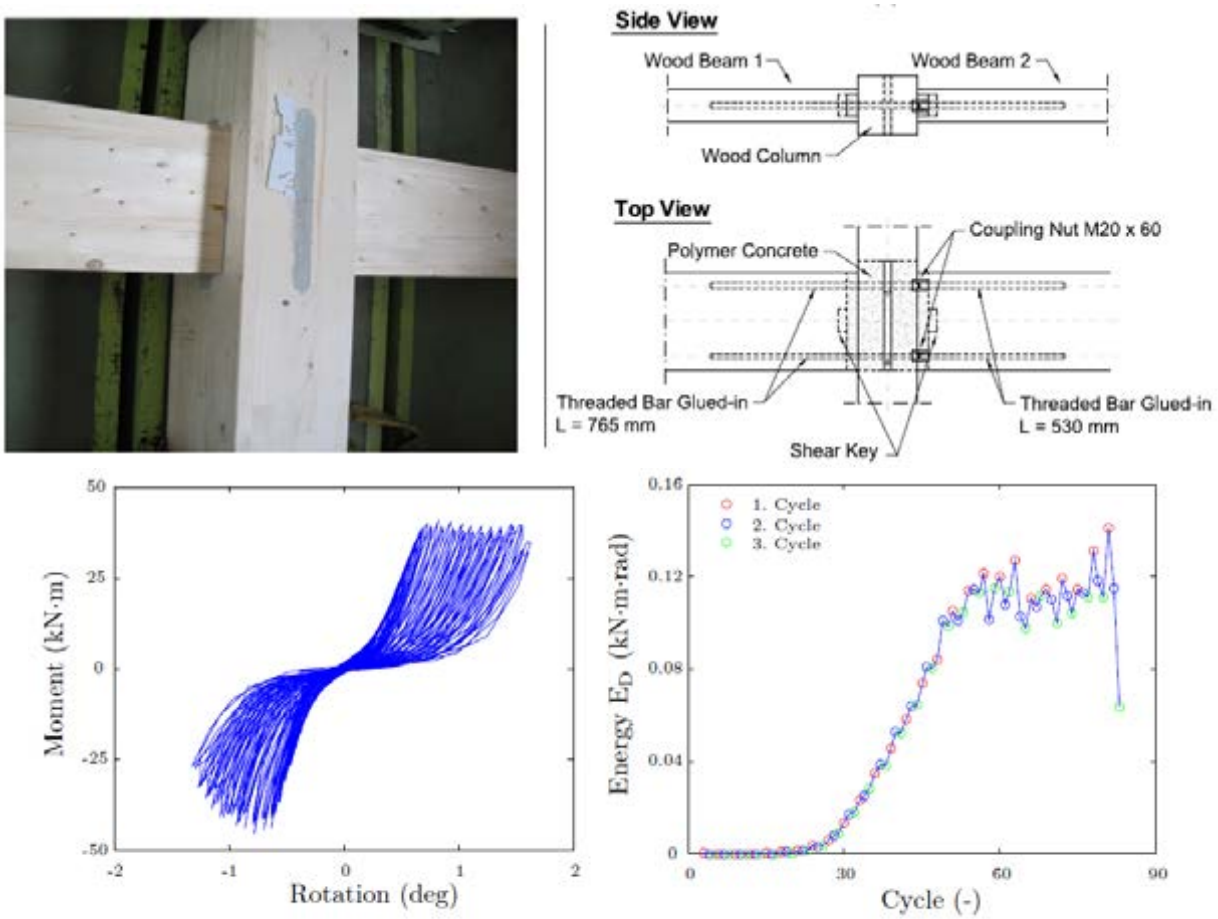


Figure 2: Design (up), hysteretic curve (down left) and dissipated energy (down right) of the glued-in steel bars and polymer concrete BTC, based on [13]

3.2 Polymer concrete and steel plates

The second BTC consisted of two beams and one column with the same dimensions of the previous connection, but rather than glued-in steel bars, the beams connected with the column using kerf (steel) plates. One kerf plate sized in 215mm x 400mm and thickness of 8 mm was embedded at the middle of each beam being connected with 23 drift pins with a diameter of 10 mm, see the orientation of the pins in Figure 3. Two parallel additional steel plates where slotted in the column so to connect with the kerf plates of the beams with six bolts M12 8.8. The openings between the steel plates at the column were refilled with polymer concrete to hold the steel plates in place inside the column. The hysteresis curve and dissipated energy for this connection is shown in the Figure 3.

For this connection, the stiffness was mainly dictated by the small pins at the beams as well as the deformations of the steel plates inside the column, which are intended to supply the resistance perpendicular to the grain of the column. The moment capacity, rotations and stiffness degradation were similar to those measured for the first connection but the energy dissipation capacity was much higher and it was not observed any failure in the column. The superior energy dissipation can be attributed to more and better yielding mechanisms arising from the yield of pins, steel plates and wood plastic deformation.

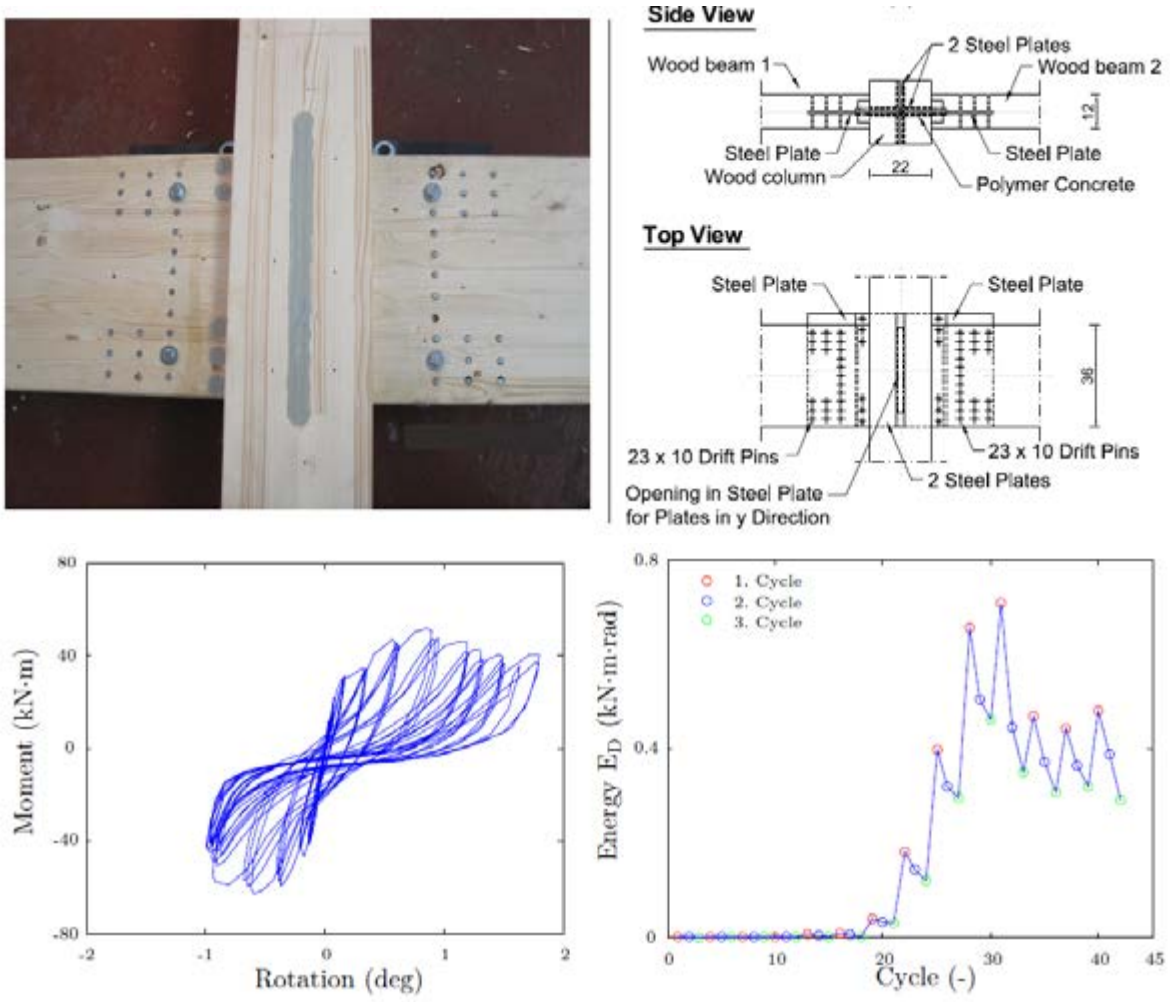


Figure 3: Design (up), hysteretic curve (down left) and dissipated energy (down right) of the steel plates and polymer concrete BTC, based on [13]

3.3 Steel plates

As for the previous connection, this BTC was based on kerf plates embedded on the beams except that they were connected to the column via conventional T-shape steel plates rather than two embedded plates. The kerf plates sized 120mm x 400mm and had a thickness of 12 mm. The connection kerf plate-beams was also realized with 23 small drift pins. In contrast to Specimen 03, the kerf-plate was welded perpendicular to a steel face plate. The two T-shaped steel plates connected with the column with four M16 5.5 bolts, see the Figure 4.

In this case the stiffness of the BTC does not only depend mainly on the drift pins of the kerf plate but also on the perpendicular to the grain stiffness of the column timber in contact with the T-shaped steel plates, so that the overall stiffness of the connection was much lower than the previous one. However, this flexibility did not positively increase the energy dissipation capacity, as it was approximately half of that from the previous BTC.

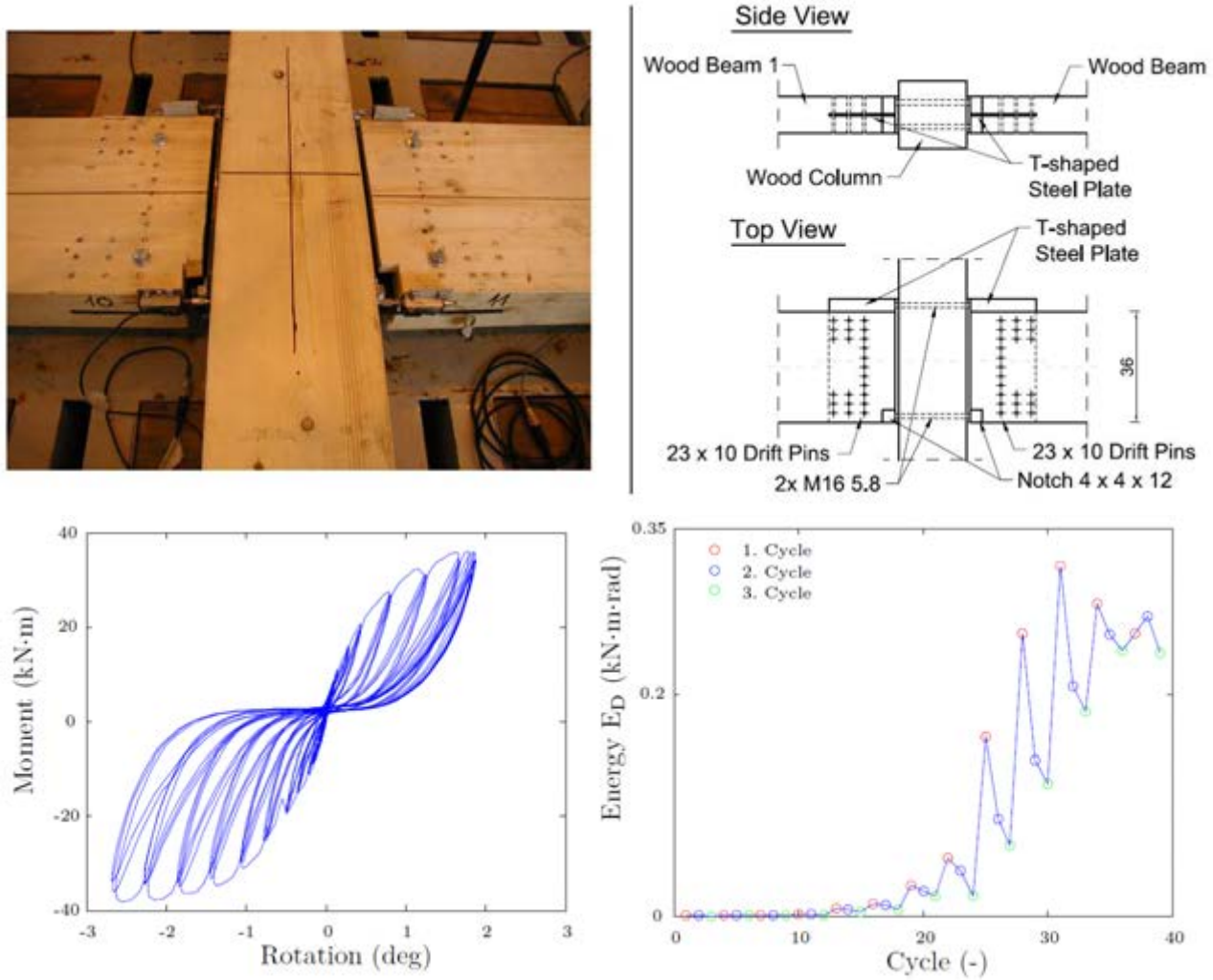


Figure 4: Design (up), hysteretic curve (down left) and dissipated energy (down right) of the steel plates BTC, based on [13]

3.4 Hardwood blocks

The fourth BTC was a T-Shaped connection in where the beam connected with the column with a 12 of self-tapping screws that were inserted with distinct orientations into two beech hardwood blocks of 65mm x 160mm x 170 mm, see Figure 5. The self-tapping screws are effective wood connectors with a high pull out strength.

As shown in the Figure 5, this BTC was very good in preventing the drift and showed a very high moment resisting capacity. This can be attributed to self-tapping screws that are oriented at 45 degrees and thus prevent the column from high perpendicular to the grain stresses. Also the BTC can offer several advantages such as inexpensiveness, ease of construction and fire resistance. However, the energy dissipation capacity was rather small due to the small yielding of the steel connectors and low transversal loading of the wood.

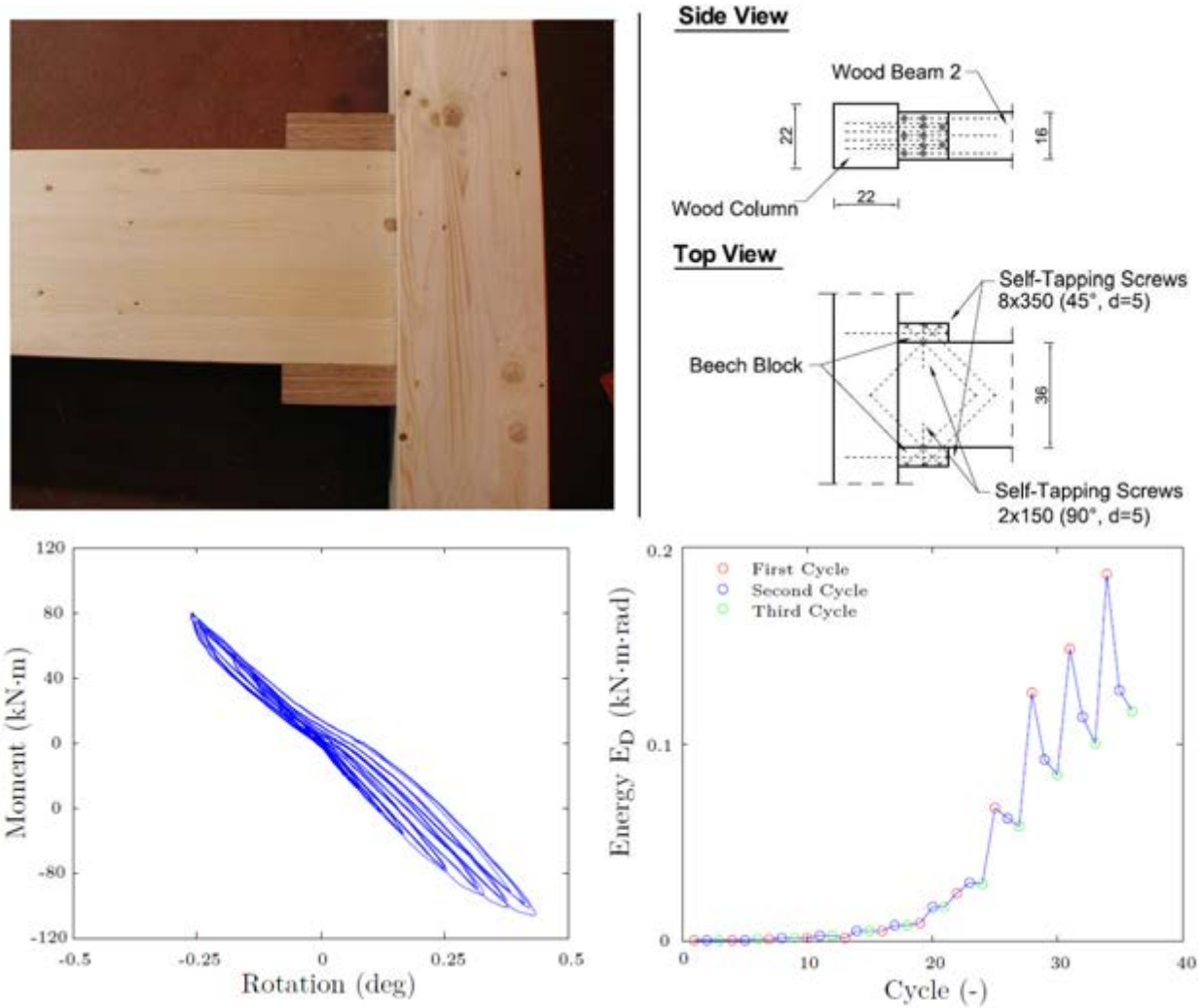


Figure 5: Design (up), hysteretic curve (down left) and dissipated energy (down right) of the hardwood blocks BTC, based on [13]

3.5 Polymer concrete blocks

The last plastic-yielding based BTC was similar to the previous except that the blocks were manufactured with polymer concrete and was not a T- but cross-shaped connection, see Figure 6. The mechanical behavior of this BTC was similar to the previous, which proves the insignificant plasticity on the wood blocks, but the stiffness degradation was higher and over all the moment capacity was about half of the previous connection. The failure was observed at multiple small cracks at the column so that the difference of the moment capacity could be attributed to the reduced cross section of the column caused by the increased number of screws.

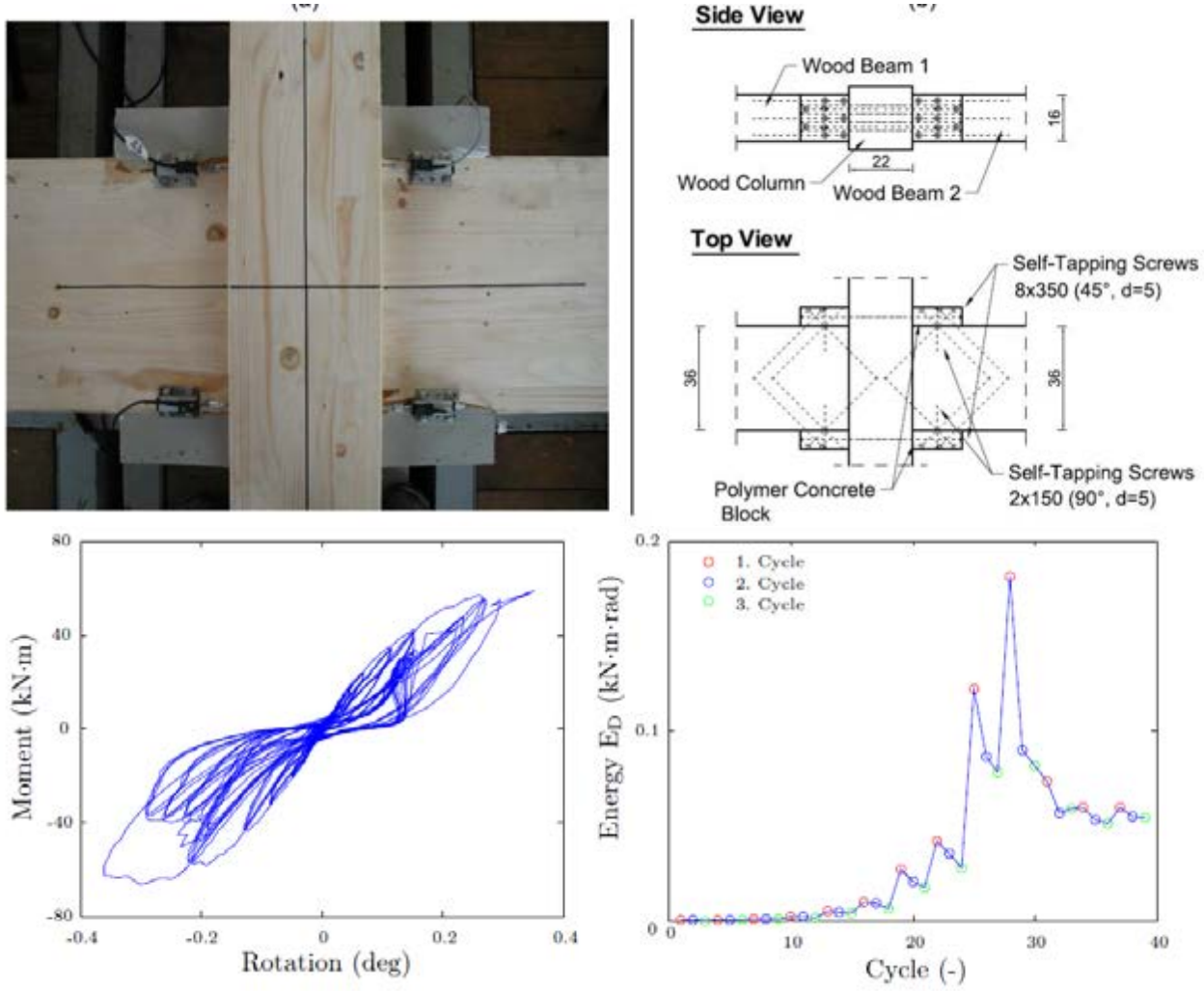


Figure 6: Design (up), hysteretic curve (down left) and dissipated energy (down right) of the polymer concrete blocks BTC, based on [13]

4. DESIGN AND RESULTS OF FRICTION BASED BTC

This connection is different from the previous BTC in that the main energy dissipation mechanism is provided by friction between steel plates and not by the plastic yielding of the steel itself. The design, reasoning, 2- and 3-D testing as well as the testing results are shown on the Figure 7. As shown in Figure 7a, the connection design is similar to the third connection, i.e. a kerf plate embedded on the beams connects to a T-shaped steel plate bolted on the column, but the connection of the kerf to the T-shaped steel plate is not completely fixed - the bolts are tightened to a selected moment so that beyond a defined frictional moment the BTC no longer behaves rigidly and the kerf plate frictions with the T-shaped plate. This frictional motion of the bolts is achieved thanks to increased clearance holes on the steel plates. In addition, as seen in the detail of Figure 7c, there are two additional small steel plates connected to the bolts located over the kerf and T-shaped plates so to increase the friction of the connection.

The reasoning behind this design is illustrated in the Figure 7b. There are three differentiated mechanical behaviors of the connections that correspond to three different loading scenarios. First, when the connection is loaded with relatively small moments due to the wind or moderate earthquakes, the moment is not enough for the BTC to friction and thus the connection behaves rigidly preventing from drifts. Second, at high seismic intensities, when the moment of the connection

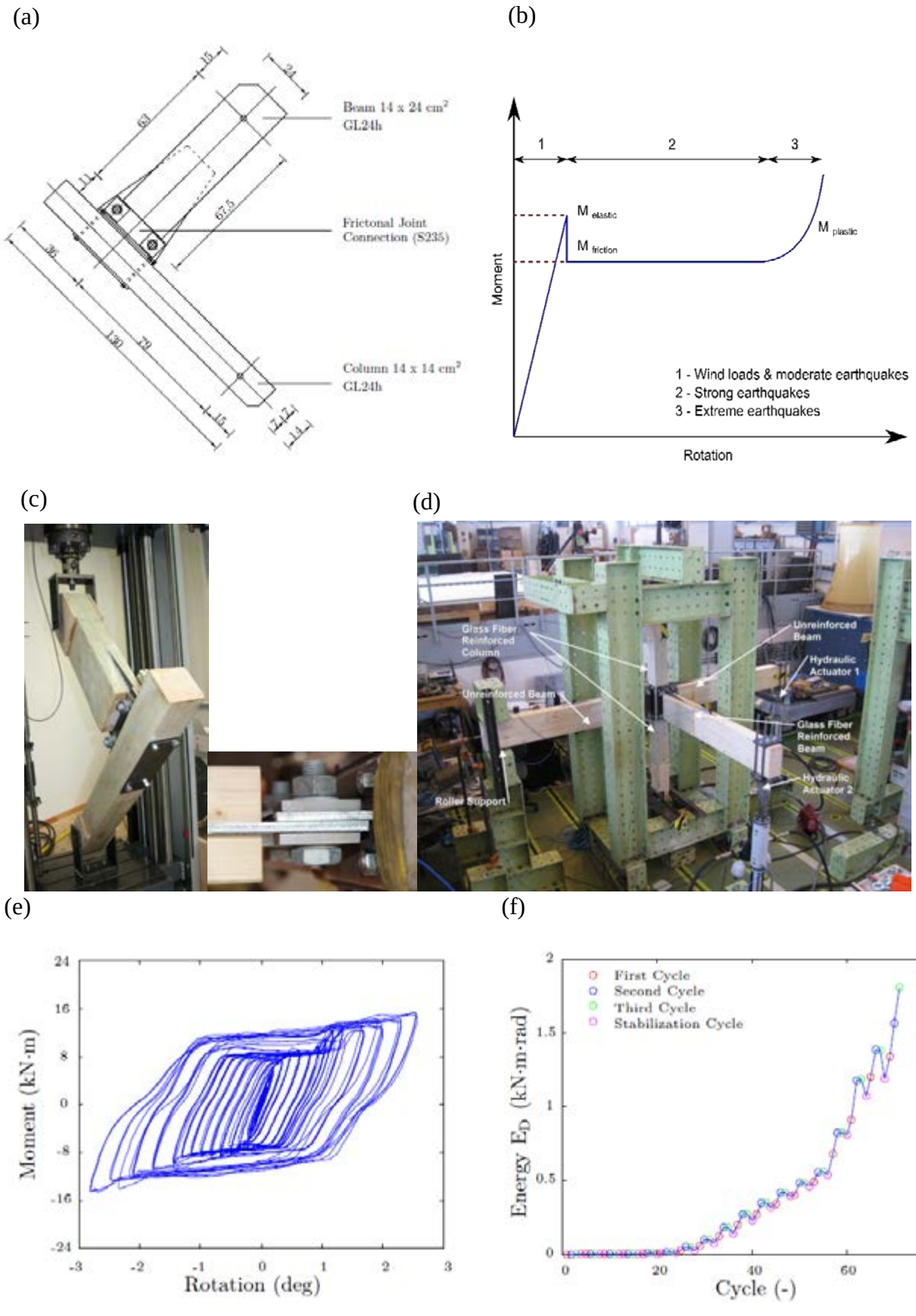


Figure 7: Description of the frictional connection: (a) design, (b) reasoning, (c) 2-D testing with detail of the frictional plates, (d) 3-D testing, (e) typical hysteretic curve and (f) dissipation energy, based on [14]

approaches the frictional moment (which needs to be tuned up close to the elastic limit of the column) the friction of the BTC starts sot that the rotation increases but also the amount of dissipated energy due to friction. Third, in extreme loading scenario the bolts reach the boundaries of the clearance holes, and deform plastically providing more stiffness and increased energy dissipation via plastic yielding.

The connection was tested in 2D and 3D configuration as shown in the Figure 7c and 7d, respectively, and the typical test results are presented in Figure 7e and 7f. Note the connection was tightened in this case to have a small capacity of about 15 kNm and the rotation was similar to the initial connections presented on the last section, however the energy dissipation capacity was about 8-10 times higher than the previous BTC while remaining undamaged. In addition, the monotonic static tests showed that the frictional moment is consisting with the tightening of the bolts showing a linear relation.

5. CONCLUSION

A series of 6 different connection typologies were designed, tested and assessed under monotonic static and pseudodynamic cyclic loading in order to find suitable connections for construction of mid-rise post-beam timber buildings in seismic prone areas. The connections used a wide variety of timber connectors such as in-glued rods, screws, bolts, or steel plates and other relatively novel materials such as hardwoods and polymer concrete.

The results showed in overall that the transverse stress at the column is a critical issue for the design of these connections. This is especially critical when embedding steel plates, or using thick steel connectors in the column. Also, when using small connectors, the reduced cross section could be an issue. The wide variety of timber connectors also reflects on the drift control, moment capacity, hysteretic behavior as well as the energy dissipation capacity of the joining systems.

Out of the designed connections, one based on hardwood blocks showed a very high capacity to bear loading and control the drift while keeping ease of construction and cost-effectiveness. This connection may be a solution for post-beam timber structures with high drift limitations and therefore was selected for being tested in a real structure on a shacking table, which is presented on the next part of this series.

On the other hand, an original connection based on frictional yield rather than steel plasticity was designed to dissipate high amounts of energy while keeping integrity against relatively intense dynamic loading. This second connection could be useful for guaranteeing the structural integrity of timber buildings during extreme seismic scenarios and was also selected for shaking table testing, which is also shown in the following paper.

REFERENCES

[1] Heiduschke, A., Kasal, B., and Haller, P. ‘Shake table tests of small- and full-scale laminated timber frames with moment connections’ *Bull Earthq. Eng.* 7(2009) 323–339.

[2] Buchanan, A.H. and Fairweather, R.H. ‘Seismic design of glulam structures’ *Bull N Z Natl Soc Earthq Eng* 26 (1993) 415–436.

[3] Ohashi, Y., Sakamoto, I. and Isoda, H. ‘Experiments and response analyses on three storeyed timber frame structures’. *In Proceedings from the Pacific Timber Engineering Conference* (1994), Gold Coast, Australia, 222–231

[4] Miyazawa, K. ‘Timber shear walls and skeleton structure analyses and experiments’. *In: Proceedings from pacific timber engineering conference* (1994), Gold Coast, Australia 1:241

[5] Ceccotti, A., Vignoli, A. and Goirdana, C. ’Seismic tests on full-scale timber structures’. *In: Proceedings from pacific timber engineering conference* (1994) Gold Coast, Australia 1:232

[6] Kikuchi, S. 'Earthquake resistance of multi-story timber frame structures. *In: Proceedings from pacific timber engineering conference* (1994) Gold Coast, Australia 1:205.
[7] Frenette, C., Foschi, R.O. and Prion, H.G. 'Dynamic behaviour of timber frame with dowel type onnections' *In: Proceedings from the international wood engineering conference* (1996) New Orleans, USA 4:89
[8] Yasumura, M. 'Structural behavior of timber joints under earthquake loading' *In: Proceedings of the COST C1 international conference* (1998), Liege, Belgium, p 337
[9] Kasal, B., Pospíšil, S., Jirovsky, I., Drdacky, M., Heiduschke, A., Haller, P. 'Seismic performance of laminated timber frames with fiber reinforced connections' *Earthq. Eng. Struct. D.* 33 (1994) 633–646.
[10] Newcombe, M.P., Pampanin, S. and Buchanan, A.H. 'Global response of a two storey Pres-Lam timber building' *In: New Zealand society for earthquake engineering conference* (2010) Wellington, New Zealand, pap 28
[11] Ponzo, C.F., Smith, T., Di Cesare, A., Pampanin, S., Carradine, D. and Nigro, D. 'Shaking table test of a multistorey posts tensioned glulam building: design and construction' *In: proceedings of world conference on timber engineering* (2012) Auckland, New Zealand, 1:44.
[12] Kasal, B., Guindos, P., Polocoser, T., Heiduschke, A., Urushadze, S. and Pospisil, S. 'Heavy Laminated Timber Frames with Rigid Three-Dimensional Beam-to-Column Connections' *J. Perform. Constr. Facil.* 28 (2014)
[13] Leimcke, J. 'Evaluation of the seismic tests of laminated timber frames with reinforced beam-to-column connections'. Master Thesis (2013), Technische Universität Braunschweig.
[14] Kasal, B., Polocoser, T., Guindos, P., Urushadze, S., Pospisil, S., Heiduschke, A. and Zembaty, Z. 'High-Performance Composite-Reinforced Earthquake Resistant Buildings with Self-Aligning Capabilities' *In Experimental Research in Earthquake Engineering* (2015) 359-372.

IMPROVED MOMENT-RESISTING TIMBER FRAMES FOR EARTHQUAKE-PRONE AREAS PART II: SHAKING TABLE TESTS

MEJORA DE PÓRTICOS DE MOMENTO DE MADERA PARA ZONAS SÍSMICAS PARTE II: ENSAYOS EN MESA VIBRADORA

Jonas Leimke [(1)], N. Rüther [(2)], B. Kasal [(3) (4)], T. Polocoser [(5)], P. Guindos [(6) (7)] (P)

(1) MSc Civ. Eng., Technische Universität Braunschweig, Faculty of Civil Engineering, Braunschweig, Germany
(2) Senior Researcher, Fraunhofer WKI, Braunschweig, Germany
(3) Dr. Prof., Technische Universität Braunschweig, Faculty of Civil Engineering, Braunschweig, Germany
(4) Director, Fraunhofer WKI, Braunschweig, Germany
(5) MSc Civ. Eng., Technische Universität Braunschweig, Faculty of Civil Engineering, Braunschweig, Germany
(6) Dr. Assist. Prof., Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Ingeniería, Santiago, Chile
(7) Académico, Pontificia Universidad Católica de Chile, Centro UC de Innovación en Madera, Santiago, Chile
Contact address: paguindos@ing.puc.cl; (P) Presenter

Identification code: T6-03

Abstract

This investigation comprises the development of innovative multi-storey timber buildings based on post-beam moment-resisting frames that can withstand moderate to intense earthquake loads. This is the second paper of a two-series and presents the shaking table tests results of two timber structures that mounted two of the structural connections presented in the first part. The first of the tested structures was a full-scale one-storey frame whose connections were based on hardwood blocks with self-tapping screws. The second was a 1:3 scaled three-storey timber building that mounted one frictional connection. Both structures were subjected to a series of dynamic tests including noise excitation, pullout, sinusoidal sweep and seismic tests of increasing intensity in where strains, accelerations and drifts where measured with multiple devices. The first structure resisted without appreciable damage up to a peak ground acceleration of 1.5g, beyond which the first natural frequency decreased significantly after each increasing seismic excitation indicating significant structural degradation. The second structure showed larger drifts but resisted without noticeable damage up to 2g peak ground acceleration. The results suggest that the frictional connection could be promising for timber structures.

Keywords: structural connection; earthquake; post-beam frame; damping device; energy dissipation; cyclic loading

Resumen

Esta investigación comprende el desarrollo de edificios de varias plantas de madera innovadores basados en pórticos de momento tipo poste-viga de modo que éstos puedan resistir cargas sísmicas de alta y moderada intensidad. Esta es la segunda parte de una serie de dos artículos y presenta los ensayos en mesa vibradora de dos estructuras que montaron dos de las uniones que se presentaron en la primera parte. La primera de las estructuras ensayadas fue un pórtico de una planta a escala real que montó las conexiones basadas en el uso de bloques de madera de frondosa. La segunda estructura fue un edificio de 3 plantas escalado a 1:3 que montó las conexiones friccionales. Ambas estructuras fueron sometidas a una serie de ensayos dinámicos que incluyeron excitación por ruido, pullout, carga sinusoidal y carga sísmica de intesidad creciente registrando en cada caso las deformaciones, aceleraciones y desplazamientos con múltiples dispositivos de medición. La primera estructura resistió una aceleración pico del suelo de 1.5 g sin mostrar daños significativos, pero a partir de esa intensidad la frecuencia natural decreció significativamente indicando daños importantes en la estructura. La segunda estructura mostró drifts mayors pero resistió sin daño aparente cargas sísmicas con picos de aceleración del suelo de hasta 2g. Los resultados sugieren que la conexión friccional podría ser prometedora en estructuras de madera.

Palabras clave*: conexión structural; sismo; estructura post-beam; amortiguador; disipación de energía; carga cíclica*

1. INTRODUCTION

Post-beam moment resisting timber frames do not need bracing or walls and thus offer expansive floor space, design freedom and a greater flexibility for building utilization. A paramount aspect of these structures is however the design of the beam-to-column connection (BTC), as it plays a principal role in withstanding extreme events such as earthquakes as well as determining the structural drift.

Most pervious research of BTC in shake table was focused on 2D plane frames in were the brittle failure risk was mitigated via plastic yielding of multiple small metal connectors, along with the inherent degradation of the wood. The degradation on the BTC is not only favorable because of the elastic energy release, but also due to the decreasing of the natural frequencies of the structure, thus moving away from resonant frequencies and minimizing the destructive potential of a seism. Some examples of plane moment-resisting frames on the shaking table can be seen in [1-3].

The previous design and testing of plane moment resisting frames presents however several inconveniences. First, in very seismic prone areas the yielding of the BTC may happen even at relatively moderated earthquakes so that the building can remain irreversibly damaged after small excitations. Second, as presented in the previous part of this series, a critical aspect of the BTC design is the decrease of the effective cross section of the column. This decrease is much larger in 3D than in 2D BTC, so it may happen that failures in real frames are much more brittle than expected. Third, the drift is still large even for stiff BTC so that it is very difficult to fulfil with standard requirements. And finally, research regarding low damage BTC concepts is lacking in timber structures subjected to seismic events [4]. Despite the lack of research, the passive damping devices such as frictional connections could be very promising if specifically designed for timber structures as they are much more flexible than other conventional materials and therefore can offer superior energy dissipation characteristics while keeping the building undamaged and maintaining the self-aligning capability. Indeed, such frictional devices have proofed improved seismic performance for steel structures [5-7], even when the elastic deformations are much smaller than those of the timber.

This research evaluated two of the BTC presented in the first part of this series. The first was a one-storey full-scale 3D timber frame that mounted the hardwood bocks BTC. The main aim of this testing was to assess the behavior of the 3D BTC, specially with regards to drift control and resisting capacity. The second testing involved a 3-storey 1 to 3 scaled timber frame that mounted the novel frictional BTC. The main purpose of the testing was evaluating the 3D BTC under seismic event, especially its ability to keep integrity and dissipate energy during earthquake.

2. ONE-STOREY FULL-SCALE FRAME WITH HARDWOOD BLOCKS BTC

The BTC with self-tapping screws was incorporated into the full-scale, one-storey frame in order to test its performance on a shaking table. The materials of this frame were identical to those used for the connections presented on the first part. The columns were 2560 mm in length with a cross section of 220 × 220 mm. The beams measured 3600 mm in length, 340 mm in height and 220 mm in width. The cross laminated timber (CLT) deck mounted on the top of the beams had a footprint of 4400 × 4400 mm, with a density of 500 kg/m^3 and thickness of 200 mm. For this panel to be constructed, two layers of the CLT, 100 mm each were glued and screws were used to apply the necessary pressure. Screws were also used to attach the decks to the beams on 100 mm from the center. The full live load was simulated by placing four steel masses of 1000 kg each on the deck. The total mass of the structure was about 6100 kg, see Figure 1.

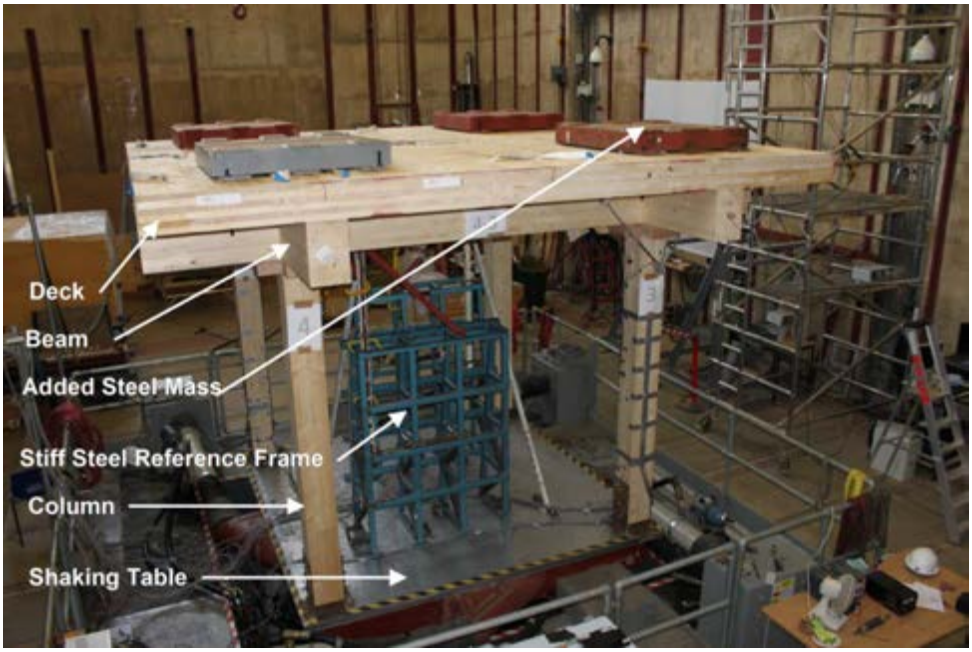
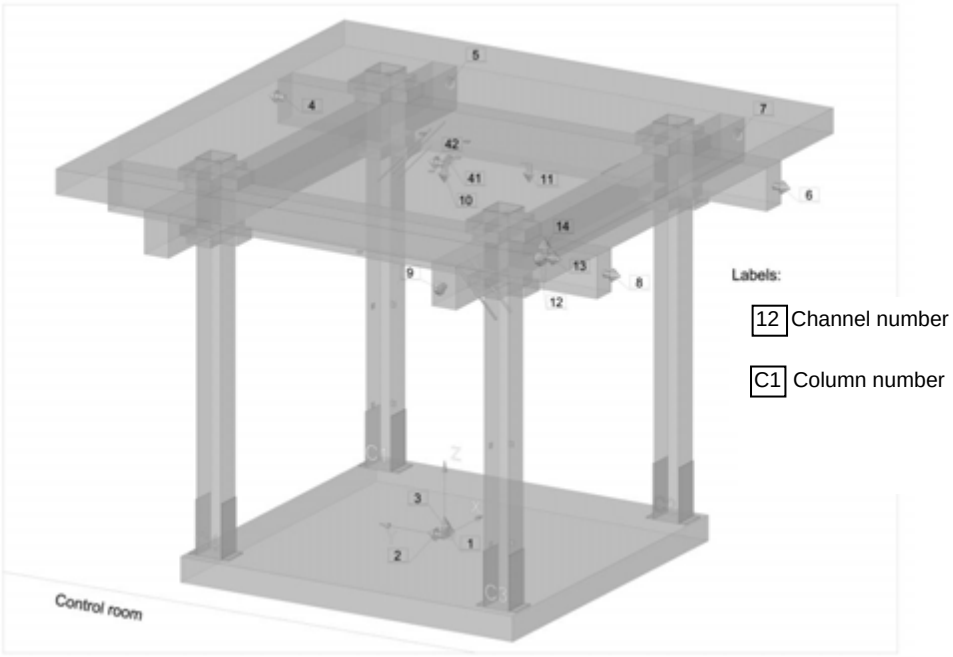


Figure 1: Typical testing layout of the BTC, based on [8]

The accelerations, drifts, strains and rotations of the connections were measured at multiple points. The acceleration recording set up was arranged by 14 accelerometers: three accelerometers on the shake table, four on the deck, six at the connections, and one attached to a beam. The drift of the frame was recorded by placing four string potentiometers on an extremely stiff steel structure placed beneath the timber deck, as seen in Figure 1. The relative rotation between beam and columns was measured in two connections at different directions with four LVDTs. The strain recording arrangement was composed by 16 strain gauges, four of them at the deck, four at the bottom of the beams, and eight at the columns. See an illustration of the measuring layout on Figure 2.

(a)



(b)

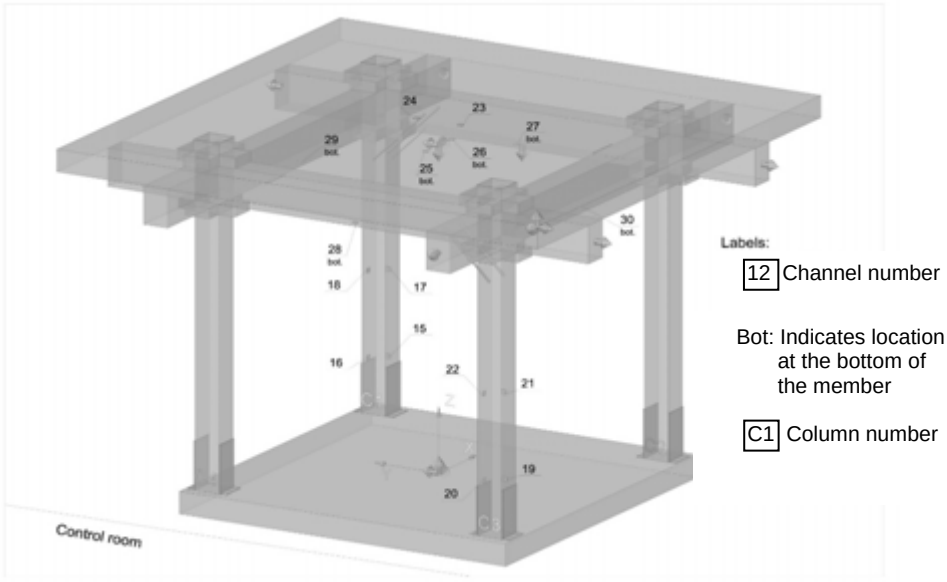


Figure 2: Locations of (a) accelerometers and (b) strain gauges, based on [8]

The dynamic tests were performed at the shaking table of the Earthquake Engineering Research Centre (EERC), at Department of Civil Engineering of the University of Bristol, Bristol, UK. The shaking table's footprint was 3000 × 3000 mm, and had a payload capacity of 17 tones with a maximum testing frequency of 100 Hz. The maximum displacements, velocities and accelerations of this table range respectively from ±150 mm, ±1100 mm/s, and ±60 mm/s^2. The series of dynamic tests included sinusoidal sweep, noise excitation, snap-back and seismic loads. The sinusoidal sweep consists of a sinusoidal excitation of the building at increasing or decreasing amplitudes so that the natural frequency can be estimated by examining the recording of accelerations, velocities or displacement on the frequency domain. The sinusoidal sweep presents the disadvantage that the frequencies occur one after another and that some of them have much higher amplitude than others, however on a natural seismic event the different frequencies are convoluted therefore a random excitation like the white noise test is a better reflection of the reality for determination purposes. The

white noise (low amplitude random signal) overcomes this disadvantage and in addition it can be performed after any seismic test to evaluate the change on the natural frequencies without risk of damaging the structure any further. However, it presents on the other hand the disadvantage that frequencies are continuing and of very small amplitude so that it can be difficult to filter out of the noise. The snap-back consists of applying a certain displacement to the building and then releasing it into free-vibration so that not only the first natural frequency but also the damping and the initial stiffness of the building can be determined. Finally, the seismic signal in this research was design synthetically so to contain the most amount of the energy close to the frame's first natural frequency to ensure worse-case scenario. This approach has the advantage that the seismic signal can be recalibrated after each test according to the current building's natural frequencies.

Overall we performed three different seismic tests of increasing peak ground acceleration (PGA) from 0.08 g through 0.78 g and 1.5 g, and before and after each seismic tests some additional white noise, sinusoidal sweep and snap-back measurements were performed to determine the change of the natural frequencies due to damage on the frame. It was found that the natural frequency of the frame decreased with increasing earthquake amplitude, so that after the first seismic test the first natural frequency was 2.57 Hz, however this value was reduced to 2.01 Hz and 1.56 Hz after the second and third seismic testing, respectively indicating significant damage on the BTC.

The frame behaved as anticipated and resisted until the third seismic test when failure was produced at a PGA of about 1.5 g. Before failure, the BTC experimented rotations of less than 1° which lead to maximum drift of 56 mm. This drift is less than 60 mm, which was the corresponding limit design value according to ASCE 7-10. An illustration of the drift and rotation of the joint can be observed Figure 3a for the third seismic test. As shown by the hysteretic curve the frame behaved rather elastically showing low energy dissipation capabilities. The frame showed self-aligning capabilities as the residual strain after seism was negligible. This is illustrated in the Figure 3b showing the typical recording of the strain at one critical point on the columns.

Although the frame resisted up to a PGA of 1.25g without critical damage, a brittle failure by shear-off of one of the columns close to the BTC occurred during an excitation of 1.5g (PGA). We attributed the reason for such brittle failure due to a 60 percent reduction of the column's cross-section and local stress concentration due to the presence of multiple screws (reducing of the cross-section), as the column had at that point a strain of 0.2 % which is far from the anticipated strain yield limits of about 0.5 %. However, the PGA at failure is considered to be unrealistically high for most of the cases.

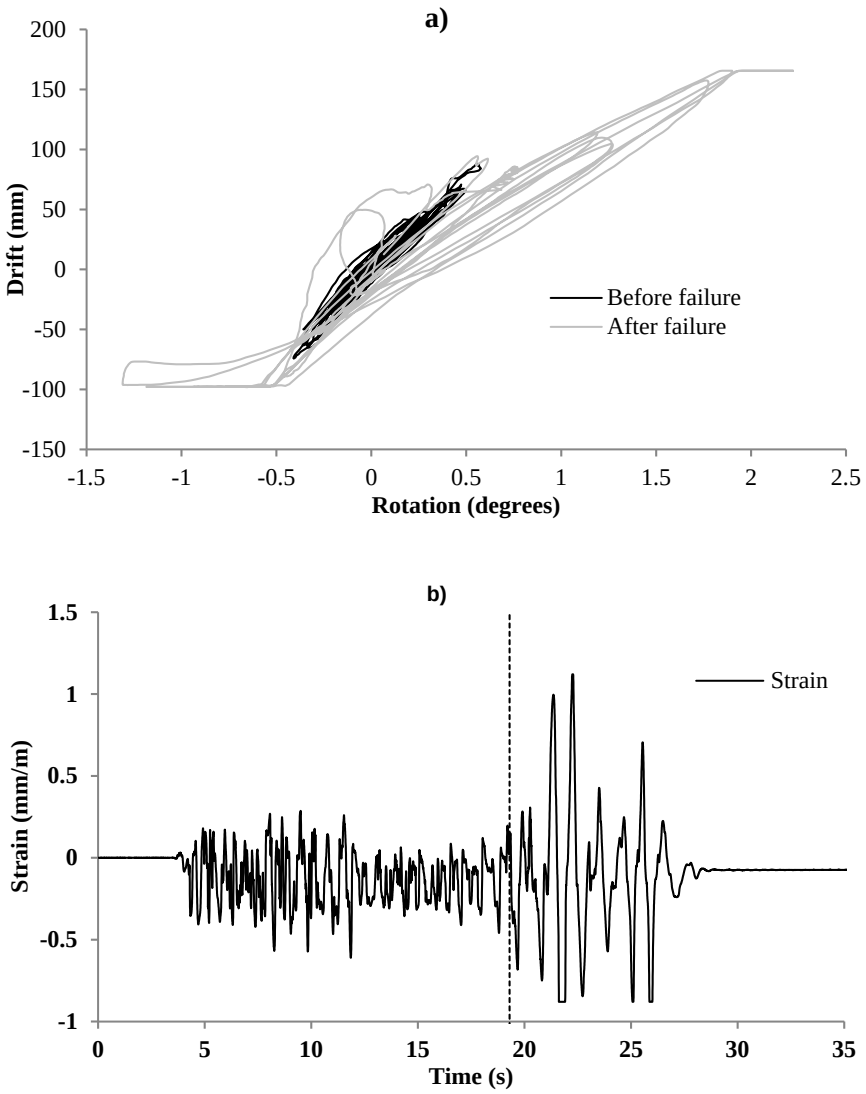


Figure 3: (a) Rotations versus drifts, and (b) strains in the one-storey frame during the third seismic test (1.43g PGA), based on [8]

3. THREE-STOREY 1 TO 3 SCALED FRAME WITH FRICTIONAL BTC

The second experiment comprised the dynamic testing of a 1 to 3 scaled three-storey frame that mounted the frictional connections presented on the first part of this series, see Figure 4a. The materials used in the frame were the same as those used in the previous structure. The columns were 1680 mm in length with a cross section of 140 × 140 mm for the first storey. The lengths of the column were then decreased to 1200 mm for the following two stories. The beams measured 2160 mm in length, 200 mm in depth and 100 mm in width. The length of the overhang beams was 825mm and were located only on one corner of the structure. The purpose of these overhangs was to simulate adjacent bays which provided the frame more realistic attributes as those found in real structures. The beams and columns were fiber reinforced at each of the BTC connections. Each floor was made with CLT deck which had a footprint of 3000 × 3000 mm. The density of the deck was 500 kg/m3 and had a thickness of 50 mm, see Figure 4a for clarification of the entire structure ready for testing. Steel masses of 150 kg total per floor, were placed on the deck next to one column to simulate the combination of dead and live loads, the Figure 4b shows a detail of the additional mass locations. The

total mass of the structure with loads was approximately 1750 kg. The BTCs and column-to-foundation (CTF) connections details are shown in Figure 4c and 4d, respectively.

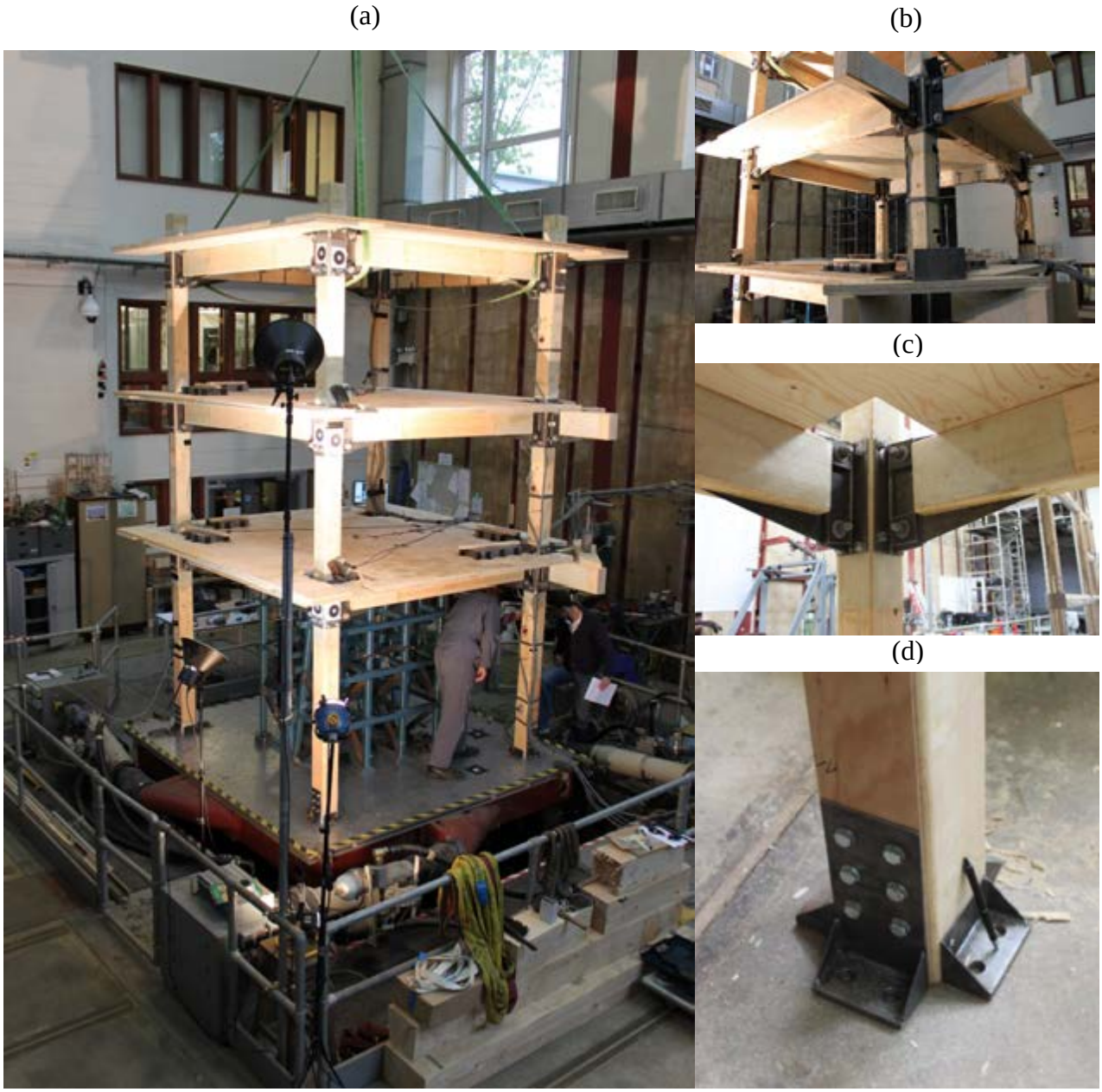


Figure 4: (a) scaled three-storey frame ready for testing, (b) detail of added steel masses, (c) detail of the BTC connection, (d) detail of the CTF connection

The dynamic testing was also performed at the EERC in Bristol and included a series of sinusoidal sweep, noise excitation, snap-back and seismic loading. The measuring device arrangement included a complex set of 62 channels corresponding to LVDT, potentiometers, accelerometers and strain gauges. 24 Accelerometers were installed: three on the shake table and seven at each floor. Potentiometers 1 through 8 measured the relative displacements between each BTC of one column, as well as the relative displacements between column and foundation. LVDTs 9 through 12 directly measured the inter-storey drift of the first floor by comparison with a reference extremely stiff steel

frame (see Figure 4a). LVDTs 13 to 18 measured the inter-storey sway for the second and third storey. Finally, 8 strain gauges were placed on one column close to the BTC and CTF and 12 gauges measured the strain at the beam, see the layout of measuring devices in the Figure 5.

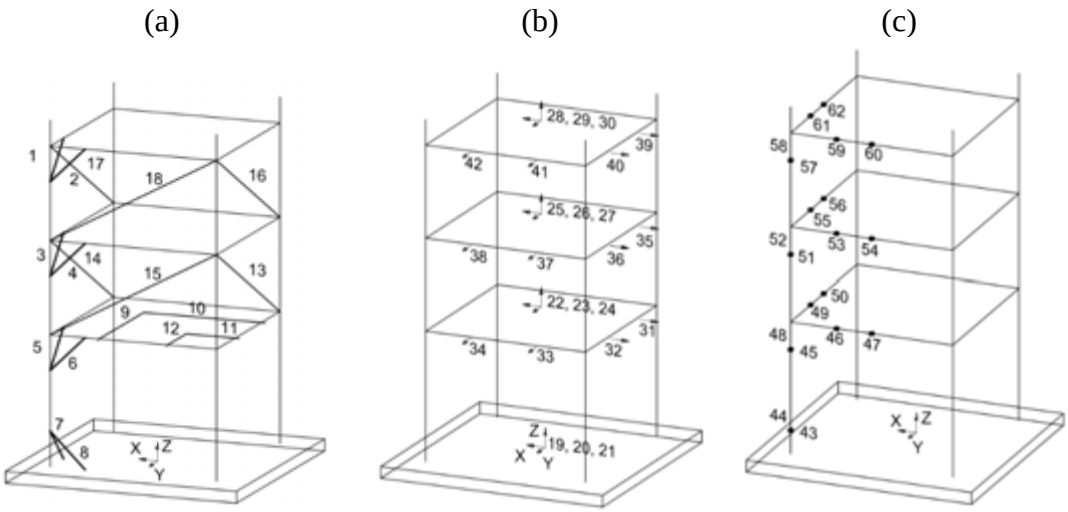


Figure 5: Schematic of the testing layout showing the location of (a) LVDT and potentiometers, (b) accelerometers and (c) strain gauges, based on [8]

Overall, there were five seismic tests of increasing PGA intensity corresponding to 0.1, 0.3, 0.5, 1.0, and 2.0 g for both the X and Y directions. The PGA on the Z (vertical) direction was set about 20 % of that of the X and Y directions. The seismic signal was also synthetically designed for this experiment to contain the maximum amount of energy close to the resonant frequencies of the building.

Results indicated that the PGA measured during testing always exceeded the expected PGA of each seismic test. No visible failures were observed for the seismic tests 1 through 4. The fourth seismic test already showed maximum PGAs of 1.4 g in the y-direction, meaning that the frame withstood at least an intensity of 1.4 g without visible damage. During the fifth seismic test one of the columns showed brittle failure following by a second column 10 seconds thereafter. The maximum PGA at that point was above 2g. Unfortunately, only the response of the second failing column could be recorded by a strain gauge, so that the strain at failure could not be recorded. However, the strains at the second failing column were far from elastic limits suggesting failure due to local transverse stress on the timber arising from the bolts fixing the metal plate at the column. Before the failure, the maximum measured strain was 0.12% which is far from the anticipated elastic limit of 0.4%. The strains at the columns were much smaller which is expected as the beams carried a relatively small gravity load, and also because the friction was expected to diminish the loading at the beams. The strains at the second and third floor was rather small. Fig. 6 shows the increasing strain in the x-direction during the different seismic tests. For seismic tests 1 through 4 the strain increased linearly for channels close to the BTC but decreased significantly for the last testing. The slope of the strain at the CTF however decreased already for the fourth and fifth test indicating that the CTF starting degrading before the BTC started the planned frictional mechanism. This change reflected on the natural frequencies of the building measured after each seismic test. During the first three tests there was no appreciable change, and after the fourth seismic test decreased by about 20%. This suggest that the building did not suffer degradation up to 1g, and even at this point the degradation should be produced by the CTF and not by the BTC. Also it was observed a negligible drift and strain after each test which confirms that the BTC worked as anticipated, decreasing the

stress of the structural members and dissipating energy in a reversible way, without damage and keeping self-aligning capabilities.

For the first floor, the drifts measured directly from the LVDTs were compared to those obtained by integrating the accelerometer response. The comparison yield to almost the same results which is important to verify the accuracy of the drifts measured in the second and third floors, as they can only be estimated via accelerometers. Drift results showed that the building was able to keep drift within limiting standards (ASCE 7-10) up to a PGA of about 1.45 g.

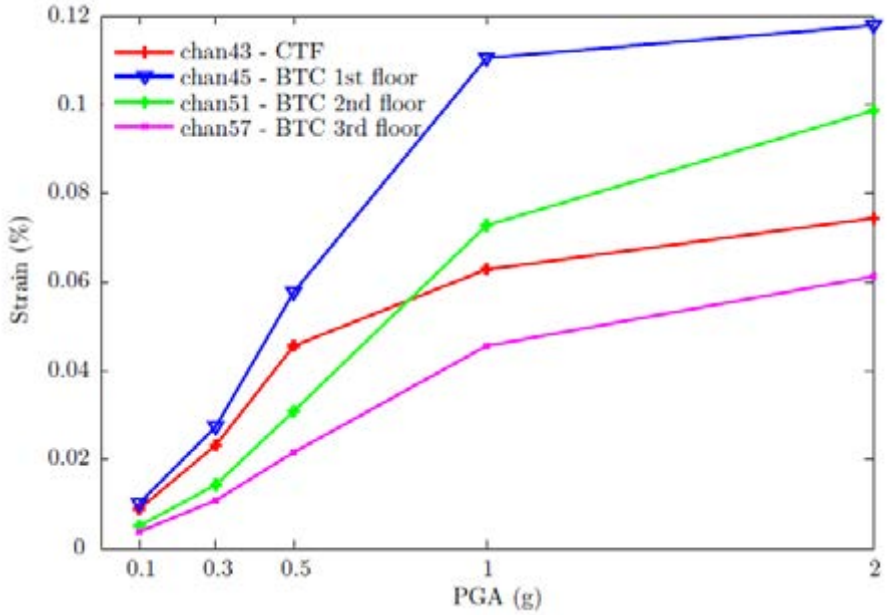


Figure 6: Stress increase on the different seismic tests at critical points of the structure, based on [9]

4. CONCLUSION

This paper presents the results of an experimental investigation in where two of the 6 connections introduced in the first paper of the series were tested under seismic excitations on a shake table. The tested connections were rather different and may symbolize two distinct concepts of wood design.

The first was high-strength, stiff and cost-effective connection based on hardwood blocks and self-tapping screws. This connection was mounted in a full-scale one-storey beam-post timber frame that withstood a peak ground acceleration up to 1.5 g and keeping drift limits close to current standards' limitations. The frame showed self-aligning capacities but the failure of the frame was very brittle and considerable degradation of the structure was recorded at relatively moderate seismic intensities.

The second was a low-damage damping, frictional connection that was mounted on a three-storey 1 to 3 scaled timber building that resisted accelerations up to 2g and kept the drift within standard limits up to 1.45 g. Unlike the previous structure, this building did not show any significant damage at moderate to intense seismic intensities thanks to the damping device, and the elastic energy was still enough for the structure to self-align. However, as the previous frame it failed rather brittle at very high seismic intensities.

These results suggest that it is very difficult to control the drift on post-beam timber structures to fulfil current standards. Also, it could be critical the design of earthquake resistant connections on 2D because in 3D there is an increase reduction of the cross-section in the column that usually followed by an intensification of transverse to the grain stresses in the wood, which may lead to brittle failure. The use of low-damage damping devices in timber seems however promising, because it can take advantage of the timber flexibility to dissipate large amounts of energy preventing members from

failure, moving away structure from resonant frequencies and keeping structural damage to very small levels. Also, even with high energy dissipation devices, the energy stored in the timber seems enough for structural self-aligning. It is therefore suggested that future investigations should be performed to design specific damping devices for timber buildings.

REFERENCES

[1] Buchanan, A.H. and Fairweather, R.H. 'Seismic design of glulam structures' *Bull N Z Natl Soc Earthq Eng* 26 (1993) 415–436.
[2] Heiduschke, A. 'Seismic behavior of moment-resisting timber frames with densified and textile reinforced connections (No. 7)'. Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2007.
[3] Leijten, A. J., Ruxton, S., Prion, H. and Lam, F. 'Reversed-cyclic behavior of a novel heavy timber tube connection'. *Journal of Struct. Eng.* 132(8) (2006) 1314-1319.
[4] Jamil, M., Quenneville, P. and Clifton, C. 'Low-damage moment resisting timber multi-storey buildings' *In World Conference on Timber Engineering* (2012), Auckland, New Zealand.
[5] Venuti, W. J. 'Energy absorption of high strength bolted connections' Test Report for the Structural Steel Education Council (1976) San Jose State University, San Jose, CA, USA.
[6] Pall, A. S. and Marsh, C. 'Response of friction damped braced frames' *Journal of Struct. Eng.* 108(9) (1982) 1313-1323.
[7] Mualla, I. H. And Belev, B. 'Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation' *Eng. Struct.* 24(3) (2002) 365-371.
[8] Kasal, B., Polocoser, T., Guindos, P., Urushadze, S., Pospisil, S., Heiduschke, A. and Zembaty, Z. 'High-Performance Composite-Reinforced Earthquake Resistant Buildings with Self-Aligning Capabilities'. *Experimental Research in Earthquake Engineering* (2015) 359-372.
[9] Leimcke, J. 'Evaluation of the seismic tests of laminated timber frames with reinforced beam-to-column connections'. Master Thesis (2013), Technische Universität Braunschweig.

DESARROLLO DE UN MÉTODO PRESCRIPTIVO PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE MEDIANA ALTURA BASADO EN EL DESEMPEÑO

DEVELOPMENT OF A PRESCRIPTIVE METHOD FOR SEISMIC DESIGN OF MIDDLE HEIGHT WOOD STRUCTURES BASED ON PERFORMANCE

Peter A. Dechent [(1)] (P), Rodrigo A. Silva [(1)], Gian Carlo Giuliano [(2)], James D. Dolan [(3)], Jorge Crempien [(4)], José M. Matamala [(5)], Gustavo A. Acuña [(5)]

(1) Dr. Prof., Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería, Concepción, Chile
(2) MSc., Universidad de San Sebastian, Facultad de Ingeniería, Concepción, Chile
(3) Dr. Prof., University of Washington, USA; (4) Dr. Prof., Pontificia Universidad Católica, Santiago, Chile

(5) Estudiantes de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería, Concepción, Chile
Dirección de contacto: pdechen@udec.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T6-04

Resumen

En este trabajo se propone un método de diseño prescriptivo para edificios de madera tipo plataforma de mediana altura. Los métodos de diseño actuales basados en resistencia y evitar el colapso para sismos severos, no prestan atención al desempeño estructural para sismos menores, y los métodos que si lo hacen son muy complejos, lo que impide su uso extensivo. Este nuevo enfoque simplificará el diseño sísmico de edificios de madera evitando análisis complejos, y al mismo tiempo garantizará un desempeño óptimo para diferentes niveles de riesgo sísmico. El estudio se basó en el análisis de modelos estructurales de varios arquetipos de edificios residenciales con una excentricidad limitada por una selección apropiada de resistencia y rigidez. A través de análisis pseudo-tridimensional dinámico no lineal de los modelos, es posible definir modelos simplificados que permiten realizar estudios paramétricos en poco tiempo, lo que permite usar curvas de fragilidad para tomar decisiones con respecto a los parámetros de diseño. El comportamiento histerético y no lineal de muros de corte de madera y conectores, así como también un set de registros sísmicos adecuado, son los principales datos de entrada de esta metodología. Para alcanzar un desempeño óptimo, se consideraron ejes estructurales de resistencia variable en la altura. El drift fue el principal parámetro indicador de la respuesta de los modelos.

Palabras clave: estructuras de madera; diseño sísmico; curvas de fragilidad

Abstract

In this research work a prescriptive methodology for preliminary design of light-frame shear wall buildings up to 6 floors against seismic loads is proposed. The current design methods based on strength and avoiding collapse for major earthquakes, do not pay attention to structural performance under minor ground motions, and the methods that do so are too complex for extensive application. This new design approach will simplify the seismic design of timber building avoiding complex analyses and at the same time will guarantee an optimum performance under several levels of seismic risk. The research is based on the analysis of structural models of several residential buildings archetypes with eccentricity controlled by a suitable selection of strength and stiffness with respect to the structural axes. Through pseudo 3-D nonlinear dynamic analysis of the structural models, it is possible to define simplified models that allow the realization of parametric studies in relatively short time, which allows to use fragility curves for making decisions regarding design parameters. The nonlinear and hysteretic behavior of light-frame shear walls and connectors, as well as a set of seismic records, are basic inputs of this methodology. In order to achieve optimal performance, structural axes of variable resistance in height were considered. The drift was selected as a principal response parameter of the models.

Keywords*: wood structures; seismic design; fragility curves*

1. INTRODUCCIÓN

Se sabe por experiencias realizadas en países como Japón, Estados Unidos, Canadá, entre otros que las edificaciones de madera tienen buen desempeño frente a sismos cuando son diseñadas bajo requerimientos comprobados, y que representan una alternativa competitiva frente a materiales de construcción más tradicionales. Si bien este desempeño ha sido satisfactorio en relación a asegurar la vida de las personas, no ha sido así en cuanto al daño que han padecido en sus elementos estructurales y no estructurales.

En la actualidad la altura de estructuras de madera en zonas sísmicas se encuentra limitada a aproximadamente 4 pisos, principalmente por una falta de comprensión de la respuesta dinámica de estructuras más altas, y por limitaciones tales como la seguridad al fuego y consideraciones de daño no estructural. En particular en Chile hay poco conocimiento al respecto, no están calibrados los métodos de diseño, y en general la normativa chilena para diseñar sistemas sismorresistentes en base a muros y diafragmas de madera es muy limitada. Es posible afirmar que los requerimientos de muchos códigos de diseño para la construcción de edificaciones en madera no se encuentran basados en el marco de una filosofía de diseño sísmico bien comprendida, lo que significa desconocer los mecanismos de deformación y de trayectoria de cargas que ocurren en construcciones de madera durante un movimiento sísmico. La totalidad de estos factores son los que han limitado el uso de la madera en construcciones de mediana altura, y por tanto han reducido la competitividad de la madera frente al acero y al hormigón.

El presente trabajo muestra el principio de una investigación orientada a desarrollar una metodología prescriptiva para diseñar edificios de madera de hasta 6 pisos frente a cargas sísmicas, cuya tipología estructural es de tipo plataforma con muros de corte rigidizados por planchas de OSB. La investigación se basa en el análisis de modelos estructurales de arquetipos orientados a vivienda, y que posean una excentricidad controlada. Esta metodología puede ser considerada como complementaria a las normas de diseño actuales.

El objetivo básico es obtener una variación en la resistencia horizontal por piso, a efecto que todas las líneas resistentes tengan una participación activa en la disipación de energía. Los resultados del estudio permiten proponer una proporción de la resistencia, para cada nivel en relación a las del primero, lo que permite lograr un buen desempeño en edificios de hasta 6 pisos.

A través de análisis pseudo 3-D de los modelos estructurales de los arquetipos y de la identificación de su comportamiento dinámico es posible definir modelos simplificados que permiten la realización de estudios paramétricos en tiempos de análisis relativamente cortos, lo que hace atractiva la utilización de curvas de fragilidad para la toma de decisiones en relación a parámetros de diseño.

Un resultado importante de este trabajo es la introducción de coeficientes sísmicos de diseño, como una alternativa al factor de Modificación de Respuesta que reduce el espectro elástico. El coeficiente sísmico de diseño otorga una manera simple de diseñar, y además incorpora un control sobre el desplazamiento relativo de entre pisos. Cada coeficiente sísmico ha sido analizado a efecto de cumplir con objetivos de desempeño que se proponen para estructuras de madera, condición que es verificada en este trabajo mediante curvas de fragilidad.

2. SISTEMA CONSTRUCTIVO Y CAPACIDAD DEL MODELO

El sistema de construcción en madera tipo plataforma se utiliza frecuentemente en Norteamérica, Europa y Japón en construcciones residenciales de baja y mediana altura. El sistema sismorresistente está conformado por muros de corte y diafragmas horizontales hechos de tableros estructurales de contrachapado u OSB. Estos elementos estructurales constan de los siguientes componentes:

- Pies derechos dobles en los extremos del muro.
- Pies derechos intermedios, separados a una distancia predeterminada (menor a 610 mm).

- Soleras simples o dobles (cuerdas superior e inferior).
- Uno o dos paneles de refuerzo de igual o distinto espesor (OSB o contrachapado).
- Un patrón de clavos o tornillos en los bordes e interior del panel, a una distancia predeterminada.
- Anclajes especiales (no siempre son utilizados).

Una gran cantidad de ensayos del tipo pushover y cíclicos en especímenes de muros de corte de madera han sido realizados demostrando que la respuesta "fuerza vs desplazamiento" en la parte superior es altamente no lineal (Salenikovich 2000, Gatto and Uang, 2001; Pardoen et al., 2003; Tissell et al., 1999). También se han desarrollado numerosos modelos numéricos en la últimas dos décadas, siendo uno de los más difundidos y aceptados internacionalmente el propuesto por Folz y Filiatrault, 2001. Este permite modelar el comportamiento histerético de muros de madera y se encuentra además incorporado en el programa CASHEW, el cual permite la simulación de estructuras de madera construidas con muros de corte en madera. El programa CASHEW fue empleado en esta investigación.

En el diseño sísmico de estructuras de madera, los muros de corte se anclan a las fundaciones y entre sí en los pisos superiores para prevenir levantamiento y asegurar un modo de deformación deseado. Esto es consistente con los modos de deformación supuestos en la modelación mediante CASHEW, donde el muro de corte actúa como un mecanismo que se deforma como un paralelogramo en la medida que el extremo superior del muro es desplazado. El modelo es capaz de predecir la respuesta carga desplazamiento en la parte superior del muro. La flexión en el plano de los elementos de pie derechos o cadenetas tiene muy poco efecto en la respuesta global de los muros de corte (Gupta y Kuo, 1985). Basado en este supuesto los elementos del marco de madera son modelados como elementos rígidos con conexiones rotuladas en sus extremos y no contribuyen a la rigidez lateral de los muros de corte. El aporte más importante a la rigidez lateral proviene de la respuesta inelástica de los conectores entre las placas de OSB y el marco de madera.

3. DISEÑO SEGÚN NORMATIVA CHILENA NCh433 PARA DISEÑO SISMICO

El diseño utilizando el método de análisis estático explicado en la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios, NCh433.Of96 Modificada el 2009 (INN, 2009) y 2011 a través del DS 60 y DS 61, considera fuerzas que son menores a las que se esperaría en un gran sismo, lo que induce a que la estructura incursione en el rango no lineal. Por lo tanto, se debe diseñar la estructura para que tenga suficiente ductilidad para permanecer estructuralmente segura cuando sea forzada a incursionar en el rango inelástico durante un gran sismo. Actualmente la Norma Chilena de Diseño utiliza un factor de reducción de respuesta (R) de 5.5, sin embargo no está clarificada la forma en que este factor fue establecido en la legislación.

El método utilizado para calcular las fuerzas horizontales a nivel de piso consta de tres pasos. Primero se calcula el corte basal que actúa sobre la estructura. Luego se redistribuye un porcentaje de este corte basal a través de los distintos niveles. Finalmente, se determinan las fuerzas en los elementos individuales (tabiques, diafragmas, vigas, etc.), que se generan como resultado de las fuerzas sísmicas provenientes de cada nivel de piso. Mientras que la verificación de desplazamientos, la norma sólo los controla para estas cargas reducidas, pero sin hacer diferencias en relación a la materialidad, con excepción de estructuras de hormigón, donde la norma se modificó con la experiencia del terremoto del 27/02/2010. La norma no se encuentra actualizada para estructuras de madera, por lo tanto no es posible calcular la verdadera capacidad de los muros de corte de madera o para estimar la deformación inelástica que este tipo de estructuras puede llegar a experimentar.

4. DISTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA PARA UN ÓPTIMO DESEMPEÑO

La distribución de resistencia de una estructura para tener un óptimo desempeño es aquella en la que no existen concentraciones de drift en un nivel en particular. Es decir, se plantea el supuesto de que un buen desempeño sísmico se obtiene cuando todos los muros de corte, en los diferentes pisos, colaboran activamente en la disipación de energía.

Luego de realizar una serie de análisis no lineales usando una serie de registros de aceleraciones sísmicas en modelos simplificados, se propone una distribución de resistencia en altura (Dechent, 2014). A pesar que este estudio aún debe extenderse considerando una mayor cantidad de registros sísmicos considerando varios tipos de suelo, los resultados muestran que es posible alcanzar un desempeño aceptable. Los análisis se realizaron en un modelo unidimensional de masas concentradas capaz de deformarse únicamente por efecto del corte (debido a que en estructuras bajas se espera que la deformación por corte sea más predominante que la deformación por flexión), variando la capacidad de cada piso hasta obtener una respuesta promedio cercana a valores de desplazamientos considerados como óptimos. Los análisis no lineales fueron realizados en el programa Sapwood (Pei y van de Lindt, 2007). Como el objetivo de esta investigación es lograr un diseño prescriptivo, se impone la condición de que las estructuras sean regulares y con poca excentricidad. Esto se debiera esperar en estructuras bien concebidas desde el punto de vista estructural, e incluso en estructuras que muestren ciertos niveles de excentricidad, pero con un adecuado balance en resistencia y rigidez de los diferentes ejes estructurales.

Para la modelación se considera un modelo de masas concentradas, con igual masa en cada piso excepto en el último nivel donde se consideró únicamente la mitad. Esta condición se puede fundamentar en la existencia de una sobrelosa de 5 cm de hormigón liviano en todos los pisos con excepción del último. Este es requerimiento constructivo que se ha utilizado en Chile en los últimos años, y se puede comprobar que esta terminación de hormigón controla cerca del 50% del peso propio de la edificación. Luego, conociendo las dimensiones en planta es posible estimar la masa de cada piso basándose en experiencias constructivas, y a continuación se le asigna a cada nivel una cierta resistencia lateral de acuerdo al parámetro α (mostrado en la Ecuación 1), el cual es definido como la proporción entre la capacidad al corte del primer piso y el peso de la estructura.

$$\alpha = \frac{Q_y}{W} \tag{1}$$

Donde Q_y corresponde a la capacidad al corte de la estructura y W es el peso de la estructura.

Una vez definido el factor α, la capacidad del primer piso puede ser determinada, y la capacidad de los pisos superiores son determinados relativos al primer nivel. Los análisis no lineales desarrollados por Salazar (2012) y Acuña (2016) propusieron una distribución de resistencia óptima para obtener drifts similares en todos los pisos. Esta distribución se muestra en la Figura 1.

Los valores de capacidades analizadas en los modelos fueron: α = 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60 0.70, 0.80, 1.0. Estos valores están asociados a distintos períodos, desde 0.3 s a 1.0 s, todos referidos a la rigidez inicial de los modelos.

Una vez determinada la capacidad de la estructura, se debe determinar la combinación de muros para obtener la combinación deseada de resistencia y rigidez para cada piso.

Para evaluar el desempeño y determinar el parámetro α, se propone en esta investigación limitar el drift de entrepiso a un valor entre 0.5% y 1.0% para sismos frecuentes, 2.0% para sismos de diseño, y 3.0% para sismos máximos creíbles. Se considera que la condición de colapso de la estructura se alcanza para drift de un 4.0% en cualquiera de los pisos. Esta definición aún debe ser discutida ya aprobada por un comité de expertos, porque los valores establecidos en este trabajo están basados en

códigos internacionales. Los drift propuestos para sismos frecuentes están destinados a limitar las pérdidas económicas.

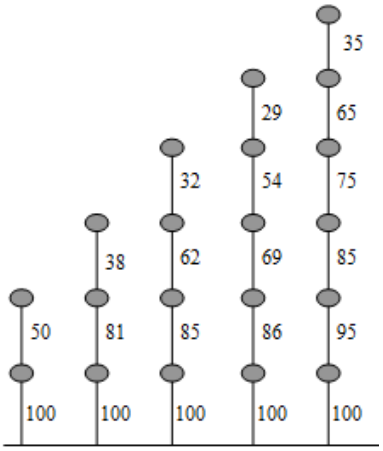


Figura 1: Propuesta preliminar de distribución de resistencia en altura para la estructura

5. SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS PARA LA EVALUACIÓN DEL ARQUETIPO

Para realizar los múltiples análisis no lineales requeridos para desarrollar la metodología, se seleccionaron 264 registros de estaciones chilenas. La clasificación del suelo de aquellas estaciones es tipo D y E, según la clasificación del Artículo 6 del Decreto Supremo 61 (2011) de la norma chilena NCh 433. Este tipo de suelo fue escogido porque de acuerdo a observaciones históricas, los sismos en Chile sobre 7.5 Mw causaron gran daño a las estructuras construidos en esos tipos de suelo. Los registros representan sismos subductivos de diversas magnitudes, y éstos fueron agrupados por magnitud, el detalle de cada categoría es mostrado en la Tabla 1. Los grupos se definen de la siguiente forma: G1 aquellos sismos con magnitud menor a 5.5, G2 aquellos con magnitud entre 5.5 y 7.5, y G3 aquellos sismos cuya magnitud es superior a 7.5. Esos registros representan el rango de intensidad, duración y contenido de frecuencias que puede ser esperado para sismos frecuentes y de diseño.

Tabla 1: Número de registros sísmicos, agrupados por magnitud, M_w

Tipo de Suelo	$M_w \leq 5.5$	$5.5 < M_w < 7.5$	$M_w \geq 7.5$
D	152	84	25
E	0	2	1
Número de Registros	93	45	13

Los registros sísmicos con magnitud superior a 7.5 Mw pueden ser considerados como sismos de diseño y no como máximos creíbles, debido a que existe una breve historia de eventos registrados, lo que dificulta su clasificación. Sin embargo, desde el punto de vista de las aceleraciones que son incluidas en las curvas de fragilidad, y en términos de riesgo sísmico, es posible definir el nivel de aceleración que divide el sismo de diseño y el máximo creíble.

Los primeros resultados indican que el nivel de deformación que producen los sismos frecuentes (Mw menor a 5.5), no producen daño estructural. Además, al amplificar esos registros para lograr aceleraciones similares a aquellas que producen los registros de magnitud mayor a 7.5, se observa que la Intensidad de Arias (Arias et al., 1969) es la mitad con respecto a la categoría más alta, lo que implica que no tienen el potencial para causar un daño importante en la estructura, luego no hay una razón física para incluir en los análisis a los sismos con Mw menor a 5.5. El detalle de la Intensidad de Arias para cada grupo se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2: Intensidad de Arias para cada grupo

Intensidad de Arias (cm/s)	$M_w \leq 5.5$	$5.5 < M_w < 7.5$	$M_w \geq 7.5$
Media (μ)	418	456	1031
Desviación Estándar (σ)	362	250	530
μ+σ	780	706	1561

Además, esto indica que las curvas de fragilidad obtenidas para aquellos registros de menor magnitud (grupo G1), son menores que aquellas determinadas para el grupo sísmico G3. Las curvas de fragilidad obtenida a través de los registros sísmicos chilenos de diversas magnitudes son mostradas en las figuras 2, 3 y 4. Las curvas muestran la probabilidad de excedencia de un drift límite para un cierto nivel de desempeño, versus la aceleración máxima del suelo (PGA) para una variedad de registros en suelo tipo D. Claramente los registros de aceleraciones para sismos con magnitud mayor a 7.5 conducen a unas curvas de fragilidad más conservadores que los dos grupos restantes (G1 y G2) para un mismo nivel de PGA. Por esta razón y para simplificar el número de resultados, las curvas de fragilidad únicamente fueron desarrolladas con registros de eventos con $M_w > 7.5$, produciendo resultados más conservadores para los niveles de aceleración más bajos.

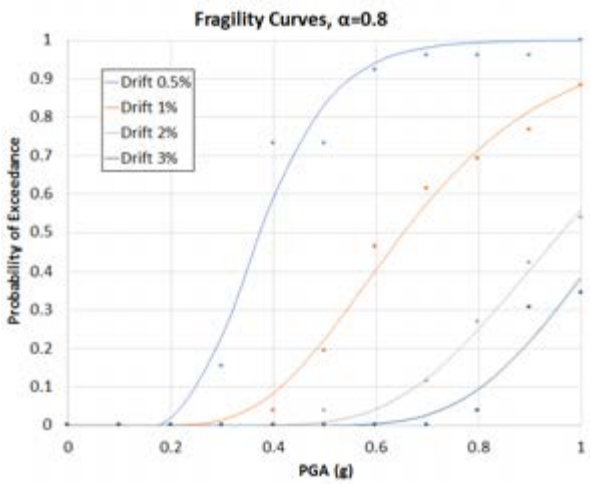


Figura 2: Curvas de Fragilidad para Mw≥7.5

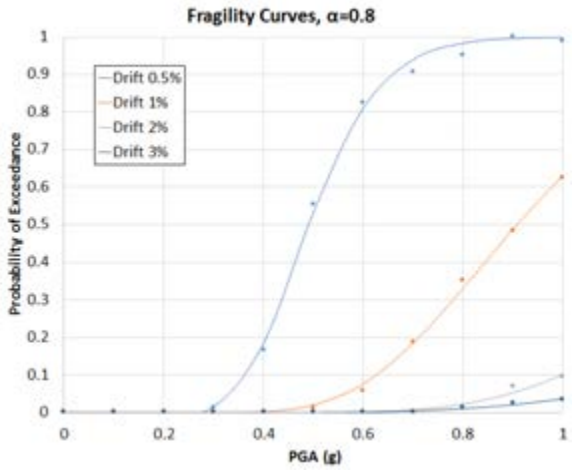


Figura 3: Curvas de Fragilidad para 5.5≤Mw≤7.5

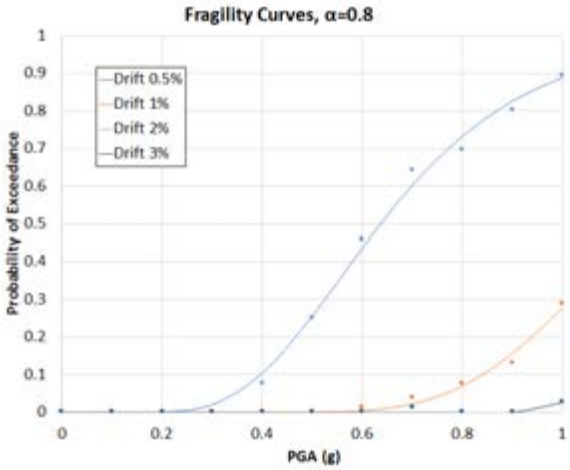


Figura 4: Curvas de Fragilidad para Mw≤5.5

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Figura 5 se muestran los resultados de drift promedio obtenidos en una estructura de seis pisos con una capacidad al corte del primer piso de un 40% del peso sísmico de la estructura, y con una variación de ésta de acuerdo al esquema presentado en la Figura 1. Los registros considerados en el análisis corresponden a aquellos con $M_w > 7.5$, considerados en la categoría de sismos de diseño.

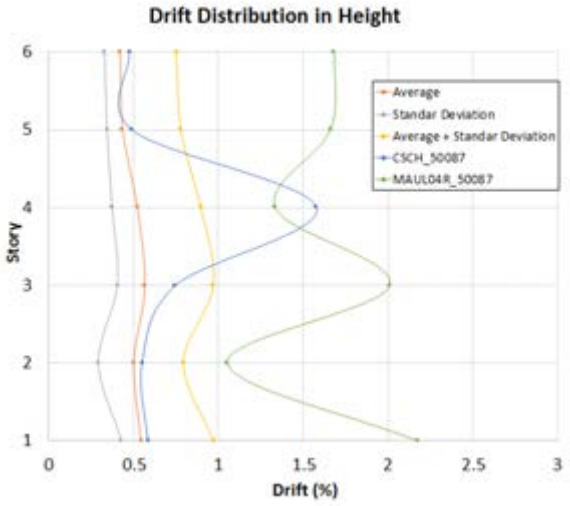


Figura 5: Distribución del Drift Máximo

En la figura 5 se presenta el promedio y la desviación estándar del drift para cada piso de la estructura analizada. Para el caso presentado, solamente hay dos registros que producen variaciones importantes en comparación al promedio, sin embargo el nivel de deformación sigue siendo menor a un 2.5% y la distribución de capacidad en altura es aceptable. Aquellos registros que presentan anomalías en sus resultados deben ser analizados por separado para analizar y comprender la causa subyacente de la concentración de drift.

7. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN UN ARQUETIPO

La planta de arquitectura de la estructura que será diseñada a través el método prescriptivo son mostradas en las Figuras 6-7. Esta es un arquetipo típico de las viviendas sociales en algunas regiones

de Chile. Todos los muros con una razón de aspecto menor a 2 son seleccionados como muros estructurales (porque en este tipo de muros predomina la deformación por corte por sobre la deformación por flexión). El modelo del edificio a ser analizado tiene 4 niveles de resistencia definido por los valores de α de 0.3, 0.4, 0.6 y 0.8. Para cada valor de α, la capacidad del primer nivel es determinado usando el corte basal, y luego la curva de distribución de capacidad es utilizada para estimar la resistencia de los pisos superiores. El hecho de que en el diseño de estructuras hay variaciones entre los valores sugeridos y la resistencia real (debido a la configuración física de los conectores de los muros), no tiene impacto significativo en los resultados finales.

Con este diseño, la estructura tiene una alta probabilidad de lograr un desempeño adecuado. Este método de diseño podría ser considerado para su adopción dentro de la norma sísmica de edificios chilena NCh 433. Los diseñadores podrían completar el diseño de una manera simple y directa. La metodología debe ser verificada para casos irregulares y en otros tipos de suelo para asegurar que la distribución de capacidad obtenida no es menor que la que se requiere para cargas de viento.

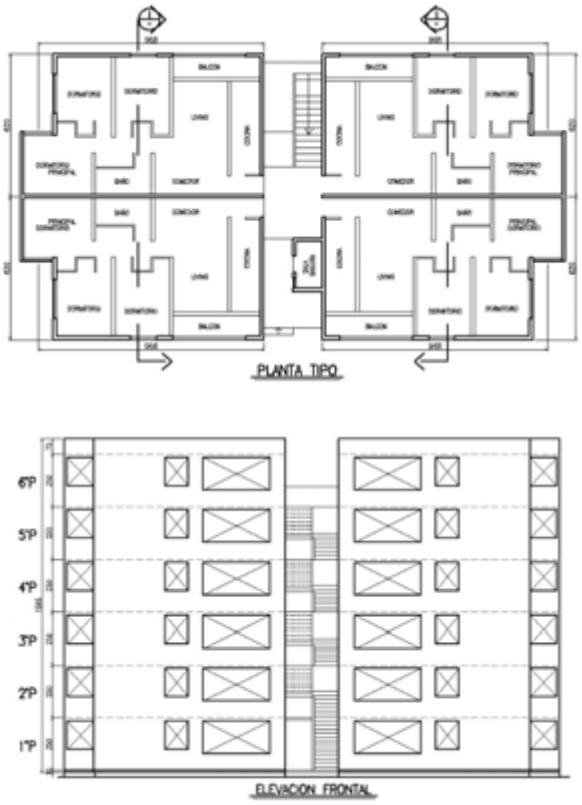


Figura 6: Planta y Elevación de Vivienda Social Típica en Chile

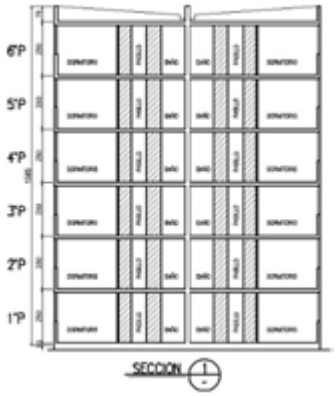


Figura 7: Corte de Vivienda Social Típica en Chile

Las curvas de fragilidad para la variación de resistencia en altura presentadas en la Figura 1 son presentadas en las Figuras 6–11. Todos los modelos tienen la misma variación de capacidad, y ésta coincide con aquella que en promedio logra una distribución uniforme del drift en todos los pisos. Las curvas de fragilidad fueron desarrolladas para niveles de drift de 0.5%, 1.0%, 2.0% y 3.0%, utilizando registros con magnitud superior a 7.5. Esto permite obtener curvas de fragilidad más conservadoras para eventos con bajo PGA, debido a la menor cantidad de energía que poseen los registros de esos grupos (G1 y G2).

De la observación de las diferentes curvas de drift vs PGA, se puede concluir que a medida que el factor de resistencia de la estructura aumenta (definido por el factor α), el drift se reduce para una gran cantidad de registros. Para esas mismas curvas es posible inferir que hay algunos registros para los cuales el drift incrementa abruptamente cuando se excede un cierto nivel de aceleración. Esos registros deben analizarse para determinar si ellos deben ser eliminados del estudio debido a consideraciones especiales que están fuera de la consideración del grupo de movimientos sísmicos. También se demuestra a través de las curvas de fragilidad que a medida que el factor α aumenta, la fragilidad de la estructura se reduce.

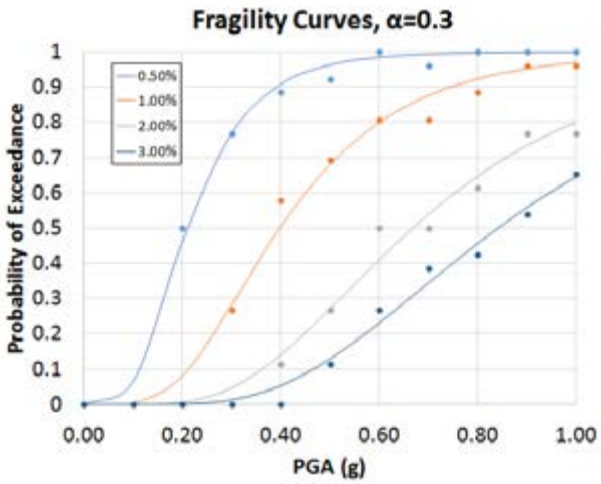


Figura 8: Curva de Fragilidad: Probabilidad de Excedencia vs PGA para α=0.3

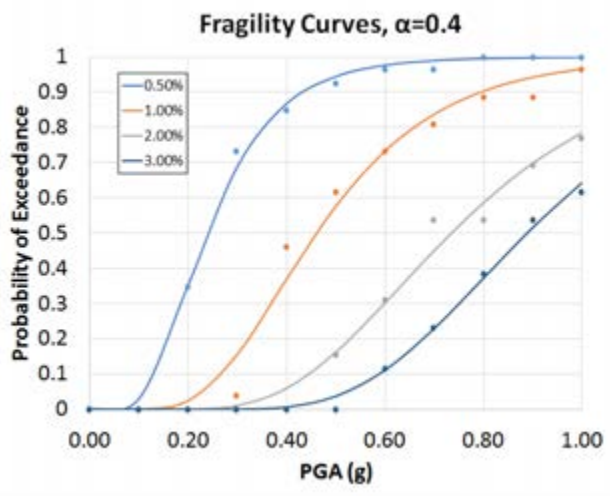


Figura 9: Curva de Fragilidad: Probabilidad de Excedencia vs PGA para α=0.4

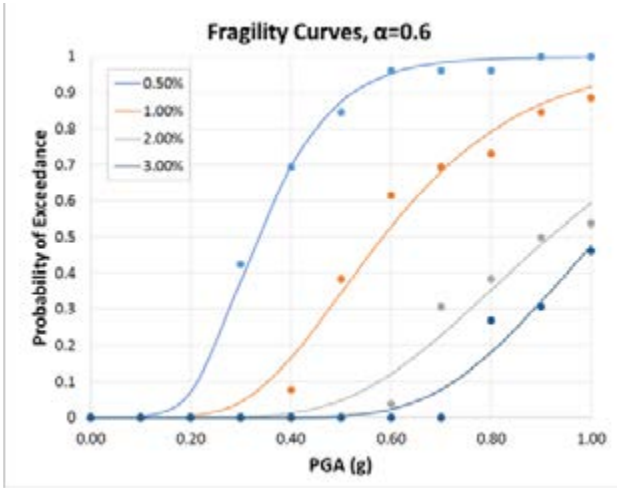


Figura 10: Curva de Fragilidad: Probabilidad de Excedencia vs PGA para α=0.6.

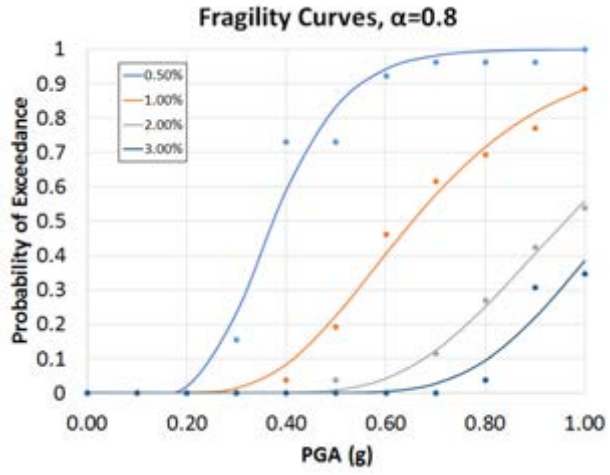


Figura 11: Curva de Fragilidad: Probabilidad de Excedencia vs PGA para α=0.8.

8. CONCLUSIONES

Se obtuvieron curvas de distribución de capacidad en altura para estructuras de hasta 6 pisos, a modo de facilitar el diseño sísmico, controlando la respuesta estructural para logar una distribución uniforme de drift. Los resultados preliminares del estudio sugieren un coeficiente sísmico de diseño mínimo cercano al 15% del peso de la estructura, para lograr los objetivos de seguridad y serviciabilidad para todos los sismos posibles, siempre y cuando se respete la aplicación al arquetipo estudiado. Los resultados del estudio son válidos para registros que provienen de sismos subductivos.

Este coeficiente corresponde al mínimo corte basal que se determina usando el método de las tensiones admisibles. La capacidad requerida se obtiene amplificando por un factor de aproximadamente tres, la que representa el máximo valor de la curva carga – deformación de un muro cargado horizontalmente.

REFERENCIAS

[1] Acuña G. 2016. Desempeño Sísmico en Estructuras de Madera Basado en Curvas de Fragilidad, Memoria de título Universidad de Concepción, Chile.
[2] Arias, A., G. Lange y P. Arnold (1969) Una medida de la Intensidad Sísmica. I Jornadas Peruanas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Lima. Perú.
[3] Breyer, D., K. Friedley, K. Cobeen y D. Pollock. (2007) Design of Wood Structures ASD/LRFD. McGraw-Hill. New York. EE.UU.
[4] CSA (2009) Engineering Design in Wood. Canadian Standards Association, Canadá.
[5] Peter Dechent, Mario Giuliano, Rodrigo Silva, Juan Carlos Salazar, 2014. Factores de desempeño sísmico para un diseño óptimo de edificios de madera de mediana altura. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.
[6] FEMA (2009) Quantification of Buildings Seismic Performance Factors. ATC-63. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. EE.UU.
[7] Folz, B., y A. Filiatrault (1990) Cyclic analysis of wood shear walls. Journal of Civil Engineering. 127(4). 433-441.
[8] Folz, B., y A. Filiatrault (2001) SAWS. Versión 1.0. University of California, San Diego. EE.UU.
[9] Gatto, K. and Uang, C.-M.(2001) Cyclic response of woodframe shearwalls. (CUREE) Richmond, Calif.
[10] Gupta, A.K., and Kuo, G.P.(1985). Behaviour of wood-framed shear walls. ASCE J. Struc.Eng., 111(8): 1722-1733.
[11] INN (2009). Diseño Sísmico de Edificios. NCh 433.Of96 Modificado en 2009. Instituto de Normalización. Santiago.
[12] Pang, W., and Rosowsky, D. (2007) Report NW-02 Direct Displacement Procedure for Performance-Based Seismic Design of Multistory Woodframe Structures.
[13] Pardoen, G., Waltman, A., Kazanjy, R.,Freud, E.Hamilton, C. (2003). Testing and analysis of one story and two-story shear walls under cyclic loadings. (CUREE), Richmond, Calif.
[14] Pei, S., y J.W. van de Lindt (2007) SAPWOOD Versión 1.0. Colorado State University. EE.UU.
[15] Salazar, J. C. (2012). Desarrollo conceptual de un desempeño sísmico óptimo para estructuras de madera. Memoria de título Universidad de Concepción, Chile.
[16] Salenikovich, A.J. (2000) The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls. PhD Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia. EE.UU.
[17] Tissell, J. R. (1999) Wood Structural Panel Shear Walls. Research Report 138. American Plywood Association. Washington D.C. EE.UU.
[18] Van de Lindt, J.W., S. Pei, S.E. Pryor, H. Shimizu, and H. Isoda. (2010) “Experimental Seismic Response of a Full-Scale Six-Story Light-Frame Wood Buildings.” ASCE Journal of Structural Engineering, 136(10), 1262-1272.

ESTUDO DE CONECTORES DE BARRAS DE AÇO CA 50 PARA VIGAS MISTAS DE MADEIRA E CONCRETO DE PONTES

STUDY OF CONNECTORS DOWEL TYPE CA 50 for TIMBER CONCRETE COMPOSITE BEAMS OF BRIDGES

Julio C. Molina [(1)] (A), Carlito Calil Junior [(2)]

(1) Prof. Dr., Universidade Estadual Paulista Julio de Mesquita Filho, Faculdade de Engenharia Industrial Madeireira, Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
Endereço de contato: molina@itapeva.unesp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-06

Resumo

Neste trabalho foram analisadas, de forma teórica e experimental, vigas mistas de madeira e concreto, com seção transversal T, com dois diferentes tipos de conexão efetuadas por barras de aço do tipo CA50. Os conectores, com diâmetro de 12,5mm, foram posicionadas perpendicularmente à direção longitudinal das fibras da madeira, na interface dos materiais madeira e concreto. Nos ensaios experimentais de flexão foram consideradas um total de oito vigas mistas, sendo quatro destas vigas confeccionadas com conectores colados com resina epóxi do tipo *Compound Adesivo* e outras quatro vigas com conectores fixados somente por pré-furação na madeira em furos com diâmetros menores e sem a utilização de resina. Na confecção das vigas utilizou-se madeiras de *Eucalyptus citriodora* e laje armada de concreto de média resistência. A análise teórica das vigas para verificação da resistência e da rigidez (EI) foi feita com base no modelo de Mohler (Eurocode 5: 1993). Os resultados obtidos mostraram que o conector colado com a resina epóxi proporcionou maior resistência e rigidez (EI) para as vigas mistas quando comparados com o conector fixado somente por pré-furação. As diferenças, neste caso, foram de até 10%. Além disso, os valores de resistência e rigidez $(EI)_{ef}$, obtidos teoricamente pelo modelo de Mohler, foram menores que os valores obtidos experimentalmente nos ensaios de flexão, sendo as diferenças, neste caso, de até 25%.

Palavras chave: conectores de cisalhamento; resistência; rigidez; viga mista; madeira e concreto

Abstract

In this work, wood-concrete composite beams, with T cross section, and two different types of connection made by CA50 steel bars, were theoretically and experimentally analyzed. The connectors, with a diameter of 12.5 mm, were positioned perpendicular to the longitudinal direction of the wood fibers at the interface of the wood and concrete materials. In the experimental bending tests a total of eight composite beams were considered; four of these beams made with connectors bonded with epoxy resin Adhesive Composite and four other beams with connectors only fixed by pre-drilling in the wood in holes with smaller diameters and without The use of resin. Eucalyptus citriodora wood and concrete slab with medium strength were used in the confection of the beams. The theoretical analysis of the beams for the verification of strength and stiffness (EI) was based on the Mohler model (Eurocode 5: 1993). The results showed that the epoxy resin-bonded connector provided higher strength and stiffness (EI) for composite beams when compared to a pre-drilled connector. The differences, in this case, were up to 10%. In addition, the values of strength and stiffness (EI), theoretically obtained by the Mohler model, were lower than the values obtained experimentally in the bending tests, with differences in this case being up to 25%.

Keywords*: shear connectors; strength; stiffness; composite beam; wood and concrete*

1. INTRODUÇÃO

O sistema estrutural misto de madeira e concreto é apresentado como uma solução que pode aumentar a vida útil da madeira. Esse sistema é de fácil implementação e apresentam vantagens econômicas e estruturais com relação à madeira e o concreto nas suas formas simples. Segundo Alvim e Almeida (2003) [1], a associação dos materiais madeira e concreto em pontes resulta em elementos com excelentes características estruturais, combinando-se o que há de melhor em cada material, isto é, a leveza da madeira com uma maior resistência do concreto às intempéries. No tabuleiro misto de uma ponte, a peça de concreto (constituída de uma laje armada) deve ser conectada às vigas de madeira de tal modo que ambos os materiais trabalhem em conjunto. A ação conjunta da madeira (tracionada) e do concreto (comprimido), na flexão, é obtida através da utilização de conectores que, dispostos ao longo da interface dos materiais, transmitirem as forças de cisalhamento longitudinais e impedem a separação vertical da laje de concreto das peças de madeira. Esses conectores são conhecidos no meio técnico como “conectores de cisalhamento”. A Figura 1 mostra um exemplo da aplicação de conectores de cisalhamento em uma viga mista de madeira e concreto.

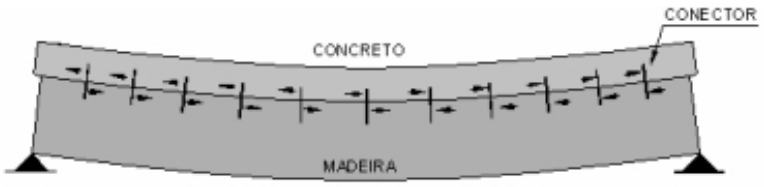


Figura 1: Cisalhamento dos conectores verticais na interface dos materiais madeira e concreto. Fonte: Molina (2008) [2].

Muitos são os tipos de conectores utilizados em estruturas mistas e as principais características que permitem comparações entre eles são: resistência última, módulo de deslizamento e principalmente, custo final de instalação. Um sistema de conexão que tem ganhado a atenção especial dos pesquisadores é o de barras de aço coladas em peças de madeira, por apresentar baixo custo, possibilitando ligações simples e fáceis de serem executadas. Caracteriza-se pela colagem de barras aço comum em furos com diâmetro maior através da utilização de resinas estruturais. A adesão na conexão, inicialmente, é a combinação da adesão química e mecânica. A partir do aumento do nível de solicitação a adesão química se rompe, permanecendo apenas a adesão mecânica. Porém, ainda não existem normas técnicas brasileiras regulamentando o uso de barras de aço coladas, embora tenham sido usadas há mais de vinte anos em alguns países Escandinavos e também na Alemanha. Atualmente constam na norma europeia Eurocode 5 (1997) [3] algumas recomendações do seu uso. A Figura 2 mostra a utilização de barras de aço coladas em vigas serradas de madeira.

Figura 2: Barras de aço comum do tipo CA 50 (com mossas) colados com resina epóxi em vigas serradas de madeira. Fonte: Molina (2008) [2].

No presente trabalho analisou-se, de forma teórica e experimental, o comportamento de resistência e rigidez de conectores de cisalhamento formados por segmentos de barras de aço comum fixados

perpendicularmente (verticalmente) ao plano cisalhante (interface dos materiais) de vigas mistas de madeira e concreto para pontes. Foram analisados conectores colados com resina epóxi, como também conectores fixados na madeira somente por pré-furação e sem a utilização de resinas.

2. MODELO DE MOHLER – ANÁLISE TEÓRICA

Um dos modelos de cálculo mais utilizados no dimensionamento de vigas mistas é o modelo de viga equivalente, proposto por Mohler, o qual está apresentado no Eurocode 5 (1993) [4]. Esse modelo foi adaptado para estruturas mistas de madeira e concreto e considera uma viga equivalente de seção transversal T, formada por uma laje armada de concreto, unida a uma viga de madeira, através de um sistema de conexão metálico, como mostra a Figura 3.

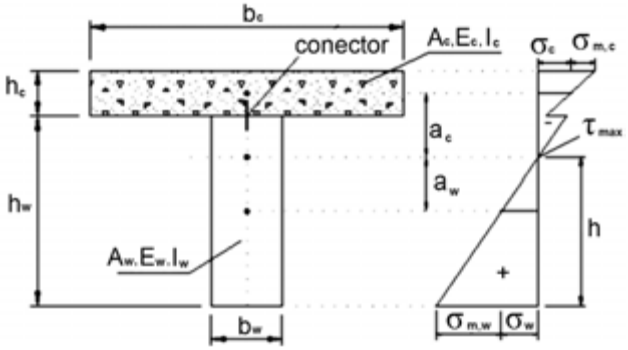


Figura 3: Tensões internas na seção mista. Fonte: Modificado de Molina (2008) [2].

Neste modelo, a partir do módulo de deslizamento (K) do conector, que é definido como coeficiente angular da curva forca-deslocamento, define-se o fator de redução de inércia do conjunto de acordo com as equações (1) e (2). A redução é feita para o material com o maior modulo de elasticidade. Vale mencionar que os ensaios realizados em corpos de prova ainda representam a melhor maneira de se conhecer o comportamento mecânico dos conectores de cisalhamento.

$$\gamma_w = 1 \tag{1}$$

$$\gamma_C = \left[1 + \frac{\pi^2 . E_C . A_C . s}{K . L^2}\right]^{-1} \tag{2}$$

Onde:
γ_c = fator de redução de inércia da mesa de concreto;
γ_w = fator de redução de inércia da alma de madeira;
E_c = módulo de elasticidade longitudinal do concreto;
A_c = área da seção transversal do concreto;
s = espaçamento entre os conectores;
L = distância entre apoios da viga mista.

A norma Eurocode 5 (1993) [4] apresenta expressões para a determinação analítica do módulo de deslizamento K para ligações entre peças de madeira, utilizando conector de pino metálico, posicionados “verticalmente” ao plano cisalhante, a partir da pré-furação das peças. A rigidez da ligação (em N/mm) para as condições de serviço, neste caso, é dada pela equação (3):

$$k_{ser} = \rho_k^{1,5} \times \frac{d}{20} \tag{3}$$

Onde:
d = diâmetro do conector (em mm);
ρ_k = densidade característica da madeira (em kg/m^3).

Para valores últimos de carga, o módulo de deslizamento último é ser expresso pela equação (4):

$$k_u = \frac{2}{3} \times k_{ser} \tag{4}$$

As distâncias entre os centros de gravidade de cada elemento da seção até a linha neutra são dadas pelas equações (5) e (6):

$$a_w = \frac{\gamma_c . E_c . A_c . (h_w + h_c)}{2.(\gamma_c . E_c . A_c + \gamma_w . E_w . A_w)} \tag{5}$$

$$a_c = \left[\frac{h_c + h_w}{2}\right] - a_w \tag{6}$$

Onde:
h_c = altura da mesa de concreto;
h_w = altura da alma de madeira;
b_c = largura da mesa de concreto;
b_w = largura da alma de madeira.

O momento de inércia de cada elemento da seção composta é obtido por (7) e (8):

$$I_c = \frac{b_c . h_c^3}{12} \tag{7}$$

$$I_w = \frac{b_w . h_w^3}{12} \tag{8}$$

Onde:
I_w = momento de inércia da peça de madeira;
I_c = momento de inércia da peça de concreto.

A rigidez efetiva na direção longitudinal da viga mista resulta em (9):

$$(EI)_{ef} = E_c . I_c + \gamma_c . E_c . A_c . (a_c)^2 + E_w . I_w + \gamma_w . E_w . A_w . (a_w)^2 \tag{9}$$

O valor da rigidez efetiva $(EI)_{ef}$ da viga mista, neste caso, é obtido inicialmente a partir da utilização do módulo de deslizamento obtido para condições de serviço (k_{ser}). Para valores de carga última o valor da rigidez efetiva $(EI)_{ef}$ é calculado a partir do módulo de deslizamento último (k_u).

As tensões normais nas extremidades dos elementos de concreto e de madeira são dadas, respectivamente, pelas expressões (10) e (11).

$$\sigma_c = \gamma_c . E_c . A_c . a_c . \frac{M}{EI_{ef}} + 0,5 . E_c . h_c . \frac{M}{EI_{ef}} \tag{10}$$

$$\sigma_w = \gamma_w . E_w . A_w . a_w . \frac{M}{EI_{ef}} + 0,5 . E_w . h_w . \frac{M}{EI_{ef}} \tag{11}$$

Onde:
M = momento fletor na seção considerada.

A tensão máxima cisalhante ocorre na linha neutra (LN) da seção e é dada por (12):

$$\tau_{w,max} = 0,5.E_c.h^2.\frac{V}{EI_{ef}} \quad (12)$$

Onde:
V = força máxima de cisalhamento na seção considerada.

A força cisalhante nos conectores é dada por (13):

$$F = \gamma_c.E_c.A_c.s.\frac{V}{EI_{ef}} \quad (13)$$

Na ABNT NBR 6118: 2003 [5] o deslocamento máximo para o concreto na flexão é dado por (14):

$$u_{q,lim} \leq \frac{L}{500} \quad (14)$$

Onde:
$u_{q,lim}$ = limitação do deslocamento para o concreto, medido na direção vertical, no centro do vão, devido a carga acidental;

Para a madeira, o deslocamento máximo na flexão, na ABNT NBR 7190:1997 [6], é dado por (15):

$$u_{lim} \leq \frac{L}{200} \quad (15)$$

Onde:
u_{lim} = limitação do deslocamento para a madeira, medido na direção vertical, no centro do vão, devido a carga variável.

3. MATERIAL E MÉTODOS

Os ensaios experimentais foram realizados em corpos de prova mistos e em vigas mistas conforme mostrado na Figura 7. Os ensaios em corpos de prova foram realizados para se determinar o comportamento de resistência e de rigidez das ligações utilizadas nas vigas mistas.

3.1 Materiais utilizados

Na confecção das vigas mistas e corpos de prova mistos utilizou-se madeiras de *Eucalyptus citriodora* sem tratamento preservativo. As barras de aço foram fixadas na madeira com a utilização de resina e por pré-furação da madeira sem uso de resina. No caso dos conectores colados foi utilizada a resina bi-componente do tipo epóxi *Compond Adesivo* (fluido). Segundo o fabricante esta resina apresenta cura inicial de 4 horas e cura final de 7 dias e é recomendada para a colagem entre peças de concreto, de madeira, e para ancoragens em geral, estando as superfícies dos materiais em contato úmidas, porém não encharcadas. Em 24 horas a resistência a compressão da resina *Compound Adesivo* é de até 100MPa. Uma camada entre 1 e 2 mm é suficiente para promover a aderência para a resina epóxi. Na confecção dos conectores de cisalhamento para os corpos de prova mistos e viga mistas foram utilizadas barras de aço comum (superfícies com mossas), do tipo CA-50, com diâmetro de 12,7 mm (1/2'). O concreto utilizado, neste caso, foi preparado com traço 1:2:2 em peso, com relação água-cimento (a/c=0,42). Utilizou-se cimento Portland CP III RS 40, areia média, brita 5/8" e *slump* igual a 8 cm para obtenção de um concreto trabalhável visando o adequado preenchimento das fôrmas que continham as armaduras de aço. A resistência média esperada para o concreto aos 28

dias de idade foi de 25MPa. As armaduras admitidas para o concreto representaram armaduras mínimas com relação ao volume de concreto utilizado, conforme ABNT NBR 6118 (2003) [5]. Estas armaduras foram utilizadas com o objetivo reduzir as fissurações no concreto durante a realização dos ensaios. Os ensaios de caracterização do concreto e a moldagem dos corpos-de-prova foram efetuados em corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 10 cm e altura 20 cm, conforme recomendações das normas: ABNT NBR 5739 (1994) [7], ABNT NBR 5738 (2003) [8] e ABNT NBR 8522 (2003) [9]. A caracterização da madeira foi realizada conforme as recomendações da norma ABNT NBR 7190 (1997) [6].

3.2 Fixação dos conectores de barra de aço na madeira

As barras de aço foram fixadas na madeira na umidade 14%±1%, com inclinação 90º em relação à direção das fibras. Para os conectores colados, o diâmetro dos furos nas peças de madeira foi de 1,59 cm. Esse valor foi obtido por meio da relação D = 1,25.d, de acordo com Buchanan e Moss (1999) [10]. Para os conectores fixados por pré-furação, o diâmetro dos furos na madeira foi de 1,27 cm. O comprimento de ancoragem na madeira utilizado para os conectores foi de 6,0 cm, sendo a relação de esbeltez $\lambda = 4{,}72$ ($\lambda = l_a/d$), obtida conforme Baimbridge, Harvey e Mettem (2001) [11]. A injeção da resina epóxi nas peças de madeira iniciou-se a partir da extremidade interna do furo até o afloramento da resina na superfície exterior do furo. A preparação da resina epóxi, neste caso, utilizada foi feita parcialmente em quantidades de aproximadamente 400g. Para se eliminar as bolhas de ar durante a introdução das barras de aço nos furos, aplicou-se nestas barras, pequenos movimentos rotativos, alternando-se sequencialmente da esquerda para direita e vice-versa, até que o excesso de resina aflorasse pelo furo. As barras de aço, após terem sido coladas, ficaram em repouso durante sete dias para que a resina atingisse sua resistência máxima.

3.3 Retirada das amostras de madeira

Foram consideradas quatro repetições de amostras para os ensaios em corpos de prova mistos e vigas mistas. Dessa forma, para a realização dos ensaios de flexão das vigas e de cisalhamento direto dos corpos de prova foram utilizadas um total de oito vigas com seções retangulares de madeira tendo as seguintes densidades aparentes a 14% de umidade: V1 (1173 kg/m^3), V2 (1045 kg/m^3), V3 (1123 kg/m^3), V4 (937 kg/m^3), V5 (1087 kg/m^3), V6 (1093 kg/m^3), V7 (950 kg/m^3) e V8 (1005 kg/m^3). As vigas V1, V5 e V6 (com conectores fixados por pré-furação da madeira, sem a utilização de resinas) e as vigas V3, V4 e V7 (com conectores colados com resina epóxi) foram usadas nos ensaios de flexão para a determinação dos valores médios de resistência e rigidez $(EI)_{exp}$. As vigas V2 e V8 foram utilizadas como peças gêmeas para a estimativa dos valores de resistência última e de rigidez $(EI)_{exp}$. De maneira similar, os corpos de prova nomeados por CP1, CP5 e CP6 foram confeccionados com conectores fixados por pré-furação da madeira e os corpos de prova CP3, CP4 e CP7 foram confeccionados com conectores colados com resina epóxi. Os corpos de prova nomeados por CP2 e CP8 foram utilizados como corpos de prova gêmeos, neste caso. Os corpos de prova mistos foram admitidos com as mesmas densidades aparentes admitidas para as vigas mistas e nomeadas pelos números correspondentes. Assim, o corpo de prova CP1 apresentou a mesma densidade aparente da viga V1 e assim sucessivamente para os demais corpos de prova associados as referidas vigas. As propriedades mecânicas da madeira ao longo do comprimento dos corpos de prova e vigas foram admitidas constantes.

3.4 Ensaio de cisalhamento dos corpos de prova

Os corpos de prova mistos utilizados nos ensaios de cisalhamento representaram os sistemas de conexão (colado e fixado na madeira por pré-furação) utilizados nas vigas mistas. O comprimento de cada peça retangular de madeira, utilizada nos corpos-de-prova mistos foi de 50 cm, com seção

transversal retangular de 5,0 cm x 15 cm, como mostra a Figura 4. Em cada corpo-de-prova foram utilizados um total de quatro conectores verticais, sendo admitidos dois conectores em cada um dos lados das peças de madeira que compunham o corpo-de-prova. As armaduras utilizadas para os corpos de prova foram equivalentes as armaduras utilizadas para o concreto das vigas. Para a determinação da resistência última e do módulo de deslizamento K do sistema de conexão vertical, os corpos de prova mistos foram inicialmente sujeitos a carregamentos aplicados até a ruptura (carga "F" aplicada ao corpo-de-prova com velocidade de 0,10 kN/seg.). Neste caso, os ensaios de cisalhamento também foram realizados em três ciclos de carga, sendo os dois primeiros ciclos com carga aplicada até 50% da resistência última da ligação, conforme ABNT NBR 7190:1997 [6] (determinada inicialmente a partir de um corpo de prova-gêmeo) e o terceiro ciclo com carregamento aplicado até a ruptura. A base de medidas de deslocamentos, considerada para os corpos-de-prova mistos, neste caso, foi igual a L_0 = 15 cm. A resistência última da ligação correspondeu a força necessária para provocar a deformação ε= 2‰. Este valor foi obtido por meio de uma reta paralela a curva Força versus Deformação, com a secante passando pelos pontos 10% e 40% da força última aplicada ao corpo-de-prova. O valor do módulo de deslizamento K da ligação foi obtido a partir da curva Força versus Deslocamento, com a secante passando pelos pontos 10% e 40% da força última na ligação, correspondente a deformação ε= 2‰. A Figura 4, mostra dos detalhes da instrumentação e condução dos ensaios dos corpos-de-prova utilizados para os ensaios de cisalhamento (*Direct shear*).

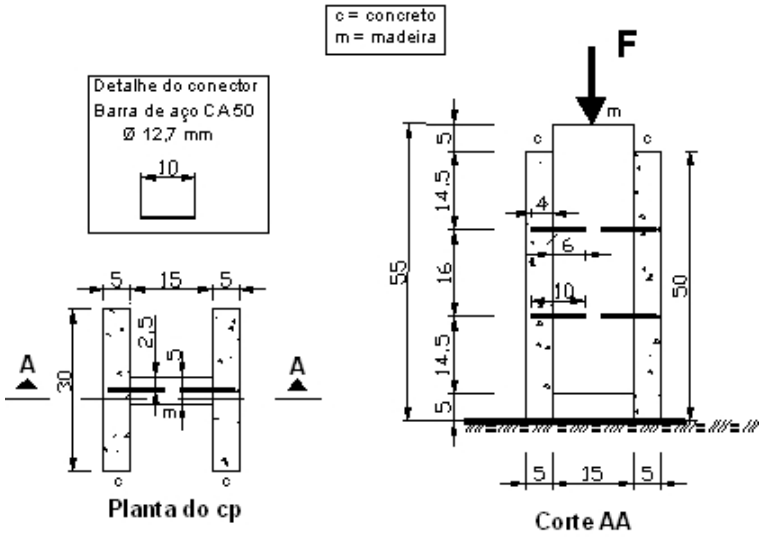


Figura 4: Configuração dos corpos de prova mistos utilizados para a determinação do módulo de deslizamento K com 4 conectores verticais.

3.5 Ensaio de flexão das vigas mistas

As dimensões da seção transversal T das vigas mistas foram calculadas com base no modelo de Mohler, o qual está apresentado no Eurocode 5 (1993) [4]. Na determinação da largura da mesa de concreto buscou-se minimizar o efeito *shear lag* (não uniformidade das tensões na mesa de concreto em função da largura), tendo em vista também as seções comerciais disponíveis no comércio da região. A relação entre altura da mesa e a altura da alma foi igual a 1/3 (ruptura esperada na mesa de concreto seguida de tração na madeira, segundo verificações iniciais efetuadas a partir do Modelo de Mohler). O comprimento das vigas foi admitido como sendo representativo de uma viga de tamanho real para pontes de madeira. Esse comprimento também objetivou a eliminação da parcela de cisalhamento no resultado da flecha, ou seja, para a relação L/h >21 a parcela da deformação por cisalhamento é desconsiderada na flecha total no meio do vão da viga, sendo h a altura da viga e L o

comprimento. Para o dimensionamento das vigas mistas, a partir do modelo de Mohler, os valores iniciais de resistência e rigidez K, referentes aos conectores, foram obtidos a partir dos ensaios dos corpos de prova mistos na análise experimental. As almas das vigas mistas foram compostas por peças serradas de madeira com seções retangulares de dimensões 5 cm x 15 cm com mesa formada por lajes armadas de concreto com seções retangulares de 30 cm x 5 cm. O vão teórico considerado para as vigas mistas foi de 5,10 m, tendo as vigas aproximadamente 6 metros de comprimento cada. Em cada uma das vigas mistas foram utilizados um total de 36 conectores de cisalhamento espaçados de 16 cm. A Figura 5 mostra a configuração utilizada para as vigas ensaiadas neste trabalho.

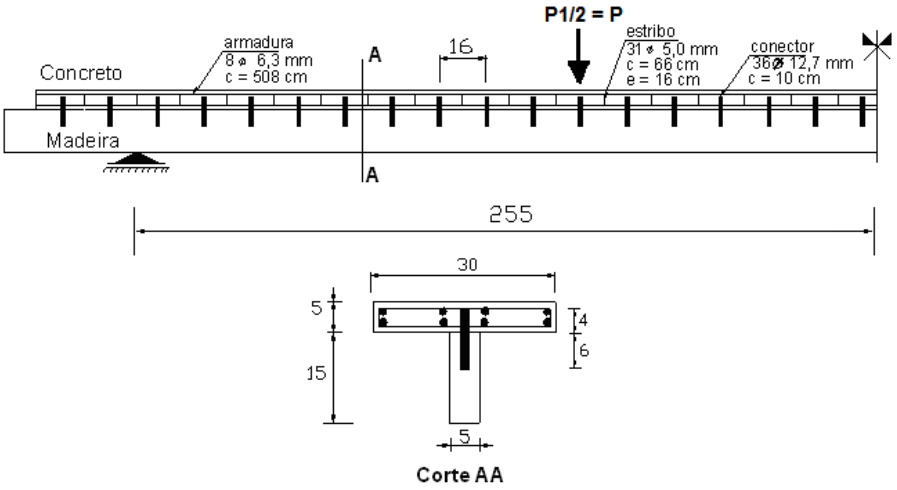


Figura 5: Metade simétrica da viga mista com conectores verticais para os ensaios de flexão com carga aplicada nos terços do vão.

A norma ASTM D 198-05a (2005) [12] propõe um esquema para o ensaio de flexão estática de 4 pontos de modo a se ter flexão pura no trecho central conforme ilustra a Figura 6. Neste trabalho, os ensaios de flexão para a determinação experimental da resistência última e rigidez $(EI)_{exp}$ das vigas mistas foram conduzidos com a aplicação de forças P1/2 nos terços do vão, sendo a força P1 aplicada pelo cilindro com capacidade de 480 kN, acoplado ao pórtico de reação.

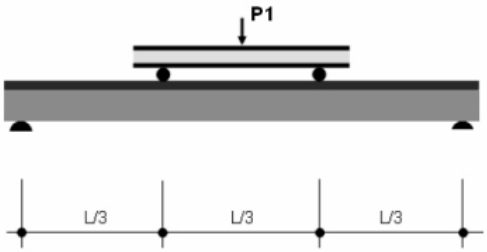


Figura 6: Esquema do ensaio das vigas mistas segundo ASTM D 198-05 (2005) [12].

Os ensaios estáticos de flexão, para a determinação da força última das vigas mistas, foram realizados em três ciclos de carga (carga P1 aplicada a uma velocidade aproximada de 0,10 kN/seg.), sendo o primeiro e o segundo ciclo com carga aplicada até 50% da resistência última da viga (determinada a partir das vigas gêmeas: V2 e V8). O terceiro ciclo de carregamento foi aplicado progressivamente até a ruptura da viga por tração na fibra inferior da alma de madeira. Para carregamentos de serviço (considerado neste estudo como sendo aquele que provoca uma flecha no meio do vão igual a L/300) considerados nas vigas mistas, foram medidas as flechas nos terços e no centro do vão da viga biapoiada. O valor da flecha no meio do vão foi utilizado para a determinação

da rigidez experimental $(EI)_{exp}$. Para a determinação dos valores experimentais de rigidez $(EI)_{exp}$ das vigas mistas utilizou-se a equação 16. O valor da carga (P1) na viga para a obtenção da rigidez $(EI)_{exp}$ foi obtido para o deslocamento no meio do vão de 1,70 cm (L/300). Portanto este valor de carga P1 foi o valor admitido paras as vigas trabalhando no regime de serviço.

$$(EI)_{exp} = \frac{P \cdot a \cdot \left(3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2\right)}{24 \cdot \delta} \tag{16}$$

Onde:
P = valor da carga no terço do vão aplicada no ensaio de flexão (P = P1/2);
L = vão considerado para a viga mista;
δ = valor obtido para a flecha no ensaio de flexão referente a carga P1;
a = distância do apoio até o ponto de aplicação da carga, neste caso, L/3.

(a) (b)

Figura 7: Detalhes dos ensaios experimentais: (a) corpos de prova mistos; (b) vigas mistas.

3.6 Cálculo da viga pelo teórico de Mohler

O modelo de Mohler foi utilizado para determinar a rigidez teórica $(EI)_{ef}$ e também para estimativa da força limite P das vigas. Para carregamentos de serviço (correspondente a flecha L/300) a determinação de $(EI)_{ef}$ considerou o módulo de deslizamento K_{ser}, obtido pelo ensaio de cisalhamento direto dos corpos de prova mistos. Posteriormente, foram também verificados os modos de ruptura das vigas mistas para as cargas máximas aplicadas. Neste caso, foram determinados novos valores de $(EI)_{ef}$ para as vigas em função do módulo de deslizamento último (k_u). Para esse valor $(EI)_{ef}$ foram verificados os valores de força limite P capazes de provocar a ruptura nos pontos de verificação das seções mistas (mesa de concreto, conexão metálica e alma de madeira, seja por tração na fibra inferior, ou por cisalhamento na linha neutra). Os valores admitidos para o momento fletor e força cortante em função da carga P aplicada nos terços do vão foram, respectivamente, M=PL/3 e V=P.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item são apresentados os resultados da caracterização dos materiais, seguidos dos resultados de resistência e rigidez obtidos para os corpos de prova, e por fim, os resultados de resistência e rigidez EI obtidos para as vigas mistas. São também apresentados os comentários mais relevantes.

4.1 Ensaios dos corpos de prova mistos

Na Tabela 1 são apresentados os resultados da caraterização dos materiais corpos de prova. A Tabela 2 apresenta os resultados de resistência (F_u) e rigidez (K_{ser}) obtidos para os conectores com base nos ensaios de cisalhamento direto dos corpos de prova. São também apresentados os valores do módulo de deslizamento (K_u) obtidos para o cálculo dos modos de ruptura das vigas mistas. Na

Tabela 3 apresentam-se os valores médios de resistência e de rigidez obtidos a partir dos ensaios em corpos de prova. São também apresentados os coeficientes de variação de cada propriedade.

Tabela 1: Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais dos corpos de prova.

CP[1]	Tipo de conector	Concreto		Madeira			
		$f_{c,m}$[2] (MPa)	$E_{c,m}$[3] (MPa)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$E_{c,0,m}$ [4] (MPa)	ρ_{ap} (kg/m^3)	U (%)
01	Pré-furação	26,02	24157	82,13	20460	1173	14,01
02	Pré-furação	26,02	24157	79,55	18726	1045	14,93
03	Colado	26,02	24157	80,00	20586	1123	14,04
04	Colado	26,02	24157	81,13	16949	937	14,11
05	Pré-furação	26,02	24157	82,98	20587	1087	14,03
06	Pré-furação	26,02	24157	81,01	19729	1093	14,05
07	Colado	26,02	24157	80,25	19726	950	14,40
08	Colado	26,02	24157	81,14	20672	1005	14,26

[1] numeração dos corpos de prova mistos;
[2] resistência média do concreto na compressão, referente ao dia do ensaio (média de 06 repetições);
[3] módulo de elasticidade médio do concreto na compressão no dia do ensaio (média de 06 repetições);
[4] módulo de elasticidade médio da madeira na compressão paralela às fibras (média de 06 repetições).

Tabela 2: Valores de resistência e de rigidez obtidos para os corpos de prova mistos.

CP	Tipo de conector	F_{rup}* (kN)	F_u** (kN)	F_u/conector (kN)	K_{ser}/conector (kN/mm)	K_u/conector (kN/mm)
CP1	Pré furação	119,81	107,01	26,75	21,67	14,45
CP2	Pré furação	132,95	111,43	27,86	22,63	15,09
CP3	Colado	152,84	119,83	29,96	27,38	18,25
CP4	Colado	161,19	120,54	30,14	27,60	18,40
CP5	Pré-furação	120,01	106,21	26,55	21,40	14,27
CP6	Pré-furação	135,88	114,55	28,64	22,95	15,30
CP7	Colado	153,80	120,78	30,20	28,22	18,81
CP8	Colado	164,76	119,65	29,91	27,20	18,13

*F_{rup}: força máxima aplicada ao corpo de prova até atingir a ruptura;
**F_u: força última da ligação convencionada a deformação ε =2‰.

Tabela 3: Valores médios de resistência e de rigidez e variabilidade dos dados dos conectores dos corpos de prova.

U(%)	Tipo de conector	F_{rup}[1] (kN)	F_u[2] (kN)	F_u/conector (kN)	K_{ser}/conector (kN/mm)	K_u/conector (kN/mm)
14,26	Pré furação	125,23	109,26	27,31	22,01	14,67
14,20	Colado	155,94	120,78	30,20	28,22	18,81
CV[3] (%)	Pré furação	7,36	4,21	4,22	3,76	3,75
CV[3] (%)	Colado	2,93	0,41	0,41	1,57	1,57

[1] F_{rup}: força máxima aplicada ao corpo de prova com 4 conectores verticais até atingir a ruptura;
[2] F_u: força última da ligação convencionada a deformação ε =2‰;
[3] CV: coeficiente de variação = média /desvio padrão.

4.2 Ensaios de flexão das vigas mistas

Na Tabela 4 são apresentados os resultados da caracterização dos materiais das vigas mistas e na Tabela 5 os resultados de resistência e rigidez EI das vigas. Os resultados experimentais concordam com os resultados obtidos por Pigozzo (2008) [13] para os dois tipos de conexão analisados.

Tabela 4: Resultados de caracterização dos materiais das vigas mistas para ensaios de flexão.

Viga	Tipo de conector	Concreto		Madeira				
		$f_{c,m}$[1] (MPa)	$E_{c,m}$[2] (MPa)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$E_{fl,m}$[3] (MPa)	$E_{c,m}$[4] (MPa)	ρ (kg/m^3)	U (%)
V1	Pré-furação	26,02	24156	82,13	18604	20460	1173	14,01
V2	Pré-furação	26,02	24156	79,55	17027	18726	1045	14,93
V3	Colado	26,02	24156	80,00	19465	20586	1123	14,04
V4	Colado	26,02	24156	81,13	15411	16949	937	14,11
V5	Pré-furação	26,02	24156	82,98	19885	20587	1087	14,03
V6	Pré-furação	26,02	24156	81,01	17939	19729	1093	14,05
V7	Colado	26,02	24156	80,25	14972	19726	950	14,40
V8	Colado	26,02	24156	81,14	19682	20672	1005	14,26

[1] Resistência média do concreto na compressão no dia do ensaio (média de 06 repetições);
[2] Módulo de elasticidade médio do concreto na compressão no dia do ensaio (média de 06 repetições);
[3] Módulo de elasticidade médio do Eucalipto citriodora na flexão (média de 06 repetições);
[4] Módulo de elasticidade médio do Eucalipto citriodora na compressão (média de 06 repetições).

Tabela 5: Resultados de resistência e rigidez EI obtidos para as vigas mistas.

Viga	Fixação do conector	$P1_{L/300}$[1] (kN)	P1[2] (kN)	$(EI)_{exp}$[3] (KN.cm^2)	$(EI)_{ef}$[4] (KN.cm^2)
V1	Pré-furação	5,62	59,56	14.401.833,33	10.715.949,40
V2	Pré-furação	4,79	58,20		
V5	Pré-furação	5,89	59,89		
V6	Pré-furação	4,94	58,75		
V3	Colado	6,06	61,98	15.454.275,00	11.885.507,34
V4	Colado	5,10	60,76		
V7	Colado	5,74	60,82		
V8	Colado	6,62	62,04		
CV[5](%)	Pré-furação	8,93	0,99	8,93	11,98
CV[5](%)	Colado	8,68	1,12	8,68	14,06

[1] Carga que provoca uma flecha igual a L/300 (1,70 cm);
[2] Carga última de ruptura das vigas;
[3] Rigidez média da viga obtida pela equação 16;
[4] Rigidez média da viga obtida pelo modelo de Mohler, (equação 9, usando K_{ser} e $P1_{L/300}$ [1]);
[5] CV: coeficiente de variação (média /desvio padrão);

Para valores de cargas de serviço aplicadas, o valor médio da rigidez experimental $(EI)_{exp}$, obtido para as vigas com conectores fixados por pré-furação foi aproximadamente 25,59% maior que o valor teórico $(EI)_{ef}$ calculado pelo modelo de Mohler. No caso das vigas com conectores colados, o valor médio $(EI)_{exp}$ foi aproximadamente 23,09% maior que o valor teórico. O valor experimental médio da força P1 aplicada nas vigas com conectores fixados por pré-furação foi de 59,10 kN, enquanto que para as vigas com conectores colados o valor de P1 foi de 61,40 kN. Para as vigas mistas com conectores colados, os modos de falha ocorreram, respectivamente, por compressão da mesa de concreto, para uma força média P igual a 15,23 kN, seguidos da ruptura por tração na fibra inferior da alma de madeira (P = 25,80 kN). Os demais modos de ruptura verificados, neste caso, foram na conexão metálica (P = 27,27 kN) e, então, por cisalhamento da madeira na linha neutra da seção T (P = 63,23 kN). Para as vigas com conectores fixados por pré-furação os mesmos e respectivos modos de falha foram identificados para os seguintes valores médios de força P: 14,44 kN, 25,14 kN, 25,17 kN e 63,18 kN. Estes modos de falha das vigas foram também verificados pelo modelo de Mohler.

5. CONCLUSÃO

De uma maneira geral, as vigas mistas com conectores colados se mostraram mais rígidas e resistentes que as vigas com conectores fixados por pré-furação. O valor médio de resistência do conector colado foi aproximadamente 8,65% maior que o valor da resistência do conector fixado por pré-furação. O módulo de deslizamento K_{ser} de cada conector colado foi aproximadamente 19,40% maior com relação ao conector fixado por pré-furação. A diferença entre os valores teóricos de rigidez $(EI)_{ef}$, para os dois tipos de conexão analisados foram de aproximadamente 9,8%, enquanto que a diferença entre os valores experimentais de rigidez $(EI)_{exp}$ foram de aproximadamente 6,8%. A diferença entre os valores experimentais de carga última, obtidos por meio dos ensaios de flexão para as vigas analisadas com os dois tipos de conexão foi de aproximadamente 3,7%. A diferença entre os valores teóricos das cargas últimas necessárias para ruptura das vigas foi de aproximadamente 5,2%. Os modos de ruptura teóricos obtidos para as vigas com os dois tipos de conexão concordaram com os modos de ruptura obtidos experimentalmente nos ensaios de flexão. Para ambos os tipos de conexão, as rupturas das vigas na flexão ocorreram por compressão da mesa de concreto, seguida da tração na fibra inferior da alma de madeira, por cisalhamento da conexão e por fim por cisalhamento da alma de madeira nas regiões da LN.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pelo financiamento da pesquisa.

REFERÊNCIAS

[1] Alvim, R. C., Almeida, P. A., “Estudo paramétrico da rigidez efetiva dos pisos mistos de madeira-concreto”. In Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, V, São Paulo, p.15, 2003.
[2] Molina, J. C “Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes”. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
[3] European Prestandard. ENV 1995-2, EUROCODE 5, Part 2, Design of timber structures: Bridges, Brussels, Belgium, European Committee for Standardization, Jul, 45p, 1997.
[4] European Prestandard. ENV 1995-1-1, EUROCODE 5, Part 1-1, Design of timber structures: General rules and rules buildings, Brussels, Belgium, European Committee for Standardization, Dec, 110p, 1993.
[5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 –Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190 – Projeto de Estruturas de Madeira. ABNT. Rio de Janeiro. 1997.
[7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5739: Concreto –Ensaio de compressão de corpos-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.
[8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.
[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão - deformação. Rio de Janeiro, 2003.
[10] Buchanan, A., Moss, P., Desin of epoxied steel rods in glulam timber, Pacific Timber Engineering Conference, Rotorua, New Zeland, March 1999, p 286 – 293, 1999.
[11] Baimbridge, R. J., Harvey, K., Mettem, C. J., Fatigue Performance of Structural Timber Connections, IABSE (International Associations for Bridge and Structural Engineering) Conference, Lahty, Finland, Aug., session B5, p. 573-578, 2001.
[12] American Society Testing and Materials. ASTM D-198-05a – “Standard test methods of static test of lumber in structural sizes”. Philadelphia, 2005.
[13] Pigozzo, J. C “Estudo e aplicações de barras de aço coladas como conectores em lajes mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes”. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ESTRUTURAS DE SUPORTE EM ROLARIA DE MADEIRA PARA PARQUES FOTOVOLTAICOS

TIMBER-LOGS BEARING STRUCTURES FOR PHOTOVOLTAIC POWER STATIONS

João H. Negrão [(1)] (A), Tiago Pires [(2)], Telmo Morgado [(3)]
(1) PhD, CICC, CITAB, Professor Associado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal
(2) MSc, Engenheiro Civil, Portugal
(3) PhD, Engenheiro Civil, SERQ, Portugal
Endereço de contato: jhnegrao@dec.uc.pt; (A) Apresentador
Código de identificação: T6-07

Resumo

Os parques de painéis solares fotovoltaicos requerem áreas relativamente extensas, ocupadas de forma compacta. Não estando em causa valores elevados de cargas de utilização ou de ações ambientais, as estruturas de suporte são relativamente ligeiras, geralmente de tipo porticado com barras metálicas de gama comercial. Este parece ser o tipo de utilização na qual uma estrutura constituída por rolaria pode ter vantagens competitivas, porque a dimensão e seção das peças é pequena, compatível com a rolaria disponível de operações de desbaste e manutenção. Além do mais, esta aplicação constitui um fator de valorização para este material, que é de muito baixo custo e escassa aplicabilidade industrial. Neste trabalho são analisadas e comparadas soluções metálica e em madeira de rolaria para um caso concreto. A primeira corresponde a um caso real construído, e a segunda a uma alternativa em rolaria, concebida com vista a ultrapassar os constrangimentos relativos ao tipo de material, nomeadamente na disponibilidade de dimensões e na problemática das ligações.

Palavras chave: estrutura; parques fotovoltaicos; rolaria de madeira

Abstract

Photovoltaic power stations require extensive areas with a compact occupation. As the service or environmental loadings are moderate, the bearing structures are relatively light, usually of framed type made up with commercially available laminate steels profiles. This seems to be the type of use in which a structure made up with timber logs may have competitive advantages, because the size and cross-section of the elements is small, compatible with the logs available from thinning and maintenance forestry operations. Besides, this application adds value to this material, which has a very low cost and scarce industrial use. In this work, steel and timber-log solutions are analysed and compared for a concrete case. The former corresponds to an actually built solar park and the latter to a timber-log based alternative, designed in order to overcome the constraints related to the type of material, namely concerning the available sizes and the connections.

Keywords*: structure; photovoltaic power stations; timber logs*

1. INTRODUÇÃO

As necessidades energéticas do mundo contemporâneo aumentam a um ritmo nunca visto, sob a pressão conjunta do desenvolvimento económico e social de regiões e populações do chamado Terceiro Mundo e dos elevados padrões de consumo dos países industrializados. Esta realidade coloca tremendos desafios de sustentabilidade, quer quanto à capacidade de responder a essa procura crescente, quer quanto à forma de o conseguir sem causar danos ambientais irreparáveis, que coloquem em causa ecossistemas inteiros e, em última análise, a própria preservação da habitabilidade do nosso planeta. Desde o início da Revolução Industrial, as energias fósseis (carvão, gás e petróleo) têm assegurado a maior parte das necessidades energéticas, mas a certeza de um esgotamento futuro dessas reservas e a crescente perceção das alterações climáticas que a libertação diária de milhões de toneladas de dióxido de carbono vêm provocando, tem pressionado a busca de fontes energéticas alternativas, que sejam simultaneamente renováveis e não poluentes.
Várias tecnologias estão atualmente em vias de desenvolvimento e exploração, com graus variáveis de sucesso e dependendo dos recursos regionais. Assim, e para além da energia hídrica, que pode considerar-se hoje uma fonte de energia tradicional, e da nuclear, que suscita as reservas conhecidas face ao seu potencial de contaminação na eventualidade de um acidente, têm sido propostos sistemas baseados em energia eólica, solar, geotérmica, ondas do mar e biomassa (Figura 1), sendo as primeiras duas as mais promissoras e já com uma significativa capacidade instalada.

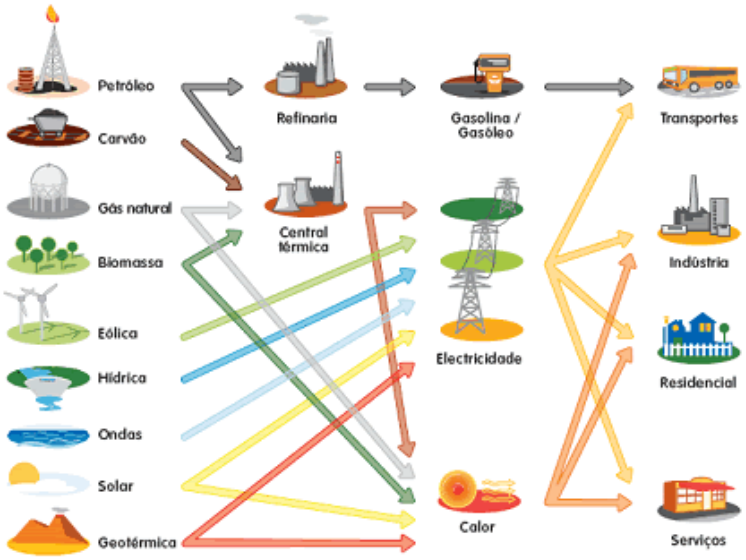


Figura 1: Ciclo de energia ([1], acedido em 2016-10-24)

A energia solar, em particular, constitui um recurso inesgotável, à dimensão humana, e tem a vantagem de tanto poder ser utilizada diretamente como convertida em energia elétrica por efeito fotovoltaico. A energia solar recebida pela Terra em 1 ano equivale a 15000 vezes a energia total utilizada em toda a história da Humanidade [5]. Regiões de baixas latitudes e/ou com climas temperados de tipo mediterrânico, como é o caso da Europa do Sul e de Portugal, têm condições ideais para instalação rentável de parques fotovoltaicos. O número de horas de sol em Portugal varia entre 2200 e 3000, contra 1200 a 1700 na Alemanha, por exemplo. A Figura 2 representa o mapa de irradiação solar na Europa, evidenciando bem este potencial. Segundo um relatório de 2016 da International Energy Agency [2], os custos de produção de energia fotovoltaica sofreram uma redução de 65% entre 2010 e 2015 e espera-se que sofram uma redução adicional de 25% até 2020. Estes indicadores colocam esta fonte de energia renovável, juntamente com a eólica, como as mais promissoras para assegurar o abastecimento energético futuro.

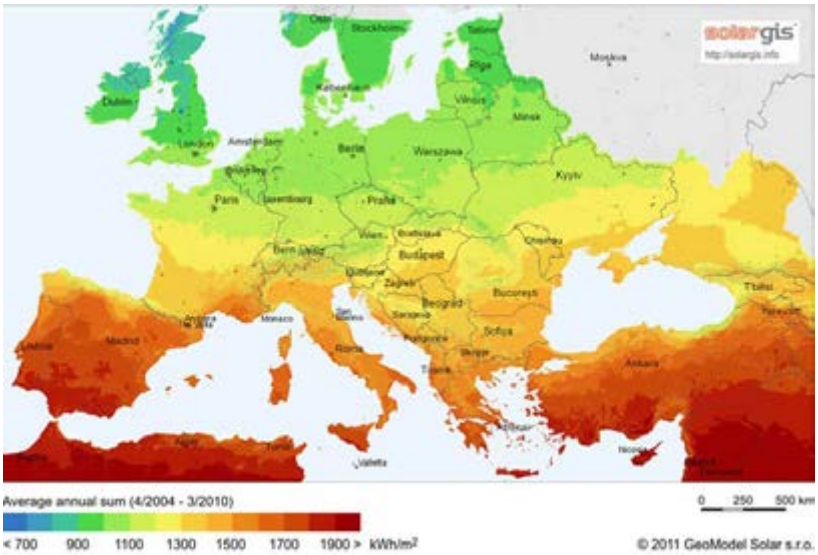


Figura 2: Irradiação solar na Europa ([3], acedido em 2016-10-24)

Os parques fotovoltaicos, já construídos um pouco por todo o mundo, são constituídos por milhares de painéis fotovoltaicos, apoiados numa estrutura simples que lhes confere a orientação adequada à melhor exposição solar. Na maior parte dos casos, a estrutura é metálica, constituída por perfis laminados ligeiros, como Us ou cantoneiras. O valor relativamente modesto das cargas de projeto torna viável o uso alternativo de rolaria de madeira de baixo diâmetro, geralmente sem desempenho suficiente para aplicação estrutural. Este material resulta das operações de desbaste, indispensáveis ao desenvolvimento adequado de florestas economicamente exploradas.

Neste artigo procede-se ao estudo comparativo entre uma solução metálica real e uma possível alternativa em rolaria de madeira de baixo diâmetro. A consideração de uma situação de referência real teve como objetivo limitar, tanto quanto possível, as escolhas subjetivas de topologia e dimensões, que poderiam influenciar as conclusões em favor ou desfavor de algum dos materiais em confronto. O parque de referência situa-se na ilha de Reunião, território francês no Oceano Índico, e foi escolhido pelo facto de um dos autores exercer funções de diretor técnico da obra de construção. A área total do terreno de implantação é de cerca de 50000m^2, totalmente ocupado por estufas em cuja cobertura se situam os painéis.

2. SOLUÇÃO METÁLICA REAL

2.1 Sistema estrutural

A estrutura construída é constituída por um sistema de pórticos contínuos com 2 vãos de 5m (Figura 3). O espaçamento entre pórticos é de 4,048m e os centrais estão contraventados (Figura 4).

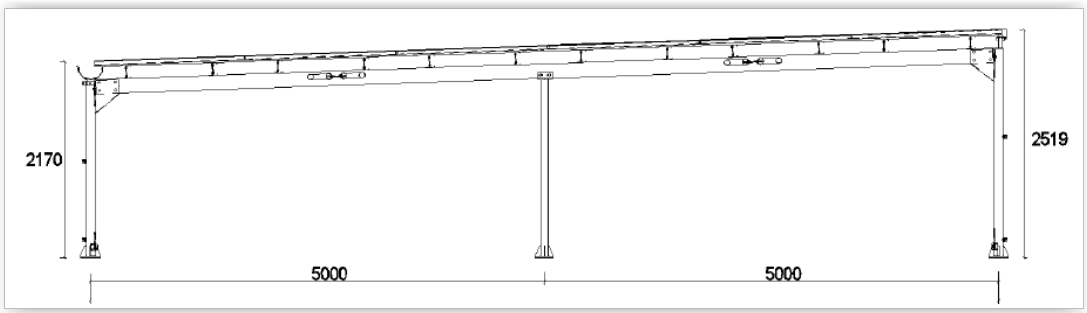


Figura 3: Esquema do pórtico-tipo

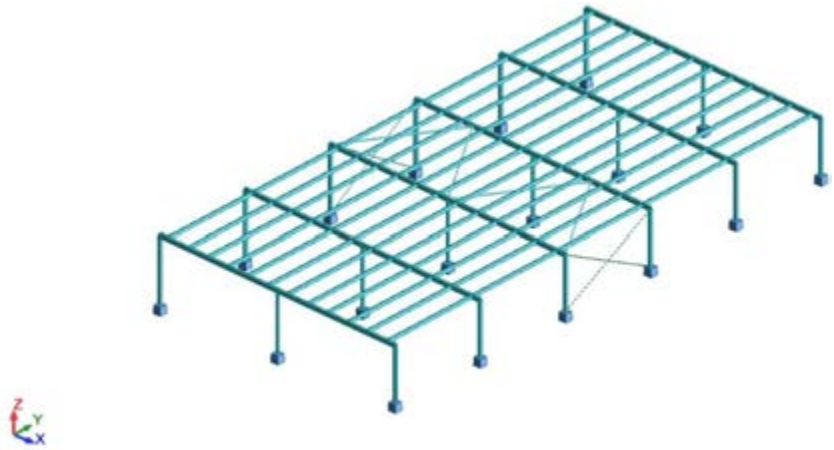


Figura 4: Esquema da estufa tipo (o número de pórticos é variável)

Os pórticos e as madres são em aço. Os painéis assentam em perfis de alumínio apoiados nestas, como mostra a Figura 5.

Figura 5: Pormenor de apoio dos painéis

As ações relevantes para o cálculo desta estrutura são as permanentes (peso da estrutura e dos painéis) e o vento. Para os painéis, considerou-se uma carga uniformemente distribuída de 0,11kN/m^2, obtida a partir das dimensões e peso unitário fornecidos pelo fabricante. Quanto ao vento, e tratando-se de um território francês, foram tidos em conta os coeficientes do Anexo Nacional Francês da EN 1991-1-4 (Eurocódigo 1 ou EC1, Parte 1-4) [4]. Para coberturas isoladas, como é o caso presente, a ação do vento deve ser considerada por meio do coeficientes de pressão resultantes, que já exprimem o efeito conjunto nas faces de barlavento e sotavento da superfície exposta ao vento, e coeficientes de força, que permitem determinar os valores globais da força do vento na cobertura. Para as condições específicas do local, a pressão dinâmica de pico é de 0,99kN/m^2 e, considerando os coeficientes de pressão resultantes do Quadro 7.6 do EC1:1-4, para uma cobertura com 2° de inclinação e um coeficiente de obstrução φ=0, obtêm-se as pressões indicadas na Tabela 1. As zonas B e C são as orlas da cobertura e os coeficientes correspondentes são usados apenas para verificação da segurança de elementos secundários nessas zonas localizadas. As combinações de ações fundamentais foram as do vento como ação variável de base, originando quer pressões, quer sucções na cobertura. O estado-limite de utilização considerado foi o de deformação.

Tabela 1: Valores caraterísticos das pressões do vento

Zona A pressão	+0,61
Zona A sucção	-0,79

Zona B pressão	+1,89
Zona B sucção	-1,45

Zona C pressão	+1,17
Zona C sucção	-1,55

Os esforços e deformações foram obtidos a partir de uma análise estrutural linear e elástica. O dimensionamento foi realizado em observância da EN1993-1-1 (Eurocódigo 3, Parte 1-1) [5].

A Tabela 2 define as características e quantidades das barras de aço desta solução. Todas as secções são em aço laminado a quente da classe S275, à exceção das madres, executadas em chapa quinada (*Light Steel Framing*) e aço enformado a frio. Admitir-se-á que os preços unitários das duas variedades de aço são iguais. Os preços rigorosos são difíceis de determinar, pois incluem efeitos de fatores diversos, como o fabrico, transporte, montagem, pintura, conservação, manutenção e volume da encomenda. Por isso, considerar-se-á apenas o custo da estrutura à saída da serralharia, atribuindo-se ao aço um custo unitário de 1,5€/kg, o que perfaz um total de 3986€ por pórtico, incluindo madres.

Tabela 2: Características das barras da solução em aço

Elementos	Tipo de secção	Comprimento (m)	Quantidades	Peso unitário (kg)	Peso total (kg)
Vigas pórticos	RHS 160x80x4	9,88	6	151,4	908,4
Pilares centrais	SHS 80x3	1,98	6	20,4	122,4
Pilares laterais curtos	SHS 100x4	2,21	6	36,0	216,0
Pilares laterais longos	SHS 100x5	2,44	6	41,3	247,8
Madres	LSF C140x50x14x2	4,10	60	17,2	1032,0
Travamentos cobertura	CHS 60x3	4,50	4	21,5	86,0
Travamentos laterais	Varão ϕ20mm	4,34	4	11,1	44,4

3. SOLUÇÃO ALTERNATIVA EM ROLARIA DE PINHO

3.1 Sistema estrutural

Embora, do ponto de vista estrito da comparação de soluções, fosse desejável que a alternativa proposta fosse geometricamente igual à da solução metálica, isso implicaria, para as vigas dos pórticos, o uso de rolos com 5m de comprimento o que está acima da dimensão habitual deste tipo de elemento que, recorde-se, procede de operações de desbaste de árvores juvenis. Por isso, considerou-se uma solução com três em vez de dois vãos, com rolos de cerca de 3,3m de comprimento (Figura 6). Os rolos são emendados sobre os apoios, podendo estabelecer-se continuidade parcial entre vãos usando chapas metálicas finas pregadas, para suportar as trações do momento negativo, como esquematizado na Figura 7a. Em alternativa, podem não se usar estas chapas, ficando os tramos das vigas simplesmente apoiados sobre os pilares, mas é então necessário verificar a admissibilidade das rotações relativas entre vigas adjacentes. Uma vez que não há continuidade de momentos das vigas para os pilares, pelo menos um destes deverá ser encastrado na base, a fim de evitar a ocorrência de mecanismos. Tendo em conta que os rolos de pinho serão necessariamente impregnados com produto preservador e podem ser encastrados no terreno sem risco de apodrecimento, a solução mais óbvia será a de encastrar todos os pilares na fundação, pelo que aquele requisito não implicará dificuldades adicionais, tendo sido por isso adotada esta variante no modelo analisado. Poderia ainda ter sido mantida a solução de dois vãos, emendando as vigas com rótulas metálicas na região de momento nulo dos vãos, o que permitiria continuidade dos rolos sobre os apoios, onde os esforços são maiores (Figura 7b). Todavia, esta solução requer continuidade de momentos nos apoios laterais, sem o que é instável.

Tanto as vigas como os pilares são de secção circular, com 160mm no caso das primeiras e 130mm para os últimos. As quantidades e volumes correspondentes são indicadas na Tabela 4. A massa volúmica, resistência à flexão, compressão paralela ao fio e módulo de elasticidade global foram determinados por Morgado [6], mediante ensaio de uma amostra de 120 toros torneados de pinho bravo a aproximadamente 12% de teor em água, apresentando-se os respetivos valores na Tabela 3. Destes valores pôde inferir-se o de outras propriedades, seguindo o procedimento indicado na EN 384 [7].

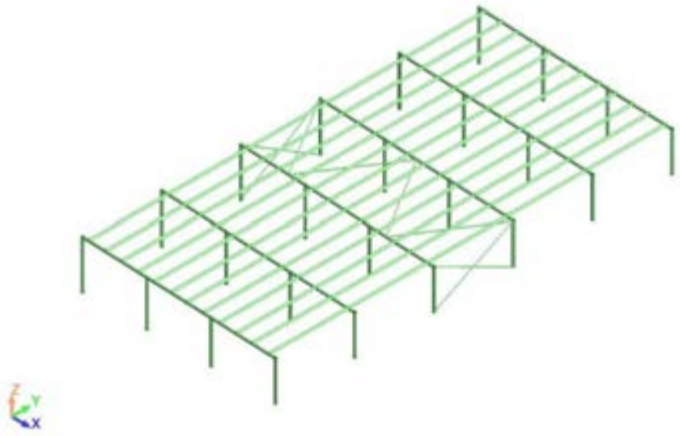


Figura 6: Esquema da estufa tipo (o número de pórticos é variável)

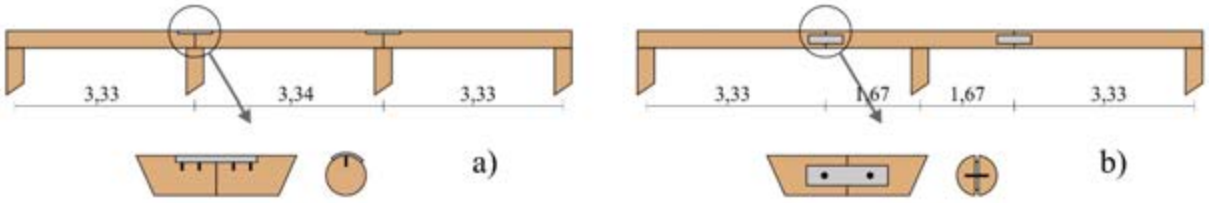


Figura 7: Pórticos de a) 3 vãos e b) 2 vãos

Embora para os elementos de travamento tenha sido considerada uma secção de 50mm de diâmetro, esta deveria provavelmente ser substituída por um elemento de maior expressão, uma vez que não estão disponíveis rolos tão esbeltos e longos.

Tabela 3: Propriedades mecânicas da rolaria de pinho bravo [6]

Propriedade	Valor médio	Valor característico
f_m (N/mm^2)	69,3	38,6
$f_{c,0}$ (N/mm^2)	37,7	24,6
$f_{t,0}$ (N/mm^2) (*)	-	23,2
f_v (N/mm^2) (*)	-	3,7
$E_{0,global}$ (kN/mm^2)	13,9	9,3
ρ (kg/m^3)	528,8	444,6

(*) Determinadas segundo a EN 384

Tabela 4: Características das barras da solução em rolaria de madeira

Elementos	Tipo de secção	Comprimento (m)	Quantidades	Vol. unitário (m^3)	Vol. total (m^3)
Vigas pórticos	ϕ160mm	9,88	6	0,198	1,192
Pilares centrais	ϕ130mm	2,21	12	0,029	0,352
Pilares laterais curtos	ϕ130mm	1,96	6	0,026	0,156
Pilares laterais longos	ϕ130mm	2,44	6	0,032	0,194
Madres	ϕ130mm	4,10	60	0,054	3,265
Travamentos cobertura	ϕ50mm	4,50	4	0,008	0,035
Travamentos laterais	ϕ50mm	4,34	4	0,007	0,034

As quantidades de material foram expressas em volume, como é mais frequente com estruturas de madeira. O preço estimado da rolaria de pinho bravo é de 300€/m^3, já incluindo tratamento, ligações

e preparação para esta aplicação particular. Com esse valor-base, a estimativa de custo global da solução em rolaria de pinho será de 1567€.

4. DISCUSSÃO

Na estimativa de custo de ambas as soluções, não foi incluída a parcela relativa a fundações, porque se supõe que, dada a semelhança de peso próprio e topologia das duas propostas, a expressão das sapatas deve ser muito semelhante. A ser considerada aquela parcela, pensa-se até que a solução em rolaria de pinho resultaria ainda mais beneficiada uma vez que, podendo os pilares de madeira tratada ser enterrados sem problemas de durabilidade, a sua ligação às fundações seria mais simples e barata do que a da solução metálica.

Tendo em conta a estufa de referência considerada, com uma área de 202m^2, os custos globais mencionados nas seções 3 e 4 correspondem a preços unitários de 19,7€ e 7,8€ para as soluções metálica e em rolaria de pinho, respetivamente. Uma diferença tão expressiva resiste mesmo à possibilidade de ter sido subavaliado o custo da variante em rolaria, uma vez que o custo unitário atribuído ao aço está seguramente abaixo do atualmente praticado no mercado.

Tendo este estudo o objetivo essencialmente genérico de avaliar a competitividade da variante de rolaria em relação à solução comum em aço, não foi prestada atenção especial à pormenorização, nomeadamente das ligações. Na Figura 8 representam-se algumas possibilidades de ligação madres-vigas (a, b e c) e vigas-pilares (c), todas de realização simples e dimensionáveis à luz dos métodos de cálculo já consagrados na EN 1995-1-1 (EC5, Parte 1-1) [8].

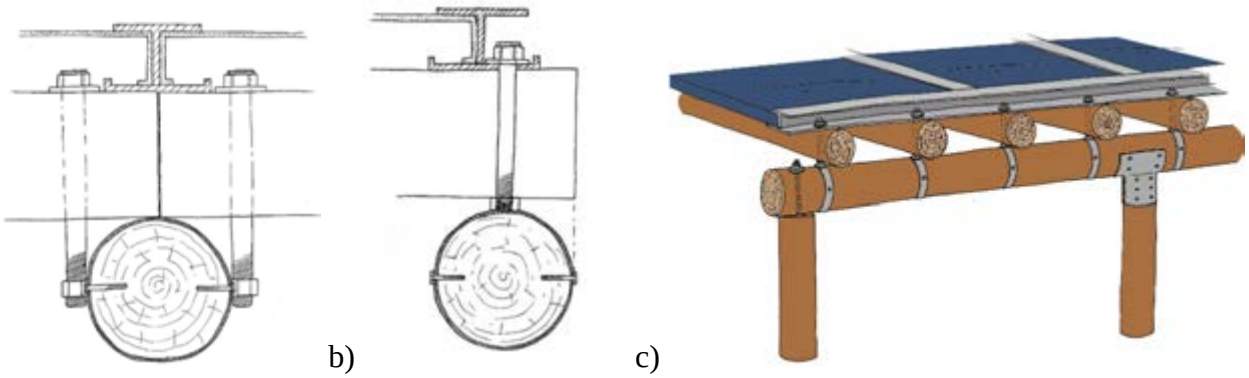


Figura 8: Possibilidades de ligação para estruturas em rolaria de madeira [9]

Para facilitar a comparabilidade das duas propostas, considerou-se uma estrutura porticada para a variante em rolaria de madeira. No entanto, pela sua secção e comprimentos correntes, estes elementos têm maior aptidão para a realização de estruturas total ou parcialmente treliçadas bi- ou tridimensionais. A título exemplificativo, ilustram-se duas topologias na Figura 9, de entre as muitas possíveis para a volumetria pretendida para a construção, sendo na liberdade de formas e consequente otimização do desempenho das peças que reside a maior vantagem destas propostas.

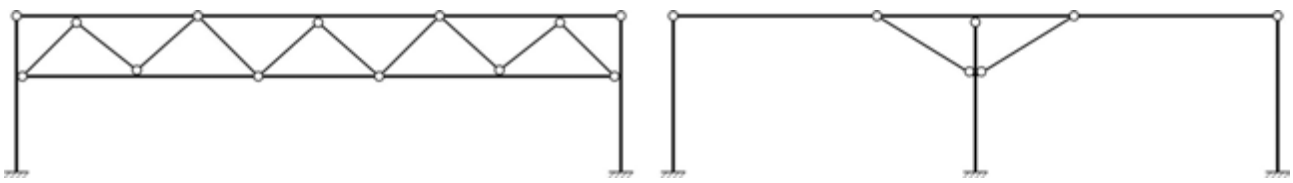


Figura 9: Possíveis topologias alternativas

Neste tipo de solução, muitas barras funcionam em esforço axial, pelo que é necessário recorrer a ligações adequadas, de tipos diferentes dos representados na Figura 8. Na Figura 10 representam-se alternativas possíveis de ligação. Na solução a), a transferência de força axial é feita por corte nos parafusos ou cavilhas inseridos em furos da chapa metálica de ligação. Na configuração b), o varão de ligação axial está aparafusado num furo praticado num bloco circular transversal de ancoragem, que suporta a força por pressão axial contra a madeira envolvente. No esquema c), a força de tração é transmitida à madeira por aderência na interface lateral colada, sendo usada uma cola estrutural adequada, como uma resina epoxy. Do ponto de vista de execução é a solução mais simples e há propostas de regras de colagem para projeto, como a da Parte 2 do EC5 de 1997 [10], entretanto revogada. No entanto, a colagem só deve ser usada em situações de teor de água baixo a moderado (classes de serviço 1 e 2 segundo o EC5) e não ter exposição solar direta, condições que podem ser difíceis de assegurar numa aplicação exterior como a aqui discutida. Morgado [6] conduziu um estudo experimental sobre os três tipos de ligação, tendo concluído que o sistema c) é o que apresenta menor variabilidade, tanto na resistência como na rigidez, na condição de que o dimensionamento seja feito de modo a assegurar rotura dúctil pelo varão, como é desejável. Para as configurações ensaiadas, foi ainda o sistema que conduziu o maior valor médio da carga de rotura. Vale a pena estender a comparação discutida neste trabalho a topologias treliçadas, que utilizem estes sistemas de ligação, mas esse objetivo já ultrapassada os limites deste trabalho.

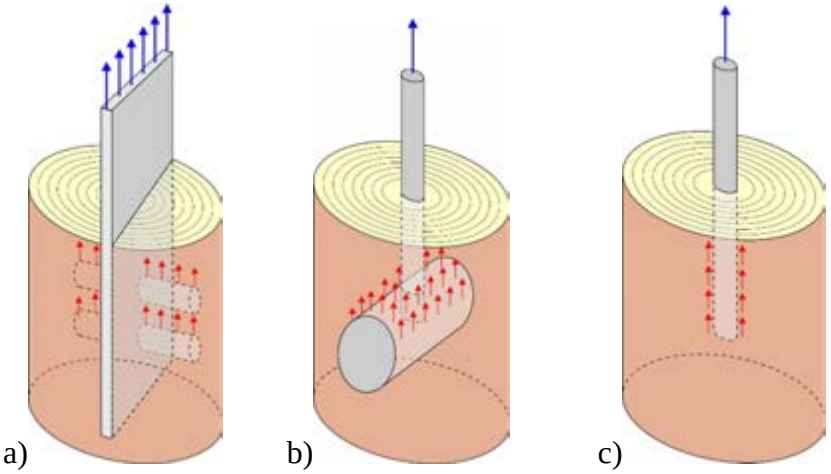


Figura 10: Sistemas de ligação topo-a-topo

5. CONCLUSÕES

As estruturas de suporte dos parques de painéis fotovoltaicos são pequenas e modulares, podendo inclusivamente repetir-se de uma para outra instalação. Essas caraterísticas ajustam-se a uma elevada componente de pré-fabricação e têm favorecido o uso de soluções metálicas, dada a gama normalizada de secções comercialmente disponíveis. No entanto, a dimensão dos elementos destas estruturas e o nível de esforços que devem suportar é igualmente compatível com o uso de rolaria de pinho de baixo diâmetro, obtida de operações de desbaste florestal e com muito baixo valor comercial. Neste estudo procedeu-se à comparação das soluções para uma situação de projeto real, obtidas com os dois materiais, sendo a solução metálica a que está efetivamente executada. A conclusão relevante é de que, mesmo tendo sido considerado um custo unitário baixo para a estrutura metálica, a solução em madeira tem um custo da ordem de 50% daquela apresentando, por conseguinte, um elevado potencial de exploração e de aproveitamento de um recurso renovável, energeticamente limpo e disponível em Portugal e noutros países com vocação florestal.

REFERÊNCIAS

[1] www.portal-energia.com
[2] International Energy Agency (IEA), Tracking Clean Energy Progress 2016
[3] http://solargis.info
[4] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1991-1-4: Eurocode 1 – Actions sur les structures - Partie 1-4: Action générales – Actions du vent, Brussels, 2005
[5] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1993-1-1:2005+AC:2009, Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2005
[6] Morgado, T., 'Classificação e Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo'. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Portugal, 2013
[7] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 384:2010, Structural timber - Determination of characteristic values of mechanical properties and density, Brussels, 2010
[8] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1995-1-1:2005, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, Brussels, 2004
[9] Pires, T., 'Estudo comparativo entre soluções metálicas e de rolaria de madeira de pequeno diâmetro para a produção de estruturas de suporte de painéis fotovoltaicos'. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Portugal, 2016
[10] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1995-2:1997, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges, Brussels, 1997 (withdrawn)

PREVISÃO DA TEMPERATURA EM SECÇÕES DE MADEIRA UTILIZANDO REDES NEURONAIS ARTIFICIAIS

PREDICTION OF TEMPERATURE IN TIMBER CROSS-SECTIONS USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

Paulo B. Cachim (1)

(1) Prof., RISCO & Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal
Endereço de contato: pcachim@ua.pt

Código de identificação: T6-08

Resumo

As redes neuronais artificiais constituem uma poderosa ferramenta para modelar as propriedades e o comportamento de materiais em muitas áreas da engenharia civil. Neste artigo, apresentam-se modelos de redes neuronais artificiais utilizados para prever as temperaturas em secções de madeira sob ação de incêndio. Para a construção destes modelos, utilizaram-se os resultados de simulações numéricas das temperaturas na madeira, calculados com o método avançado definido no Eurocódigo 5. Utilizou-se uma rede neuronal de alimentação direta, com seis parâmetros de entrada (massa específica, dimensão da secção, tempo de exposição ao fogo e distâncias aos bordos). Com estes parâmetros de entrada a RNA calcula a temperatura no ponto considerado. Os treinos e testes realizados com a rede neuronal demonstraram que estas podem ser utilizadas para prever as temperaturas em secções de madeira sujeitas a incêndio.

Palavras chave: redes neuronais artificiais; temperaturas; incêndio; madeira

Abstract

Neural networks are a powerful tool used to model properties and behaviour of materials in many areas of civil engineering applications. In the present paper, the models in artificial neural networks for predicting the temperatures in timber under fire loading have been developed. For building these models, training and testing using the available numerical results obtained using design methods of Eurocode 5 have been used. The data used in the multilayer feed forward neural network models are arranged for rectangular cross-sections in a format of six input parameters that cover the density of timber, the size of the cross-section, the time of fire exposure and the distance from exposed sides. With these input parameters used in the multilayer feed forward neural network the temperatures in timber are predicted. The training and testing results in the neural network model have shown that neural networks can accurately calculate the temperature in timber members subjected to fire.

Keywords*: artificial neural networks; temperatures; fire; timber*

1. INTRODUÇÃO

O comportamento das estruturas de madeira em situação de incêndio é um dos problemas mais relevantes no estudo destas estruturas. O Eurocódigo 5, Parte 1-2 [1], apresenta métodos de cálculo simplificados para dimensionamento de elementos de madeira sob a ação do fogo. Contudo, os métodos simplificados apresentados apresentam inconsistências entre si e não consideram parâmetros fundamentais do comportamento como a densidade ou, nalguns casos, a natureza do esforço a que a secção está sujeita [2].

As redes neuronais artificiais (RNA) têm vindo a adquirir nos últimos anos uma utilização crescente no domínio da Engenharia Civil. Os tipos de problemas às quais podem ser aplicadas são muito diversos e a variedade de aplicações tem vindo a aumentar. No domínio da Engenharia Civil as redes neuronais têm vindo a ser aplicadas para a estimação de propriedades de materiais, como por exemplo a resistência do betão à compressão, abaixamento, ou módulo de elasticidade, mas também noutros domínios como a interação solo-estrutura ou a resistência de vigas ao corte [3-21]. As RNA foram também utilizadas para previsão de temperaturas em elementos de madeira com apenas uma face exposta ao fogo [22], demonstrando que a sua utilização é possível neste domínio. Contudo, o modelo apresentado em [22], por ser unidimensional, não permite a análise de elementos de madeira sujeitos ao fogo em três ou quatro faces.

O objetivo deste artigo é o de analisar a possibilidade de utilização de RNA para previsão das temperaturas em secções retangulares de madeira sujeitas à ação do fogo.

2. CÁLCULO DA TEMPERATURA NA MADEIRA

O cálculo da temperatura na madeira em situação de incêndio pode ser efetuado utilizando o modelo de cálculo avançado proposto no Eurocódigo 5, Parte 1-2 [1]. Este modelo, baseado na condutividade da madeira, utiliza a equação diferencial de transporte de calor e propriedades da madeira dependentes da temperatura. O modelo apresentado no Eurocódigo 5 apresenta algumas limitações e não considera de forma explicita efeitos como a transferência de massa no elemento, fissuração na camada carbonizada, energia de reação libertada no interior da madeira pela pirólise ou degradação do material ou o teor de água da madeira. Apesar de tudo, o modelo consegue reproduzir de forma razoável o comportamento da madeira em situação de incêndio, através da utilização de propriedades modificadas para a madeira. Assim, a condutividade térmica da madeira foi modificada para simular a fissuração a temperaturas acima dos 500 ºC e o calor específico é apresentado com um pico entre os 100 e os 120 ºC, correspondente à energia necessária para a evaporação da água (considerada com um teor de água na madeira de 12%). Os valores da condutibilidade térmica, calor específico e densidade em função da temperatura da madeira especificados no Eurocódigo 5 encontram-se na Figura 1 [1].

O coeficiente de transferência de calor por convecção em superfícies não expostas foi considerado igual a 9 W/m^{2}K e em superfícies aquecidas com a curva de incêndio padrão foi considerado igual a 25 W/m^{2}K, conforme definido no Eurocódigo 1, Part 1-2 [23]. A emissividade superficial da madeira foi considerada com o valor 0.8 [1].

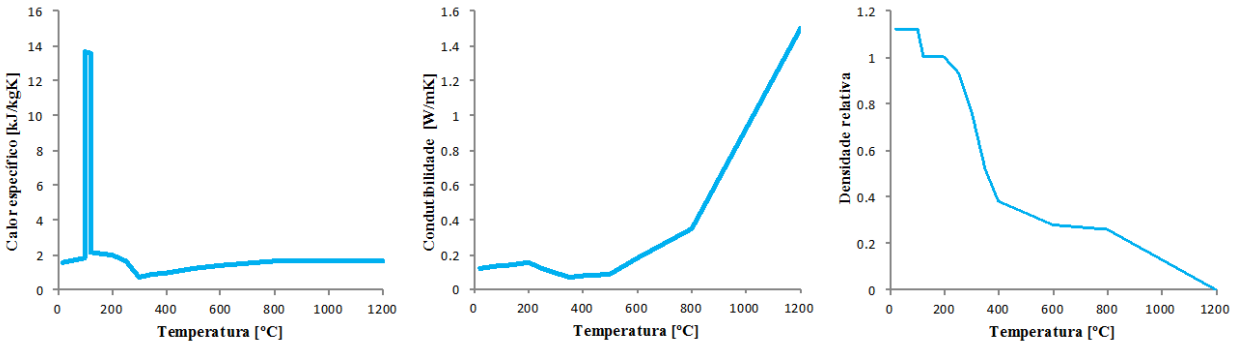


Figura 1: Propriedades térmicas da madeira

O cálculo das temperaturas na madeira foi efetuado recorrendo ao programa de elementos finitos SAFIR [24], que é um programa especialmente destinado à análise de estruturas em situação de incêndio. O programa calcula as temperaturas no interior da secção de madeira a intervalos de tempo definidos pelo utilizador. A temperatura num ponto no interior da secção é função da densidade da madeira, do tempo de exposição ao fogo, das dimensões da secção e da distância aos bordos do ponto. Sendo as propriedases mecânicas da madeira dependentes da temperatura, é possível posteriormente utilizar os valores reduzidos da resistência e rigidez da madeira, calculados em função da temperatura, para determinar o comportamento mecânico da secção ou elemento.

3. REDES NEURONAIS ARTIFICIAIS

No presente trabalho utilizaram-se redes neuronais artificiais de alimentação direta ou avante (*feedforward networks*). Numa rede neuronal de alimentação direta é os neurónios estão agrupados em camadas. Os neurónios de cada camada são independentes entre si, mas relacionam-se com todos os neurónios das camadas adjacentes. Uma rede deste tipo tem pelo menos três camadas: (i) a camada dos dados (*input layer*); (ii) a camada de saída (*output layer*); e (iii) uma camada oculta (*hidden layer*) com um determinado número de neurónios. As redes mais complexas podem ter várias camadas ocultas. A Figura 1 ilustra uma rede deste tipo onde é visível que cada neurónio de uma camada se relaciona com todos os neurónios das camadas adjacentes e que, cada neurónio não se relaciona com neurónios da mesma camada nem das camadas que não lhe são adjacentes.

O princípio de funcionamento de uma rede de alimentação direta é o seguinte: cada neurónio da camada de dados recebe informação proveniente de dados de ensaios ou modelos que representa o *output* desta camada para a camada seguinte, depois de devidamente ponderado; em cada camada subsequente, cada neurónio recebe a soma ponderada dos *outputs* da camada anterior, s_j, e, através da função de ativação, transforma-os em *inputs* da camada seguinte (ver Figura 1). É comum a soma de um viés, b_j, à soma ponderada dos *outputs*., de acordo com a equação (1):

$$s_j = b_j + \sum_{i=1}^{n} w_{ij} o_i \tag{1}$$

em que w_{ij} representa o peso no neurónio j de uma camada, do neurónio i da camada anterior.

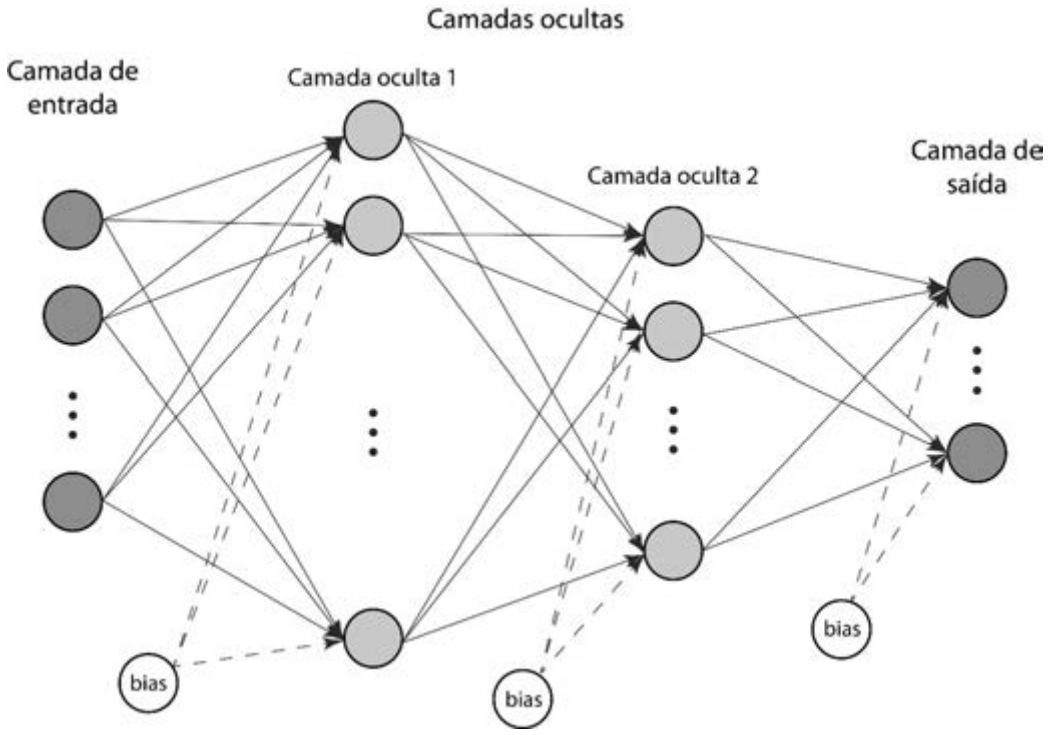


Figura 2: Esquema de uma RNA de alimentação direta

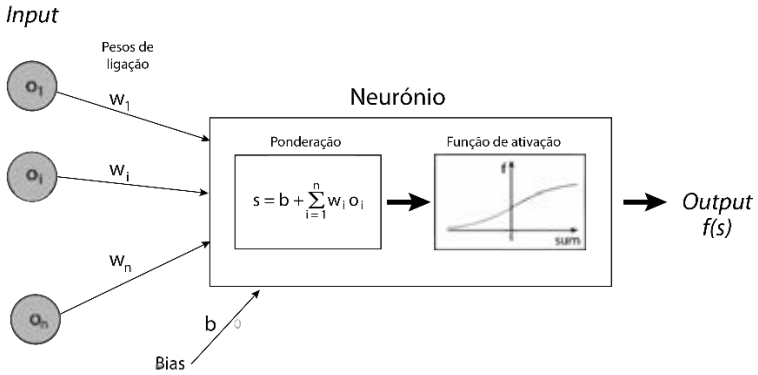


Figura 3: Esquema de cálculo de um neurónio individual

A soma ponderada dos neurónios da camada anterior (adicionada a um eventual viés), representa o *input* para cada neurónio. Este valor, é ativado através da função de ativação, *f*, gerando o *output* do neurónio, o_j. Existem diversas expressões comummente utilizadas para a função de ativação, sendo uma das mais correntes a função sigmoide:

$$o_j = f(s_j) = \frac{1}{1+\exp(-\alpha s_j)} \tag{2}$$

A razão de variação da função sigmoide é controlada pelo parâmetro α, verificando-se que o crescimento da função é mais acentuado à medida que o parâmetro α aumenta. Um valor correntemente utilizado para o parâmetro é $\alpha = 2$.

Os valores dos parâmetros de entrada e saída das RNA de alimentação direta são normalizados no intervalo [0, 1], sendo, por questões práticas e numéricas utilizado normalmente o intervalo [0.1, 0.9].

3.1 Definição e treino da rede

Não existe nenhum método fiável para a determinação do número de camadas ocultas e do número de neurónios em cada camada. Assim, a determinação destes parâmetros tem de ser realizada por tentativas, procurando a configuração da rede que dê melhores resultados. Quanto maior for o número de parâmetros de entrada e saída do problema, maior será, em geral, o número de camadas e de neurónios por camada necessários.

O algoritmo de aprendizagem utilizado foi a retro propagação (*back propagation*) que é um dos mais utilizados no treino de redes multicamada. É uma técnica de gradiente descendente para minimizar o erro de um determinado padrão, ajustando os pesos de uma pequena quantidade em cada iteração. O erro da rede é passado da camada de resultados para as camadas anteriores, até à camada de entrada. Os pesos são ajustados com base em estratégias de aprendizagem de forma a reduzir o erro final.

3.2 Teste da qualidade e resultados da rede

Após o processo de aprendizagem e treino da RNA, os outputs podem ser calculados para qualquer conjunto de dados de entrada utilizando um algoritmo como representado em pseudo-código na Figura 4. Neste, as camadas são numeradas de *0* até *nlayer*, com a camada *0* a corresponder à camada de entrada e *nlayer* à camada de saída. Os *outputs* da camada *0* são os valores de entrada na rede e são guardados no vetor *output*[*0*], enquanto os *outputs* são guardados no vetor *output*[*nlayer*].

```
for ilayer=1 to nlayer
    for in=1 to nneuron[ilayer]
        // calcular o peso de ativação
        sum[in] = bias[ilayer][in]
        for jn=1 to nneuron[ilayer-1]
            sum[in] += weight[ilayer][in][jn]*output[ilayer-1][jn]
        next jn
        // calcular output utilizando a função de ativação
        output[ilayer][in] = ActivationFunction( sum[in] )
    next in
next ilayer
```

Figura 4: Pseudo-código para cálculo de *outputs* numa RNA

Para validar o desempenho da rede neuronal, considereou-se, de todos os dados e resultados disponíveis, um subconjunto para treinar a rede e os restantes para validar a rede neuronal. Para o treino da rede, os resultados numéricos das temperaturas são utilizados como *outputs* e a diferença dos valores obtidos pela RNA para estes é utilizada para medir o erro. Este erro, que ocorre durante o treino e o teste da rede neuronal, pode ser calculado com diversas medidas de erro, sendo usualmente utilizadas a Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) e o Erro Absoluto Médio (MAE) que podem ser calculados utilizando as equações (3) e (4), respetivamente:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}(t_i - o_i)^2} \tag{3}$$

$$MAE = \frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}|t_i - o_i| \tag{4}$$

em que t_i é o resultado esperado (no caso presente, o valor obtido pela análise numérica), o_i é o resultado previsto (calculado pela rede) e p é o número de pontos nos quais as temperaturas foram calculadas.

Para além das medidas de erro anteriores, a precisão das previsões foi também calculada recorrendo ao Coeficiente de Distribuição (R^2) e ao erro de percentagem médio absoluto (MAPE) calculado de acordo com as equações (5) e (6), respetivamente. Na equação (5), t^* representa a média dos resultados esperados.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{p}(t_i - o_i)^2}{\sum_{i=1}^{p}(t_i - \bar{t})^2} \tag{5}$$

$$MAPE = \frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p}\left|\frac{t_i - o_i}{t_i}\right| \tag{6}$$

4. APLICAÇÃO DAS REDES NEURONAIS ARTIFICIAIS À MADEIRA

4.1 Cálculo numérico das temperaturas na madeira

Devido à inexistência de dados experimentais de temperaturas em elementos de madeira que permitissem alimentar a rede neuronal, recorreu-se à utilização do cálculo numérico para obtenção das temperaturas. Para o cálculo das temperaturas utilizaram-se 13 secções transversais com dimensões entre os 120x120 mm^2 e os 300x300 mm^2, de acordo com a Tabela 1. Na discretização da malha de elementos finitos foram utilizados elementos com dimensões que variaram dos 3x3 mm^2 aos 5x5 mm^2. Esta dimensão permite uma caracterização adequada do campo de temperaturas no interior da secção transversal. Foram utilizadas madeiras com densidades de 350, 450, 600 e 800 kg/m^3. O registo das temperaturas foi realizado a cada 300 segundos durante uma hora (3600 segundos).

Tabela 1: Secções de madeira analisadas

Dimensão x (mm)	Dimensão y (mm)						
	120	150	180	210	240	270	300
120	x		x		x		x
150		x					
180			x		x		x
210				x			
240					x		x
270						x	
300							x

As secções foram sujeitas à ação de incêndio, segundo a curva ISO 834, em todas as quatro faces. Devido à simetria das secções, foi analisado apenas 1/4 da secção transversal.

4.2 Previsão das temperaturas na madeira usando uma RNA

Para a definição de uma RNA que fosse capaz de modelar as temperaturas, escolheu-se uma rede neuronal artificial de alimentação direta com duas camadas ocultas (depois de se verificar que com apenas uma camada oculta os resultados não eram satisfatórios). Foram testadas diversas conjugações de neurónios em cada uma das camadas ocultas, conforme a Tabela 2.

A RNA possui seis neurónios na camada de entrada e um na camada de saída. Na camada de entrada os neurónios são a densidade da madeira, a dimensão x da secção, a dimensão y da secção, o tempo de exposição ao fogo, a distância x ao bordo lateral e a distância y ao bordo inferior. O neurónio de saída é a temperatura.

Tabela 2: Configurações de RNA utilizadas no treino

Nº treino (40% dos pontos)	Nº Neurónios		Nº de Iterações	***Erro***
	1ª camada	2ª camada		
1	21	20	300000	0,2604
2	19	18	300000	0,2402
3	18	17	300000	0,1830
4	19	16	300000	0,4681
5	**17**	**16**	**300000**	**0,1796**
6	15	14	300000	0,4479
7	16	15	300000	0,3997
8	17	17	300000	0,4259

Das análises numéricas realizadas resultaram 82734 pontos com temperaturas. Para treinar a RNA utilizaram-se 40% destes pontos escolhidos aleatoriamente, o que perfaz um total de 32950 pontos para o treino da rede.

Das diferentes configurações da rede utilizadas, verificou-se, conforme se observa na Tabela 2, que a configuração mais eficiente tem 17 neurónios na primeira camada oculta e 16 na segunda. A Tabela 3 apresenta diversas medidas de erro, conforma definidas pelas equações (3) a (6). Em termos de temperatura o erro médio varia entre os 2,4 e os 3,6 ºC, dependendo da medida utilizada, enquanto em termos de percentagem, o erro médio se situa nos 2,84%, o que constitui um valor bastante aceitável.

Tabela 3: Erros obtidos após o treino da RNA

RMSE (ºC)	MAE (ºC)	MAPE %	R^2
3,608	2,405	2,841	0,99994

Em termos gráficos, a Figura 5 ilustra a comparação entre as temperaturas calculadas com o SAFIR (em abcissa) com as obtidas pela RNA (em ordenada). É possível observar que a previsão é bastante boa ao longo de toda a gama de temperaturas analisada.

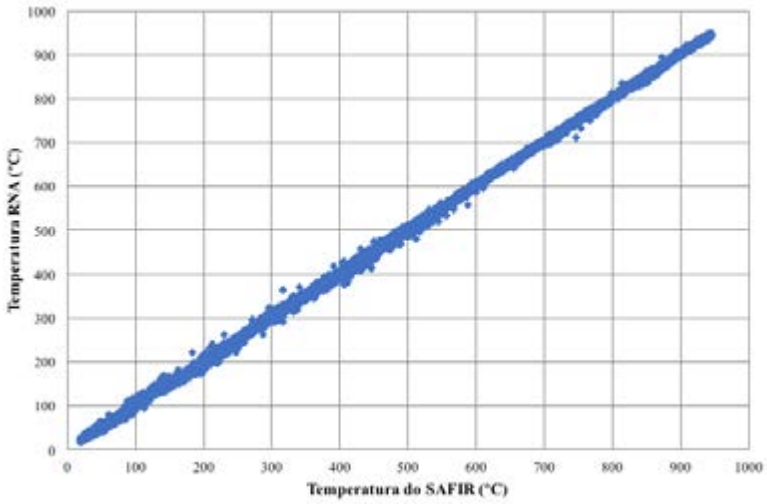


Figura 5: Comparação das temperaturas no SAFIR e na RNA após o treino da rede

Para testar a RNA, utilizaram-se a totalidade dos pontos calculados com o SAFIR. A comparação gráfica dos resultados da RNA com o SAFIR está representada na Figura 6. Verifica-se igualmente uma boa concordância, embora com uma maior dispersão dos resultados.

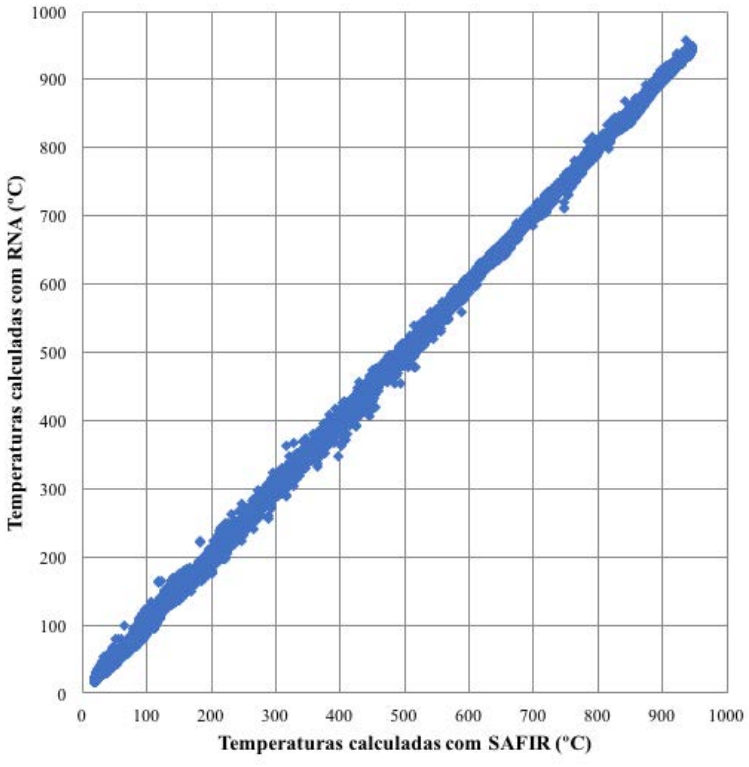


Figura 6: Aplicação do cálculo da RNA a todos os pontos

No que se refere às medidas de erro, apresentadas na Tabela 4, observa-se um ligeiro aumento face aos valores da Tabela 3, mas continuam a mostrar um bom desempenho da RNA. O erro médio em termos de temperatura varia entre os 2,4 e os 3,7 ºC, enquanto o erro percentual médio se situa nos 3,0%, valores ligeiramente acima dos anteriores.

Tabela 4: Erros obtidos após o teste da RNA

RMSE (ºC)	MAE (ºC)	MAPE %	R^2
3,681	2,426	3,014	0,99989

Apresentam-se na Figura 7 dois cortes horizontais com as temperaturas ao longo da secção, onde se comparam mais uma vez os resultados do SAFIR com os da RNA, para o caso de madeira com massa específica de 450 kg/m^3 e dimensão 120x240 mm^2, ao fim de 30 minutos. Nos dois casos, localizados a 80 e a 120 mm da face inferior, observa-se uma excelente previsão das temperaturas por parte da RNA, não sendo observáveis praticamente diferenças entre as curvas.

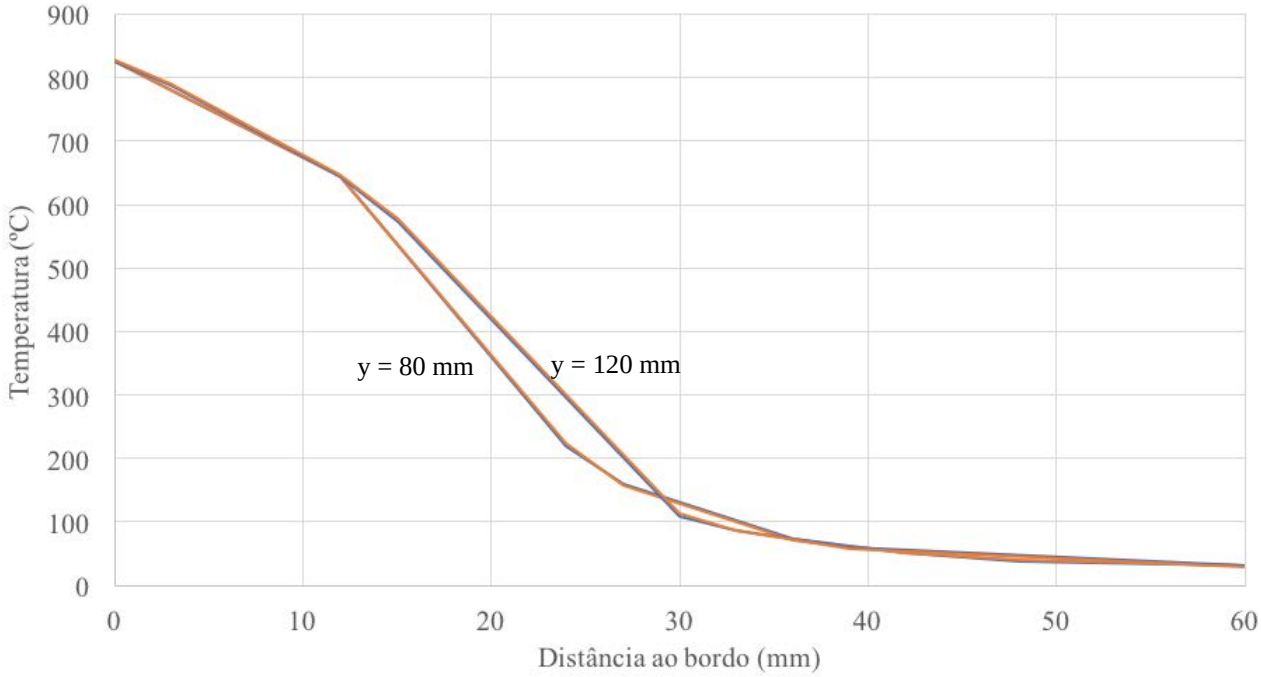


Figura 7: Cortes transversais, 450 kg/m^3, 120x240 mm^2

5. CONCLUSÕES

As redes neuronais artificiais são uma ferramenta capaz de resolver problemas complexos em diversas áreas da engenharia. Neste estudo, foram utilizadas redes neuronais artificiais de alimentação direta para previsão das temperaturas em secções retangulares de madeira, sujeitas a ação de incêndio padrão.

Os resultados foram validados para madeiras com densidade entre 350 e 800 kg/m^3, dimensões da secção entre 100x100 e 300x300 mm^2 e tempos de exposição ao fogo até 60 minutos, segundo os modelos do Eurocódigo 5.

A utilização das redes neuronais artificiais permite que os projetistas consigam, com um muito menor esforço computacional, determinar as temperaturas de secções retangulares expostas a incêndio, com a qualidade do método avançado de cálculo definido no Eurocódigo 5. As temperaturas assim calculadas podem posteriormente ser utilizadas nos modelos mecânicos, de forma a determinar o comportamento mecânico da secção em causa.

AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de agradecer à Universidade de Aveiro, FCT/MEC pelo apoio financiero à Unidade de Investigação RISCO (FCT/UID/ECI/04450/2013).

REFERÊNCIAS

[1] CEN, EN 1995-1-2:2004: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design, CEN, Editor. 2004: Brussels, Belgium.
[2] CACHIM, P. and J. FRANSSEN, Comparison between the charring rate model and the conductive model of Eurocode 5. FIRE AND MATERIALS, 2009. **33**(3): p. 129-143.
[3] Topçu, I.B., C. Karakurt, and M. SarIdemir, Predicting the strength development of cements produced with different pozzolans by neural network and fuzzy logic. Materials & Design, 2008. **29**(10): p. 1986-1991.
[4] SarIdemir, M., Predicting the compressive strength of mortars containing metakaolin by artificial neural networks and fuzzy logic. Advances in Engineering Software, 2009. **40**(9): p. 920-927.
[5] SarIdemir, M., Prediction of compressive strength of concretes containing metakaolin and silica fume by artificial neural networks. Advances in Engineering Software, 2009. **40**(5): p. 350-355.
[6] Ashu, J., J. Sanjeev Kumar, and M. Sudhir, Modeling and Analysis of Concrete Slump Using Artificial Neural Networks. Journal of Materials in Civil Engineering, 2008. **20**(9): p. 628-633.
[7] Dias, W.P.S. and S.P. Pooliyadda, Neural networks for predicting properties of concretes with admixtures. Construction and Building Materials, 2001. **15**(7): p. 371-379.
[8] Adhikary, B.B. and H. Mutsuyoshi, Prediction of shear strength of steel fiber RC beams using neural networks. Construction and Building Materials, 2006. **20**(9): p. 801-811.
[9] Alshihri, M.M., A.M. Azmy, and M.S. El-Bisy, Neural networks for predicting compressive strength of structural light weight concrete. Construction and Building Materials, 2009. **23**(6): p. 2214-2219.
[10] Altun, F., Ö. Kisi, and K. Aydin, Predicting the compressive strength of steel fiber added lightweight concrete using neural network. Computational Materials Science, 2008. **42**(2): p. 259-265.
[11] Bai, J., et al., Using neural networks to predict workability of concrete incorporating metakaolin and fly ash. Advances in Engineering Software, 2003. **34**(11-12): p. 663-669.
[12] Bilim, C., et al., Predicting the compressive strength of ground granulated blast furnace slag concrete using artificial neural network. Advances in Engineering Software, 2009. **40**(5): p. 334-340.
[13] Demir, F., Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by artificial neural networks. Construction and Building Materials, 2008. **22**(7): p. 1428-1435.
[14] Flood, I., Towards the next generation of artificial neural networks for civil engineering. Advanced Engineering Informatics, 2008. **22**(1): p. 4-14.
[15] Ghaboussi, J., J.H. Garrett Jr, and X. Wu, Knowledge-Based Modeling of Material Behavior with Neural Networks. Journal of Engineering Mechanics, 1991. **117**(1): p. 132-153.
[16] Kim, J.-I., et al., Application of Neural Networks for Estimation of Concrete Strength. Journal of Materials in Civil Engineering, 2004. **16**(3): p. 257-264.
[17] Lai, S. and M. Serra, Concrete strength prediction by means of neural network. Construction and Building Materials, 1997. **11**(2): p. 93-98.
[18] Öztas, A., et al., Predicting the compressive strength and slump of high strength concrete using neural network. Construction and Building Materials, 2006. **20**(9): p. 769-775.
[19] Pala, M., et al., Appraisal of long-term effects of fly ash and silica fume on compressive strength of concrete by neural networks. Construction and Building Materials, 2007. **21**(2): p. 384-394.
[20] Pala, M., et al., Dynamic soil-structure interaction analysis of buildings by neural networks. Construction and Building Materials, 2008. **22**(3): p. 330-342.
[21] Parichatprecha, R. and P. Nimityongskul, Analysis of durability of high performance concrete using artificial neural networks. Construction and Building Materials, 2009. **23**(2): p. 910-917.
[22] Cachim, P., V. Kodur, and J. Franssen, Using Artificial Neural Networks for Predicting Temperatures in Timber. Structures in Fire: Proceedings of the 6th International Conference, 2010: p. 602-610.
[23] CEN, EN 1991-1-2:2002. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire, CEN, Editor. 2002: Brussels, Belgium.
[24] Franssen, J.-M., SAFIR. A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire. Engineering Journal, 2005. **42**(3): p. 143-158.

MODELACIÓN NUMÉRICA NO LINEAL DE MUROS DE CORTE DE MADERA SOMETIDOS A CARGAS LATERALES MONOTÓNICAS

NON-LINEAR NUMERICAL MODELING OF TIMBER SHEAR WALLS UNDER MONOTONIC LATERAL LOADS

Alexander I. Opazo [(1)], José L. Lopez [(2)], Gilda E. Espinoza [(3)], Franco P. Benedetti [(4)] (P)

(1) Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
(2 Ing. Civil, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
(3) Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
(4) Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
Dirección de contacto: fbenedet@ubiobio.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T6-11

Resumen

Este trabajo tiene por objetivo modelar numéricamente el comportamiento de muros de corte de madera sometidos a cargas laterales monotónicas, caracterizando las tipologías de muros más utilizadas en la construcción de viviendas sociales chilenas. Se presentan 5 configuraciones de muros con estructura de madera estructurados en base a pie derechos y revestimiento de paneles de fibras orientadas (OSB) fijada bajo un sistema de clavado específico. Además, se consideran dos sistemas de anclaje a la fundación. Para el ingreso de datos al modelo, se asignaron propiedades específicas a los elementos de conexión tipo clavo, ya sea en la conexión revestimiento-marco y conexión madera-madera, con la finalidad que representen los desplazamientos verticales y horizontales frente a cargas laterales. La validación de los modelos se obtiene a partir de los resultados de ensayos mecánicos de muros de corte de madera publicados por el Instituto Forestal (INFOR). Luego, se determinó que los modelos numéricos son capaces de realizar un análisis estático no lineal. También, se aprecia que al cambiar el sistema de anclaje de fierro estriado a un sistema de pernos y escuadra produce un incremento significativo en la resistencia promedio a la carga lateral. Además, existe un bajo incremento en la capacidad resistente de los muros en sus pies derechos, al pasar de una escuadría menor a una mayor. Por último, no se observa un incremento importante en la resistencia a la carga lateral al aumentar el espesor de la placa de OSB.

Palabras clave: muros de corte de madera; análisis estático no lineal

Abstract

This work numerically model the behavior of timber shear walls subjected to monotonic lateral loads, characterizing the typologies of walls most used in the construction of Chilean social housing. Five configurations of shear walls structured based on studs and OSB panels fixed under a specific nailing pattern. In addition, two systems of anchoring to the foundation are considered. For the modeling, specific properties are assigned to the nail connection elements, in either in the sheathing-to-frame connection and timber-to-timber connection, in order to represent the vertical and horizontal displacements under lateral loads. The validation of the models is done using mechanical tests of timber shear walls published by the Chilean Forestry Institute. Then, it was determined that the numerical models are capable of performing a non-linear static analysis. In addition, it can be seen that changing the grooved iron anchors to a bolt and bracket system, a significant increase in the average resistance to lateral loading is obtained. Besides, there is a low increase in the capacity of the walls on their studs, when moving from a minor to a larger size. Finally, there is no significant increase in lateral load resistance by increasing the thickness of the OSB plate.

Keywords*: timber shear walls; non-linear pushover analysis*

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de corte tienen un rol fundamental en el control de desplazamientos y de daño en los sistemas sismorresistentes. En el caso de las estructuras de marcos de madera, los muros están compuestos por el ensamble de piezas de madera (pies derechos y soleras), un tablero de recubrimiento, y conectores que los vinculan.

Debido a la escasa información existente en Chile respecto del comportamiento mecánico de las viviendas con estructura de madera, particularmente sobre la capacidad de los muros estructurales; el Instituto Forestal, junto con el apoyo de la División Técnica del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, realizaron una serie de ensayos para caracterizar las tipologías de muros de madera más utilizadas en las construcciones de viviendas que cuentan con financiamiento del Estado de Chile [1]. El propósito de estos ensayos fue investigar la influencia de distintas variables asociadas a la resistencia lateral máxima de los muros. De esta forma, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) podría generar recomendaciones constructivas y modificaciones a las especificaciones técnicas de viviendas sociales de madera.

Si bien la forma más rigorosa de caracterizar mecánicamente los elementos estructurales es por medio de ensayos mecánicos, se ha demostrado que el análisis y modelamiento numérico de muros de corte de marcos de madera son capaces de reproducir el comportamiento ni lineal [2, 3], siempre que se disponga de parámetros calibrados con datos experimentales. De esta forma, los modelos numéricos representan una opción viable para ahorrar tiempo y dinero en futuros experimentos mecánicos de muros de corte de marcos de madera.

Este trabajo presenta un procedimiento para el modelamiento numérico de la respuesta no lineal de muros de corte de madera sometido a cargas laterales monotónicas, cuyos resultados son validados respecto de los ensayos experimentales ejecutados en Chile. Los modelos se implementan por medio del método de los elementos finitos en el software SAP2000 [4]. Se logra reproducir el comportamiento no lineal de los muros, obteniendo un buen ajuste entre los resultados experimentales y numéricos, lo que sugiere que se puede lograr un mejor entendimiento de su comportamiento en referencia a la carga-desplazamiento y así poder determinar cuáles son las variables más influyentes en la capacidad de resistir cargas laterales.

2. ENSAYOS EXPERIMENTALES DE MUROS

Los ensayos mecánicos fueron realizados en el Laboratorio del Área de Ingeniería Estructural del Centro de Investigación en Tecnologías de la Construcción de la Universidad del Bío-Bío (CITEC UBB) por solicitud del Instituto Forestal (INFOR) y el Ministerios de Vivienda y Urbanismo de Chile (MINVU) [1].

Se ensayan bajo carga horizontal monotónica cinco configuraciones de muros estructurales utilizadas en la construcción de viviendas sociales en Chile, los que se describen en la Tabla 1. Todos los muros ensayados son de 1,22m de ancho y 2,44m de alto, sin cadenetas y con un espaciamiento de 600mm entre pies derechos. La placa arriostrante de OSB se dispone en una cara del muro y es fijada con clavos helicoidales de 2” distanciados en la zona perimetral a 10cm y en la zona central a 20cm. Los pies derechos y soleras son de madera aserrada de pino radiata impregnado y seco con grado estructural G2. La unión entre pie derecho y solera se realiza por medio de 2 clavos. La configuración general del ensayo se presenta en la Figura 1. Los sistemas de anclaje evaluados se muestran en la Figura 2.

Los ensayos se ejecutan según lo dispuesto en la normativa chilena [5]; considerando además lo siguiente:

- No se restringió el desplazamiento vertical del panel en la zona de aplicación de carga.
- Por cada tipología constructiva se evaluaron 5 probetas, dando un total de 25 ensayos.
- La carga horizontal se aplicó monotónicamente de manera continua hasta la falla.

Tabla 1: Tipologías de muros ensayados

Nombre	Estructura	Placa de revestimiento	Sistema de anclaje
ME-2x3-9	Madera aserrada de 45x69mm (2x3”).	OSB de 9,5mm.	2 Espárragos de barra de acero estriado 8mm.
MP-2x3-9	Madera aserrada 45x69mm (2x3”).	OSB de 9,5mm.	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8” grado 2 con escuadra Simpson A66.
MP-2x3-11	Madera aserrada 45x69mm (2x3”).	OSB de 11,1mm.	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8” grado 2 con escuadra Simpson A66.
MP-2x4-9	Madera aserrada 45x94mm (2x4”).	OSB de 9,5mm.	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8” grado 2 con escuadra Simpson A66.
MP-2x4-11	Madera aserrada 45x94mm (2x4”).	OSB de 11,1mm.	2 Pernos de anclaje zincados de 3/8” grado 2 con escuadra Simpson A66.

Figura 1: Configuración del muro ensayado

a) Anclaje escuadra con perno

b) Anclaje de barra de acero estriado

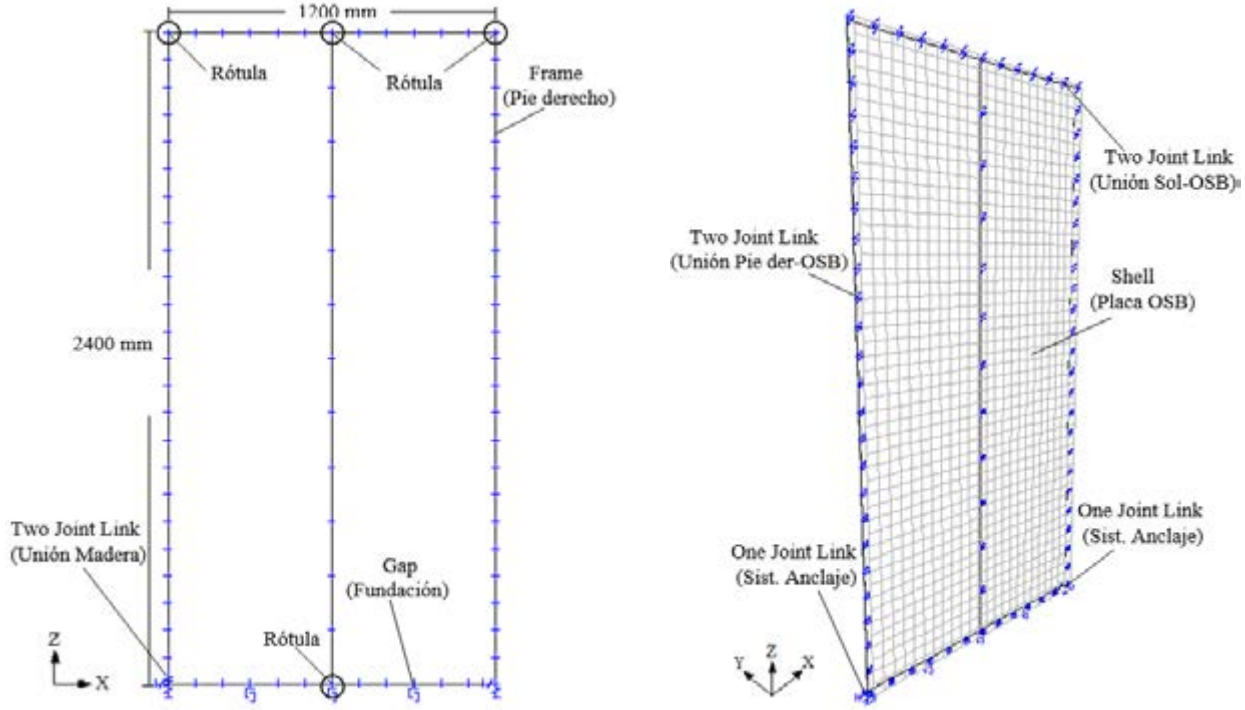
Figura 2: Sistemas de anclaje evaluados

3. MEF DE LOS MUROS DE CORTE

En esta sección se describe la metodología utilizada para modelar los muros de corte de madera, incluyendo argumentos de discretización, elección de elementos y sus respectivas asignaciones de propiedades. Se construyen 5 modelos con los mismos detalles constructivos que los muros ensayados, para lo cual se utiliza el software comercial SAP2000 [4].

3.1 Construcción del modelo

La Figura 3 muestra un esquema del modelo con sus dimensiones respectivas, se indican los elementos finitos y los elementos de la estructura física del muro, como se mostró en la Figura 1.



a) Vista frontal b) Vista 3-D

Figura 3: Modelo de elementos finitos

Los elementos físicos que conforman el muro de corte, así como sus respectivos elementos finitos y el detalle de las propiedades no lineales asignadas a cada uno de éstos se resumen en la Tabla 2.

El revestimiento se modela como elemento Shell con propiedades ortotrópicas y consiste en 1152 placas de OSB de 50x50mm. El mallado de placa se utiliza para hacer coincidir los nodos necesarios de cada cuadrilátero con la ubicación de los clavos que lo conectan al bastidor y entregar un análisis de procesos más detallado.

3.2 Conexión entre tablero de revestimiento y madera

La unión entre el revestimiento y el marco de madera es determinante en el comportamiento estructural del muro frente a solicitaciones externas, ya que es ésta unión la que permite que la placa de OSB pueda trabajar en conjunto con el marco o bastidor de madera [6].

Experimentalmente, se ha determinado que los clavos presentan un comportamiento no lineal [7]. Lo anterior debido a que el marco de madera falla en forma frágil, por lo tanto es necesario asegurar la ductilidad del muro revestido mediante apropiados espaciamientos y dimensiones de los clavos que conectan ambos elementos de madera. Con esto se pretende que la falla en el muro se deba al

aflojamiento de los clavos, en lugar que ocurra en la madera y que se puedan producir cortes en la placa de OSB o en el bastidor [8].

La conexión revestimiento-madera fue modelada por elementos Two-Joint Link de tipo Multilinear Elastic. En el modelo se considera que el comportamiento no lineal de los clavos es distinto frente a cargas laterales paralelas y perpendiculares a la fibra de la madera, y que la rigidez rotacional de los clavos es nula.

Tabla 2: Detalles modelo de elementos finitos

Elemento Físico	Tipo	Elemento Finito	Propiedades Mecánicas
Marco de madera (G2)	Pie derecho	Frame	$E = 89000$ kg/cm^2; $\upsilon = 0,3$
	Soleras		
Revestimiento	OSB 9,5 mm	Shell ortotrópico	$E_1 = 14666$ kg/cm^2; $E_2 = 37332$ kg/cm^2 $\upsilon = 0,3$; $G = 6200$ kg/cm^2
	OSB 11,1 mm		$E_1 = 8396$ kg/cm^2; $E_2 = 35264$ kg/cm^2 $\upsilon = 0,3$; $G = 8300$ kg/cm^2
Conexión Tablero-Madera	Pie derecho-OSB, Solera-OSB	Two Joint Link	Determinado por curvas carga-desplazamiento
Conexión Madera-Madera	Escuadra	Two Joint Link	Determinado por curvas carga-desplazamiento
	Clavos		
Sistema de Anclaje	Pernos	One Joint Link	Determinado por curvas carga-desplazamiento
	Barra estriada		
Fundación	Fundación	One Joint Link (gap)	K = 106000 kg/cm

El comportamiento del clavo en dirección perpendicular a la fibra se determina de acuerdo a los ensayos realizados por [9]. La propiedad del resorte que define el comportamiento perpendicular a la fibra de la madera está representada por una curva carga-desplazamiento, como lo muestra el gráfico de la Figura 4. Cabe destacar que la curva de color rojo es una curva representativa de las 10 probetas ensayadas.

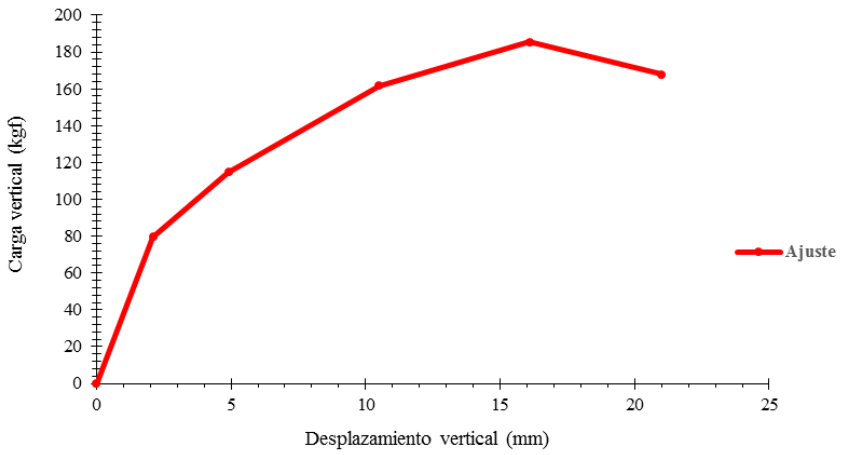


Figura 4: Curva constitutiva para conector tablero OSB-madera en dirección perpendicular a la fibra

La relación fuerza desplazamiento que define su comportamiento del conector revestimiento-madera en dirección paralela a la fibra se determina en base a las pruebas realizadas en [6]. La constitutiva que define el comportamiento paralelo a la fibra de la madera está representada en la Figura 5, la que es representativa del total de las 10 probetas ensayadas.

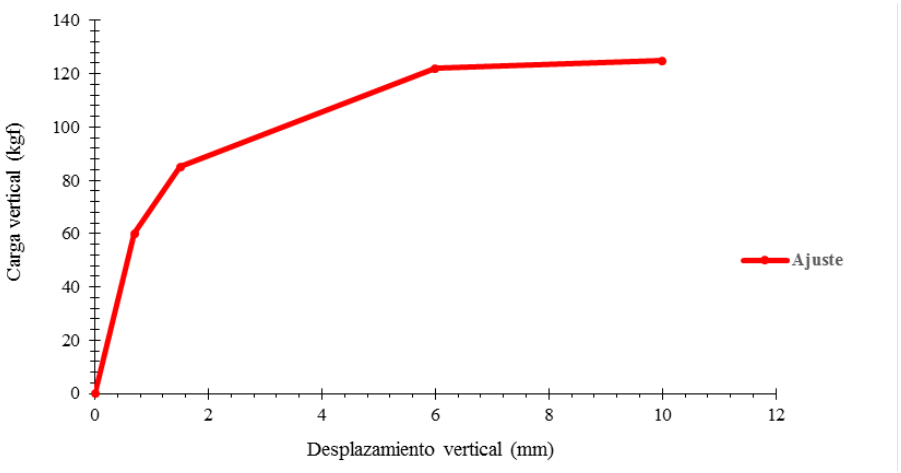


Figura 5: Curva constitutiva para conector tablero OSB-madera en dirección paralela a la fibra.

3.3 Conexión madera-madera

La conexión madera-madera representa la unión entre pies derechos y soleras. Las conexiones madera-madera fueron modeladas aproximadamente a través de uniones tipo rótula por su baja capacidad para transmitir momento y no presentar una gran resistencia al giro de las piezas de madera.

Las conexiones externas entre la solera inferior y los pies derechos se modelan por elementos tipo Two-Joint Link de tipo Multilinear Elastic con propiedades no lineales y consisten en representar el efecto del desclavado del pie derecho exterior con la solera inferior debido a la tracción producida por las cargas laterales.

La asignación de propiedades mecánicas de la unión madera-madera está determinada por el sistema de anclaje al cual está sometido el muro de corte. Si bien en el sistema de barras estriadas y en el sistema de pernos y escuadra los pies derechos y soleras están unidos por dos clavos, en este último sistema de anclaje, es la escuadra la que refuerza la conexión pie derecho-solera sumándose a los clavos, aumentando la rigidez inicial y la capacidad a la extracción directa que en el sistema de barra estriada.

Para el sistema de pernos y escuadra, la constitutiva multilineal queda representada por una curva carga-desplazamiento obtenida en un ensayo de herrajes realizado en la Universidad del Bío-Bío (UBB). De la curva en tracción obtenida por el ensayo, se conservan los desplazamientos y se disminuye la capacidad resistente por un factor de ajuste debido a una diferencia de rigidez en la escuadra ensayada y la implementada en este estudio. Además, se le agrega una curva en compresión que considera el índice de aplastamiento normal a la fibra de la madera. El gráfico de la Figura 6 muestra la propiedad asignada.

Para el sistema de barras estriadas, la respuesta no lineal está representada por una curva carga-desplazamiento obtenida de los ensayos realizados en [2]. Se agrega también una curva en compresión que considera el índice de aplastamiento a la fibra de la madera. La propiedad asignada a la conexión se muestra en la Figura 7.

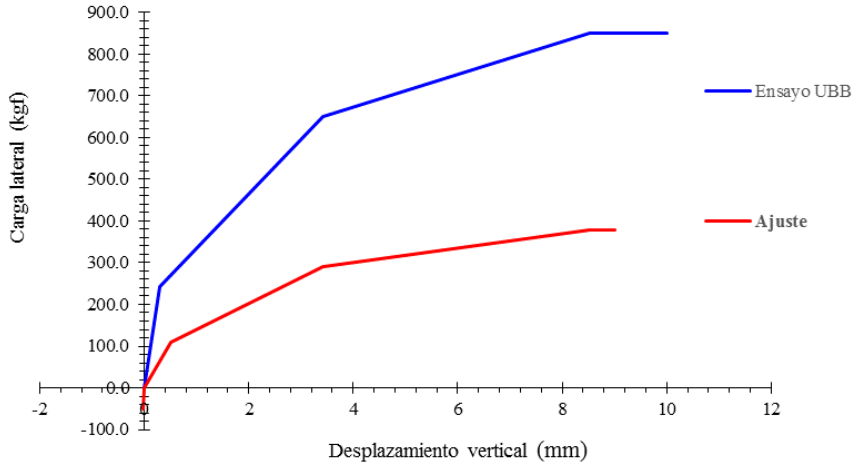


Figura 6: Curva constitutiva para extracción directa de conector madera-madera en sistema de anclaje escuadra-perno

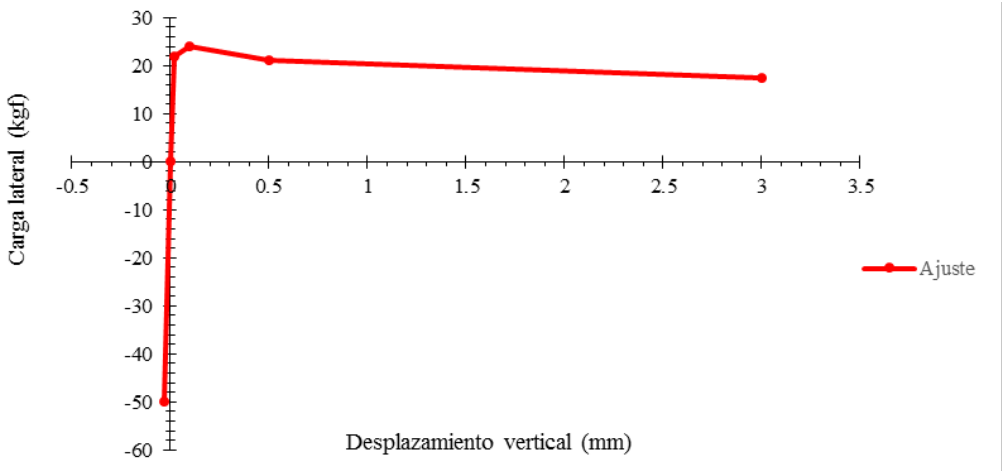


Figura 7: Curva constitutiva para extracción directa de conector madera-madera en sistema de anclaje de barra estriada

3.4 Conexión del sistema de anclaje

El sistema de anclaje del muro a la fundación aporta rigidez al muro al impedir la flexión de la solera inferior y el levantamiento producido por la tracción generada por las cargas laterales.

La conexión sistema de anclaje está modelado por elementos One-Joint Link tipo Multilinear Elastic con propiedades no lineales que definen el comportamiento de deformación de los sistemas de anclajes para el deslizamiento y el levantamiento. Las propiedades del sistema de anclaje de barra estriada y de pernos y escuadra están representadas por curvas carga-desplazamiento que se obtienen directamente de los ensayos de los muros, por medio de un análisis de equilibrio entre la fuerza horizontal y las reacciones horizontales y verticales en los apoyos, y de los registros de desplazamiento.

4. RESULTADOS

En este capítulo se exponen los resultados de los muros de corte de madera modelados y calibrados en el software computacional SAP2000 mediante un análisis estático no lineal de elementos finitos.

4.1 Ajuste de los modelos

La calidad de los modelos es evaluada por medio de su capacidad para reproducir las curvas carga-desplazmiento obtenida en los ensayos mecánicos ejecutados en [1]. La comparativa entre las curvas de capacidad obtenidas por el modelo y los ensayos de cada configuración de muro se presentan desde la Figura 8 a la Figura 12.

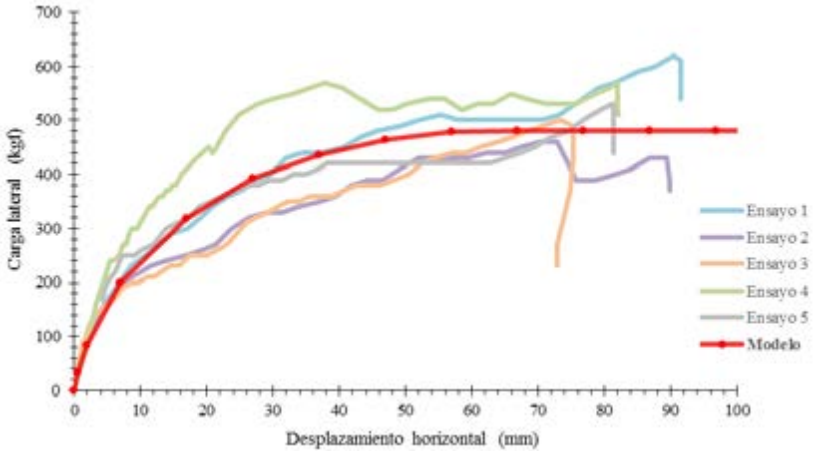


Figura 8: Curva de capacidad para muro ME-2x3-9

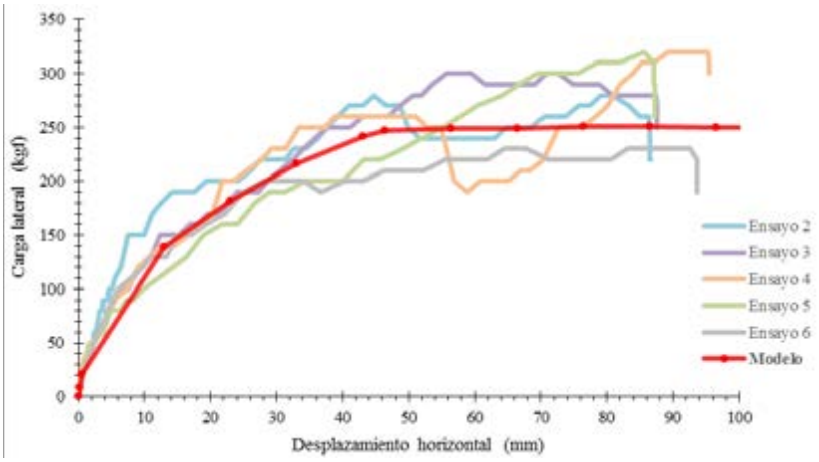


Figura 9: Curva de capacidad para muro MP-2x3-9

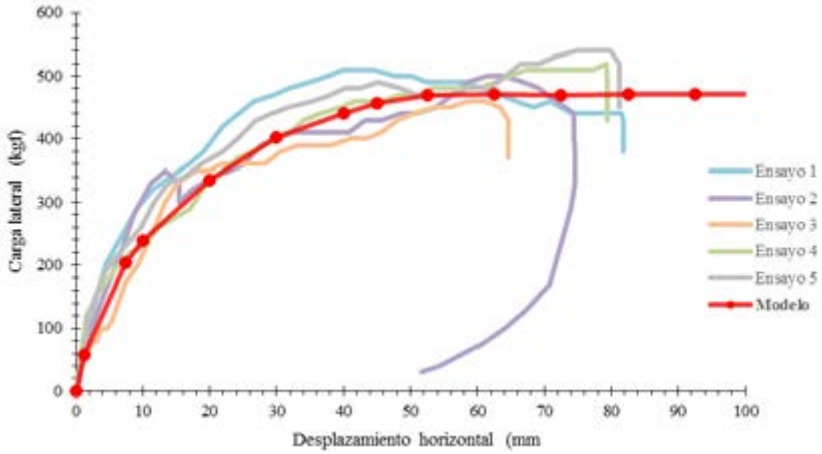


Figura 10: Curva de capacidad para muro MP-2x3-11

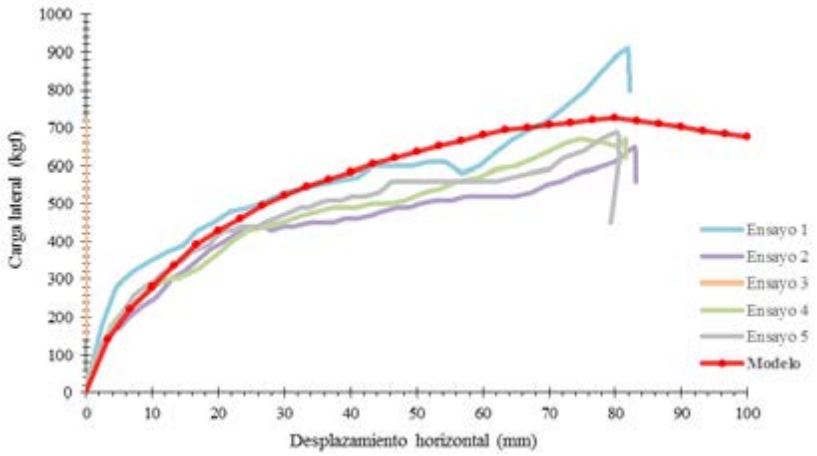


Figura 11: Curva de capacidad para muro MP-2x4-9

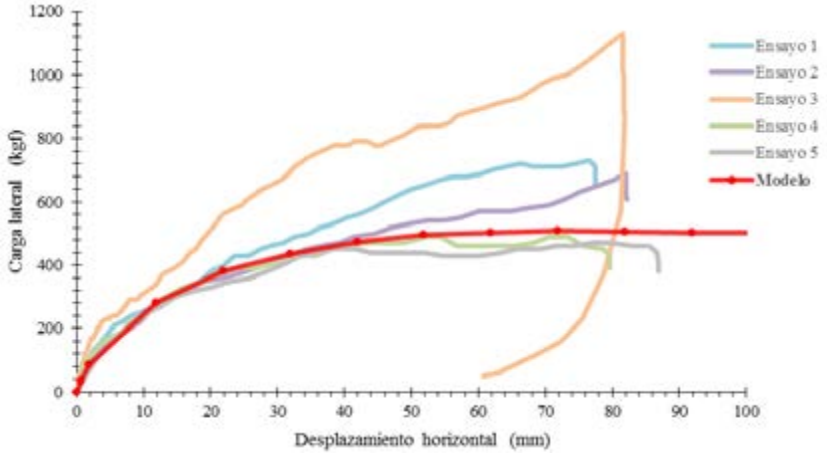


Figura 12: Curva de capacidad para muro MP-2x4-11

Se observa que existe similitud entre las curvas obtenidas del modelo y las curvas de los ensayos, pero para el muro MP-2x4-11 el ajuste es pobre debido a la elevada dispoersión de los resutados experimentales.

La Tabla 3 resume las cargas máximas y sus los respectivos desplazamientos obtenidos por los modelos y por los ensayos mecánicos, donde estos últimos corresponde al promedio de las 5 repeticiones de cada ensayo.

Tabla 3: Resumen de comparativa resultados

Configuración de muro	Propiedad	Modelo	Promedio Ensayos	% Diferencia
ME-2x3-9	Carga última (kg)	250.8	290.0	13.5%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	76.4	74.3	2.8%
MP-2x3-9	Carga última (kg)	481.0	536.0	10.3%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	76.9	78.1	1.5%
MP-2x3-11	Carga última (kg)	470.5	506.0	7.0%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	62.5	60.0	4.2%
MP-2x4-9	Carga última (kg)	508.1	702.0	27.6%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	71.9	75.6	4.9%
MP-2x4-11	Carga última (kg)	508.7	728.0	30.1%
	Desplazamiento a Carga última (mm)	80.3	79.3	1.3%

En general, se tiene buen ajuste entre los resultados del modelo y de los ensayos, tanto en términos de Carga última como de su desplazamiento, en particular para los muros con escuadrías de 2x3, mientras que, para los muros con piezas de mayor sección, la calidad del ajuste se hace menor, lo que se debe a la validez de las condiciones de modelación, particularmente para las conexiones madera-madera.

4.2 Análisis de resultados

Según la información entregada por los modelos numéricos, al comparar la tipología de muro ME-2x3-9 con MP-2x3-9 se puede apreciar una diferencia significativa, ya que el cambio de sistema de anclaje de fierros estriados a un sistema de anclaje de pernos y escuadra permitió un incremento del 92% en la resistencia promedio a la carga lateral, mientras que en los ensayos mecánicos se observa un incremento de 85%. La Tabla 4 resume lo anterior e indica el porcentaje de diferencia entre las capacidades de los muros modelados y los ensayados.

Tabla 4: Influencia del sistema de anclaje en la capacidad última

Método	Tipología	Carga última (kg)	Incremento	Diferencia
Ensayo	ME-2x3-9	290.0	85%	7%
	MP-2x3-9	536.0		
Modelo	ME-2x3-9	250.8	92%	
	MP-2x3-9	481.0		

Por otro lado, en los resultados obtenidos por los modelos se observan los valores de las tipologías con sistema de anclaje de pernos y escuadras (MP-2x3-9, MP-2x3-11, MP-2x4-9 y MP-2x4-11) y se aprecia una pequeña influencia de la escuadría de los pies derechos en la capacidad resistente de los muros, donde la escuadría 2x4 (45x94 mm.) presenta valores entre un 6% y 8% mayores a las tipologías con escuadría de 2x3 (45x69 mm.). En cambio, en los ensayos mecánicos se nota una clara influencia de la escuadría de mayor dimensión, con valores entre 31% y 44% superiores a la escuadría menor. La Tabla 5 indica la influencia en la capacidad de resistencia al cambio de escuadría

Tabla 5: Influencia de la escuadría de los pies derechos en la capacidad última

Método	Tipología	Carga última (kg)	Incremento	Diferencia
Ensayo	MP-2x3-9	536.0	31%	25%
	MP-2x4-9	702.0		
Modelo	MP-2x3-9	481.0	6%	
	MP-2x4-9	508.1		
Ensayo	MP-2x3-11	506.0	44%	36%
	MP-2x4-11	728.0		
Modelo	MP-2x3-11	470.6	8%	
	MP-2x4-11	508.7		

Además, tanto para los muros modelados como para los ensayados se determina que al aumentar el espesor de la placa de OSB de 9,5 mm. a 11,1 mm. no se observa un incremento importante en la resistencia a la carga lateral entre las tipologías de muros de una misma escuadría. La Tabla 6 indica la influencia en el comportamiento del muro al cambiar de espesor de placa OSB.

Tabla 6: Influencia del espesor de la placa de revestimiento de OSB en la capacidad última

Método	Tipología	Carga última (kg)	Incremento	Diferencia
Ensayo	MP-2x3-9	536.0	6%	4%
	MP-2x3-11	506.0		
Modelo	MP-2x3-9	481.0	2%	
	MP-2x3-11	470.6		
Ensayo	MP-2x4-9	702.0	4%	4%
	MP-2x4-11	728.0		
Modelo	MP-2x4-9	508.1	0%	
	MP-2x4-11	508.7		

Finalmente, en los modelos numéricos se observa que los desplazamientos máximos horizontales asociados a las cargas máximas horizontales no presentaron diferencias significativas entre las configuraciones de muro modeladas. Se observaron valores que variaron entre los 63 mm y 80mm. Similares valores se obtuvieron en los ensayos, cuyos desplazamientos varían entre 60 mm y 79mm.

5. CONCLUSIONES

El modelo de elementos finitos desarrollado puede realizar un análisis estructural estático no lineal de muros de corte de madera y predecir un comportamiento mostrado por los muros de corte ensayados.

Los resultados sugieren que el modelo logra capturar el efecto de cambio de sistema de anclaje de barra estriada a un sistema de pernos y escuadra, ya que se registra un incremento de un 92% en la resistencia promedio a la carga lateral, en comparación al 85% de incremento en la resistencia que arrojaron los ensayos mecánicos. Por el contrario, el modelo no logra representar de forma correcta el efecto de pasar de una escuadría de 2x3” a una de 2x4”, ya que mientras los ensayos mecánicos registran un 31% y un 44% de incremento en la capacidad resistente de los muros en cada caso, el modelo sólo alcanza a generar un incremento del 6% y 8%.

La baja similitud entre los ensayos y los modelos se debe principalmente a que la unión entre pies derechos y solera fue modelada como rótula, lo cual en la realidad no es válido. El modelo al no tener rigides en los encuentros madera-madera actúa como un mecanismo con articulaciones, por lo que frente a la carga lateral actuante, no se replica adecuadamente la influencia del tamaño de las secciones de las piezas de madera.

Durante la etapa de calibración se logró determinar que la propiedad no lineal asignada a la conexión tablero-madera afecta fuertemente a la respuesta del muro de corte. La conexión tablero-madera influye directamente en la capacidad última, pudiendo controlar la carga y el desplazamiento máximo del muro, por lo que para una mayor precisión en la predicción de los modelos, mayor precisión tiene que asignarse a la propiedad. No obstante, el estado último del muro está más controlado por el sistema de anclaje que por el conector tablero-madera.

Por último, no se observa un incremento importante en la resistencia a la carga lateral al aumentar el espesor de la placa de OSB.

REFERENCIAS

[1] Vásquez, L., Hernández, G., Campos, R. y González, M. 'Caracterización mecánica de muros estructurales de madera', Informe técnico N°191, Instituto Forestal (INFOR), Chile (2012).
[2] Mi, H. 'Behavior of unblocked wood shearwalls'. Tesis para obtener el grado de Magíster en Ciencias, The University of New Brunswick, Canada (2004).
[3] Yuen Loo, W., Quenneville, P. y Chouw, N. 'A numerical approach for simulating the behaviour of timber shear walls'. Informe técnico. Departament of Civil and Environmental Engineering, The University of Auckland, Nueva Zelanda (2012).
[4] 'SAP2000, versión 14.0: *Analysis reference manual'*. Computer and Estructures, Inc. (2009).
[5] Instituto Nacional de Normalización. 'Arquitectura y construcción. Paneles prefabricados. Ensayo de carga horizontal' Norma chilena NCh. 802.Eof 71, Chile (1971).
[6] Rademacher, F. 'Análisis de vulnerabilidad estructural de muros en base a paneles de madera, reforzados con placa OSB, frente a cargas horizontales en su plano'. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Chile (2006).
[7] Canales, V. y Gutiérrez, G. 'Análisis no lineal de muros de madera mediante modelos de elementos finitos'. Memoria para obtener el título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad de Santiago de Chile, Chile (1994).
[8] Carvallo, V. 'Antecedentes Básicos sobre el comportamiento estructural de diafragmas verticales solicitados por cargas horizontales inducidas en su Plano'. Instituto Forestal (INFOR), Chile (1989).
[9] Leiva, J. y Vilches P. 'Comportamiento de muros de corte de madera rigidizados mediante tablero de contrachapado bajo la acción de carga horizontal estática y cíclica combinada con carga vertical en su propio plano'. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ciencias, Universidad de Santiago de Chile, Chile (1996).

ESTUDIO DE LAS DEFORMACIONES SISMICAS LATERALES EN EDIFICIOS DE MADERA DE 5 PISOS

STUDY OF LATERAL SEISMIC DEFORMATIONS IN 5 STOREY TIMBER BUILDINGS

Alan F. Jara [(1)] (P), Alexander I. Opazo [(2)], Cecilia D. Bustos [(3)]

(1) Mg.(c), Investigador, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile
(2) Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile.
(3) PhD. Ing. Civil en Industrias Forestales, Profesora Asociada, Universidad del Bío–Bío, Departamento de Ingeniería en Maderas, Concepción, Chile.
Dirección de contacto: aopazove@ubiobio.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T6-12

Resumen

La edificación de mediana altura en madera en Chile, es un desafío mayor que debe armonizar la alta sismicidad presente con las metas de construcción sustentable. Una dificultad para incrementar el número de edificaciones de este tipo, tiene que ver con los límites estrictos impuestos por la normativa sísmica en Chile para los desplazamientos laterales de entrepiso. Estos límites están calibrados para estructuras de hormigón armado y no para sistemas constructivos que utilizan madera. Por otro lado, el desarrollo inmobiliario promueve configuraciones arquitectónicas de edificios con densidades de muros bajas y asimétricas, lo que complica aún más el cumplimiento normativo. El presente trabajo implementa una metodología para la modelación tridimensional de edificios en madera, con muros de corte en sistema plataforma, que permita la evaluación del nivel de deformaciones sísmicas y la contrastación con los limites normativos. Se modelan 3 configuraciones arquitectónicas de edificios habitacionales de 5 pisos de interés social, para 3 zonas sísmicas, 2 configuraciones de envigado de piso, dos direcciones de sismo y 5 tipos de suelo, generando 180 casos de estudio. Los modelos consideran las distintas fuentes de flexibilidad del sistema plataforma, incluyendo la no linealidad cinemática de los conectores anti-levantamiento del tipo hold down. Los resultados muestran que las deformaciones laterales sísmicas son fuertemente dependientes de la dirección del envigado de piso y del tipo de suelo. De los casos de estudio más favorables, el 73% cumple con las restricciones impuestas por la normativa chilena y un 100% con normativas internacionales.

Palabras clave: deformaciones sísmicas; edificios de madera; modelación numérica

Abstract

In Chile, timber mid-rise buildings, are a major challenge that must harmonize the high seismicity present with the goals of sustainable construction.One difficulty in increasing the number of buildings of this type, are the strict limits imposed by the Chilean seismic regulation for the inter-story lateral displacements. These limits are calibrated for reinforced concrete structures and not for wood structures buildings. On the other hand, real estate development promotes architectural configurations of buildings with asymmetrical and low density walls, which make it difficult to meet the code. This paper implements a methodology for modeling three-dimensional wood structures buildings with timber framed shear walls that allows the evaluation of the level of seismic deformations and contrasts it with the code's limits. In this work are modeled 3 architectonic configurations for residential buildings of 5-floors and social interest, 3 seismic zones, 2 direction of floor joist, 2 seismic direction and 5 types of soil. The models consider various sources of flexibility of the timber framed walls, including the non-linearity kinematic of the anti-uprising hold-down type connectors. The results show that the seismic lateral deformations are strongly dependent on the direction of the floor joist and soil type. Of the study cases, 73% comply with the restrictions imposed by Chilean regulations and 100% with international regulations.

Keywords*: seismic deformations; wood structures buildings; numerical modeling*

1. INTRODUCCIÓN

Chile es un país altamente sísmico, debido a los terremotos de subducción intraplaca causados por la interacción de la Placa de Nazca y la Sudamericana. Este tipo de movimiento es el más agresivo y el que causa mayor daño en general, por lo cual, la construcción de edificios debe satisfacer las altas demandas sísmicas que existen en el país. La normativa vigente en Chile (NCh 433 of 96 mod. 2009) de diseño sísmico de edificios, intenta controlar los daños producidos por terremotos, limitando las deformaciones sísmicas de edificios. El límite impuesto por la norma fue calibrado en base a estructuras de hormigón armado, y no para otros materiales de mayor flexibilidad, como es el caso de la madera. Este límite ha sido una de las trabas importantes para la construcción de edificios de madera de mediana altura.

Últimamente en Chile existe un interés en promover el desarrollo de construcciones sustentables, en que la madera juega un rol fundamental. Frente a otros materiales de la construcción, la madera es la que tiene menor huella ecológica, y contribuye a la reducción de CO_2. En Chile, la madera está asociada principalmente a construcciones de viviendas sociales de dos pisos y no a edificación en altura. Con el fin de promover el uso de la madera para edificación en altura es necesario conciliar el desempeño sísmico y el desarrollo de construcciones sustentables. Una de las dificultades para superar estos desafíos es que en Chile no existe una metodología clara para estimar el nivel de deformaciones sísmicas de un edificio de madera, y de esta forma comparar con los limites normativos.

En esta dirección, la presente investigación pretende examinar investigaciones nacionales e internacionales recientes con el fin de ampliar metodologías existentes, adaptar a la realidad sísmica chilena y aplicar a configuraciones arquitectónicas de uso frecuente en Chile. Estos resultados se utilizarán para evaluar el nivel de deformaciones sísmicas de edificios de madera de mediana altura, junto con establecer brechas normativas.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En este capítulo se presentan las configuraciones arquitectónicas de los edificios estudiados y los métodos de análisis estructural implementados.

2.1 Configuraciones arquitectónicas

El estudio consideró la modelación de 3 edificios habitacionales de interés social de 5 pisos, con una altura entrepiso de 2.44 m. Se analizaron 2 direcciones de envigado de piso, una en la dirección longitudinal (dimensión mayor en planta) y otra en la dirección transversal (dimensión menor en planta).

La configuración arquitectónica A, es un edificio con dimensiones en planta de 36 m x 12 m, con la particularidad que sus plantas son distintas en algunos pisos, tal como lo muestra la Figura 1. El resultado de tener plantas distintas es poseer pocos segmentos verticales de muros, que en elevación sean continuos, tal como lo muestra la Figura 2. La configuración arquitectónica B es un edificio de planta regular, con dimensiones de 24 m x 12 m. En la Figura 3 se muestra la vista en planta y algunas elevaciones del edificio. La configuración arquitectónica C es un edificio rectangular simétrico, de planta regular con dimensiones de 23 m x 12 m. En la Figura 4 se muestra la planta y algunas elevaciones del edificio.

Figura 1: Vista en planta de configuración arquitectónica A

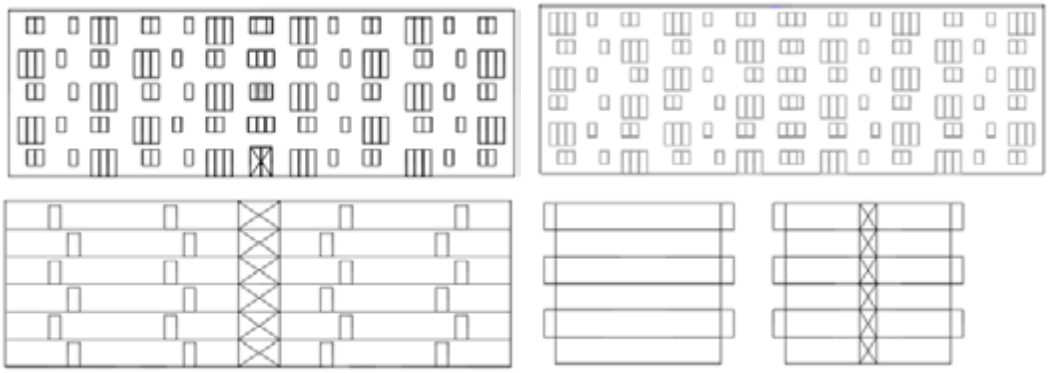


Figura 2: Elevaciones de algunos ejes de la configuración arquitectónica A

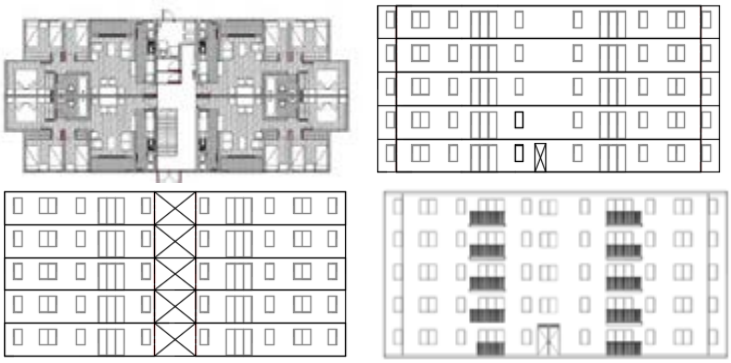


Figura 3: Vista en planta y elevaciones de algunos ejes de la configuración arquitectónica B

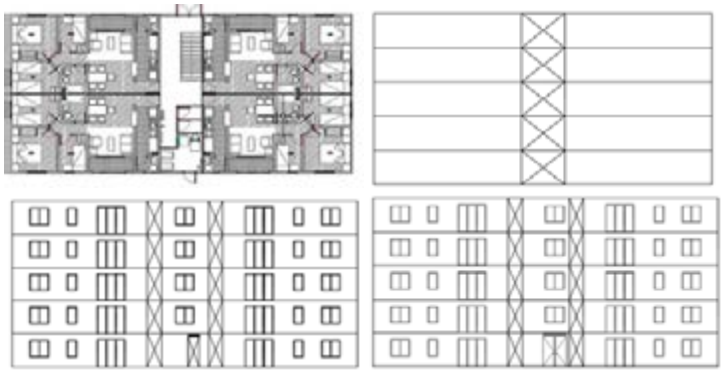


Figura 4: Vista en planta y elevaciones de algunos ejes de la configuración arquitectónica C

2.2 Método de análisis estructural

El comportamiento de un edificio de madera, está compuesto por varios factores, lo que implica cierto grado de complejidad en el modelamiento en comparación a otros materiales constructivos (Asiz et al 2010; Rossi et al 2016; Cassagrande et al 2016). El elemento estructural que tiene mayor relevancia en el control de desplazamientos laterales en edificios de madera, son los muros de corte (sistema tipo plataforma). En la Figura 5 se pueden ver todos los componentes de este elemento estructural.

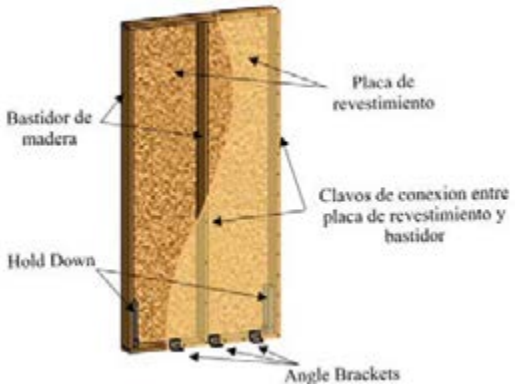
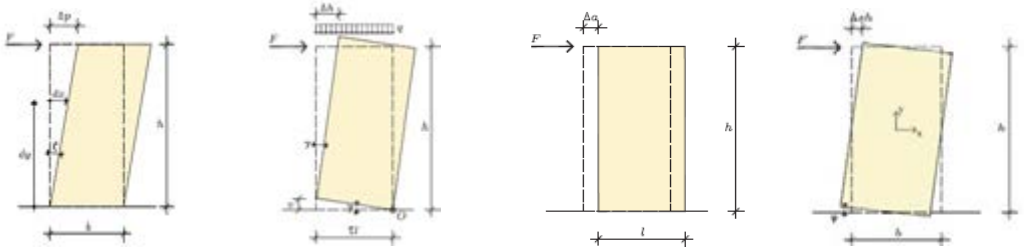


Figura 5: Componentes de un muro de corte

2.2.1 Método original propuesto por Casagrande et al (2016) y Rossi et al (2016)

Casagrande et. al. (2016) establecieron un procedimiento de modelación numérica simplificado para encontrar la respuesta de muros de corte para estructuras de madera de un piso. Ellos consideraron que la rigidez lateral de la estructura estaría dada por la sumatoria de las rigideces de cada muro de corte, y estos a su vez, dependerán de todos sus elementos componentes, tales como: rigidez a la desangulación de la placa de revestimiento, rigidez lateral entregada por anclajes anti levantamiento (hold down), rigidez al deslizamiento entregada por angle brackets y rigidez lateral de la conexión entre los clavos y la placa de revestimiento. En la Figura 6 se esquematizan estos aportes.



(a) (b) (c) (d)

Figura 6: Componentes que influencian la flexibilidad de un muro de corte: a) placa de revestimiento, b) hold down, c) angle bracket, d) conectores madera-placa (Casagrande et al 2016)

Conociendo el aporte de cada componente estructural, los autores definieron un modelo simplificado con resortes elásticos, tal como se muestra en la Figura 7. Por otra parte, desarrollaron una serie de expresiones matemáticas para las distintas fuentes de flexibilidad y rigidez del muro, que se muestran en las Ecuaciones (1) a (4).

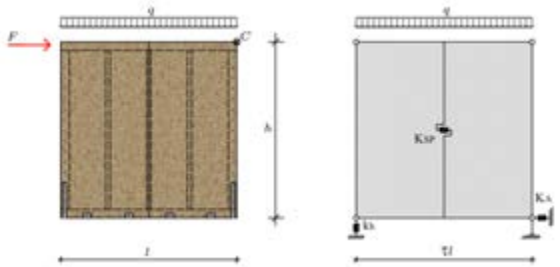


Figura 7: Modelo de un muro de corte (Rossi et al 2016)

$$\frac{1}{K_{SP}} = \frac{h}{G_p \cdot n_{bs} \cdot t_p \cdot l} + \frac{S_c \cdot \lambda}{k_c \cdot n_{bs} \cdot l} \quad (1)$$

$$\frac{1}{K_A} = \frac{i_a}{k_a \cdot l} \quad (2)$$

$$\frac{1}{K_H} = \frac{h^2}{k_h \cdot (\tau \cdot l)^2} \quad (3)$$

$$K_{tot} = \left(\frac{1}{K_{SP}} + \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_H}\right)^{-1} \quad (4)$$

Donde, K_{SP}: Rigidez lateral combinada que aporta la placa de revestimiento y los clavos, K_A: Rigidez lateral total que aportan conectores Angle Brackets, K_H : Rigidez lateral total que aportan anclajes anti levantamiento (Hold Down), K_{tot}: Rigidez lateral total de un muro de corte, G_p: Modulo de corte placa de revestimiento, n_{bs}: Cantidad de placas de revestimiento (interior-exterior), k_c: Rigidez lateral de clavos que conectan placa de revestimiento y madera, t_p: Espesor de la placa de revestimiento, h: Altura del muro de corte, S_c: Espaciamiento entre clavos, i_a: Espaciamiento entre angle brackets, k_a: Rigidez lateral individual de angle brackets, k_h: Rigidez vertical individual de hold down, λ: Parámetro relacionado con la forma del panel, l: Largo del muro de corte, τ: Es un parámetro que considera la distancia entre anclajes Hold Down, típicamente [0.9,1]

Para obtener el desplazamiento lateral de un muro de corte es necesario restar el desplazamiento horizontal debido a las cargas verticales tal como muestran las Ecuaciones (5) y (6).

$$\Delta_N = \frac{q \cdot l/2 \cdot h}{\tau \cdot l \cdot k_h} \quad (5)$$

$$\Delta = \frac{F}{K_{tot}} - \Delta_N \quad (6)$$

Donde, Δ_N: Desplazamiento horizontal debido a cargas verticales en el muro, q: Carga vertical uniformemente distribuida en el muro, F: Carga horizontal en muro de corte, Δ: Desplazamiento total de un muro de corte

Posteriormente Rossi et al (2016) ampliaron el estudio anterior trabajando en múltiples pisos, en donde, ocupando el método de superposición establecieron un modelo capaz de calcular los desplazamientos y fuerzas actuantes en cada muro. La generalización de este modelo se muestra en las Ecuaciones (7) a (10).

$$K_{sys} = \sum_{i=1}^{n} K_{tot,i} \quad (7)$$

$$\Delta_{N,i} = \sum_{r=1}^{j} \frac{M_r}{|M_r|} \left(\sum_{y=r}^{m} N_y\right) \cdot \frac{z_j - z_{r-1}}{k_h \cdot \tau \cdot l} \quad (8)$$

$$F_{N,sys} = \sum_{i=1}^{n} K_i \cdot \Delta_{N,i} \quad (9)$$

$$\Delta = {K_{sys}}^{-1} \cdot (F - F_{N,sys}) \quad (10)$$

Donde, K_{sys}: Rigidez del sistema, $K_{tot,i}$: Rigidez lateral total que aporta el i-ésimo muro, M_r : Momento flector en el r-ésimo piso, $\Delta_{N,i}$: Desplazamiento horizontal del i-ésimo muro debido a cargas verticales en el N-ésimo piso, Δ: Desplazamiento horizontal de cada piso, N_y: Carga vertical concentrada en él y-ésimo piso, $F_{N,sys}$: Carga horizontal aplicada al sistema debido a las cargas verticales del N-ésimo piso, F: Carga horizontal aplicada al sistema

El modelo propuesto por los autores Rossi et al (2016) y Casagrande et al (2016) considera dos grandes iteraciones, debido a la no linealidad cinemática que entregan los hold down. Esta no linealidad se ve reflejada en que los hold down solo se activan cuando existen fuerzas de tracción en ellos que logran superar a las componentes de compresión provenientes de las cargas verticales. Por lo tanto, la primera iteración tiene que ver con que no se conoce a priori el signo de los momentos flectores en los muros y por ende su efecto en los desplazamientos horizontales, debido a las cargas verticales (Ecuación 8). Por su parte, la segunda iteración está relacionada con que no se conoce previamente que hold down están traccionados y cuales comprimidos. Estas iteraciones implican asumir condiciones iniciales que se van revisando paso a paso hasta lograr la convergencia.

2.2.2 Método modificado para análisis tridimensional

Para evaluar el nivel de deformaciones sísmicas de un edificio es necesario analizar una estructura tridimensional completa. Es por ello que se requiere ampliar la metodología propuesta Rossi et al (2016) a través de un análisis pseudo-tridimensional asumiendo un supuesto de diafragma rígido. En términos generales, las rigideces de cada muro son llevadas a coordenadas de piso, considerando la posición relativa de cada muro en la planta estructural. Las expresiones matemáticas que permiten esta conversión se muestran en ecuaciones (11) y (12) y la Figura 8.

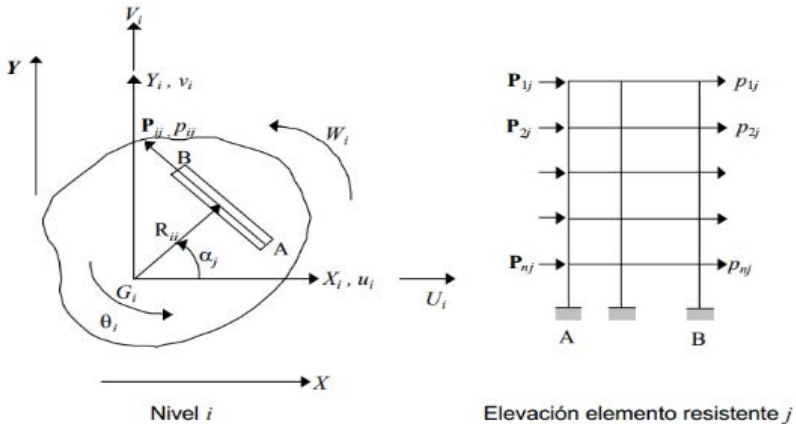


Figura 8: Modelo Pseudo-tridimensional

$$\left[\beta^j\right]_{(nx3n)} = \left[-\sin\alpha_j \cdot [I] \vdots \cos\alpha_j \cdot [I] \vdots [R_j]\right] \quad (11)$$

$$K_c = \sum_{j=1}^{m} \left[\beta^j\right]^T \cdot \left[K^j\right] \cdot \left[\beta^j\right] \quad (12)$$

Donde, K_c: Rigidez lateral del edificio en coordenadas de piso, β: Matriz de transformación de coordenadas locales a coordenadas globales, α, R: Coordenadas polares de la traza del elemento resistente

Las fuerzas sísmicas y momentos torsores fueron considerados de acuerdo al análisis estático equivalente de la norma de diseño sísmico de edificios (NCh 433 of 96 mod. 2009). En términos generales, este metodo calcula un corte basal que se distribuye en fuerzas en altura. Para poder obtener estas cargas se requiere conocer la zona sismica, el tipo de suelo, junto con el periodo de la estructura. Dado que el periodo de la estructura es fuertemente dependiente de si se produce o no levantamiento de los anclajes hold down, es necesario especificar un valor inicial de periodo para comenzar la iteracion, lo que conlleva a una nueva iteración en la metodología propuesta por Rossi et al (2016) y Casagrande et al (2016). Una opcion para poder estimar la condicion inicial del periodo, es el que propone el codigo nacional de edificios de Canada (NBCC), el cual contempla que el periodo de una estructura estara dado por $0.05 \cdot h_n^{0.75}$, donde h_n es la altura del edificio en metros. En la Figura 9, se muestra un diagrama de flujo que contempla la metodologia utilizada.

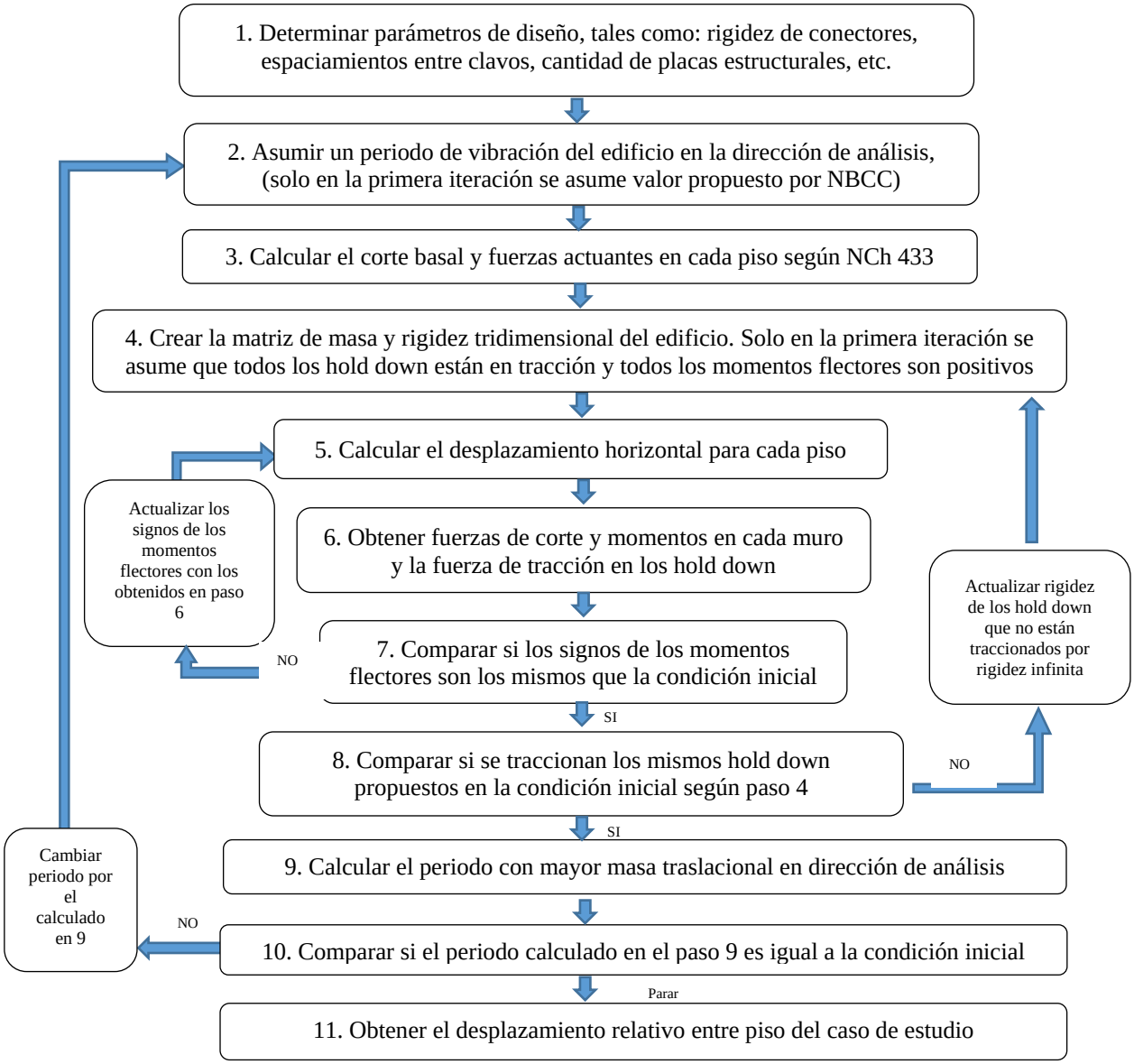


Figura 9: Diagrama de flujo metodología

2.2.3 Casos de análisis

Cada edificio fue modelado en base a muros de corte bajo el sistema tipo plataforma, en donde cada uno de ellos contempla: un bastidor de madera, placa de revestimiento (interior y exterior), anclajes hold down y angle brackets. Los materiales que se utilizaron para realizar la modelación y el análisis estructural para obtener el nivel de desplazamiento están indicados en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros utilizados en el modelo numérico

Parámetro	Valor
$G_p \cdot t_p$	15518 [N/mm]
S_c	100 [mm]
k_a	3000 [N/mm]
k_h	10000 [N/mm]
n_{bs}	2
k_c	600 [N/mm]
i_a	500 [mm]
τ	1

El análisis considero las variables de la normativa chilena de diseño sísmico de edificios, la cual contempla, 3 zonas sísmicas asociadas a un cierto grado de peligrosidad sísmica, en la cual establece la zona sísmica 1, donde se tendrá menor peligro sísmico (A0=0.2g), en cambio la zona 3 está asociada a un mayor peligro sísmico (A0=0.4g). Por otra parte, se establecen 5 tipos de suelos, desde suelos más duros como la Roca (tipo A), hasta suelos más blandos o sueltos (tipo E). La Tabla 2 muestra la tipología para el posterior análisis de los datos.

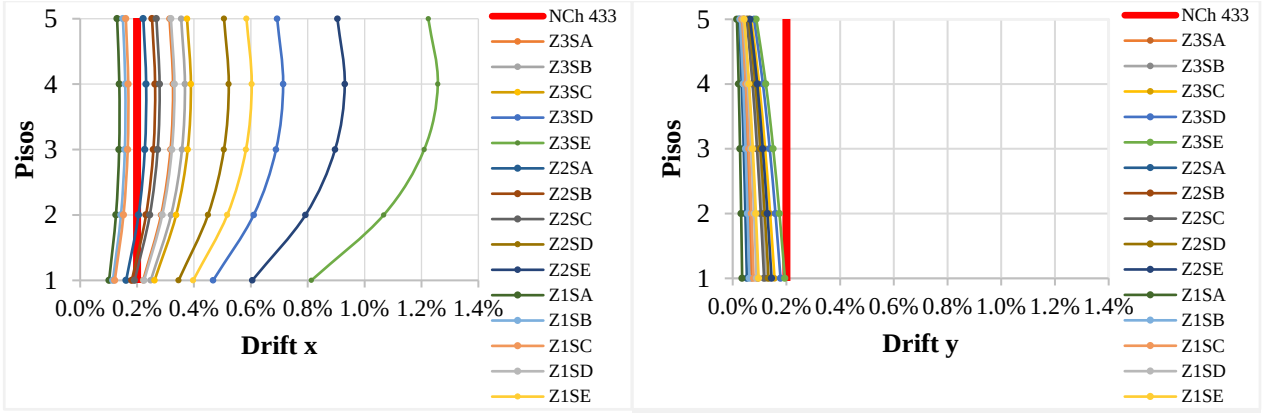
Tabla 2: Factores del modelo numérico

Tipo de Suelo	Zona Sísmica	Tipología
A	1	Z1SA
	2	Z2SA
	3	Z3SA
B	1	Z1SB
	2	Z2SB
	3	Z3SB
C	1	Z1SC
	2	Z2SC
	3	Z3SC
D	1	Z1SD
	2	Z2SD
	3	Z3SD
E	1	Z1SD
	2	Z2SD
	3	Z3SD

3. RESULTADOS

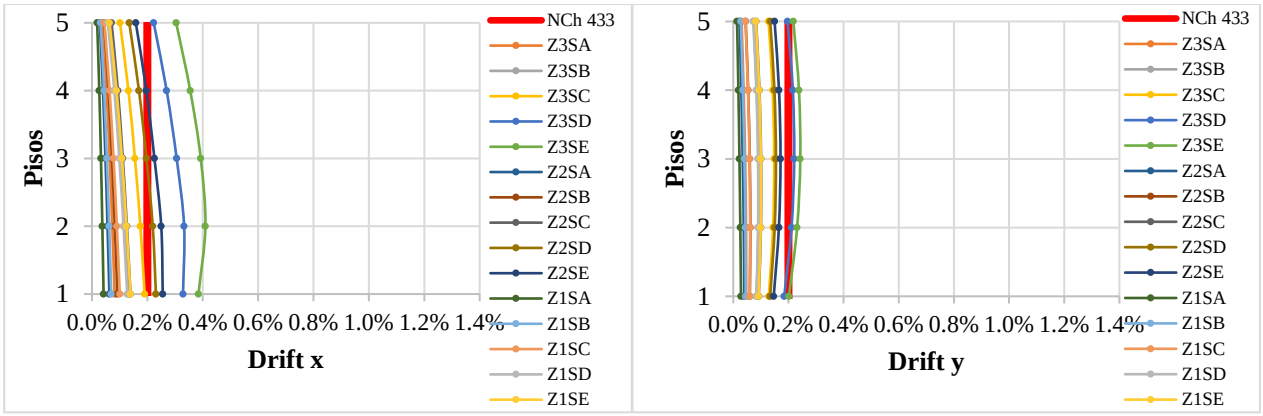
En este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos en base a la metodología propuesta para encontrar el nivel de deformaciones sísmicas de un edificio de madera. Para el análisis se utilizará el parámetro drift, el cual se entiende como el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos, divididos entre la altura de entrepiso. El drift a analizar será el medido entre los centros de masas de cada planta para la comparación con la restricción de drift de la normativa chilena de edificios NCh 433 of 96 mod. 2009. Se establecerán dos direcciones de sismo actuante, una en dirección longitudinal del edificio (sismo en x) y otra en la dirección transversal del edificio (sismo en y).

Las Figuras 10 y 11 muestran los niveles de drift obtenidos para la configuración arquitectónica A, para distintas disposiciones de envigado de piso y direcciones de análisis sísmico. En todos los gráficos la línea roja vertical representa a el límite de drift impuesto por la normativa chilena NCh 433.



(a) (b)

Figura 10: Niveles de Drift en configuración arquitectónica A con envigado de piso en dirección longitudinal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y



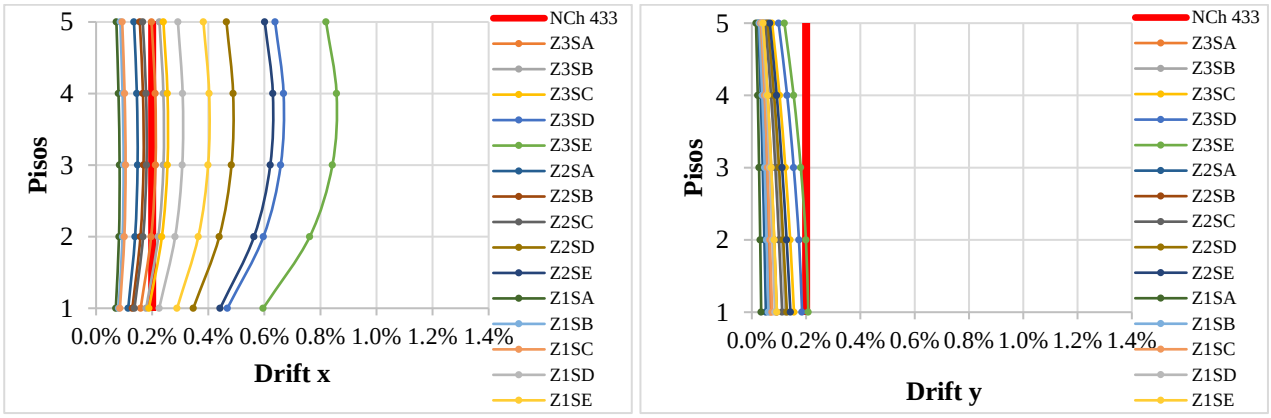
(a) (b)

Figura 11: Niveles de Drift en configuración arquitectónica A con envigado de piso en dirección transversal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y

Para la configuración tipo A, considerando un envigado de piso en la dirección longitudinal (Figura 10), el drift máximo fue de 1.3%, para un sismo actuando en la dirección x, lo cual no cumple con los requerimientos normativos impuestos en Chile. Por otra parte, al analizar un sismo actuando en la dirección y, se encontraron drift máximos en torno al 0.2%.

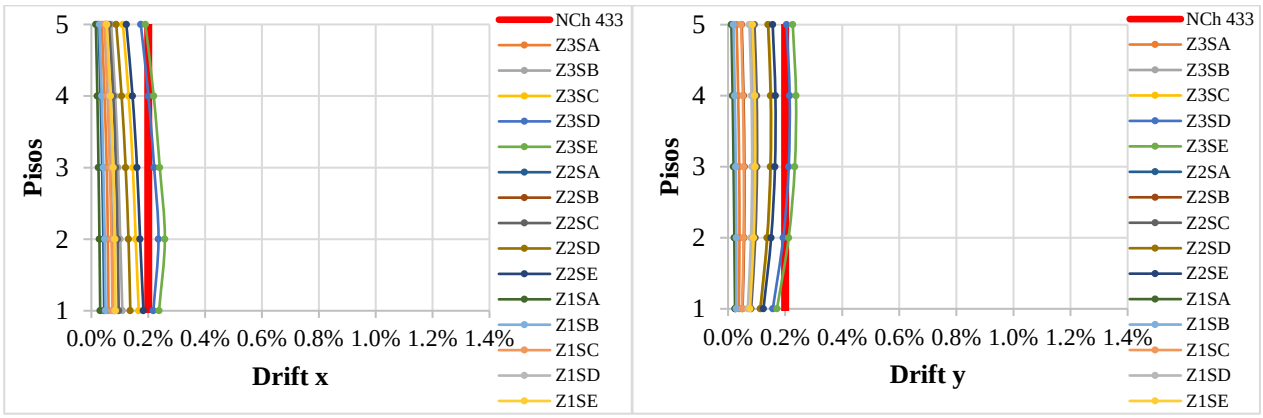
En la condición de envigado transversal, la configuración arquitectónica A, establece un drift máximo de 0.5%, para un sismo actuando en dirección x (Figura 11). Por otra parte, cuando actúa un sismo en la dirección y, el edificio tiene drift máximos en torno a 0.3%.

Las Figuras 12 y 13 muestran los niveles de drift obtenidos para la configuración arquitectónica B, para distintas disposiciones de envigado de piso y direcciones de análisis sísmico.



(a) (b)

Figura 12: Niveles de Drift en configuración arquitectónica B con envigado de piso en dirección longitudinal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y



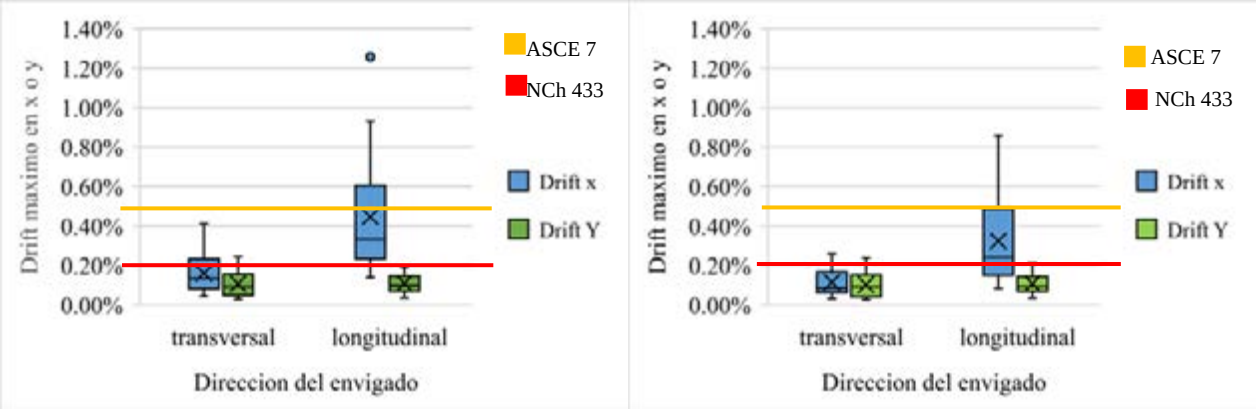
(a) (b)

Figura 13*:* Niveles de Drift en configuración arquitectónica B con envigado de piso en dirección transversal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y

Al analizar lo que ocurre con la configuración arquitectónica B, considerando el envigado de piso en la dirección longitudinal, se puede observar en la Figura 12, que el drift máximo es alrededor de 0.85% la altura de entrepiso, para un sismo actuando en la dirección x. Por otra parte, cuando el sismo actúa en la dirección y, el drift máximo ronda el 0.2%.

De la Figura 13 se puede concluir que el drift máximo ocurre con un sismo actuando en dirección x (Figura 13a), con un valor en torno al 0.3%. Por otro lado, al analizar lo que ocurre frente a un sismo actuando en la dirección y, se evidencia que el drift máximo ronda en torno a 0.25%.

La Figura 14 muestra una comparación entre los resultados obtenidos de drift para todas las combinaciones de edificios, disposiciones de envigados y demandas sísmicas, utilizando gráficos de cajas. Además, se muestran líneas horizontales que indican los límites de drift para las normativas chilena (NCh433) y norteamericana (ASCE 7 2010), tanto para la configuración tipo A como B. Los resultados de la configuración C no se muestran pues son muy similares a la B.



(a) (b)

Figura 14 : Comparación entre niveles de Drift obtenidos y limites normativos, para distintas direcciones sísmicas y disposiciones de envigado de piso: a) Configuración arquitectónica A, b) Configuración arquitectónica B

Como se ve en la Figura 14, la dirección del envigado de piso es una variable importante a la hora de estimar el nivel de drift de la estructura, sobre todo cuando la demanda sísmica es aplicada en las direcciones menos rígidas de los edificios (dirección X). De hecho, tanto para la configuración arquitectónica A como B, se observa que cambiar la disposición del envigado de longitudinal a transversal, provoca grandes reducciones en los niveles de drift para el sismo aplicado en dirección X. En cambio, cuando el sismo se aplica en la dirección más rígida de los edificios (dirección Y), el cambio de envigado de piso de la disposición longitudinal a transversal no provoca mayores reducciones en los niveles de drift.

Una posible explicación de lo mencionado en el párrafo anterior, es que la dirección del envigado provoca cambios en los periodos de vibración fundamentales de los edificios. Esto se debe a que, al cambiar la disposición del envigado, se cambia la distribución de la carga vertical, y por ende se rigidizan lateralmente los muros que tenían tendencia a levantarse en sus extremos. La Tabla 3 muestra los promedios de periodos fundamentales de vibración obtenidos, para cada dirección de análisis y configuración arquitectónica, tanto para las condiciones de envigado en la dirección longitudinal y en la dirección transversal.

Tabla 3: Periodo fundamental de vibración de las configuraciones arquitectónicas

Configuración arquitectónica	Dirección envigado	periodo (s)	
		X	Y
A	Longitudinal	1.24	0.48
	Transversal	0.66	0.57
B	Longitudinal	1.05	0.47
	Transversal	0.52	0.56
C	Longitudinal	1.00	0.47
	Transversal	0.58	0.70

De la Tabla 3 se puede desprender que el periodo es altamente dependiente del nivel de envigado de piso. Los resultados implican que para un envigado en dirección transversal los periodos para la dirección X del edificio bajan considerablemente en torno al 50% y para la dirección Y existe un aumento de no más de 20%. Esto quiere decir que la rigidez del edificio es más equitativa cuando se tiene un envigado de piso en la dirección transversal, ya que se minimiza el levantamiento de los muros dispuestos en la dirección más propensa a volcarse.

Finalmente, desde el punto de vista del cumplimiento de los limites normativos de drift (Figura 14), se observa que los edificios tienen comportamientos muy disimiles en sus dos direcciones de

análisis. Mientras en la dirección más rígida Y, se cumple en casi el 100% de los casos (tanto con los límites chilenos como norteamericanos), en la dirección menos rígida X existe un gran porcentaje de incumplimiento (sobre todo cuando el envigado está dispuesto longitudinalmente)

4. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se logró implementar exitosamente una metodología de cálculo de desplazamientos laterales sísmicos para edificios de madera de 5 pisos, que utilizan muros de corte en sistema plataforma. Para las configuraciones arquitectónicas estudiadas se pudo observar que el tipo de suelo es el factor predominante para la atenuación o amplificación del desplazamiento lateral relativo de entrepiso. De hecho, para los casos más desfavorables, se obtuvieron drift en suelos sueltos de mala calidad (tipo E) 4 veces mayores que en suelos Rocosos (tipo A).

Desde el punto de vista de la disposición del envigado de piso, se detectó su fuerte influencia en los niveles de drift obtenidos, sobre todo cuando el sismo era aplicado en la dirección más flexible de los edificios (dirección X). En promedio, para una configuración arquitectónica con envigado transversal, se obtuvieron niveles de drift del orden del 40% con respecto al mismo caso, pero con envigado longitudinal.

Al analizar el nivel de cumplimiento de los limites normativos chilenos (drift menor a 0.2%), se observa que al optimizar la disposición del envigado de piso (dirección transversal) es posible obtener un 73% de cumplimiento en los casos analizados. En general, queda en manifiesto que los casos que no cumplen son aquellos emplazados simultáneamente en suelos sueltos (tipos D y E) y zonas de mayor sismicidad (zona 2 y 3). Esta situación se podría transformar en una importante traba para el desarrollo de la construcción sustentable con edificios de mediana altura en Chile, ya que hay varias ciudades importantes que tienen esas condiciones desfavorables de tipo de suelos y peligrosidad sísmica. Por lo anterior, es primordial calibrar de mejor manera los restrictivos limites normativos de drift en Chile para edificios en madera, ya que al usar valores normativos estadounidenses (drift menor a 0.5%), el 100% de los casos evaluados cumpliría.

REFERENCIAS

[1] Instituto Nacional de Normalización – INN. Norma Chilena Oficial Nch433 of.1996, “Diseño Sísmico de Edificios”
[2] Asiz, A., Chui, Y. H., Zhou, L., Smith. 2010, Three-dimensional numerical model of progressive failure in wood light-frame buildings. In: Proc. 11th World Conf. Timber Eng., Riva del Garda, Italy, June 20-24, 2010, p6
[3] S.Rossi, Simone Casagrande, Daniele Tomasi, Roberto, Piazza, Maurizio. 2016, Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach, Construction and Building Materials. 102 (2016) 1154-1167
[4] D. Casagrande, S. Rossi, T. Sartori, R. Tomasi. 2016, Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls, Construction and Building Materials. 102 (2016) 1101–1112
[5] Tomás Guendelman, Análisis Estático y Dinámico de Estructuras, Capítulo 5: Análisis de Edificios, 1–22.
[6] ASCE (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers.

SIMULACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE VIGAS CAJÓN ESTRUCTURALES CON MADERA DE FRONDOSA Y CONÍFERA EN SITUACIÓN DE INCENDIO

NUMERICAL SIMULATION OF THERMO-MECHANICAL PERFORMANCE IN EUCALYPTUS GLOBULUS BOX FRAMED TIMBER BEAMS UNDER A FIRE EVENT

Rubén Regueira [(1)], Elisa Otero [(2)], Ramón Díaz [(3)], Manuel Guaita [(4)]

(1) Doctor Ingeniero de Montes. Universidad de Santiago de Compostela. España.
(2) Arquitecto. Maderas Besteiro. España.
(3) Ingeniero Industrial. Gompute. Suecia.
(4) Doctor Ingeniero Agrónomo. Catedrático de Universidad. Universidad de Santiago de Compostela. España.
Dirección de contacto: ruben.regueira@usc.es

Código de identificación: T6-13

Resumen

Este trabajo presenta un estudio teórico sobre el comportamiento de un producto estructural con forma de cajón. Hasta ahora, este tipo de diseño se ha desarrollado en Centroeuropa con solvencia estructural demostrada, pero solamente con madera de conífera (*Picea abies*). La singularidad del trabajo es utilizar una madera de frondosa (*Eucalyptus globulus*), que es una madera poco comercializada con fines estructurales, pero con excelentes cualidades mecánicas y grandes posibilidades de mercado y que, hasta la fecha, no se conoce que haya estudios sobre este tipo de elementos estructurales elaborados con este tipo de madera.

Para ello, se realiza un análisis numérico mediante el método de los elementos finitos (MEF), del comportamiento estructural de vigas cajón en situación ordinaria, utilizando tanto madera de conífera como madera de frondosa, comparando los resultados de ambos casos. Además, se estudia también su comportamiento en situación de incendio, con el objetivo de validar la capacidad portante del producto de acuerdo a la legislación nacional.

Palabras clave: simulación numérica; viga cajón; madera; eucalipto; fuego

Abstract

This paper presents a theoretical study on the performance of a structural product in the form of a box. So far, this type of design has been developed in Central Europe with demonstrated structural solvency, but only with softwood (Picea abies). The singularity of the work is to use hardwood (Eucalyptus globulus), which is a wood not usually commercialized for structural purposes, but with excellent mechanical qualities and great market possibilities. Until now, there is no known studies on this type of structural elements made with this type of wood.

For this purpose, a numerical analysis using the finite element method (FEM), of the structural performance of box beams in ordinary situation, using both softwood and hardwood, is performed, comparing the results of both cases. In addition, it also studies its behavior in fire situation, with the objective of validating the carrying capacity of the product according to the national legislation.

Keywords*: numerical simulation; box framed timber beam; Eucalyptus globulus; fire*

1. INTRODUCCIÓN

El sistema de construcción en madera más utilizado hasta hace unos años en España seguía siendo el sistema de entramado ligero. Este sistema presenta grandes desventajas con respecto a la utilización de soluciones como las vigas cajón, de reciente aparición en el mercado de Europa central, sobre todo en cuanto al peso, que puede llegar a reducirse desde un 3% a un 13%, y al tiempo de montaje en obra que puede hacerse un 45% más rápido en comparación con un sistema tradicional. Esto significa llegar a un ahorro del 28% en costes de mano de obra, y que cada vez sea más común acudir a productos prefabricados, tallados por control numérico y de fácil montaje, o módulos constructivos montados en taller.

Las vigas cajón elaboradas en Europa central se ejecutan con madera de *Picea abies*, madera mayoritariamente empleada en productos tecnológicos de madera en Europa. En España existe madera estructural de *Eucalyptus globulus*, cuyas propiedades mecánicas han sido evaluadas recientemente [1], presentando unas características elásticas y resistentes superiores a las de la *Picea abies*. En este trabajo, a través de una simulación con un modelo numérico elaborado mediante el método de los elementos finitos se estudia la viabilidad de un producto estructural de vigas en cajón en madera de eucalipto, comparando su dimensionado y rendimiento con el de un producto semejante en madera de pícea ya existente en el mercado europeo. Se analizará también el comportamiento en situación de incendio mediante un modelo térmico transitorio.

2. OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es estudiar mediante simulación por el método de los elementos finitos el desempeño mecánico de un sistema estructural de vigas cajón de madera de eucalipto, comparándolo con el desempeño de un producto similar elaborado en madera de pícea y que es conocido.

Teniendo en cuenta la menor velocidad de carbonización de la madera de eucalipto que la de la madera de pícea, también se realizará una simulación de la degradación térmica del sistema en situación de incendio.

3. METODOLOGíA

3.1 Esquema metodológico general

En primer lugar, se realizó una simulación de tipo mecánico por el método de los elementos finitos del comportamiento de un sistema estructural de vigas cajón de madera de *Pícea abies.* Este sistema de *Picea abies* está ensayado estructuralmente y desempeño estructural es conocido [2]. El modelo numérico es ajustado, especialmente en cuanto al tamaño del mallado, hasta que su comportamiento estructural, especialmente la deformación vertical, es idéntico al recogido en los ensayos estructurales indicados por [2], momento en el que el modelo se considera validado.

A continuación, se cambia el material del modelo, reemplazando la *Picea abies* por *Eucalyptus globulus*. Los resultados de la deformación vertical serán previsiblemente inferiores, debido a la mayor rigidez del eucalipto. Por ello, se puede reducir la sección de los cajones. Este proceso de optimización se repite iterativamente hasta que, con menor sección, se consigue exactamente la misma deformación vertical que con madera de pícea. Tendremos, por lo tanto, el mismo desempeño estructural con menor cantidad de madera.

Una vez se obtiene la sección optimizada, se realiza sobre la misma un análisis térmico para comprobar su desempeño en situación de incendio.

3.2 Sistema estructural de vigas cajón. Geometría.

Se ha adoptado como modelo de referencia un diseño de viga cajón en *Picea abies*, obtenido de bibliografía existente [2], cuyos parámetros geométricos son los descritos en la Figura 1.

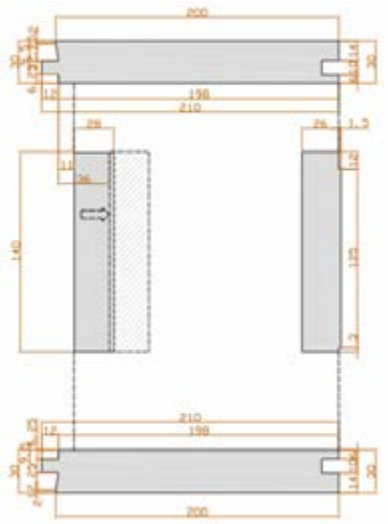


Figura 1: Modelo detallado del prototipo de viga cajón

Mediante el software comercial de simulación ANSYS© v.17.1.0, se ha dibujado con el módulo Design Modeler de Workbench, un sistema de forjado de madera compuesto por cinco vigas cajón. El modelo está parametrizado, permitiendo de este modo variar parámetros geométricos como los anchos y longitudes de las piezas. Esta parametrización facilitará enormemente la automatización de la optimización del diseño en pasos posteriores del trabajo. La geometría de partida fue la siguiente:

- Sección transversal del cajón: 200x200 mm

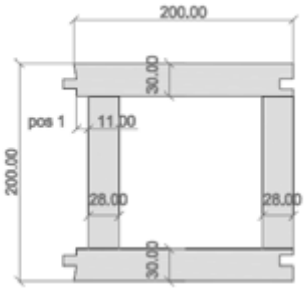


Figura 2: Modelo de viga cajón estudiado

- Ancho de las piezas verticales del cajón: 28 mm
- Ancho de las piezas horizontales del cajón: 30 mm
- Número de elementos ensamblados en continuo: 5 elementos viga cajón

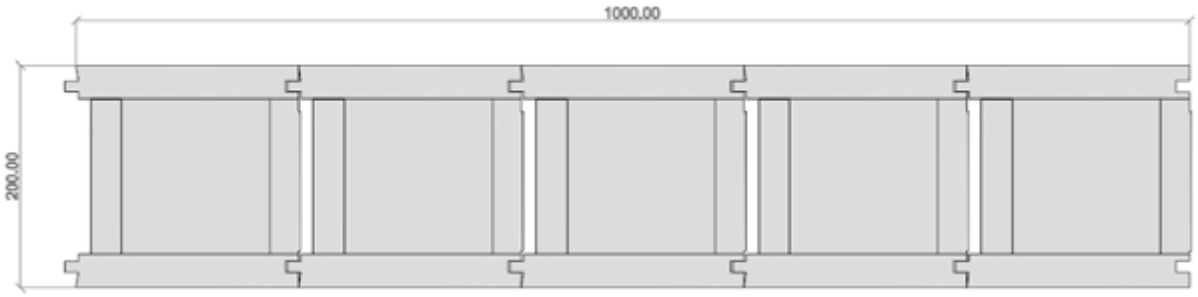


Figura 3: Número de elementos de viga cajón ensamblados

- Luz de cálculo: 6.50m

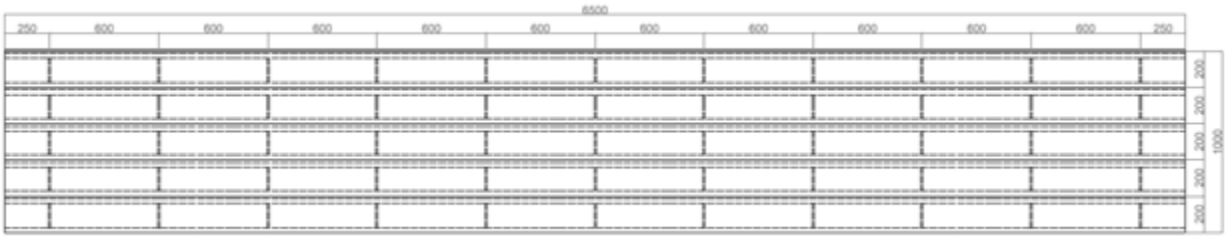


Figura 4: Representación en planta de la placa formada por las vigas cajón

Además, se disponen una serie de tablas transversales rigidizadoras de 10 mm de espesor, espaciadas cada 600mm a lo largo de la longitud de la viga.

Tanto las caras superior e inferior como las laterales de la viga se componen de tablas de longitud igual al largo de la viga, tal y como muestra la Figura 5, encoladas a tope unas con otras, haciendo la forma de cajón.

Figura 5: Modelo renderizado del prototipo de viga cajón

La conexión entre las 5 vigas cajón se materializa con uniones machihembradas dispuestas en las tablas inferiores y superiores, constituyendo un sistema ensamblado en continuo tipo placa alveolar.

Figura 6: Sistema formado por ensamble de vigas cajón en continuo

3.3 Propiedades elásticas ortótropas de la madera de *Picea abies* y *Eucalyptus globulus*

Es fundamental realizar una correcta definición de las propiedades del material usado en un modelo matemático basado en elementos finitos. Para este caso, los primeros valores a considerar son las denominadas constantes elásticas, que permiten definir las relaciones entre las tensiones y deformaciones unitarias.

Se definirán dos materiales para el modelo. Uno de ellos será pícea y el otro eucalipto. Las propiedades de la madera de pícea pudieron ser obtenidas de la bibliografía [3], mientras que las propiedades de la madera de eucalipto se obtuvieron experimentalmente empleando el método de propagación de los ultrasonidos [1]:

Tabla 1: Valores de las constantes elásticas para la especie *Eucalyptus globulus*

Módulos de elasticidad longitudinal (N/mm²)			*Módulos de elasticidad transversal (N/mm²)*			*Coeficientes de Poisson*					
E_L	E_R	E_T	G_{LR}	G_{LT}	G_{RT}	U_{RT}	U_{LT}	U_{LR}	U_{TR}	U_{RL}	U_{TL}
21.939	2.420	1.165	1.756	969	533	0,696	0,588	0,452	0,325	0,052	0,032

Tabla 2: Valores de las constantes elásticas para la especie *Picea abies*

Módulos de elasticidad longitudinal (N/mm²)			*Módulos de elasticidad transversal (N/mm²)*			*Coeficientes de Poisson*					
E_L	E_R	E_T	G_{LR}	G_{LT}	G_{RT}	U_{RT}	U_{LT}	U_{LR}	U_{TR}	U_{RL}	U_{TL}
11.600	892	552	779	672	76	0,39	0,43	0,51	0,24	0,04	0,02

3.4 Anisotropía de la madera

La madera es un material anisótropo, sus propiedades varían según la dirección considerada, por tanto es preciso definir la correspondencia entre las tres direcciones del espacio y la dirección de la fibra.

En la generación del modelo numérico, se definen unos ejes locales para orientar la dirección de la fibra de cada tabla o pieza en la posición correcta. Los ejes globales del programa están dispuestos de la manera que se muestra en la Figura 7: el eje Z sigue la dirección longitudinal (L), el eje Y la dirección radial (R) y el eje X la dirección tangencial (T). Por tanto, se crea un sistema de ejes locales adecuadamente orientados donde el eje X (dirección longitudinal) tiene que corresponderse con el Z global y el Z (dirección tangencial) con el X global.

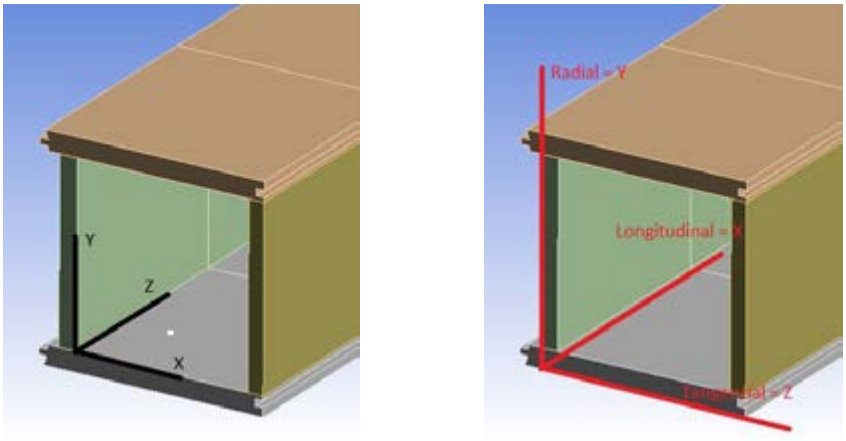


Figura 7: Ejes globales en el modelo de simulación numérica. Dirección de los ejes locales aplicados en correspondencia con la dirección de la fibra de la madera

3.5 Mallado

La estructura se ha discretizado con elementos hexaedros lineales, concretamente se han usado elementos **SOLID 185**, bricks de 8 nodos con 3 grados de libertad por nodo.

Figure 4.185-1 SOLID185 3-D Structural Solid

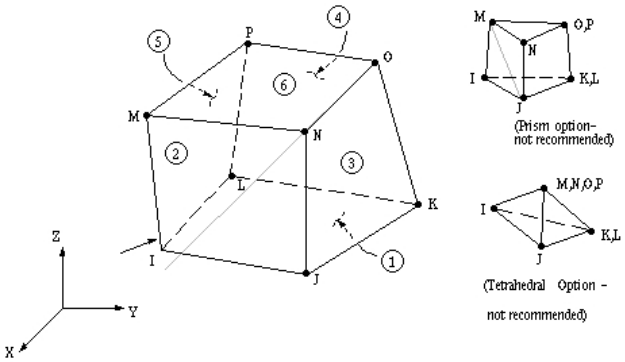


Figura 8: Solid 185 3-D structural Solid

Para utilizar correctamente estos elementos (capaces de proporcionar resultados más precisos que los elementos tetraédricos en análisis no lineales), se ha estudiado el tamaño de malla más adecuado para cada volumen o tabla que conforma la viga, permitiendo un control del número de elementos resultantes en función de lo necesario.

Se ha procurado introducir una malla más fina en las zonas que, presumiblemente y tras comprobar en sucesivos análisis fallidos, son las más críticas. Estas zonas son las juntas machihembradas entre las tablas horizontales, y se ha podido controlar mediante la imposición del tamaño de la malla sobre los bordes generados en cada una, resultando óptimo 1/10 del ancho de tabla para los elementos horizontales y 1/6 del ancho de tabla para los verticales. Las tablas transversales rigidizadoras se han mallado con 100 divisiones, al igual que las longitudinal en el eje Z. La imagen siguiente muestra el control y resultado de la malla.

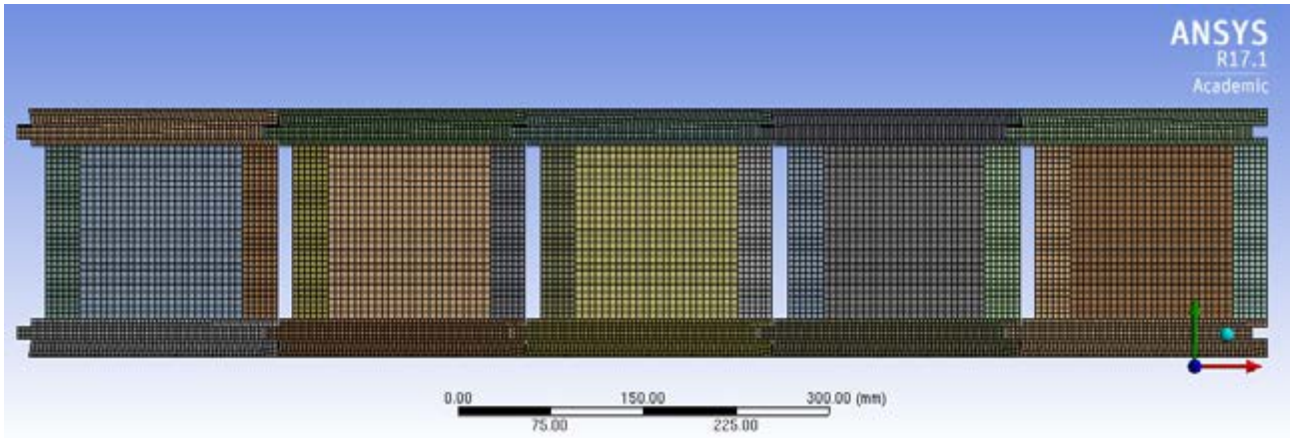


Figura 9: Resultado de la malla en el modelo FEM

El número de elementos y nodos de cada caso se relaciona en la siguiente tabla:

Tabla 3: Número de elementos y nodos del modelo

Sección (bxh) (mm)	Espesor tablas V (mm)	Espesor tablas H (mm)	Número nodos	Número elementos
200x200	28	30	1.000.595	833.800

La referencia para estimar la calidad de la malla es medir la oblicuidad o asimetría. La asimetría determina qué tan cerca estamos de una cara ideal, y se mide en una escala del 1 (Excelente) al 0 (Inaceptable). Otra magnitud importante es la ortogonalidad del elemento. La ortogonalidad se mide en una escala de 0 (Excelente) a 1 (Inaceptable).

En general, para obtener unos valores recomendados de calidad, la máxima oblicuidad debe mantenerse por debajo de 0.95 y la mínima ortogonalidad por encima de 0.1.

La calidad del mallado que se ha obtenido para el modelo estructural, está dentro de los valores del rango excelente, y se refleja en los siguientes gráficos:

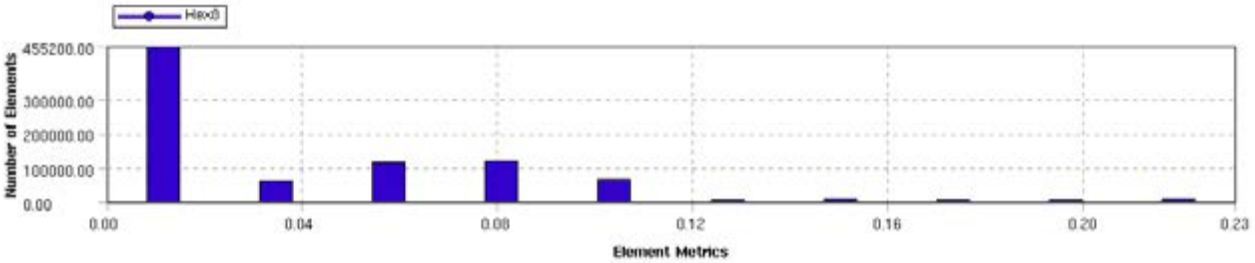


Figura 10: Métrica de la oblicuidad de la malla obtenida

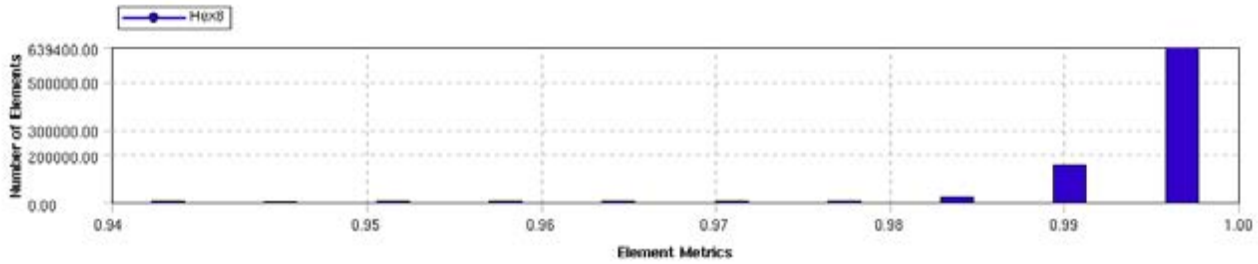


Figura 11: Métrica de la ortogonalidad de la malla obtenida

3.6 Contactos

Es necesario definir el comportamiento de los contactos entre los distintos elementos geométricos que conforman el modelo. En este caso, las uniones encoladas entre todas las tablas que conforman la geometría de la viga se han caracterizado como contactos tipo *bonded*, y para las uniones machihembradas que ensamblan una viga con otra, se han definido contactos del tipo *frictional*, estableciendo un coeficiente de fricción de valor 0,27. Este valor fue determinado experimentalmente.

3.7 Condiciones de contorno

Sobre el modelo se aplicaron las siguientes condiciones de contorno:

- Una aceleración de valor igual a la gravedad, aplicada sobre el peso propio del modelo, calculado empleando los valores de densidad de las maderas de picea y de eucalipto.
- Una carga de uso de valor igual al indicado para uso residencial en el Código Técnico de la Edificación, aplicado como presión en la cara superior de los cajos.
- Dos apoyos en los extremos de las vigas, uno de tipo fijo y otro de deslizadera en el eje longitudinal, conformando por lo tanto un sistema estructural de vigas biapoyadas.

3.8 Optimización

Una vez se obtuvieron los resultados de la deformación del modelo de pícea, se buscó obtener esa misma deformación reduciendo las dimensiones de las piezas que conforman el cajón empleando la madera de eucalipto, aprovechando así sus mejores propiedades elásticas. Para ello simplemente se sustituyó el material, y se cambiaron dos de los parámetros de la geometría: ancho de los elementos horizontales y ancho de los elementos verticales. El mallado se adaptó automáticamente a las nuevas dimensiones, y tanto los contactos como las condiciones de contorno se conservaron invariables respecto al modelo de pícea.

3.9 Modelo de degradación térmica en situación de incendio

Tras optimizar dimensionalmente el modelo mecánico con madera de eucalipto, se procedió a realizar con esa misma geometría un modelo transitorio térmico que simulase la degradación térmica del sistema estructural durante un incendio de 30 minutos de duración siguiendo la metodología descrita en [4] y en [5]. Se trata de un análisis de tipo transitorio térmico en el que se aplican en las caras expuestas las cargas de convección y de radiación que indica el eurocódigo 1 considerando la curva normalizada tiempo temperatura descrita en la norma ISO 834-1.

Las propiedades térmicas de la madera de eucalipto se tomaron de [6].

4. RESULTADOS

4.1 Modelo estructural estático de pícea

La deformación vertical (flecha) para modelo de referencia en madera de pícea es de 13,04 mm (ver Figura 12).

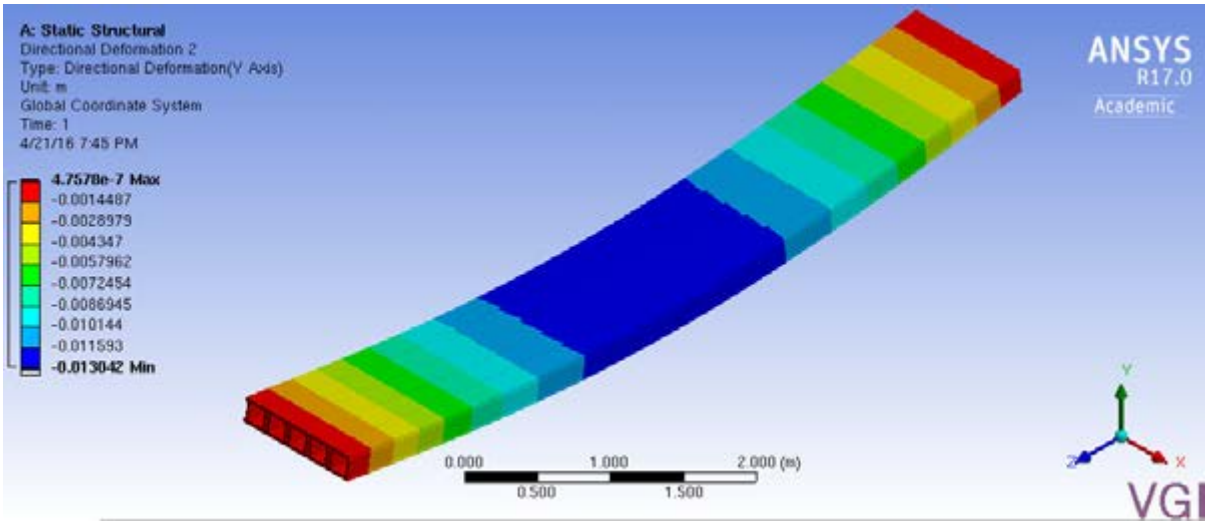


Figura 12: Deformación en el caso de referencia *Picea abies*

4.2 Modelo estructural estático de eucalipto

La deformación vertical (flecha) para la geometría del modelo de referencia, pero elaborado en madera de eucalipto es de 6,93 mm (ver Figura 13)

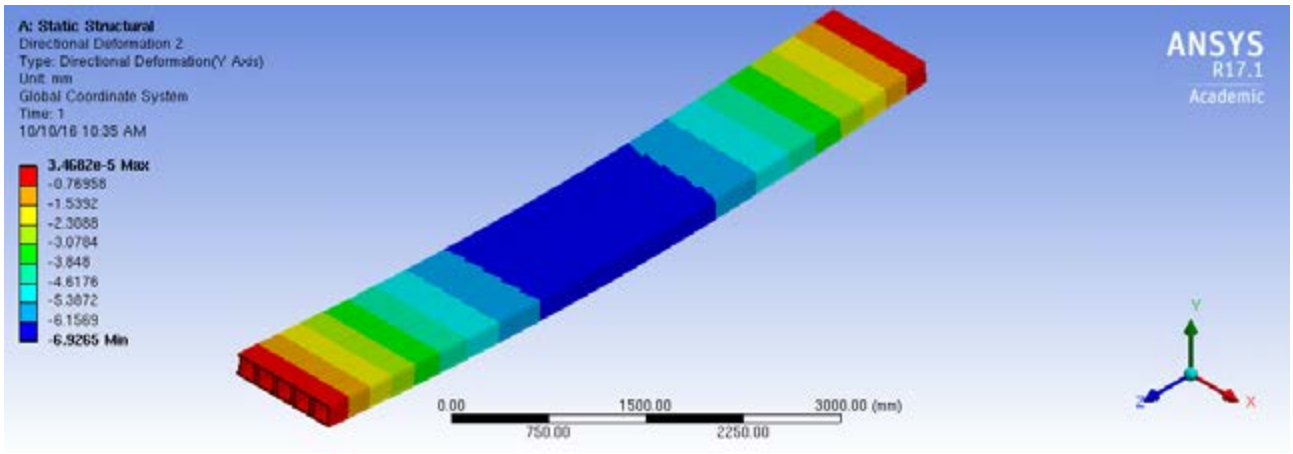


Figura 13: Deformación en el caso del modelo de eucalipto

Tras la validación del modelo realizado en madera de eucalipto, se ha procedido a realizar una optimización del modelo, reduciendo la sección de las tablas que conforman la geometría hasta alcanzar un valor de deformación vertical igual o superior al obtenido para el caso de viga cajón con madera de picea. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3 y la Figura 14.

Tabla 3: Deformación vertical de los cajones de eucalipto en función del ancho de sus elementos horizontales y verticales

Ancho elemento horizontal (mm)	Ancho elemento vertical (mm)	Deformación eucalipto (mm)
30	28	6.93
28	26	7.09
26	24	7.30
24	22	7.56
22	20	7.87
20	18	8.26
18	16	8.76
16	14	9.41
15	15	9.48
14	12	10.28
12	10	11.44
10	8	13.16

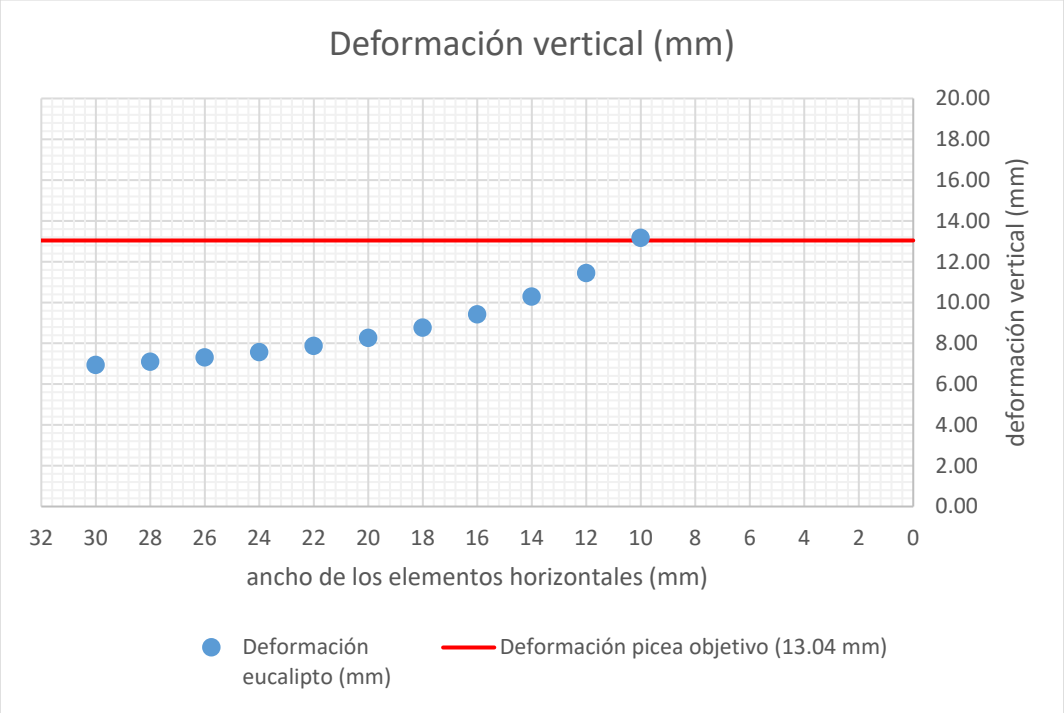


Figura 14: Deformación vertical de los cajones de eucalipto en función del ancho de sus elementos horizontales y verticales

4.3 Modelo térmico de eucalipto

La distribución de temperaturas obtenida es la que se muestra en la Figura 15.

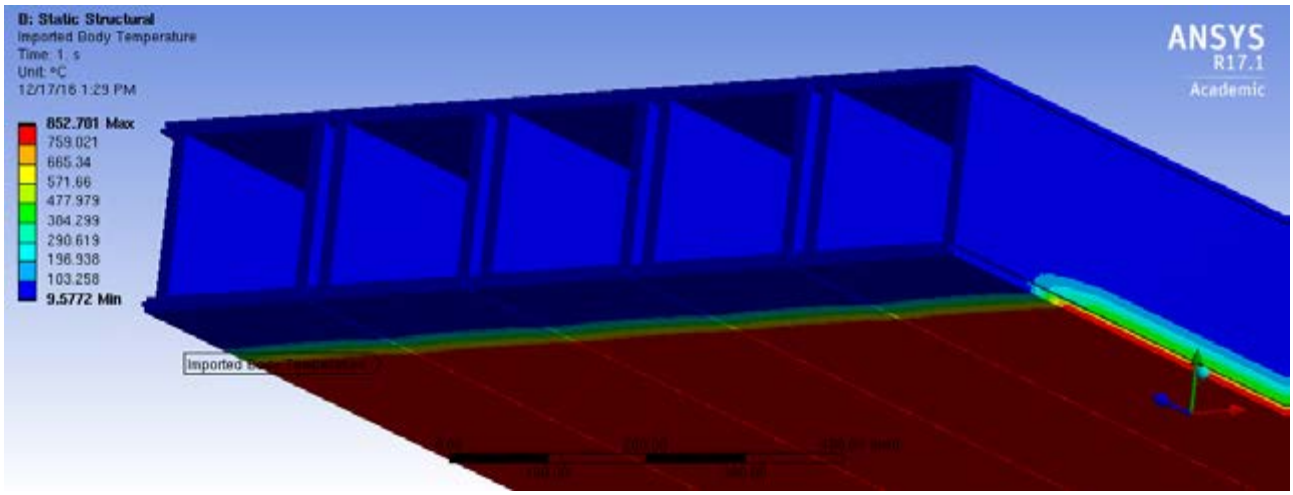


Figura 15: Distribución de temperaturas

5. CONCLUSIONES

Es posible modelizar el comportamiento estructural y térmico de una estructura autoportante de vigas cajón empleando el paquete comercial de simulación numérica por el método de los elementos finitos Ansys Workbench, obteniéndose un desempeño igual al observado en ensayos experimentales.

La ejecución de los cajones en madera de eucalipto puede suponer una reducción en el volumen de madera que se emplea para elaborarlos. Concretamente, para la configuración geométrica estudiada en este trabajo, se observa que realizando los cajones con tablas de eucalipto de 10 x 8 mm se obtienen unas deformaciones verticales muy similares a las obtenidas en cajones elaborados con tablas de picea de 30 x 28 mm.

El desempeño en situación de incendio puede ser una limitación importante en el uso de secciones tan reducidas como las indicadas anteriormente. Por ello que se están realizando actualmente ensayos de degradación térmica que permitan determinar la validez de estas secciones tan reducidas; o de ser el caso, determinar la sección mínima necesaria que cumpla con los requerimientos a fuego establecidos en el código técnico de la edificación vigente en España como normativa constructiva de obligado cumplimiento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Comisión Europea por el apoyo ofrecido en el marco del proyecto Fortissimo 2.

REFERENCIAS

[1] J. Crespo, J. R. Aira, C. Vázquez, A. Majano-Majano, M. Guaita. Determination of the elastic constants in Eucalyptus globulus by ultrasound and mechanical tests. WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering. August 22-25, 2016. Vienna, Austria

[2] http://www.lignatur.ch/

[3] Argüelles Álvarez, R., Arriaga Martitegui, F. y Martínez Calleja, J. J. Estructuras de madera diseño y cálculo. Madrid. AITIM. 2000.

[4] Regueira, R. Aplicación de métodos numéricos al análisis de estructuras de madera en situación de incendio. Tesis doctoral. Santiago de Compostela, 2013.

[5] Pinto, E. Determinação de um modelo para a taxa de carbonização transversal a grã para a madeira de E. citriodora e E. grandis, Tese doutoral. São Carlos, Brazil, 2005.
[6] Molina, J. C., Carlito C. J., NUMERICAL ANALYSIS OF COMPOSITE STRUCTURE WOOD CONCRETE IN FIRE. WCTE 2012 World Conference on Timber Engineering. July 16-19, 2012. Auckland.

HOW MONITORING CLT BUILDINGS CAN REMOVE MARKET BARRIERS AND SUPPORT DESIGNERS IN NORTH AMERICA: AN INTRODUCTION TO PRELIMINARY ENVIRONMENTAL STUDIES

COMO A MONITORIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS CLT PODE REMOVER BARREIRAS DE MERCADO E APOIAR O SEU DIMENSIONAMENTO NA AMÉRICA DO NORTE: RESULTADOS PRELIMINARES DE UM ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL

Evan L. Schmidt [(1)] (P), Mariapaola Riggio [(2)], Paul F. Laleicke [(3)], Andre R. Barbosa [(4)], Kevin Van Den Wymelenberg [(5)]

(1) MS Student, Department of Wood Science & Engineering, Oregon State University, Corvallis, OR- USA
(2) Assistant Professor, Department of Wood Science & Engineering, Oregon State University, Corvallis, OR- USA
(3) Assistant Professor Senior Research, Department of Wood Science & Engineering, Oregon State University, Corvallis, OR-USA
(4) Assistant Professor, School of Civil and Construction Engineering, Oregon State University, Corvallis, OR-USA
(5) Associate Professor, Department of Architecture, Director Energy Studies in Buildings Laboratory, University of Oregon, Eugene, OR- USA
Contact address: mariapaola.riggio@oregonstate.edu; (P) Presenter

Identification code: T6-15

Abstract

In North America, tall wood building design and construction is still inhibited by a lack of precedents and coherent incorporation of design standards into the building code. For this reason, it needs to be demonstrated that mass timber products – such as cross-laminated timber (CLT) – and new tall wood buildings can meet or exceed existing performance standards as specified for concrete and steel. Currently, for tall wood buildings, this is generally accomplished through extensive testing, engineering analysis, and a stringent peer review process.

This paper presents the scope and preliminary outcomes of the “SMART-CLT” project, conducted through the Oregon State University College of Forestry’s Institute for Working Forest Landscapes (IWFL). This project aims to cross reference laboratory research and in-situ monitoring to establish a holistic performance-monitoring protocol for mass timber buildings; this protocol can later serve to define standards for mid- to long-term monitoring as well as to develop guidelines for the design of mass timber structures.

Keywords: CLT; cross laminated timber; hygrothermal performance; monitoring; structural health

Resumo

Na América do Norte, a construção de edifícios altos de madeira ainda é inibida pela falta de precedência e incorporação coerente de regulamentação de projeto e construção. Por esta razão, é necessário demonstrar que os produtos de madeira maciças - como o “Cross-laminated Timber” (CLT) - e os novos edifícios altos em madeira podem satisfazer ou exceder os padrões de desempenho existentes para concreto e aço (ex.: incêndio, estrutural, comportamento da envolvente do edifício, e facilidade de manutenção). Isso geralmente é realizado através de ensaios em laboratório, análise de engenharia e um rigoroso processo de revisão por peritos.

Este artigo apresenta resultados preliminares do projeto "SMART-CLT", conduzido através do Institute for Working Forest Landscapes (IWFL) na Oregon State University. Este projeto visa cruzar a investigação de laboratório de referência e a monitorização in situ, a fim de estabelecer um protocolo holístico de monitorização do desempenho para edifícios de madeira maciça. Este protocolo pode posteriormente servir para definir padrões para o monitorização de médio a longo prazo, bem como para desenvolver diretrizes futuras para o projeto.

***Palabras clave**: monitoramento; comportamento higrotérmico; CLT*

1. INTRODUCTION

Engineered wood products are increasingly incorporated as structural elements into mid- and high-rise construction in Europe and North America as incentives and initiatives align with technology and awareness. Specifically, cross-laminated timber (CLT) has gained traction over the last few decades, primarily in Europe, as its use in wall, floor, and roof assemblies has allowed for the scale and size of mass timber buildings to increase. In North America, Federal initiatives and incentives are emerging to support research for the use of CLT and mass timber products, but tall wood building construction is still inhibited by a general lack of awareness, understanding, acceptance, and coherent incorporation of design standards into the building code.

Currently a body of mixed research is emerging on CLT and mass timber performance that is elucidating important design parameters, including those pertaining to engineering mechanics, connection and fastener behavior, moisture adsorption/desorption, fire, and vibration performance [e.g 1, 2]. Valuable information that informs design standards and practices is gained both from laboratory testing of materials and systems, as well as from measuring as-built performance of structures. These two forms of analysis are complementary, as controlled experimentation forms the basis for element analysis and modeling, while in-situ analysis provides data on the actual performance of these elements and systems within the context of a complex global structure and relative environment over time. Due to the complexity of building systems at the global scale, and the dynamic nature of behavior of wood in-situ/over time, further development of research at the building scale is necessary to complement and augment laboratory research. Structural health monitoring, via continuous sensor output, can efficiently give reliable real-time performance data on various engineering metrics in timber structures, while simultaneously allowing for a more comprehensive assessment of various parameters and their interactions studied at the laboratory level. The acquisition of mid- to long-range data sets can serve to directly validate design assumptions or give important cues as to why assumptions are violated. In addition to providing research-oriented data to support design standard development and numerical model optimization, continuous monitoring has pragmatic maintenance, service, and rating applications. Structural health monitoring can also contribute to the safety and service life of a building by serving as an early indicator for dangerous service conditions such as localized high moisture contents. In situ inspections and maintenance efforts can thus be coordinated with performance values and early warning indicators.

Recently, research and educational institutes have initiated programs to promote the use of innovative and sustainable timber structures, which include the construction of new facilities made of mass timber and the development of research programs for monitoring the structural performance and the indoor climatic conditions of these buildings. Among these monitored structures, we can cite the extension of the ESB – École Supérieure du Bois- in Nantes [3,4], the House of Natural Resources at the Swiss Federal Institute of Technology in Zurich (ETHZ), Switzerland [5], the Wood Innovation and Design Centre at the University of Northern British Columbia (UNBC), Prince George, Canada [6], the Brock commons at the University of British Columbia (UBC) in Vancouver, Canada [7], and the Arts and Media building in Nelson, New Zealand (NZ) [8]. In all cited cases, the monitoring program plays a central role in promoting the constructive systems adopted and aims to analyze these systems for their effectiveness in the mid- to long-term.

Construction and in-service risks of mass timber buildings include water events, which can severely affect durability and serviceability performance of the timber systems [9, 10]. Thus, in all monitoring plans of mass timber buildings, control of moisture content (MC) in CLT panels and other structural timber elements is mandatory.

Fortunately, modern sensor technology increasingly allows for efficient and reliable quantification and correlation of environmental conditions and wood MC over time and subsequently for correlation to other critical design parameters [11].

To date, only a small number of research projects have been conducted directly on CLT samples or in-situ, as it pertains to wetting/drying potential, stability, and crack formation [e.g. 12]. In addition to elaborating on these important material properties, laboratory work can help develop and implement strategies for collecting rich data derivable from monitoring CLT in situ.

In this paper, we present results of a preliminary laboratory campaign, finalized to define a strategy for the control of MC-related parameters on site.

2. THE SMART-CLT PROJECT

The SMART-CLT research project, whose formal title is "Structural Health Monitoring and Post-Occupancy Performance of Mass Timber Buildings", aims to measure various performance indicators of CLT assemblies, both within a controlled laboratory setting and within selected case-study buildings. Through measurement of structural efficiency and serviceability, durability and maintainability, and thermal performance, the goal is to identify the interdependence of various indicators in an effort to generate monitoring protocols for this building type, and ultimately define performance standards for the CLT systems. Using physical sensor measurement of vibration, moisture content, ambient and material temperature, relative humidity (RH), air velocity, and thermal resistance, the project aims to collect significant performance data and use these to track design outcomes and define principles for future design iterations.

The following sections describe a preliminary laboratory activity, whose aim is twofold: (1) begin collecting observational data on various moisture-related performance parameters of CLT (adsorption/desorption, stability, checking), and (2) define a methodology for onsite monitoring.

2.1 Materials and Methods

Accelerated weathering tests were carried out to evaluate the hygrothermal performance of CLT panels. To this end, the Multi-Chamber Modular Environmental Conditioning (MCMEC) System at the Green Building Materials Lab, Oregon State University was used. The MCMEC consists of three (3) separate chambers, which can be set to individual environmental conditions. The temperature range is –30 to 40°C (-22 to 104°F) and the relative humidity range is defined by -20°C dew point and up to 95 %. A mobile spray rack can be positioned in each of the chambers to simulate rain at a spray rate of up to 5 liters per minute. A two (2) kilowatt metal-halide lamp solar array can be used to simulate sun exposure up to 1200 W/m^2.

In this study, the samples were exposed to two (2) wetting/drying cycles over the course of 52 days, as described in Figure 1. The first cycle consisted of: two (2) days spray-wetting, at 95% RH followed by two days no-wetting at 95% RH and finally by thirteen days dry at 30% RH. Spray-wetting consisted of two overhead emitters spraying at a rate of (2.2 L/min) for two (2) hours at a time, four (4) times a day. The second cycle consisted of two (2) days wetting at 95% RH followed by seventeen days (17) dry at 30% RH and another fourteen (14) days dry at 45/65% RH. The temperature was kept constant at 20°C for the two cycles, and slightly lowered (18°C) during the last fourteen (14) days of the second cycle.

The test material described in this paper consisted of two CLT specimen types (sealed and unsealed) made of five (5) plies of mixed-species woods (*Pseudotsuga menziesii, Abies concolor, Pinus ponderosa*).These samples utilized a water and weather resistant melamine resin (MF) adhesive. The panels, conditioned at 20°C, 60% RH were of approximately the same volume and mass (90cm X 30cm X 18cm and 20kg). Specimen "A" was left unsealed and specimen "B" had all its edges with exposed end-grain sealed with putty and marine grade epoxy resin to prevent adsorption through end-grain in order that diffusion through plies was more clearly delineated.

Continuous material moisture data were collected during the cycles using a resistance-type moisture monitoring device from Scanntronik [13]. The system additionally measures and stores

climate data such as relative humidity, room temperature and material temperature at the location of moisture measurement. Insulated electrodes were placed towards the center of each specimen and moisture content (MC) readings were conducted in three (3) different plies: the bottom-most ply (PLY 1), and the two plies above it (PLY 2 and PLY 3).

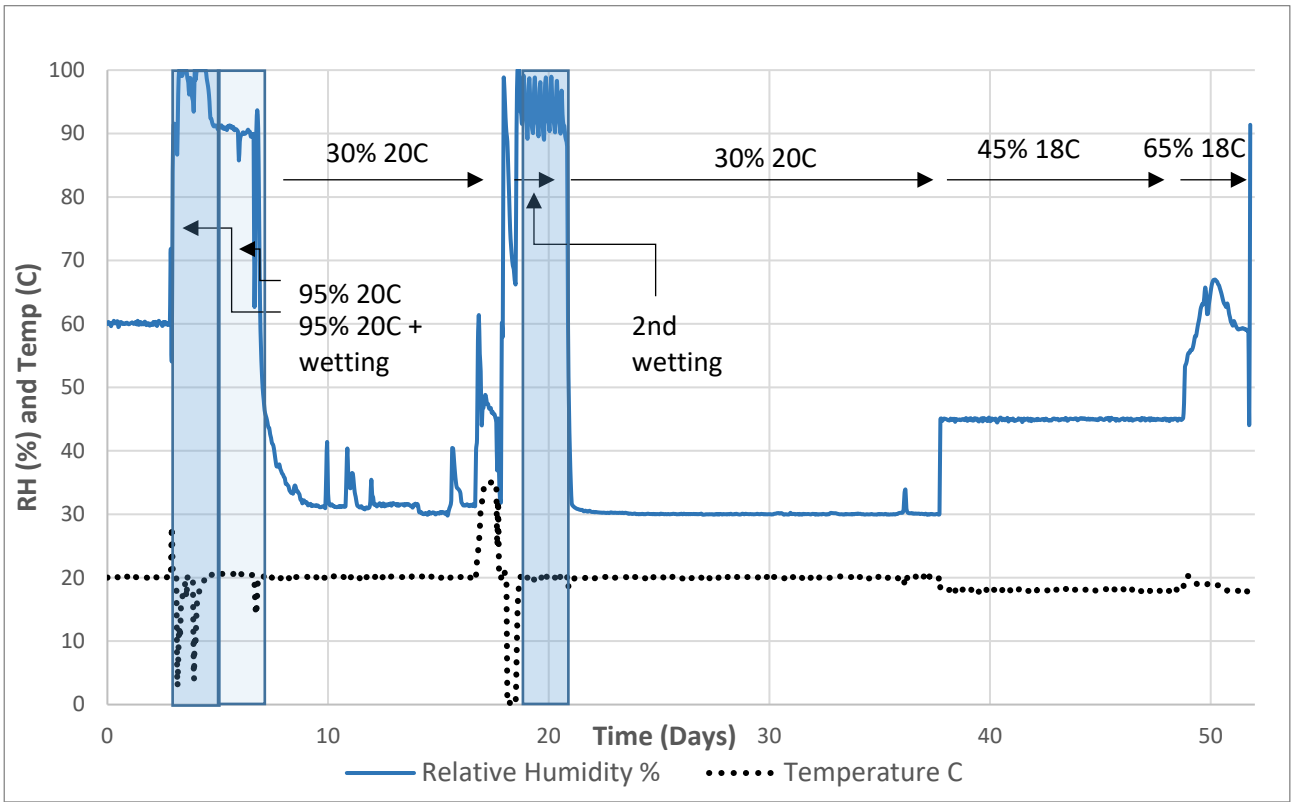


Figure 1: Climate conditions over the course of the 52-day experiment

In addition to collecting continuous MC readings during these cycles, the samples were removed from the chamber on a biweekly basis and measured for weight, and dimensional change, as well as photo-scanned for surface cracking. While MC readings were carried out along the entire duration of the cycles (52 days), the other measurements were terminated at the 41st day of the test.

2.2 Results and Discussion

Results related to sorption/desorption cycles and dimensional changes consequent to the accelerated weathering tests are presented in this section. Due to the quantity of dimensional data, only select (and representative) surfaces were chosen for discussion.

Figure 2 and 3 below show MC curves of the unsealed and sealed panels, respectively. MC readings in specimen B (sealed) indicate that, in exposure conditions simulating wetting of a roof or floor CLT panel from above (long faces), the interior plies have a very low wetting potential. Conversely, without a sealant (specimen A) the wetting potential is higher for the interior. Furthermore, moisture collected from a few days wetting takes a few months to dry out (an estimated two months at dry conditions to equilibrate to pre-wetting levels). This signifies that proximity of moisture sources to an edge, and edge/face ratio could strongly affect interior wetting and drying potential. It was also found that adsorption/desorption rates were exaggerated during the 2nd cycle, indicating that exposure and environmental conditions can potentially affect the behavior of this

material over the short and long term, due to different factors affecting the peculiar sorption hysteresis behavior of this material [10].

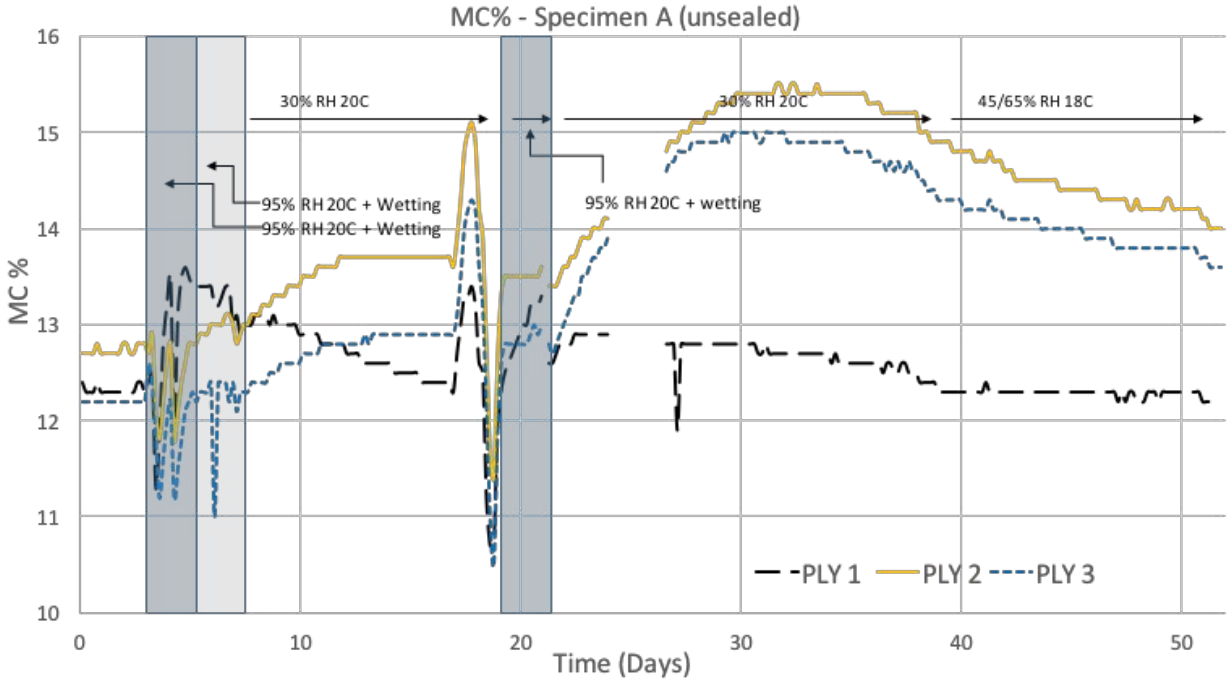


Figure 2: Moisture curves in the bottom-most ply (PLY 1), and the two plies above it (PLY 2 and PLY 3, respectively) of specimen A- unsealed over the duration of 52 days. *Note*: *values that deviate from* 20°C *are not temperature-corrected; anomalous spikes in MC can be directly correlated to temperature spikes in fig. 1.*

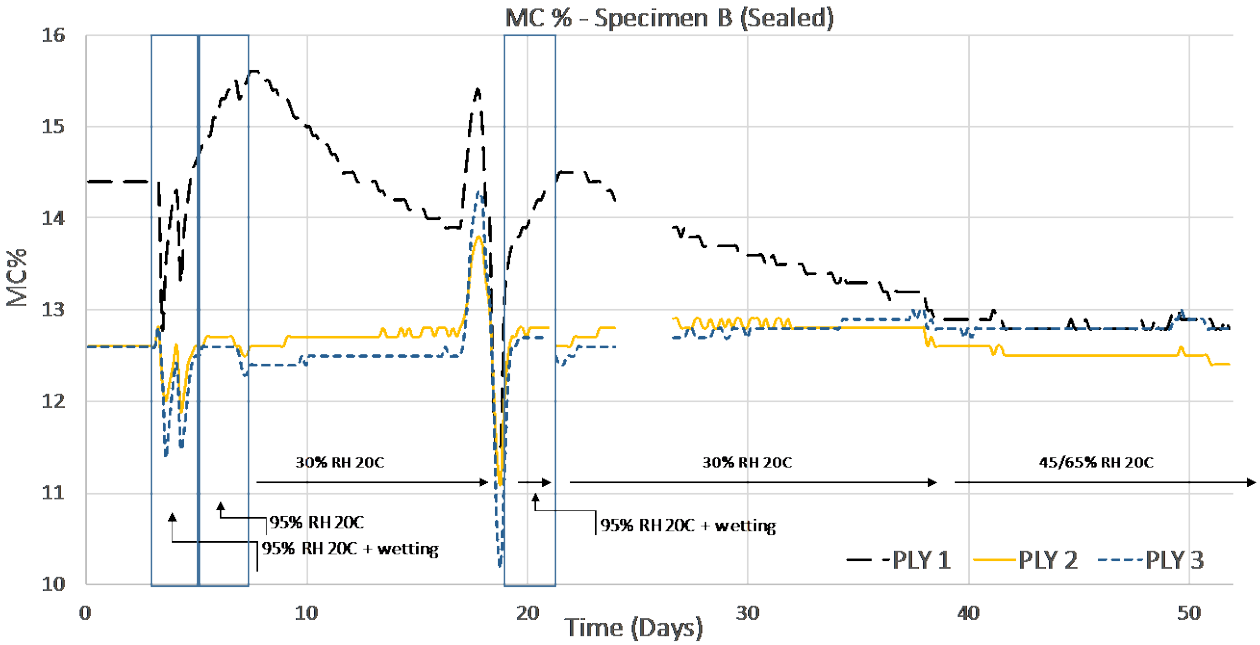


Figure 3: Moisture curves of specimen B – sealed over the duration of 52 days

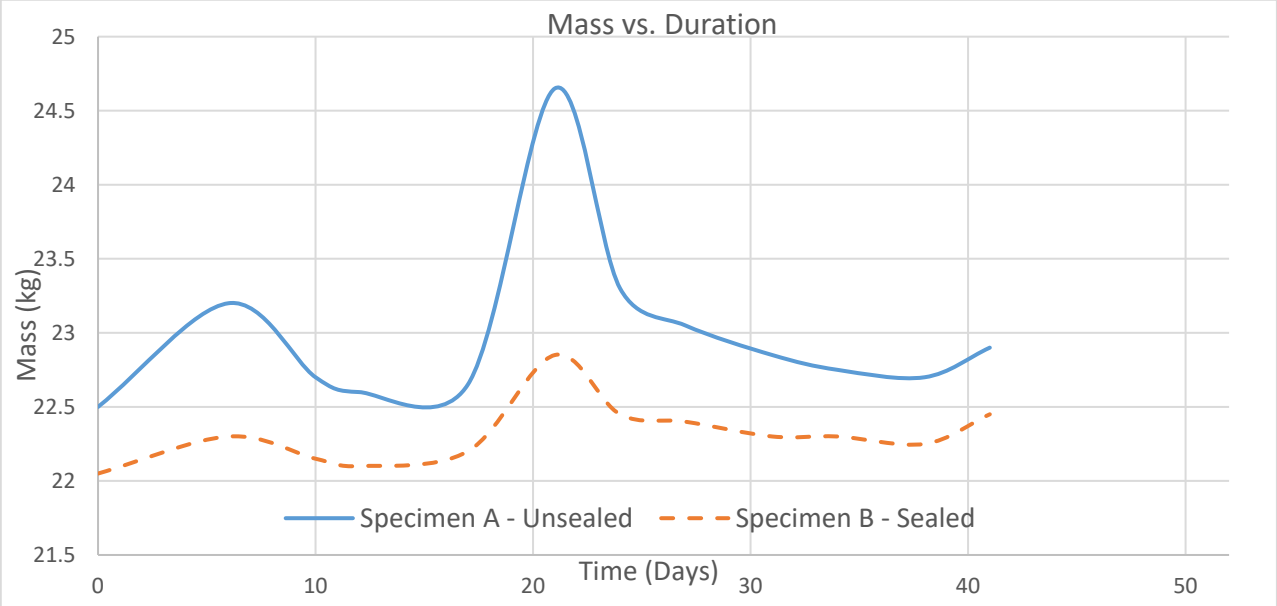


Figure 4: Mass of specimens over the duration of the first 41 days

Figure 4 above shows mass variation of the two specimens along the first 41 days of exposure. Mass change is an indirect indicator of MC variations in the specimens; Figure 3 confirms a more pronounced absorption and desorption phenomenon during the second cycle.

Figures 5 and 6 below (for specimens A and B, respectively) each display climate-dependent dimensional variations of two surfaces as measured by 3 points along each surface (one point at each end of the surface and one in the center). The "lower face" graph for each specimen indicates the % change of *width* across the bottom most facial surface, while the consecutive "end condition" graph for each indicates the % change in *thickness* across an edge surface. These chosen surfaces are representative of behavior for analogous surfaces, i.e. thickness change was similar across all edge surfaces, while width and length changes were similar across all surfaces. These results verify that the thickness of the specimens (out of plane) was the least dimensionally stable and exhibited an average deformation during the 2nd cycle of about 2% in the unsealed specimen and a more subdued value of about 0.5% for the sealed specimen. The max change in width at the surface was close to 0.5% for both specimens, and the change in length was on average less than 0.025%. These results confirm in field observations of the monitored CLT floor slabs in the Wood Innovation and Design Centre, as reported by Wang et al. 2016 [6]. Wood, in fact, is generally stable only longitudinally (along the grain) and has significantly higher deformation rates across the grain. By merit of the fact that CLT is comprised of layers of length-wise members laminated orthogonally, moisture-dependent deformation in CLT is limited in the planar directions by the restraining action of consecutive plies. Dimensional stability is also increased as the cross-section increases in a wooden member [14,15]. This is related to the restraining action of the stable core, or “passive” zone [16] that is less prone to environmental flux (MC variation), as confirmed by readings in the different plies in the two specimens (Fig.2). The resultant MC “lag”, or insulatory effect of the interior makes it difficult for CLT to gain and lose moisture deep within [17, 18, 19], and when combined with hysteresis/desorption behaviors [10], possibly more difficult to lose. Work by Alsayegh indicates that moisture uptake values (A-values) through the cross section of CLT panels are smaller than for standard lumber, due to moisture inhibition at lamination lines [14]. This insulatory effect means that, like for all wooden members (if not more), CLT is most susceptible to environmental flux and resultant deformations at the surfaces/surface plies.

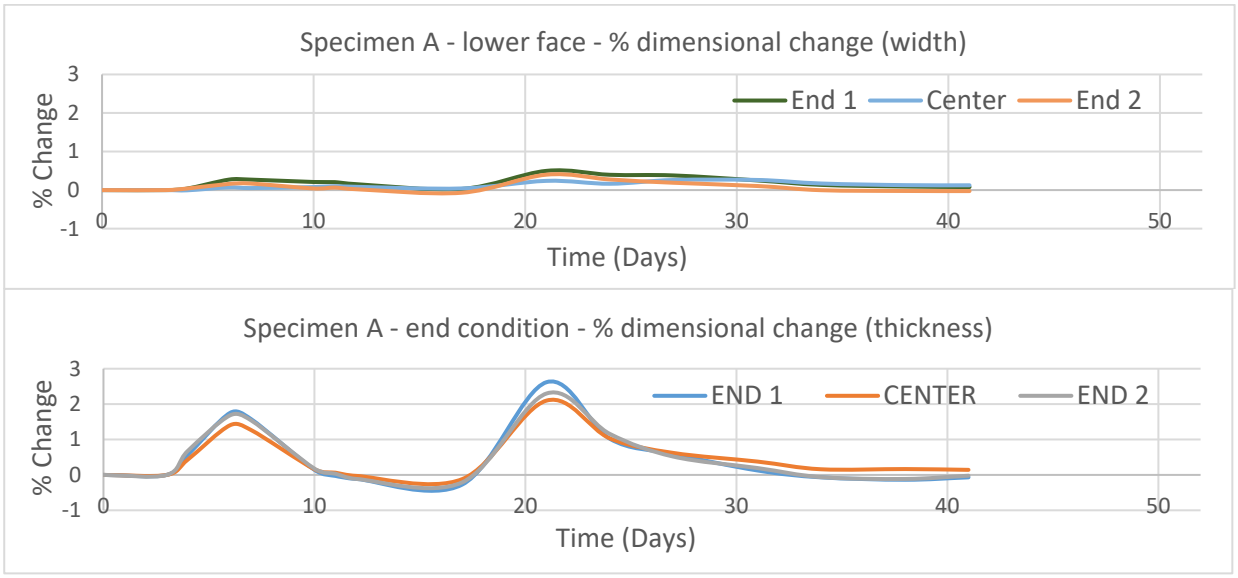


Figure 5: Specimen A - % dimensional change in width and thickness

Because moisture uptake is more pronounced in end grain and longitudinally than in the transverse directions [10], and because consecutive plies will moisture-dependently-deform at varying rates relative to one another, internal stresses are generated between plies and within dimension lumber elements. In our experiment, adjacent plies were measured for width at the ends in the unsealed specimen and compared: it was found that the ply containing end grain swelled at a maximum of about 0.6% whereas the adjacent lengthwise ply swelled at each end by only 0.1-0.3% during the same period. By running one's hands down the corner of the specimen, one could feel this differential in the form of a sinusoidal pattern.

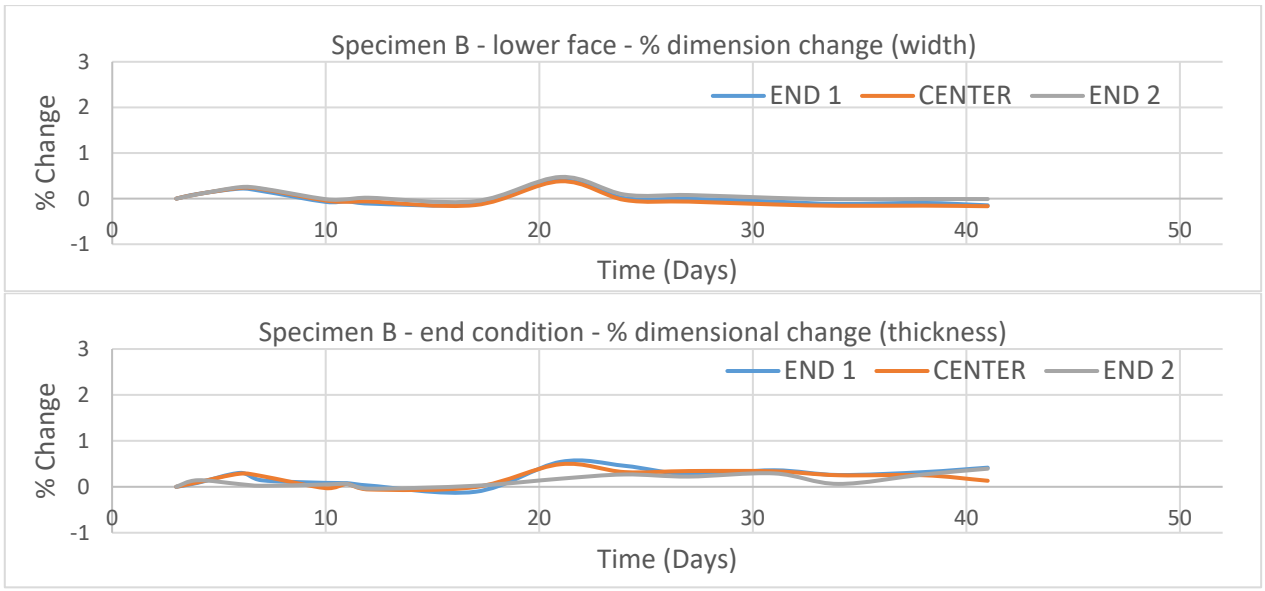


Figure 6: Specimen B - % dimensional change in width and thickness

Figure 7: Checking, gap widening, material defect, and delamination in edge condition Specimen A, day 42

This stress resulted in pronounced checking in specimen A (Figure 7 above) and sheared epoxy resin in specimen B. Thus, the same phenomenon that stabilizes CLT results in large boundary stresses across the surface, and in two directions (two grain orientations). This cross-lamination effect is similar to the effect of restraining deformation at connections described in Dietsch and Tannert [11]. Over time these checking discontinuities can extend further into the interior of the CLT: as stresses develop, relax, and cycle, a "zipper" effect will lengthen the checks to equilibrate stresses [20].

Delamination that occurred in specimen A (e.g. Figure 7) was less than the 5% maximum acceptable delamination of total lamination length on sawn faces as specified in the Cyclic Delamination Test protocol for glulam—AITC -2007 [21] – which, should be noted, is not truly applicable in this case, as our materials and methods deviate from the standard. Other ostensible delaminations in these specimens are in actuality splits in the wood adjacent to bond lines, induced by hygrothermal stresses acting perpendicular to grain.

Stress induced checking and delaminations, as well as gaps resulting from lack of edge-gluing, manufacturing errors, and imperfections in elements (e.g. rounded corners) (Fig. 6) are potentially significant access routes into CLT's interior for air and water, and may worsen over time with environmental fluctuation. McClung [19] observes that tests on smaller CLT samples minimize understanding of the potential for these cracks to increase water uptake into the interior, while Lepage [17] confirms preliminarily that discontinuities and checking *do* affect sorption behavior. Furthermore, Wang [18] confirms observationally that the resultant gaps from various manufacturing practices of CLT members allowed water to penetrate the edges and into the interior during his experiments.

Our own observations lead us to suspect that there is a correlation between checking and the wetting potential of CLT's interior. This was illustrated by the fact that the mass, dimensions and interior ply MCs all increased more significantly for the unsealed specimen during the second cycle than during the first, despite an identical wetting exposure and even fewer high RH days (while the exterior ply—ply 1—gained a *similar* amount of moisture during each cycle). Specifically, relative (comparing wetting cycles) mass increase was more than double for each specimen (Fig. 3), relative

dimensional deformation in depth, width and length at the surfaces nearly doubled (Fig. 4-5) and relative MC increase of the interior plies more than doubled (while rate of MC change increased too) (Fig. 2). There also is the possibility that defects in lamination were caused or exacerbated by cyclic environmental change [20] that allowed for higher rates of diffusion between plies (this, as well as micro-cracks in the edge sealant, could account for the higher mass gain in specimen B during the second cycle). Because checking is associated with moisture gradients from exposure, especially from the amount and rate of drying (exacerbated by rapid drying) [22] understanding exposure effects over the short and long term are important (i.e. exposure during construction through post-occupancy) to understanding sorption behaviors as well.

It is important to emphasize that checking can happen at any depth within CLT [23], as swelling/shrinking can elicit checking within the interior as well as the exterior [11]. This was possibly confirmed in our experiment, as output from one of the sensors was suddenly lost during the drying cycle and was regained during wetting. This is suggestive of an internal check that developed between electrodes as the wood shrank, and its subsequent closure as it swelled. This phenomenon reoccurred during the second drying cycle and a subsequent exposure to high RH. It should be noted that this, amongst other unpredictable interior phenomena (including anatomical anomalies such as knots) are challenges related to monitoring CLT with resistance-based electrodes.

3. RECOMMENDATIONS AND CONCLUSIONS

Results from our preliminary experimental campaign indicate that there are strong and interesting correlations between climate cycles, sorption/desorption rates, mass and dimensional changes, and checking in CLT panels. The effects will be further investigated onsite in full-size elements and assemblies. Also, the influence of these interrelated phenomena on other relevant performance indicators will be studied in the frame of the SMART-CLT project, specifically to analyze how (and if) the hygrothermal behavior can affect the dynamic properties of CLT panels (relevant for serviceability/vibrational performance of floors) and the thermal properties of CLT assemblies.

Our preliminary observations and literature confirm that environmental parameters can differently affect hygrothermal performance of CLT panels, depending on the exposed surfaces (i.e. end-grain, long face); the initial geometrical features of the panel (thickness –number of plies; planar extension; presence of gaps between dimensional lumber and in the glue lines, etc.).

It is also evident, that since the edges of CLT are the most sensitive to climatic flux and integral to interior wetting potential (and the resultant consequences), and at the same time are present in the most critical places (e.g. building envelope, connections and apertures), they require further attention, both in research and design.

Although testing of connections and joints was not specific to our preliminary research, their analysis associated to the analysis of the hygrothermal behavior of the panel is a point of importance and interest with regard to CLT. Connections are an important source of continuity and ductility in timber structures, and a natural point of sensitivity to deterioration due to cyclic loading (e.g. wind and seismic) [5] and moisture trapping. Koch, for example, found that an expansion joint of a mass-timber-element-end was prone to moisture trapping in a study on a mass timber bridge in Cologne, Germany, and exhibited higher than acceptable MC for serviceability [23]. Wherever CLT will be joined to another element, and wherever CLT will be opened with an aperture (e.g. a window or door), its edges will be exposed, and it (and importantly its interior) will be more vulnerable to climatic fluctuations, leaks, moisture trapping, and the resultant risks that are associated (decay, dimensional change, strength loss, etc.). This will be exacerbated by existing gaps from non-edge-glued panels, imperfections in layup and the tendency for an untreated end to check under climatic fluctuation. Edge treatment is a possible solution to reducing these effects and wetting potential to the interior.

Practically speaking, flaws in manufacturing, design and construction are inevitable and robust safety measures should be incorporated to account for this. Structural health monitoring can offer increased safety through continuous material observation, while a deeper understanding of long term material behavior at the global scale can be achieved, improving building safety and efficiency through performance assessment and design modifications.

ACKNOWLEDGEMENTS

The SMART-CLT project is conducted through the College of Forestry Institute for Working Forest Landscapes, and funded by the U.S. Department of Agriculture's Agricultural Research Service (USDA ARS Agreement No. 58-0202-5-001). The material presented in this contribution is also based upon work that is supported by the National Institute of Food and Agriculture, U.S. Department of Agriculture, McIntire Stennis project under 1009740.

REFERENCES

[1] Brandner R., Flatscher G., Ringhofer A., Schickhofer G., Thiel A. 'Cross laminated timber (CLT): overview and development', European Journal of Wood and Wood Products. 74(3) (2016) 331–351.
[2] Pei S., Rammer D., Popovski M., Williamson T., Line P., van de Lindt J. W. 'An overview of CLT research and implementation in North America', WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, August 22-25, 2016, Vienna Austria. (2016)
[3] Lanata, F., 'Monitoring of long-term behavior of timber structures', Journal of Civil Structural Health Monitoring, 5(2), 167-182, (2015).
[4] Sorin E., Lanata F., Boudaud C. 'Behaviour of timber structures under variable environment through long-term monitoring', WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, August 22-25, 2016, Vienna Austria. (2016)
[5] Leyder C., Chazi E., Frangi A. 'Structural health monitoring of an innovative timber building', Proc. of the Second International Conference on Performance–based and Life-cycle Structural Engineering (PLSE 2015)
[6] Wang J. Karsh E., Finch G. Cheng M. 'Field measurement of vertical movement and roof moisture performance of the wood innovation and design centre', WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, August 22-25, 2016, Vienna Austria. (2016).
[7] Fast P., Gafner B., Jackson R., Li J. 'Case study: an 18 storey tall mass timber hybrid student residence at the University of British Columbia, Vancouver', WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, August 22-25, 2016, Vienna Austria. (2016).
[8] Smith T., Sarti F., Granello G., Marshall J., Buckton-Wishart V., Li M., Palermo A., Pampanin S. 'Long-term dynamic charateristics of Pres-Lam structures', WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, August 22-25, 2016, Vienna Austria (2016).
[9] Bowyer, J., Shmulsky, R., Haygreen, G., 'Forest products and wood science: an introduction. 5th ed.', Blackwell Publishing (2007).
[10] Skaar, C., ' Wood-water relations', Berlin: Springer-Verlag, (1988).
[11] Dietsch, P., Tannert, T., 'Assessing the integrity of glue-laminated timber elements', Construction and Building Materials, 101, 1259-1270, (2015).
[12] McClung, V., 'Field study of hygrothermal performance of cross-laminated timber wall assemblies with built-in moisture', Theses and dissertations. Paper 1059, (2013).
[13] Dietsch P, Franke S, Franke B, Gamper A. "Measurement of moisture content in timber structures—methods" J Civil Struct Health Monit (2015) 5:153–165
[14] Alsayegh, G., 'Hygrothermal properties of cross laminated timber and moisture response of wood at high relative humidity', (Master's Thesis), Carleton University (2012)
[15] Tannert, T., Berger, R., Mareike, V., Mueller, A., 'Remote monitoring of timber bridges: a case study', Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure 5, (2011).
[16] Franke, B., Franke, S., Schiere, M., Mueller, A., 'Moisture diffusion in wood - experimental and numerical investigations', World Conference on Timber Engineering, (2016).

[17] Lepage, R., 'Moisture response of wall assemblies of cross-laminated timber construction in cold Canadian climates', (Master's Thesis), University of Waterloo, (2012).
[18] Wang, J., 'Wetting and drying performance of wood-based assemblies related to on-site moisture management', World Conference on Timber Engineering (2016).
[19] McClung, R., Ge, H., Straube, J., Wang, J., 'Hygrothermal performance of cross-laminated timber wall assemblies with built-in moisture: field measurements and simulations', Building and Environment, (2013).
[20] Glass, S., Wang, J., Easley, S., Finch, G., 'CLT handbook, Ch 10. Building enclosure design for cross-laminated timber construction', FPInnovations, (2013).
[21] American Institute of Timber Construction. Test Methods for Structural Glued Laminated Timber. 2007
[22] Gamper, A., Dietsch, P., Merk, M., 'Building climate - long-term measurements to determine the effect on the moisture gradient in timber structures', Forschungsinitiativ Zukunft Bau (2014).
[23] Guelzow, A., Richter, K., Steiger, R., 'Influence of wood moisture content on bending and shear stiffness of cross laminated timber panels', European Journal of Wood Products 69: 193-197, (2011).
[24] Koch, J., Simon, A., Arndt, R.W., 'Monitoring of moisture content of protected timber bridges', World Conference on Timber Engineering, (2016).

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE UNIONES ENDENTADAS EN MADERA DE PINO RADIATA CHILENO

BENDING RESISTANCE OF FINGER-JOINT IN CHILEAN RADIATA PINE

Eduardo A. Pérez [(1)], José A. Santolaya [(2)], Paulina González [(3)] (P), Erick I. Saavedra [(4)]

(1) Profesor Adjunto, Jefe de Laboratorio Área Maderas, LIMUS-USACH, Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles
(2) Constructor Civil, Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles
(3) Profesor Asociado, Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles
(4) Profesor Asistente PhD, Universidad de Santiago de Chile, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles
Dirección de contacto: paulina.gonzalez@usach.cl; (P) Presentadora

Código de identificación: T6-16

Resumen

Se estudia la capacidad de resistencia a la flexión de uniones endentadas (finger joints) en madera aserrada de pino radiata chileno. Se efectúan ensayos en 40 probetas fabricadas mediante la unión de dos piezas de madera; en 20 de ellas se utilizó un adhesivo estructural de dos componentes (emulsión de polímero e isocianato) y en las 20 restantes se empleó adhesivo no estructural (a base de acetato de polivinilo). En 10 probetas de cada grupo se empleó unión de orientación vertical, y en los otros 10 se materializó una unión horizontal. Además, con el objeto de disponer de un patrón de referencia de la resistencia de las probetas, se realizaron ensayos en 10 probetas sin uniones, de las mismas dimensiones que las probetas conformadas con uniones endentadas. El total de las probetas fueron elaboradas y ensayadas en el laboratorio de investigación de materiales de la Universidad de Santiago de Chile (LIMUS – USACH). Se utilizó la normativa chilena para la clasificación de la madera y para la fabricación de las probetas. Por su parte, los ensayos de flexión se realizaron empleando la norma australiana AS 5068-2006, y la clasificación de los tipos de falla se efectuó en conformidad con la norma americana ASTM D4688. Los ensayos realizados entregan como resultado que la resistencia a la flexión de las piezas de madera se reduce entre un 50% y un 60% debido a la existencia de una unión endentada.

Palabras clave: uniones endentadas en madera; resistencia de uniones en madera; resistencia a flexión de uniones endentadas

Abstract

Capacity of bending resistance of finger joints in sawn wood from Chilean radiate pine is studied. Tests are done in 40 samples made joining two wooden pieces; a two components (Polymer and isocianato emulsion) structural glue was used in 20 of them. In the other 20, non structural glue (based in polyvinyl acetate) was used. In 10 samples of each group vertical orientation of finger joints was used, in the other 10 a horizontal finger joints was materialized.

In addition, with the objective to get a reference pattern of the samples resistance, tests in 10 samples without joints were done, with the same measures as the jointed samples. Every tested sample was made at the Universidad de Santiago de Chile, Materials Investigation Laboratory (LIMUS-USACH). Chilean standard to classify and manufacture of samples was used. Bending tests were done according to Australian standard AS 5068-2006, classification of kinds of failures was done according to American Standard ASTM D4688. Tests done give as a result that bending resistance of timber pieces is reduced between 50% and 60% due to a finger joint.

Keywords*: timber finger joints; bending resistance of timber finger joints; resistance of timber joints*

1. INTRODUCCIÓN

En la norma ASTM D-5572 [1] se define la unión endentada a aquella unión que permite adherir 2 piezas de madera, en cada una de las cuales se ha materializado un corte en forma de dedos en los extremos en que serán unidas. En la referencia [2] se presenta un método para producir uniones endentadas, junto con un estudio relativo al efecto de la geometría del endentado de la unión y la presión que se debe aplicar para materializarla, tanto en maderas coníferas como en maderas latifoliadas. Diversos estudios han sido realizados respecto de la reducción de resistencia que se produce en la madera debido a la presencia de unión endentada, en uno de ellos [3] se concluye que la resistencia de la unión endentada es de un 60% respecto de la resistencia de la madera sólida en los ensayos de flexión, y de 41% en los ensayos de tracción. En otro estudio se realiza un análisis microscópico de las fallas concluyendo que la causa principal de su ocurrencia se debe a cantidad insuficiente de adhesivo y pobre penetración de éste en la madera de verano [4]. En la revisión bibliográfica realizada no se encontraron estudios de resistencia de uniones endentadas elaboradas en pino radiata con adhesivo estructural libre de formaldehído.

Entonces, en este trabajo se presenta un estudio de la resistencia a la flexión de uniones endentadas materializadas en pino radiata chileno, utilizando un adhesivo estructural, sin contenido de formaldehído, y uno no estructural (PVA).

2. MATERIALES Y MÉTODO

2.1 Materiales empleados en la elaboración de las probetas

Un total de 90 piezas de madera de pino radiata chileno, se emplean para fabricar 50 probetas en las dependencias del laboratorio de investigación de materiales de la Universidad de Santiago de Chile (LIMUS-USACH). Las dimensiones de 80 de estas piezas son 300 mm de longitud, 90 mm de ancho y 41 mm de espesor, las cuales se utilizan para elaborar 40 probetas mediante unión endentada o finger-joint. Las 10 piezas restantes, de 600 mm de longitud, 90 mm de ancho y 41 mm de espesor, corresponden a 10 probetas, que se elaboran sin ningún tipo de unión, para utilizarlas como patrón de comparación de los ensayos de resistencia a la flexión de las uniones endentadas. En 20 de las 40 probetas, fabricadas con unión finger-joint, se emplea un adhesivo estructural (EPI) de dos componentes (resina Prefere 6151 y catalizador Prefere 6651), que está libre de formaldehido. En la unión de las 20 restantes se utiliza adhesivo no estructural (acetato de polivinilo o PVA).

2.2 Procedimiento de elaboración de las probetas

Las 90 piezas de madera que se emplean en la fabricación de las probetas se seleccionan desde el material existente en el laboratorio LIMUS - USACH. Se utilizan las normas chilenas NCh2148 y NCh2150 [5, 6] para realizar la clasificación visual de las piezas disponibles, descartando aquellas en las cuales la presencia de fallas tales como nudos, alabeos o cantos muertos están fuera de los rangos admisibles o que los defectos no puedan corregirse una vez dimensionadas las probetas.

Después de seleccionar las piezas se procede a su dimensionamiento, usando la sierra vertical fija que se muestra en la Figura 1, luego se enumeran y clasifican según su densidad y contenido de humedad. El contenido de humedad se determina empleando el método de secado en horno y las disposiciones de la norma chilena NCh176/1 [7]; entonces, se mantienen las probetas durante 48 horas dentro del horno a temperatura constante de 103 ºC (±2ºC), luego se enfrian a temperatura ambiente y se determina su contenido de humedad. En la Figura 2 se muestran las piezas de madera al interior del horno en el inicio del proceso de secado. Para determinar la densidad se emplea la norma chilena NCh176/2 [8], una balanza digital y un volumenómetro de mercurio.

Figura 1: Sierra circular vertical fija

Figura 2: Proceso de secado en horno de las probetas

Para elaborar las probetas con unión endentada, se forman parejas de piezas que tienen valores similares de densidad de referencia. Se consideran dos tipos de uniones, una en el canto (perfil horizontal) y la otra en la cara (perfil vertical), como se muestra en la Figura 3.

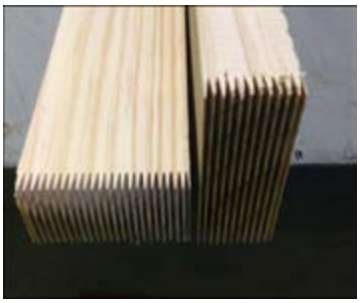


Figura 3: Perfiles de corte para unión endentada: cara y canto

En la Tabla 1 se muestran los valores promedio de las densidades de referencia de las probetas agrupadas según tipo de unión y tipo de adhesivo utilizado.

Tabla 1: Densidades de referencia promedio de probetas

Tipo de unión	Adhesivo	Densidad de referencia (Kg/m^3)
Sin unión	--	521,6
Cara	EPI	506,9
Canto	EPI	474,0
Cara	PVA	459,6
Canto	PVA	478,9

El proceso de encolado de las 40 probetas se realiza aplicando el adhesivo con brocha, utilizando los dos tipos de adhesivos mencionados, EPI y PVA; posteriormente se emplea una prensa hidráulica para sellar la unión, y luego se debe esperar un tiempo suficiente para que se produzca el fraguado del adhesivo antes de realizar los ensayos de resistencia a la flexión de la unión. Una vez concluido el tiempo de fraguado del adhesivo, en este caso de una semana, se efectúa un proceso de cepillado de las probetas con el objeto de eliminar el exceso de adhesivo y cualquier otra imperfección que se produce durante la ejecución de la unión, como se puede apreciar en la Figura 4.

Figura 4: Proceso de cepillado de las probetas.

Finalmente, se elabora un registro con la identificación de cada probeta, el tipo de adhesivo empleado y su escuadría, cuyo valor promedio es de 37,6 mm de espesor y 86,4 mm de ancho.

2.3 Procedimiento de ensayo de resistencia a la flexión

Los ensayos de flexión de la totalidad de las probetas se realizan en conformidad con las disposiciones de la norma australiana AS 5068-2006 [9], en el laboratorio de investigación de la Universidad de Santiago de Chile (LIMUS – USACH). En la Figura 5 se muestra el montaje de un ensayo típico, en el cual la luz libre de las probetas es de 520 mm, mayor que 12 veces su espesor, satisfaciendo de esta manera lo indicado en la norma mencionada. La resistencia a la flexión (R_f) de la probeta queda determinada por la tensión máxima de rotura que se obtiene aplicando la fórmula de Navier. El tipo de falla de las probetas se clasifica utilizando la norma ASTM D4688 [10].

Figura 5: Ensayo de resistencia a la flexión.

3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

3.1 Resistencia a la flexión

En la Tabla 2 se muestran los valores promedio de la resistencia a la flexión (R_f), la desviación standard y el coeficiente de variación de los resultados obtenidos en todas las probetas. También se incluye la diferencia promedio en porcentaje (D_p) de los resultados obtenidos en las probetas con uniones endentadas respecto de las probetas sin unión.

Tabla 2: Resistencia a la flexión (R_f) en probetas

Tipo de unión	Adhesivo	R_f (MPa)	Desviación Standard (MPa)	Coeficiente de variación (%)	D_p (%)
Sin unión	Sin adhesivo	69,6	10,5	15	0,0
Cara	EPI	32,9	6,4	19	52,7
Canto	EPI	33,8	5,8	17	51,4
Cara	PVA	30,7	3,4	11	55,9
Canto	PVA	29,8	5,1	17	57,2

Los resultados obtenidos son similares a aquellos que se consignan en un trabajo realizado en el año 2004 [11], en el cual se obtuvo un valor promedio de resistencia a la flexión de 34,1 (MPa), con una desviación standard de 7,4 (MPa) y un coeficiente de variación de 21,7%. Estos resultados fueron obtenidos utilizando 70 probetas de pino radiata fabricadas y ensayadas en conformidad con las disposiciones de la norma AS/NZS 1491:1996 [12], aplicando una carga puntual en el centro de la luz de la probeta, coincidente con la unión endentada. En ese trabajo se utilizó adhesivo resorcinol formaldehído y urea-formaldehído para materializar la unión.

De los resultados que arrojan los ensayos realizados tanto en el presente trabajo como aquellos obtenidos en la referencia [11], se deduce que la resistencia a flexión de la unión endentada prácticamente no depende del tipo de adhesivo empleado ni de su perfil, cara o canto.

3.2 Clasificación de las fallas en las probetas

En la Tabla 3 se presenta la clasificación de las fallas que se generan en las probetas, según la norma ASTM D4688 [6]. Estos resultados se presentan en porcentaje para cada tipo de falla, el cual se ha calculado para cada tipo de unión y para cada tipo de adhesivo.

Tabla 3: Clasificación de las fallas en probetas según ASTM D4688

Tipo de unión	Adhesivo	Falla en la unión (%)	Falla en la madera (%)
Cara	EPI	50	50
Canto	EPI	60	40
Cara	PVA	50	50
Canto	PVA	10	90
Total muestra		42,5	57,5

De los resultados que se muestran en la Tabla 3, se deduce que la proporción de fallas en la madera es ligeramente superior a las fallas que se producen en la unión propiamente tal.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos indican que la resistencia a la flexión de las piezas de madera se reduce entre un 50% y un 60% debido a la existencia de una unión endentada (finger-joint), respecto de la madera sin unión. No se presentan grandes diferencias entre las resistencias que se logran utilizando adhesivo estructural y aquellas que se obtienen empleando adhesivo tipo PVA, y prácticamente tampoco existen diferencias entre las resistencias a la flexión obtenidas en los dos tipos de perfil de la unión (cara y canto). La reducción de la resistencia a la flexión es del orden de 52% para uniones con adhesivo estructural EPI y superior al 56% para las uniones materializadas con PVA. Esta reducción alcanza un valor de 54 %, aproximadamente para los dos perfiles de unión, cara y canto.

La proporción de las fallas que ocurren en la madera, según la clasificación de la norma ASTM D4688, es ligeramente superior (57,5%) a las que se presentan en la unión misma (42,5%).

En este trabajo no se detecta una relación clara entre la densidad de la madera y su resistencia a la flexión.

REFERENCIAS

[1] ASTM D-5572 ‘Standard specification for adhesives used for finger joints in non estructural lumber products’ (1995).
[2] Selbo, M., 'Effect of joint geometry on tensile strength of finger joints’, *Forest Products Journal* **13** (9) (1963) 390-400.
[3] Pruzzo, F. y Ramos, M., 'Estudio comparativo de uniones encoladas versus madera sólida de Pinus Radiata D. Don. Chile’, *Silvicultura, Manejo y Tecnología*, Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile (1992) 285-291.
[4] Kutscha, N. y Caster, R., ‘Factors affecting the bond quality of finger joint. *Forest Products Journal* **37** (5) (1963) 13-16.
[5] Instituto Nacional de Normalización, INN Chile, ‘NCh 2148. Of 1989. Madera laminada encolada estructural - requisitos e inspección’ (1989).
[6] Instituto Nacional de Normalización, INN Chile, ‘NCh 2150. Of 1989. Madera laminada encolada - clasificación mecánica y visual de madera aserrada de pino radiata’ (1989).
[7] Instituto Nacional de Normalización, INN Chile, ‘NCh 176/1. Of 2003. Madera – Parte 1: Determinación del contenido de humedad’ (2003).
[8] Instituto Nacional de Normalización, INN Chile, ‘NCh 176/. Of 2003. Madera – Parte 2: Determinación de la densidad’ (2003).
[9] Australian Standard, ‘AS 5068-2006 – Timber, finger joints in structural products, production requirements’ (2006).
[10] ASTM D4688 ‘Standard test method for evaluating structural adhesives for finger jointing lumber’ (2014).

[11] Tolhuijsen, J., 'Evaluación de los factores que inciden sobre la resistencia de las láminas con uniones endentadas destinadas a la fabricación de vigas de madera laminada encolada en pino radiata', Memoria de título de Ingeniero Civil, con Diploma en Ingeniería Estructural, Pontificia Universidad Católica de Chile (2004).
[12] AS/NZS 1491:1996, 'Finger jointed structural timber' (1996).

RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES PREGADAS EM MADEIRA

STRENGTH OF NAILED TIMBER JOINTS

Bruna B. Maia [(1)] (A), Jorge L. N. Góes [(2)]

(1) Engenheira Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil
(2) Dr. Prof., Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil
Endereço de contato: brunabernardimaia@gmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-18

Resumo

As ligações são consideradas pontos críticos das estruturas de madeira, visto que o desempenho global da estrutura está relacionado com o comportamento de suas ligações. Portanto, é necessário que seja dada a devida atenção ao dimensionamento das ligações afim de oferecerem resistência, durabilidade e segurança à estrutura. Existem diversos tipos de ligações para estruturas de madeira, porém as mais utilizadas no Brasil são as ligações por pinos metálicos, que podem ser pregos ou parafusos, devido ao baixo custo e facilidade de aplicação. O método de dimensionamento desse tipo de ligação proposto tanto pela NBR 7190/97 quanto pelo EUROCODE 5/04 advém da Teoria de Johansen (1949), porém a norma brasileira é simplificada e restrita a algumas configurações específicas de peças e desconsidera alguns efeitos não lineares, que possuem influência direta na resistência final da ligação, já a norma europeia é mais abrangente e considera outros fenômenos físicos presentes na ligação. Assim sendo, o objetivo deste trabalho é analisar a resistência de ligações com pregos em madeira, comparando resultados obtidos através de ensaios experimentais com os resultados propostos pelos modelos teóricos dos documentos normativos brasileiro e europeu. Os ensaios experimentais foram realizados com madeira da espécie Apuleia Leiocarpa (Garapeira), e pregos lisos do modelo padrão comercial 20x30. Analisando os resultados obtidos foi possível observar que o resultado teórico apresentado pelo método de cálculo proposto pelo EUROCODE 5/04 considerando o efeito de corda foi o que mais se aproximou do resultado experimental.

Palavras chave: ligações em madeira; resistência; pregos; teoria de Johansen

Abstract

The joints are considered the critical factor of the structure, seeing that the performance of the structure is related to the behavior of their connections. Therefore, it must be given due attention to the design of connections in order to provide strength, durability and safety of the structure. There are several types of connections for wooden structures, but the most used in Brazil are timber joints with dowel fasteners, which can be nails or screws, due to the low cost and easy application. The design of this type of timber joint proposed by both the NBR 7190/97 and by EUROCODE 5/04 comes from Johansen's theory, but the Brazilian code is simplified and restricted to some specific configurations of parts and excludes some non-linear effects, which have direct influence on the ultimate strength of the connection, nevertheless the European code is more comprehensive and considers others physicals phenomena present on the timber joint. Therefore, the objective of this work is to analyze the strength of nailed timber joints, comparing results obtained by experimental tests with the results proposed by theoretical models of Brazilian and European normative documents. The experimental program was conducted with wood species Apuleia Leiocarpa (Garapeira), and smooth nails the standard business model 20x30. Analyzing the results, it was observed that the theoretical results according to EUROCODE 5/04 considering the rope effect was the closest to the experimental result.

Keywords*: timber joints; strength; nails; Johansen's theory*

1. INTRODUÇÃO

As ligações em estruturas de madeira são indispensáveis, ora por ser uma estrutura reticulada, ora para unir as peças de madeira para a adequação às dimensões de projeto. Visto que o desempenho global da estrutura está relacionado com o desempenho de suas ligações, é necessário que estas sejam devidamente dimensionadas, a fim de oferecerem durabilidade, resistência e segurança à estrutura.

Entre os diversos tipos de ligações existentes para as estruturas de madeira, o mais utilizado no Brasil são as ligações por pinos metálicos, que podem ser pregos ou parafusos, devido a seu baixo custo e facilidade de aplicação.

O trabalho mais relevante sobre este tipo de ligação foi desenvolvido por Johansen, em 1949, e complementado por estudos posteriores originou o chamado EYM (European Yield Model), que serve hoje de base para o cálculo de resistência em vários documentos normativos, entre eles o brasileiro (NBR 7190) e o europeu (EUROCODE 5).

Apesar de advirem da mesma teoria, a norma brasileira apresenta um método de dimensionamento para ligações por pinos metálicos simplificado, porém restrito, quando comparado com o método proposto pela norma europeia, tendo em vista que permite apenas o dimensionamento de ligações entre peças de madeira com mesma resistência ao embutimento, mesma direção das fibras entre os elementos, indica as mesmas equações para ligações com corte simples e corte duplo, além de não considerar alguns efeitos não lineares, que possuem influência direta na resistência final da ligação.

Diante do exposto, e tendo em vista que a norma brasileira está atualmente em fase de revisão, é fundamental um estudo comparativo entre os modelos analíticos apresentados pela norma brasileira e pela norma europeia, comparando com resultados de ensaios experimentais, a fim de avaliar qual o modelo de cálculo mais apropriado para as ligações pregadas em madeira.

2. RESISTÊNCIA DAS LIGAÇÕES POR PINOS METÁLICOS

2.1 Teoria de Johansen

A resistência das ligações por pinos depende da resistência da madeira ao embutimento do pino (f_e) e da resistência do pino à flexão (M_y). Para formulação de sua teoria, Johansen [1] assumiu um comportamento perfeitamente plástico tanto para a madeira quanto para o pino metálico, e verificou através de ensaios que as falhas das ligações aconteciam de maneiras diferentes. A partir disso, Johansen utilizou do princípio de equilíbrio de forças para desenvolver equações para cada modo de ruptura.

Möller [2] reformulou as equações de Johansen para casos com diferentes espessuras de peças de madeira e diferentes resistências ao embutimento.

Os modos de falha são baseados na combinação dos fenômenos de embutimento da madeira em cada peça e flexão do pino metálico, Veloso et al. [3]. Nos modos de falha (Ia) e (Ib), tanto para seção simples de corte quanto para seções duplas, a falha ocorre pelo embutimento da madeira em apenas uma das peças, sem ocorrência de deformação do pino metálico. O modo (Ic) ocorre em apenas seção simples de corte, onde acontece o embutimento da madeira nas duas peças simultaneamente sem deformação do pino metálico. Nos modos (IIa) e (IIb) ocorre embutimento da madeira nas duas peças e deformação do pino metálico devido à flexão em uma das peças, com a ocorrência de apenas uma rótula plástica. Por fim, no modelo (III) ocorre deformação do pino metálico devido à flexão e embutimento da madeira nas duas peças, com a formação de duas rótulas plásticas. A figura 1 ilustra os modos de falha para corte simples e corte duplo.

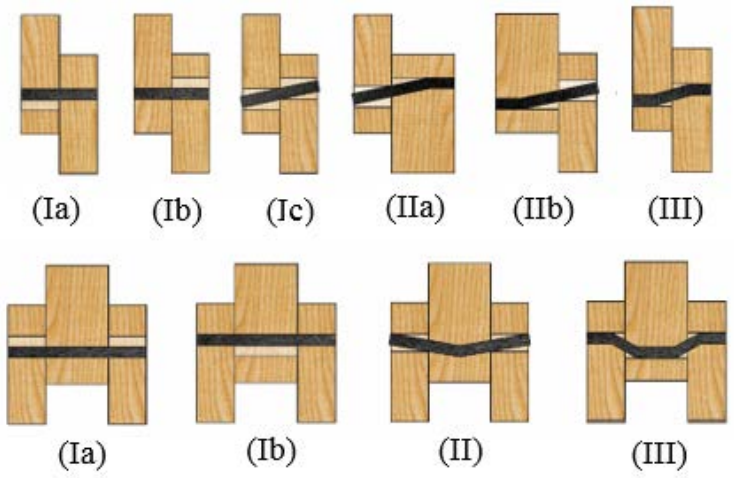


Figura 1: Modos de falha para corte simples e corte duplo

2.2 Método de cálculo segundo a NBR 7190/97

A norma brasileira apresenta apenas um modelo para dimensionamento de ligações por pinos metálicos, fazendo diferenciação entre pregos e parafusos apenas no dimensionamento da pré-furação e na determinação de diâmetros máximos dos pinos.

A NBR 7190 [4] não permite que forças de atrito das superfícies em contato, nem esforços transmitidos por grampos, braçadeiras ou estribos sejam levados em consideração nos cálculos de resistência das ligações.

O cálculo da resistência da ligação, segundo a norma brasileira, é dado em função da resistência de cálculo ao embutimento ($f_{e,d}$) das duas madeiras interligadas, da resistência de cálculo de escoamento ($f_{y,d}$) do pino metálico, diâmetro (d) do pino, e da espessura convencional (t), sendo o valor de tal espessura o menor entre t_1 e t_2, como exposto na Figura 2.

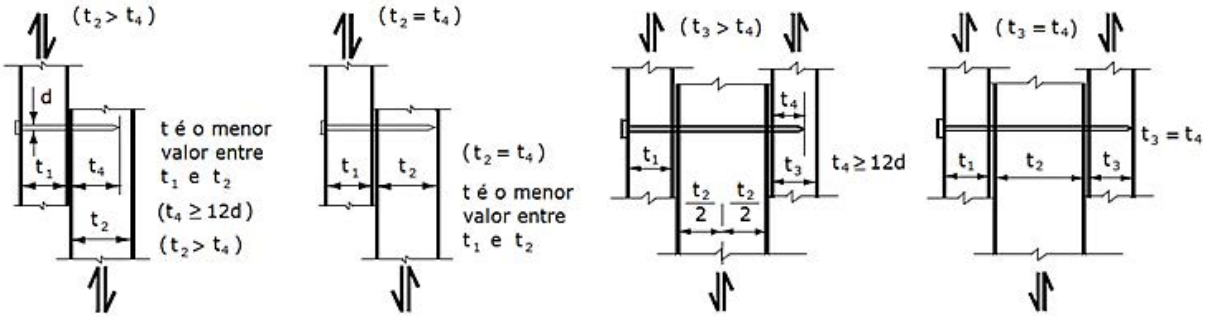


Figura 2: Ligações pregadas em corte simples e corte duplo

A NBR 7190 [4] considera apenas dois modos de falha distintos para a ligação, sendo eles: falha por embutimento do pino na madeira ou falha por flexão do pino. A determinação do modo de falha é feita através da verificação do parâmetro β e β_{lim}, como mostra as equações 1 e 2, respectivamente.

$$\beta = \frac{t}{d} \tag{1}$$

$$\beta_{lim} = 1{,}25\sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e,d}}} \tag{2}$$

Quando $\beta \leq \beta_{lim}$, deve-se utilizar a equação 3 para cálculo da resistência da ligação (R_d), que considera falha por embutimento na madeira.

$$R_d = 0{,}4\ t\ d\ f_{e,d} \tag{3}$$

Quando $\beta > \beta_{lim}$, deve-se utilizar a equação 4 para cálculo da resistência da ligação (R_d), que considera falha por flexão do pino.

$$R_d = 0{,}625\ \frac{d^2}{\beta_{lim}}\ f_{y,d} \tag{4}$$

Segundo Santana [5], quando peças com direções das fibras diferentes em relação à direção de cálculo da resistência, deve-se aplicar a equação 1 para cada uma das peças utilizando-se a espessura de cada uma delas.

2.3 Método de cálculo segundo o EUROCODE 5

A norma europeia para estruturas em madeira considera todos os modos de falha propostos por Möller-Johansen para ligações por pinos metálicos, e ainda considera outros fatores, como atrito entre as peças ligadas e efeito de corda (tração do pino causada pela flexão do mesmo). O EUROCODE 5 [6] indica que o efeito de corda deve ser considerado apenas quando verificado em ensaios.

O modelo de cálculo de resistência das ligações por pinos metálicos abordado pela norma é o mesmo para pregos e parafusos, porém a determinação dos espaçamentos mínimos, do momento resistente à flexão do pino, do número de pinos efetivos, e da pré-furação são diferentes para cada um.

A resistência característica das ligações por pinos metálicos corresponde ao menor valor obtido do conjunto de equações, divididos para uma e duas seções de corte, onde cada uma advêm de um modo de falha. As tabelas 1 e 2 mostram as equações para seção simples e dupla de corte, respectivamente, e os modos de falha correspondentes.

Tabela 1: Modos de falha e equações do EUROCODE 5 para seções simples de corte

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado.
(Ia)	$F_{v,Rk} = f_{e1,k}\ t_1\ d$ (5)
(Ib)	$F_{v,Rk} = f_{e1,k}\ t_2\ d\ \beta$ (6)
(Ic)	$F_{v,Rk} = \frac{f_{e1,k}\ t_1\ d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta + 2\,\beta^2\left[1+\frac{t_2}{t_1}+\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right]+\beta^3\left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2}-\beta\left(1+\frac{t_2}{t_1}\right)\right]+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (7)
(IIa)	$F_{v,Rk} = 1{,}05\ \frac{f_{e1,k}\ t_1\ d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\,\beta\,(1+\beta)+\frac{4\,\beta\,(2+\beta)\,M_{y,k}}{f_{e1,k}\ d\ t_1^2}}-\beta\right]+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (8)
(IIb)	$F_{v,Rk} = 1{,}05\ \frac{f_{e1,k}\ t_2\ d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\,\beta^2\,(1+\beta)+\frac{4\,\beta\,(1+2\,\beta)\,M_{y,k}}{f_{e1,k}\ d\ t_2^2}}-\beta\right]+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (9)
(III)	$F_{v,Rk} = 1{,}15\sqrt{\frac{2\,\beta}{1+\beta}}\sqrt{2\,M_{y,k}\ f_{e1,k}\ d}+\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (10)

Tabela 2: Modos de falha e equações do EUROCODE 5 para duas seções de corte

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado.	
(Ia)	$F_{v,Rk} = f_{e1,k}\, t_1\, d$	(11)
(Ib)	$F_{v,Rk} = 0{,}5\, f_{e1,k}\, t_2\, d\, \beta$	(12)
(II)	$F_{v,Rk} = 1{,}05 \frac{f_{e1,k}\, t_1\, d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\,\beta\,(1+\beta) + \frac{4\,\beta\,(2+\beta)\,M_{y,d}}{f_{e1,k}\, d\, t_1^2}} - \beta\right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(13)
(III)	$F_{v,Rk} = 1{,}15 \sqrt{\frac{2\,\beta}{1+\beta}}\sqrt{2\,M_{y,k}\, f_{e1,k}\, d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(14)

Onde: t_1 e t_2 são as espessuras dos elementos de madeira; $f_{e,k1}$ e $f_{e,k2}$ são as resistências ao embutimento das madeiras dos elementos 1 e 2 respectivamente; d é o diâmetro do prego; β é a relação entre as resistências ao embutimento dos elementos 1 e 2, segundo a equação (15); e $M_{y,k}$ é o momento plástico característico do prego definido pela equação (16), onde f_u é a resistência última do aço do prego a tração.

$$\beta = \frac{f_{e2,k}}{f_{e1,k}} \tag{15}$$

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0{,}3\ \ f_u\, d^{2,6} & \text{para pregos redondos} \\ 0{,}45\, f_u\, d^{2,6} & \text{para pregos quadrados e com ranhura} \end{cases} \tag{16}$$

Nas Equações 8 a 10, 13 e 14, o primeiro termo é a capacidade de carga de acordo com a teoria de Johansen multiplicada por um coeficiente devido à parcela de atrito, enquanto o segundo termo ($F_{ax,Rk}/4$) é a contribuição da resistência ao arrancamento (efeito de corda), que deve ser limitada para pregos redondos no valor de 15% da parcela de Johansen.

Segundo Timber Enginnering STEP 1 [7], para ligações com múltiplas seções de corte, deve-se multiplicar as equações pelo número de cortes, assim, para seção dupla simétrica, multiplica-se as equações por dois. Na utilização das equações para corte duplo, t_2 será a espessura do elemento central e t_1 a espessura dos elementos exteriores ou a espessura de penetração do pino nos elementos exteriores, utilizando o que tiver menor valor.

3. METODOLOGIA

A análise experimental foi realizada com o objetivo de avaliar a resistência das ligações pregadas para posteriormente, comparar com os resultados de modelos analíticos de cálculo de resistência de ligações pregadas propostos pela NBR 7190 [4] e EUROCODE 5 [6], verificando qual o modelo mais indicado para dimensionamento deste tipo de ligação.

Os ensaios foram desenvolvidos no Laboratório de Sistemas Estruturais da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) Campus Campo Mourão.

3.1 Materiais

Foi utilizada madeira de alta densidade da espécie *Apuleia Leiocarpa* (Garapeira) para confecção dos corpos de prova para os testes de caracterização e também para os ensaios de ligações.

Os pinos utilizados foram pregos lisos do modelo padrão comercial 20x30 (diâmetro de 4,4 mm e comprimento de 96,6 mm), por possuir dimensões que atenderam aos valores mínimos de penetração segundo a NBR 7190 [4], tendo em vista que possuíram apenas uma seção de corte.

A pré-furação da madeira foi realizada em furadeira de bancada com brocas de aço rápido com diâmetro de 4 mm, a fim de atender as exigências de pré-furação da norma brasileira.

3.2 Métodos

3.2.1 Determinação da densidade e umidade

A determinação da densidade e umidade foi realizada de acordo com os procedimentos determinados pela NBR 7190 [4], anexo B: Determinação das propriedades das madeiras para projeto de estruturas. Foram extraídos aleatoriamente seis corpos de provas, com seção transversal de 3,0 cm x 2,0 cm e 5,0 cm de comprimento ao longo das fibras, que foram pesados em balança de precisão e colocados em estufa.

3.2.2 Determinação da resistência a compressão paralela às fibras

O ensaio foi realizado de acordo com a NBR 7190 [4], anexo B: Determinação das propriedades das madeiras para projeto de estruturas. Foram extraídos aleatoriamente seis corpos de provas, com seção transversal de 5,0 cm x 5,0 cm por 15 cm de comprimento, que foram submetidos a um carregamento monotônico crescente de 10 MPa/min e os resultados de resistência à compressão foram obtidos pela máquina universal de ensaios modelo DL 30000 com capacidade máxima de 300 kN.

3.2.3 Determinação da resistência ao embutimento

O procedimento de carga do ensaio de embutimento da madeira paralelo às fibras foi realizado de acordo com EN 383 [8]. As dimensões adotadas buscaram atender tanto a norma brasileira, NBR 7190 [4], quanto a norma europeia, EN 383 [8]. Foram confeccionados seis corpos de prova, extraídos aleatoriamente, com seção transversal de 10 mm x 60 mm e 124 mm de comprimento, com o prego localizado no centro do corpo de prova.

3.2.4 Determinação da resistência última de tração do prego

Foram realizados ensaios de tração no prego conforme as recomendações da ABNT NBR ISO 6892 [9], para a determinação da resistência última de tração. O método consistiu na aplicação de força de tração axial crescente e contínua até que ocorra ruptura do corpo de prova.

3.2.5 Preparação dos corpos de prova de ligação

Foram confeccionados seis corpos de prova, atendendo as exigências de espaçamento entre os pregos e penetração, para caracterização da resistência de uma ligação segundo a NBR 7190 [4], anexo C: Determinação de resistências das ligações mecânicas das estruturas de madeira. Foi utilizado um total de oito pregos em cada corpo de prova, contendo cada um apenas uma seção de corte. As dimensões adotadas e a distribuição dos pregos estão representadas nas figuras 3 e 4.

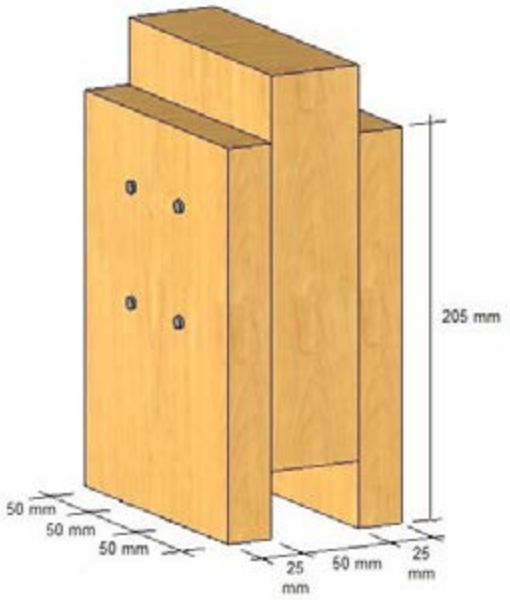


Figura 3: Dimensões dos corpos de prova

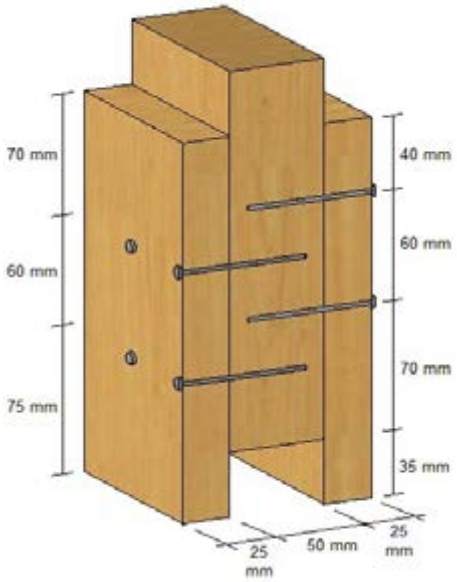


Figura 4: Distribuição dos pregos

As espessuras das peças foram estabelecidas conforme item 8.3.4 da NBR 7190 [4], sendo utilizada a espessura padrão de 25 mm para as cobrejuntas. A peça central foi construída com o dobro da espessura das respectivas cobrejuntas.

Após o corte das peças de madeira nas dimensões apropriadas, os corpos de prova foram montados com o auxílio de grampos de aperto rápido, para garantir que as peças ficariam na posição correta para a pré-furação e posterior pregação.

3.2.6 Ensaio de resistência da ligação

Foi realizado de acordo com o método de ensaio de resistência e rigidez de ligações pregadas paralelas às fibras, segundo EN 26891 [10], onde o procedimento de carga consistiu em um incremento de carga de $0{,}2F_{est}$ por minuto, e ao atingir 40% de F_{est}, a carga foi mantida por 30

segundos. Após este período, procedeu-se à descarga, mantendo o valor do incremento de carga anterior, agora negativo, até aos 10% de F_{est}, os quais foram mantidos por mais 30 segundos. Posteriormente seguiu-se o carregamento, ainda com o mesmo incremento de carga, até atingir 70% de F_{est}, e a partir disto o incremento de carga foi tal que a ruptura aconteceu nos próximos 3 a 5 minutos. A Figura 5 mostra o diagrama de carregamentos adotado e a Figura 6 mostra o ensaio sendo realizado.

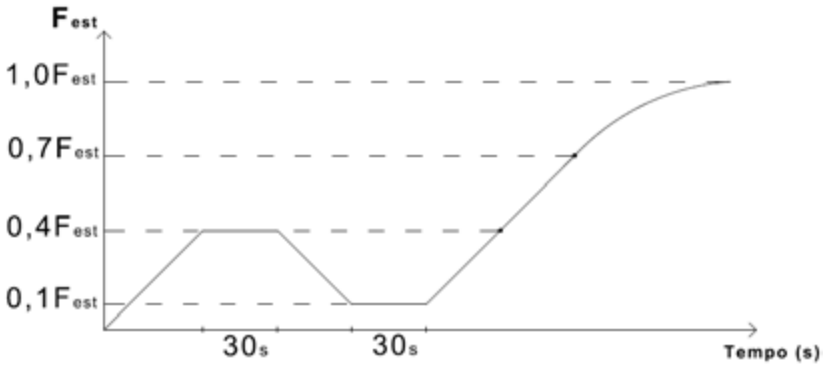


Figura 5: Procedimento de carga

Figura 6: Ensaio de resistência da ligação

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Caracterização dos materiais

A tabela 3 apresenta as propriedades da madeira *Apuleia Leiocarpa* (Garapeira) utilizada para a confecção dos corpos de prova para ensaio de resistência da ligação pregada. Os ensaios de caracterização foram realizados nas mesmas condições de umidade que os ensaios de ligações.

Tabela 3: Resultados das propriedades da madeira

Nome comum	Nome científico	Teor de umidade aparente (%)	$\rho_{ap,m}$ [1)] (kg/m³)	$f_{c0,m}$ [2)] (MPa)	$f_{e0,m}$ [3)] (MPa)
Garapeira	*Apuleia Leiocarpa*	13,52%	862,22	63,12	74,22
1) $\rho_{ap,m}$ é a massa específica aparente média sem correção de umidade					
2) $f_{c0,m}$ é a resistência média a compressão paralela às fibras					
3) $f_{e0,m}$ é a resistência média de embutimento da madeira paralelo às fibras					

Os resultados dos ensaios de tração do prego liso padrão comercial 20x30 são mostrados na tabela 4. A resistência última foi calculada considerando o diâmetro nominal dos pregos de 4,4 mm.

Tabela 4: Resultados dos ensaios de tração no prego

Corpo de prova	Força última de ruptura à tração (N)	Resistência última – f_u (MPa)
CP - 1	10652	700,79
CP - 2	11230	738,82
CP - 3	10229	672,96
CP - 4	10889	716,38
CP - 5	11220	738,16
CP - 6	11405	750,33
Média		719,57
Desvio padrão		26,45
Coef. de variação (%)		3,68 %

4.2 Resistência da ligação pregada em madeira

Os resultados dos ensaios de resistência das ligações são apresentados na tabela 5, sendo estes correspondentes a força máxima aplicada limitada a um deslocamento máximo de 15 mm, de acordo com a norma EN 26891 [10]. O baixo coeficiente de variação do ensaio agrega confiabilidade aos resultados obtidos.

Tabela 5: Resultados dos ensaios de resistência de ligações pregadas em madeira

Corpo de prova	Resistência da ligação – R_v (N)
CP - 1	30657
CP - 2	31400
CP - 3	30068
CP - 4	30956
CP - 5	29583
CP - 6	30254
Média	30486
Desvio padrão	652,61
Coef. de Variação (%)	2,14 %

Para fins de comparação, os cálculos analíticos, de acordo com os documentos normativos brasileiro e europeu, para determinação da resistência da ligação foram realizados utilizando os valores médios de resistência ao embutimento da madeira e resistência última do aço do prego obtidos

nos ensaios de caracterização dos materiais, não sendo transformados para valores característicos nem para valores de cálculo, sem a consideração de coeficientes de modificação ou minoração das resistências. Para as equações que consideram a resistência ao escoamento do aço do prego foi utilizado o valor mínimo determinado pelas normas brasileira e europeia, de 600 MPa.

A tabela 6 apresenta os resultados dos modelos analíticos, o resultado experimental médio, e as diferenças percentuais entre os valores estimados e o resultado experimental.

Tabela 6: Resultados dos modelos analíticos, experimental médio e diferenças percentuais

	NBR 7190/97	EUROCODE 5 sem efeito de corda	EUROCODE 5 com efeito de corda	Resultado experimental (médio)
Resistência da ligação (N)	16361	23706	26798	30486
Diferença percentual	46,3%	22,1%	12,1%	-

Os resultados mostrados na tabela 6 são expressos em forma gráfica na figura 7, onde o eixo das abscissas apresenta os modelos analíticos e ensaio experimental, e o eixo das ordenadas os valores de resistências da ligação.

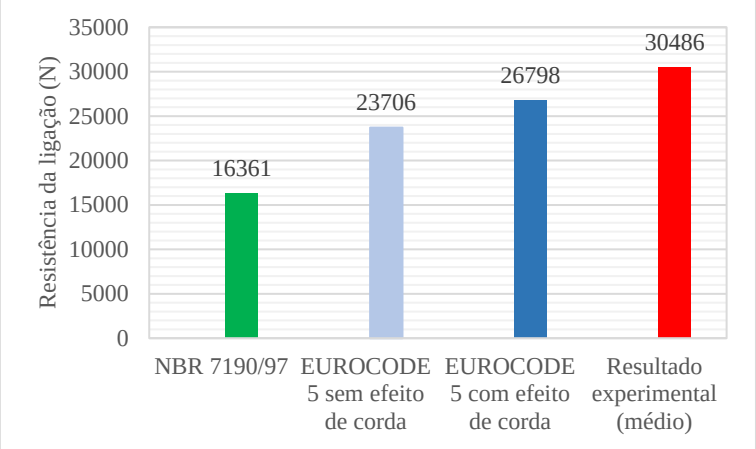


Figura 7: Resistência da ligação

Ao analisar a linha das diferenças da tabela 6 e a figura 7, nota-se que o resultado analítico obtido através do método de cálculo proposto pelo EUROCODE 5 [6] considerando o efeito de corda é o que mais se aproxima do resultado experimental; já o resultado que mais se distancia é o obtido através do método de cálculo proposto pela NBR 7190 [4].

Um dos fatores que contribui para tal distanciamento é o fato de o resultado analítico segundo a NBR 7190 [4] ser oriundo da equação proposta para falha por flexão do pino, que considera a resistência ao escoamento do prego, diferentemente do EUROCODE 5 [6] que considera a resistência última a tração do prego, além de considerar o atrito entre as peças de madeira e a resistência ao arrancamento do pino. Outra razão pode estar relacionada com o método de ensaio utilizado, uma vez que os limites de ensaio estipulados pela norma brasileira são diferentes dos limites estipulados pela norma utilizada, EN 26891 [10].

Quanto aos modos de falha, tanto no modelo de cálculo proposto pelo EUROCODE 5 [6] quanto no proposto pela NBR 7190 [4] a resistência da ligação é dada pelo modo caracterizado predominantemente por flexão do pino. Na figura 8 observa-se um corpo de prova de ligação aberto após o ensaio de resistência, onde é possível notar a deformação do pino metálico devido à flexão.

Figura 8: Modo de falha do resultado experimental

5. CONCLUSÕES

Com base nas comparações entre modelos teóricos de documentos normativos nacionais e internacionais com resultados experimentais, pode-se concluir que:

- Para ligações com pregos lisos em madeira da espécie *Apuleia Leiocarpa*, submetidos a ensaio segundo a norma europeia, o modelo de cálculo proposto pelo EUROCODE 5 se apresentou mais eficiente que o modelo da NBR 7190.
- As considerações e simplificações da NBR 7190 implicaram em valor teórico de resistência da ligação 38,9% inferior ao do modelo proposto pelo EUROCODE 5.
- Do ponto de vista da segurança, os modelos apresentados tanto pela NBR 7190 quanto pelo EUROCODE 5 são interessantes, por apresentarem resultados inferiores ao resultado experimental.
- O modo de falha obtido no ensaio experimental corresponde aos modos de falha propostos pelos cálculos analíticos.
- Sobre a resistência de ligações pregadas, mais estudos devem ser realizados, a fim de avaliar a eficiência do modelo de cálculo propostos pela NBR 7190 e EUROCODE 5 para espécies nativas com diferentes densidades, como também estudos que analisem a influência do método de ensaio na determinação da resistência das ligações.

REFERÊNCIAS

[1] Johansen, K. W. Theory of timber connections. International Association for Bridge and Structural Engeneering. Zurick. Vol. 9. 1949.

[2] Möller, T. (1950). New method of estimating the bearing strength of nailed wood connections. Sweden, Transaction of Chalmers University of Technology, Report Nº 117.

[3] Veloso, L. A. C. M., Martinez, M. A. B.; Alvim, R. De C; Almeida, P. A. De O. Sobre o modelo de Johansen (EUROCODE 5) para o cálculo da resistência de ligações de peças de madeira com pinos metálicos. In: Anais do VIII Encontro Brasileiro de Madeiras e Estruturas de Madeira, Uberlândia. 2002. Anais...1 CD-ROM.

[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190: Projeto Estruturas de Madeiras. Rio de Janeiro: 1997.

[5] Santana, C. L. de O. Análise não-linear de pórticos planos de madeira com ligações semi-rígidas. 2002. 214 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.
[6] European Committee for Standardization. EUROCODE 5: Design of Timber Structures. Brussels, 2004.
[7] Timber Engineering Step 1. Basis of design, material properties, structural componentes and joints. Holanda: Centrum Hout. 1995.
[8] European Committee for Standardization. EN 383: Timber Structures. Test Methods. Determination of Embedding Strength and Foundation Values for Dowel Type Fasteners. European Standard, Brussels, 1993.
[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR ISO 6892: Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente, Rio de Janeiro, 2013, p. 70
[10] European Committee for Standardization. EN 26891: Timber Structures-Joints made with mechanical fasteners. General principles for determination of strength and deformation. European Standard, Brussels, 1991.

PROJETO, CONSTRUÇÃO E TESTE DE DUAS TRELIÇAS *HOWE* EM MADEIRA

PROJECT, CONSTRUCTION AND TEST OF TWO *HOWE*'S TRUSS IN WOOD

Thiago L. Boll [(1)], Felipe F. Almeida [(1)], Daniele Filippini [(1)], Alfredo Petrauski [(2)], Sandra M. F. C. Petrauski [(3)], Mauro J. Valcanaia Jr. [(1)] (A)

(1) Acadêmico, Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Paraná, Brasil.
(2) Prof. Dr. da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil.
(3) Prof. ª Dr. ª da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, Brasil.
Endereço de contato: maurovalcanaia@gmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-19

Resumo

Esse trabalho foi desenvolvido objetivando avaliar aspectos de projeto, execução e comportamento de estruturas. Trabalhou-se com treliças de cobertura na configuração Howe. Com base no projeto, foram executadas e submetidas à teste de carga duas treliças, em escala real, sendo, uma, feita com ligações pregadas e, outra, com ligações parafusadas, com vão de 6,90 metros e inclinação de 23º. A madeira utilizada foi o Pinus sp., obtido no comércio local, da qual caracterizou-se a resistência à compressão paralela, o módulo de elasticidade e a resistência ao cisalhamento paralelo às fibras. Desejou-se realizar o dimensionamento das barras principais em condições limites ao prescrito na norma brasileira, para se avaliar a segurança das estruturas. Isto conduziu à utilização de peças simples com bitolas de 2,5x9 cm e 2,5x12 cm para os banzos inferiores das treliças pregada e parafusada, respectivamente. Os banzos superiores das duas soluções compreenderam o uso de peças duplas com bitolas individuais de 2,5 x 9 cm. Tais decisões contradizem o estabelecido nas prescrições normativas consideradas as seções mínimas. As treliças foram testadas individualmente em quadro de reação de concreto armado, com acompanhamento das flechas centrais e deformações em algumas ligações. As flechas do ponto central dos banzos inferiores apresentaram comportamento aproximadamente linear para todos os níveis de força aplicados. As rupturas ocorreram em peças dos banzos inferiores para cargas superiores a 3 vezes as de projeto.

Palavras chave: treliça tipo Howe; ligações pregadas e parafusadas; comportamento estrutural

Abstract

This work was developed to evaluate project aspects, performance and behavior of wood structure, in particular, trusses in Howe's configuration. Based on previous design were built and subjected to load tests two trusses, in real size scale, one being made with nailed connections and the other with bolted connections, with 6,90 meters long and 23º of tilt. The wood used was a pine called Pinus sp., obtained in the local market, which was characterized as it's resistance to parallel compression and it's modulus of elasticity, as well as the shear strength to the fibers. The design of the principal uprights was made in boundary conditions prescribed by the Brazilian norm, to evaluate the safety of the structure. This led to the use of simple pieces for the uprights with dimensions of 2.5 x 2.5 x 9 cm and 12 cm to the lower uprights of the nailed and bolted truss, respectively. The upper uprights of the two solutions were double parts with individual gages of 2.5 x 9 cm. Such decisions contradict the provisions of the normative prescriptions considered the minimum sections. The trusses were tested individually in a concrete reaction frame, and were analyzed the details of central arrows and deformations. The central point of the arrows of the bottom uprights showed linear behavior for all applied force levels. The ruptures occurred in the bottom uprights of the trusses for loads greater than 3 times the design loads.

***Keywords**: Howe's truss; nailed and bolted connections; structural behavior*

1. INTRODUÇÃO

A madeira é um dos mais antigos materiais construtivos usados pela humanidade. Por ser um material renovável, seu uso foi difundido na construção civil, atendendo diversas necessidades da indústria. Na atualidade, o uso da madeira competitivamente aceitável frente a outros materiais se tornou viável devido às técnicas de reflorestamento, as quais tornam o uso do material ecologicamente praticável [1][2].

Entretanto, devido à tradição brasileira do uso do concreto e aço, o potencial estrutural da madeira não é utilizado, sendo essa, utilizada majoritariamente em estruturas de coberturas de construções. Ainda, o processo construtivo dessas estruturas é raramente industrializado, sendo, ainda, um processo extremamente artesanal [3].

Para a maioria das estruturas de cobertura são utilizadas barras ligadas nas extremidades, formando um conjunto rígido, denominado como treliça [2]. As treliças com a geometria do tipo *Howe* são as mais utilizadas.

As ligações das barras em estruturas do tipo treliça são chamadas de nós e necessitam de atenção especial quando a estrutura é concebida [2]. Os nós são os pontos mais vulneráveis de uma estrutura de madeira, o que torna indispensável a previsão do comportamento das mesmas em condições reais. Dentre os tipos de ligações existentes, as de maior conhecimento e utilização são as parafusadas e pregadas, devido à sua confiabilidade e facilidade de execução, diferente de ligações coladas, por exemplo [5].

Nesse sentido, esse trabalho almeja contribuir com a caracterização de treliças, em escala real, do tipo Howe, com dois tipos de ligações: as pregadas e as parafusadas. Assim, comparou-se a variação das propriedades das estruturas quando submetidas à carregamentos similares àqueles encontrados em situações reais. A comparação ainda avalia as condições de segurança impostas pela norma brasileira de estruturas de madeira [6].

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A madeira é um material natural utilizado em larga escala na construção civil, estando presente em praticamente todas as etapas de uma construção: desde formas, até estruturas para sustentação de coberturas [7].

Destaca-se que as estruturas de madeira podem ser consideradas sustentáveis, uma vez utilizada a técnica de reflorestamento, que, aliada à industrialização, possibilitam a comercialização do material de forma economicamente competitivo frente aos outros materiais construtivos [2]. Uma das madeiras de reflorestamento mais utilizada é o *Pinus sp*., espécie caracterizada por ter densidade baixa.

É de grande importância a utilização de madeiras de reflorestamento, visto a preocupação sob o aspecto econômico das estruturas, onde as madeiras consideradas nobres possuem um valor bastante elevado, comparado às madeiras oriundas de reflorestamento. Além disso, em relação ao aspecto técnico, as estruturas de telhado possuem desempenhos satisfatórios quando utilizadas madeiras reflorestadas, como é o exemplo do eucalipto e do pinus [8].

No Brasil, devido a questões culturais, a madeira não é utilizada em larga escala em elementos estruturais. Porém, o material é muito utilizado na confecção de treliças de sustentação de coberturas. [3]. Denomina-se treliça o conjunto de barras ligados em suas extremidades denominados nós. Para considerações de cálculo, esses nós são considerados rotulados [9].

Os principais tipos de treliças existentes são: *Howe, Pratt, Belga, Fink ou Polonceau* (variante da treliça belga), *Bowstring* e estruturas pontaletadas [10][10]. Sendo assim, escolhe-se, dentre os diversos tipos existentes, a geometria que satisfaça os requisitos necessários a cada estrutura, levando em consideração a forma geométrica das instalações, o uso ou não de lanternins, cargas provenientes de outros elementos que compõe a cobertura, a experiência dos construtores, o grau de facilidade de construção e os esforços desenvolvidos em cada barra [11]. Considerada a aplicação de estruturas

treliçadas em edificações residenciais, ou seja, de vãos menores as tipologias mais frequentes são: Pratt, Fink e Howe, por terem geometria mais simplificada [4].

Dentre todas as outras tesouras e treliças existentes, a tesoura tipo *Howe* é a mais utilizada no país. Sua geometria é comumente empregada para vencer vãos de até 18 m. A treliça do tipo *Howe* apresenta para o carregamento principal (de cima para baixo), compressão nas diagonais e tração nos montantes [4][12].

Para a escolha do tipo de ligação utilizada, considera a necessidade de satisfazer os seguintes requisitos: propriedades técnicas compatíveis com os esforços a serem absorvidos, proporcionar a menor quantidade possível de madeira a ser usada no dimensionamento, ter comportamento previsível, ser elástico o suficiente para não gerar esforços adicionais, permitir inspeções e ser durável. Esses requisitos são necessários pois as ligações das peças de madeira de uma estrutura requerem cuidados especiais, não só na fase de sua concepção, mas também durante a sua execução. A falta de atenção no estudo de uma ou mais ligações possivelmente levará a estrutura treliçada ao colapso [13][14].

A norma brasileira de estruturas de madeira considera os seguintes métodos de ligação por penetração: cavilhas (pinos de madeira torneados), conectores (anéis ou chapas metálicas) e por pinos metálicos (pregos ou parafusos) [6].

Os pregos estruturais devem ser feitos de aço com resistência característica de escoamento f_{yk} de pelo menos 600 MPa, e devem ter diâmetro mínimo de 3 mm. Para parafusos, recomenda-se um diâmetro mínimo de 10mm e f_{yk} de 240 MPa [6].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

As duas treliças foram executadas nas dependências do Laboratório de Tecnologia e Estruturas de Madeira (LATEM) e do Laboratório de Estruturas e Materiais de Engenharia (LEME), pertencentes ao Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas (CCET) da Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste), na cidade de Cascavel. Ambas, com geometria *Howe*, com 6,90 metros de vão livre, como apresentado na Figura 1, e madeira *Pinus sp.,* adquirida no comércio local.

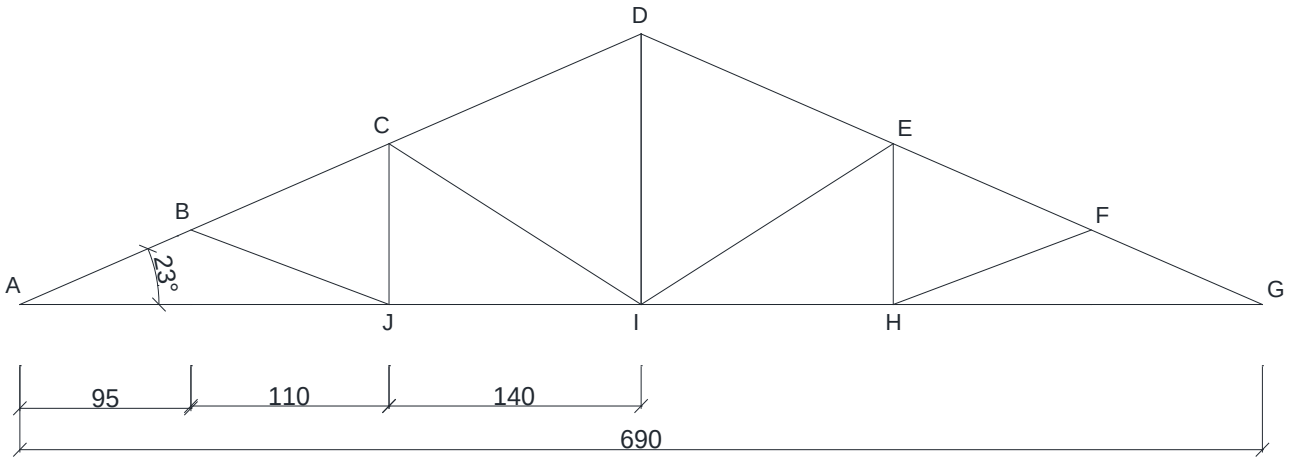


Figura 1: Geometria adotada para treliça, dimensões em centímetros.

O lote de madeira, quando adquirido, foi caracterizado quanto sua resistência característica à compressão paralela às fibras, ao cisalhamento e ao módulo de elasticidade médio da madeira. A partir desses valores, foram calculados os valores de cálculo, apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Valores de cálculo da Madeira.

$f_{c0,d}$	13,39 MPa
$f_{t0,d}$	13,39 MPa
$E_{c0,ef}$	8.712,01 MPa
$f_{v0,d}$	3,58 MPa

O dimensionamento da treliça foi feito a partir dos requisitos apresentados na norma brasileira regulamentadora de estruturas de madeira [6]. Para o levantamento de cargas, foi considerada a influência das cargas de origem permanente (743,9 Pa), sobrecarga (250,0 Pa) e cargas devido ao vento (300,0 Pa). Sendo assim, o esforço total de projeto de cada uma das treliças correspondeu a 310,3 kN. Entretanto, as cargas aplicadas nos nós das extremidades são imediatamente transferidas aos pilares/fundação, sendo assim, foram desconsideradas neste projeto, o que gerou uma "carga de projeto" de 217,8 kN.

O dimensionamento foi feito considerando-se o tipo do esforço normal predominante na peça, neste caso, tração ou compressão. Para as barras comprimidas adotou-se peças duplas com espaçadores interpostos a intervalos regulares e unidos por meio de parafusos. O resumo final das seções transversais das peças encontra-se na Tabela 2.

Tabela 2: Resumo das seções transversais das peças.

Barra	**Banzo Superior ***	**Banzo Inferior**	**BJ/FH***	**CJ/EH**	**CI/EI***	**DI**
b (cm)	2 x 2,5	2,5	2 x 2,5	2,5	2 x 2,5	2,5
h (cm)	9,0	12,0	4,0	5,0	6,0	12,0

*Peças duplas.

Os dimensionamentos das ligações levaram em consideração os dois possíveis modos de ruptura de ligações desse tipo: embutimento na madeira ou flexão no pino, e foram calculados a partir dos requisitos descritos pela norma brasileira de estruturas de madeira [6]. Entretanto, percebeu-se que o número de pregos e parafusos necessários por ligação seria elevado. Sendo assim, optou-se pela utilização de dentes/entalhes que auxiliassem na absorção do esforço, em algumas ligações.

Nas ligações das extremidades, onde o carregamento das barras é mais elevado, foram utilizadas duas talas parafusadas, fixadas no banzo inferior, que receberiam o carregamento do banzo superior por meio de testadas, trabalhando à compressão inclinada. Solução semelhante se deu para o nó D. As demais ligações tiveram soluções combinando o uso de dentes e pinos metálicos.

O ensaio de ruptura das estruturas aconteceu em um Quadro de Reações de concreto armado, como mostrado na Figura 2.

Figura 2: Treliça de madeira posicionada para ensaio no quadro de reações de concreto armado.

Foram colocadas duas células de carga, com capacidade individual de 100 kN, para acompanhamento dos níveis de solicitação. Uma dessas células foi localizada no nó G da treliça e a outra no nó C, sendo a disposição dos nós conforme Figura 1. Como consequência do funcionamento correto de um sistema hidráulico, portanto, a célula do nó G acusaria metade do carregamento imposto à treliça sob teste. A célula sob o pistão locada no nó C acusaria, portanto, 1/5 da carga total aplicada à estrutura.

Ainda, foram instalados relógios comparadores, como demonstrados na Figura 3, com resolução de 0,001 mm, responsáveis pela leitura das deformações das ligações de extremidade e da ligação da emenda do banzo inferior. No centro das treliças instalaram-se relógios adicionais, com resolução de 0,01 mm, responsável por medir o deslocamento vertical da treliça neste ponto.

Figura 3: Relógio para leitura do deslocamento vertical instalado na estrutura.

Com todos os dispositivos instalados, foram feitos pré-testes das treliças para conferência de todos os equipamentos. Nestes testes a máxima carga total aplicada foi da ordem de 300,0 kN.

Na sequência foram realizados ensaios oficiais, que se iniciaram com aplicação de carga a cada 20,0 kN (na soma dos pistões) até uma carregamento de 300,0 kN, seguido de descarregamento das estruturas. Aplicou-se, novamente, carga a cada 20,0 kN até um carregamento de 450,0 kN, e então foram retirados os aparelhos de medição de deformabilidade e aplicadas cargas adicionais de forma gradativa até a ruptura das estruturas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

As rupturas de ambas as estruturas ocorreram no banzo inferior, e nos dois casos, foram ocasionadas por desvios de fibras. Com relação à carga de ruptura da estrutura, a treliça pregada atingiu um valor de 7.452,5 kgf, enquanto a treliça parafusada rompeu com um carregamento de 6.828 kgf. Tendo em conta que ambas foram dimensionadas a partir da mesma norma [6] e para a mesma carga de projeto, acredita-se que a diferença de carregamento máximo seja devido ao fato de a treliça pregada ter sido executada com peças de melhor qualidade, possuindo menor quantidade de nós e menores desvios de fibra, especialmente no banzo inferior.

Em ambas as estruturas foram executadas emendas nos banzos inferiores. As deformações ocorridas nestas emendas obtiveram aumento aproximadamente linear. Entretanto, quando as barras das emendas foram submetidas a aproximadamente 2.500 kgf, a emenda da treliça pregada atingiu uma deformação de aproximadamente 0,14 mm, enquanto a emenda da treliça parafusada deformou aproximadamente 0,06 mm.

Os relógios comparadores instalados nas ligações das extremidades das treliças, indicaram comportamentos aproximadamente lineares para as deformações, conforme o aumento do carregamento da estrutura.

Quanto às deformações das estruturas, ambas apresentaram comportamentos lineares, e valores de deformação muito próximos aos dados pela estimativa teórica PTV 1. Os valores de deformação resultantes da estimativa teórica PTV 2 foram mais pessimistas tanto para a treliça pregada, quanto para a parafusada. Isto se deve ao fato da equação do PTV 2 ter sido realizada a partir do módulo de elasticidade efetivo da madeira. Percebeu-se ainda que as deformações e as estimativas teóricas da treliça parafusada obtiveram valores ligeiramente inferiores aos da treliça pregada.

A treliça pregada, quando submetida a uma carga de 2.500 kgf apresentou no ponto central deformação de 10,55 mm, enquanto as estimativas teóricas para este carregamento PTV 1 e PTV 2 apresentaram respectivamente 10,0 mm e 17,86 mm. Já a treliça parafusada, quando submetida à mesma ordem de carregamento, deformou 9,05 mm no ponto central da estrutura, enquanto o PTV 1 indicava uma deformação de 8,99 mm e o PTV 2 um valor de 16,06 mm.

As cargas de ruptura real superaram as cargas de projeto, admitidas pela norma brasileira de estruturas de madeira, em uma ordem de 3 vezes em ambas estruturas, o que leva a uma conclusão de que a norma é extremamente conservadora, minorando a capacidade estrutural da madeira.

As duas treliças obtiveram alto desempenho, pois além de terem atingido carregamentos superiores aos esperados pelo projeto, as deformações foram lineares e as flechas não atingiram o máximo permitido pela norma mesmo para cargas superiores a duas vezes a carga de projeto.

REFERÊNCIAS

[1] ISSA, C. A.; KMEID, Z. Advanced wood engineering: glulam beams. Construction and Building Materials, v. 19, n. 2, p. 99-106, 2005.
[2] PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de madeira. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2003.
[3] COURI PETRAUSKI, S. M. F. Desenvolvimento de pórticos de madeira laminada colada de eucalipto, utilizando adesivos à base de resorcinol e óleo de mamona. 2012. 119 f. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG.
[4] MOLITERNO, Antonio. Caderno de Projetos de Telhados em Estruturas de Madeira. 4. ed. São Paulo: Blucher, 2010. 268 p.
[5] CALIL, C., Neto; LAHR, F. A. R. Ligações em Madeira com Parafusos Auto-Atarraxantes sem Pré-Furação para uso Estrutural. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, Sp, 2014.
[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190 – Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997. 107 p.
[7] PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. Estruturas de madeira. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc. Editora, 2011. 224 p.
[8] PETRAUSKI, Alfredo. Estudo da Madeira da Pindaíba (Xilopia sericea St. Hil.) para confecção de tesouras de telhado, com ligações de chapas e pregos. 1991. 102 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1991.
[9] PFEIL, W. Estruturas de madeira. Rio de Janeiro. Editora LTC, Livros Técnicos e Científicos, 1977. 3ed, 1982.
[10] VALLE, I. M. R. A pré-fabricação de dois sistemas de cobertura com madeira de florestas plantadas. Estudos de casos: os assentamentos rurais Pirituba II e Sepé Tiaraju. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, SP, 2011.
[11] ALVINO, F. C. G.; LOPES NETO, J. P. Estudo de Treliças Coplanares para Coberturas de Construções Rurais. Congresso de Iniciação Cientifica, Universidade de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2011.
[12] GESUALDO, F. A. R. Estruturas de Madeira. Uberlândia: UFU, 2003. 93p.
[13] LEITNER, R. J. As ligações em estruturas de madeira e, em especial, as ligações pregadas de peças estruturais de madeira de pinho. Tese (Concurso de provimento do cargo de Professor catedrático da cadeira de Materiais de Construção, Tecnologia e Processos gerais) Escola de Engenharia da Universidade do Paraná, Curitiba, PR, 1952.
[14] CALIL, C, Jr.; BRITO, L. D. Manual de projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento. São Carlos: EESC, 2010.

ESTUDO DE MODELOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS PARA O CÁLCULO DE FLECHA EM VIGAS I-JOIST

ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF DISPLACEMENT CALCULATION IN I-JOIST BEAMS

Haddan Willian Guimarães [(1)], Matheus de Godoy Tavares [(1)], Jorge Luís Nunes de Góes [(2)]

(1) Acadêmico em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
(2) Dr. Prof., Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil
Endereço de contato: hwguimaraes@gmail.com

Código de identificação: T6-20

Resumo

Os produtos engenheirados de madeira (PEM) são derivados de madeira que aliam baixo peso específico, alta resistência mecânica e controle de qualidade, produzidos através da combinação de vários componentes em um elemento estrutural, utilizando a melhor propriedade de cada elemento. As vigas I-Joist são um exemplo de PEM utilizadas em larga escala na América do Norte, Europa e Japão. A viga I-joist geralmente é constituída por mesas superior e inferior de madeira serrada e alma em OSB. O presente trabalho apresenta uma metodologia para o desenvolvimento de um modelo numérico que avalie o comportamento estrutural com foco nos deslocamentos de vigas I-Joists padrão PRI 60. Foi empregado o software Autodesk *Simulation Mechanical*®, e análise estática em regime elástico linear, com o elemento sólido, materiais ortotrópicos e propriedades elásticas normatizadas de acordo coma ABNT NBR 7190:1997, Wood Handbook [8] e BS EN 12369-1:2001. Os resultados numéricos obtidos mostram que o modelo desenvolvido é adequado, quando comparado com os resultados analíticos.

Palavras chaves: I-Joist; OSB; MEF; simulações

Abstract

The engineered wood products (EWP) are wood-based products that combines low weight, high mechanical capacity and quality control of the product process. These products are made by several wood components that results in one structural element. The EWP employ the better property of each one to manufacture a product that has enhanced properties. The I-Joist beams are an example of these products. The I-Joist beams are composite structural members that are manufactured using sawn or structural composite lumber flanges and structural panel webs. The EWP are common used in North America, Europe and Japan. This paper present a methodology used for the numerical model development that evaluate the displacement of I-Joist beams. The PRI60 standard beam was evaluated through Simulation Mechanical® software. The analysis type was static linear with these characteristics: brick element, orthotropic materials and standard elastic properties provided by ABNT NBR 7190:1997, Wood Handbook [8], and BS EN 12369-1:2001. The numerical results show that the developed numerical model is appropriate when compared with analytical results.

Keywords*: I-Joist; OSB; FEM; simulations*

1. INTRODUÇÃO

A madeira tem apresentado ao longo do tempo um importante papel na construção civil por ser um material de grande abundância, alta capacidade estrutural, valor estético, propriedades termoacústicas, baixo peso estrutural, baixo consumo energético para sua produção, material de fácil obtenção e de fonte renovável em comparação a outros sistemas construtivos, como o concreto armado. Nos últimos anos, questões de ordem ambientais e sustentáveis implicaram o desenvolvimento dos produtos derivados de madeira com o emprego de madeiras provenientes de florestas plantadas, tornando esses Produtos Engenheirados de Madeira (PEM) ecologicamente corretos, com sólido mercado consumidor. Os PEM são produzidos através da combinação de vários componentes em um elemento estrutural de madeira, caracterizando-se pela utilização da melhor propriedade de cada elemento [1].

As vigas I-Joist são um exemplo de PEM altamente utilizadas na construção civil nos EUA, Canadá, Japão e Europa com diversas normas e diretrizes para dimensionamento como a ASTM D5055:2004 [2] e os modelos de cálculo de Rancourt [3], ligações com outras peças e considerações para com outros elementos estruturais. As vigas I-Joist são caracterizadas por serem elementos estruturais de baixo peso estrutural e são capazes de suportar os mesmos carregamentos que as vigas de seção retangular [4], [5]; todavia, a norma brasileira ABNT NBR 7190:1997 [6] não faz nenhuma referência quanto ao dimensionamento de vigas I-Joist.

Os materiais utilizados nas vigas I-Joist, geralmente madeira maciça e chapa de OSB, possuem comportamento ortotrópico o que dificulta a aplicação simples da teoria de vigas simplificada para materiais isotrópicos. A teoria de vigas de Euler-Bernoulli comumente utilizada em análises estruturais despreza os efeitos da deformação por cisalhamento, mas para o modelo de viga a ser analisado, as deformações por cisalhamento são consideráveis, estando entre 15% a 30% da flecha devido a flexão pura, dependendo da geometria do problema [7], [8].

A APA [8] indica que existem diferenças em projetar uma I-Joist e projetar uma viga em madeira serrada de seção maciça. Na maioria dos casos em uma viga em madeira serrada a flecha devido a deformação por cisalhamento é muito pequena, entretanto para vigas I-Joist de madeira, a parcela da flecha relativa ao cisalhamento é considerável em todos os casos [8].

As vigas I-Joist apresentam deformação por cisalhamento considerável e os modelos de cálculo devem ser capazes de prever tal comportamento como a teoria de vigas de Timoshenko [9]. As simulações numéricas em elementos finitos são mais práticas e menos onerosas que ensaios experimentais, mas para que sejam confiáveis devem ser calibradas e comparadas com modelos analíticos e resultados experimentais. Sendo assim, o trabalho tem por finalidade determinar o modelo numérico mais apropriado para análises elásticas em vigas I-Joist, avaliando também a influência das constantes elásticas nos deslocamentos.

2. METODOLOGIA

O *software* adotado para a análise numérica foi o *Autodesk Simulation Mechanical 2015® Educational Version*. Os itens a seguir apresentam o método utilizado para a obtenção do modelo numérico. Para a obtenção da flecha analítica foi utilizada a equação 1:

$$1.\delta = \int_{est} \frac{M_a M_b}{EI} ds + \int_{est} f_s \frac{V_a V_b}{GA} ds \quad (1)$$

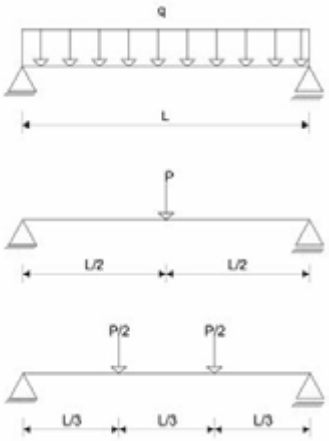
Onde *a* é a parcela do esforço real, *b* é a parcela do esforço referente a força virtual, V é a força cortante, M é o momento fletor, E é o módulo de elasticidade longitudinal, A é a área da seção transversal, G é o módulo de elasticidade transversal, I é o momento de inércia da seção transversal, J é o momento polar de inércia e f_s é o fator de forma.

O fator de forma para uma viga I-Joist é dado por [10]:

$$f_s = \left[1 + \frac{3\,({D_2}^2 - {D_1}^2)D_1}{2{D_2}^3}\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right]\frac{4{D_2}^2}{10r^2} \quad (2)$$

Onde D_1 é a distância do CG até a face interna da mesa, D_2 é a distância do CG até a face externa da mesa, t_1 é a espessura da alma, t_2 é a espessura da mesa e r^2 é o raio de giração da seção transversal.

O cálculo de flecha de vigas I-Joist via Rancourt [3] é feito pelas equações apresentadas na Figura 1.



$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} + \frac{qL^2}{K}$$

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{2PL}{K}$$

$$\delta = \frac{23PL^3}{1296EI} + \frac{8PL}{6K}$$

Figura 1: Cálculo de flecha para "I-Joists" considerando a deformação por cisalhamento

Onde os valores de K estão descritos na tabela 1.

Tabela 1: Valores de coeficiente K para as séries de viga I-Joist padronizadas.

Altura (mm)	Série da Viga	K (kN)
241	PRI – 20, 30, 40, 50 e 60	21974
302	PRI – 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80 e 90	27490
356	PRI – 40, 50, 60, 70, 80 e 90	32383
406	PRI – 40, 50, 60, 70, 80 e 90	37009

2.1 Calibração do modelo

Foi adotado uma vigar de aço perfil w250x44,8 [11]. A presente viga foi simulada nos elementos *beam, plate* e *brick*. Para o elemento *brick* foi realizado três simulações: material isotrópico; material ortotrópico 1 com as mesmas propriedades em todos os eixos; e material ortotrópico 2 com as mesmas propriedades em todos os eixos, mas sem os valores dos coeficientes de Poisson. Os intuídos dessas simulações foram verificar a ausência de alguns parâmetros do material, como o Poisson, influencia nas simulações, e verificar a sensibilidade do modelo na ausência de constantes elásticas. Os resultados foram comparados com resultados analíticos via PTV. As propriedades elásticas inseridas no *software* são apresentadas na tabela 2.

Tabela 2: Propriedades elásticas

Isotrópico		
E	199947	MPa
ν	0,29	
Ortotrópico 1		
E_x, E_y, E_z	199947	MPa
G_{xy}, G_{xz}, G_{yz}	77499	MPa
$\nu_{xy}, \nu_{xz}, \nu_{yz}$	0,29	
Ortotrópico 2		
E_x, E_y, E_z	199947	MPa
G_{xy}, G_{xz}, G_{yz}	77499	MPa
$\nu_{xy}, \nu_{xz}, \nu_{yz}$	0	

2.2 A escolha do elemento finito

Foi modelada uma viga I-Joist PRI60 241 [12], [13]. Essa simulação foi realizada em elementos *beam* (com seção transformada), *plate* e *brick*. Para as simulações em elemento *brick* realizou-se simulações com e sem os valores dos coeficientes de Poisson para as mesas. Os resultados de flecha foram comparados com cálculos analíticos de flecha via PTV e Rancourt [3]. As propriedades elásticas inseridas no *software* são apresentadas na tabela 3.

Tabela 3: Propriedades elásticas da mesa e da alma

	Ponderosa Pine		**OSB**	
E_x	9790,00	MPa	4930	MPa
E_y	1194,38	MPa	1980	MPa
E_z	812,57	MPa	914*	MPa
G_{xy}	1351,02	MPa	1080	MPa
G_{xz}	1125,85	MPa	50	MPa
G_{yz}	166,43	MPa	50	MPa
ν_{xy}	0,337	-	0	-
ν_{xz}	0,400	-	0	-
ν_{yz}	0,426	-	0	-

* O valor E_z foi obtido por meio de laudo técnico [14]

2.3 Influência da densidade de malha

Para a viga I-Joist PRI60 241 [12], [13] simulada, realizou-se novas simulações com elementos de maior dimensão e elementos de menor dimensão das adotadas previamente com o intuito de avaliar a influência da densidade de malha na simulação. A definição da malha é parte fundamental da análise, pois nela é possível determinar o tamanho dos elementos e estendê-los por todo o sólido seguindo os parâmetros fornecidos pelo *software*. Foram simuladas vigas PRI60 241 com malha de 6, 10 e 20 mm de tamanho absoluto.

2.4 Simulação de vigas série PRI 60

Foram realizadas as modelagens e simulações para as outras vigas da série PRI 60 [12], [13] como ilustra a Figura 2. O intuito dessas simulações foi verificar a veracidade do modelo para as diferentes dimensões de viga.

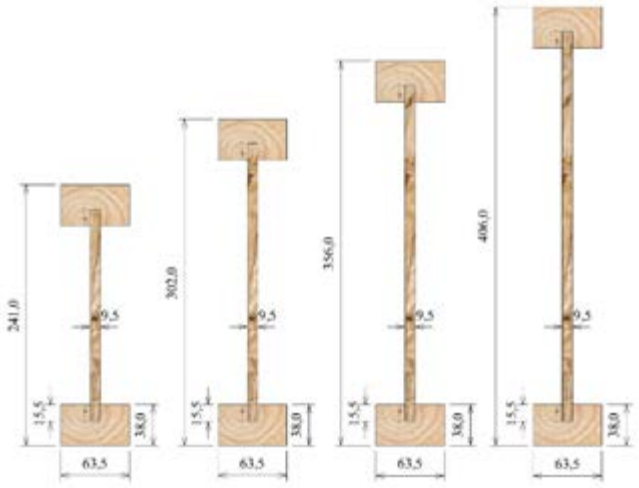


Figura 2: Dimensões PRI 60 (valores em mm)

2.5 Influência da relação L/H

Com o intuito de analisar a influência do cisalhamento nas vigas I-Joist, realizou-se os cálculos analíticos para diferentes relações L/H entre 10 e 40 comparando com dimensões usuais para avaliar a porcentagem que a flecha devido ao cisalhamento desempenha para esses vãos.

2.6 Influência do tipo de carregamento

Simulou-se a viga PRI60 241 para os seguintes carregamentos: flexão em 4 pontos, flexão em 3 pontos e para carregamento distribuído para avaliar o comportamento do modelo devido à forma de carregamento que a viga é submetida.

2.7 Comparação com resultados experimentais

Simulou-se a viga ensaiada experimentalmente por Lima (2014) com o intuito de comparar os resultados obtidos de ensaios condizem com os resultados provenientes do modelo numérico [15]. Com o intuito de simular esta viga para a verificação do modelo utilizou-se as correlações da ABNT NBR 7190:1997 para os módulos de elasticidade longitudinal e transversal apresentadas nas equações 3 e 4. As propriedades elásticas inseridas no *software* são apresentadas na tabela 4.

Tabela 4: Propriedades elásticas da viga I ensaiada por Lima (2014)

Propriedade	Mesa inferior	Mesa superior	Alma	Unidade
E_x	12195	9541	4470	MPa
E_y	3048	2385	1980	MPa
E_z	609	477	914	MPa
G_{xy}	1170	1183	1080	MPa
G_{xz}	813	636	50	MPa
G_{yz}	78	79	50	MPa
ν_{xy}	0	0	0	-
ν_{xz}	0	0	0	-
ν_{yz}	0	0	0	-

$$G = \frac{E_{c0}}{20} \quad (3)$$

$$E_{c90} = 0{,}25\, E_{c0}\, \alpha_n \quad (4)$$

3. RESULTADOS

3.1 Calibração do modelo

A viga simulada possui 5,4 m de comprimento com flexão em 4 pontos 2x1300N. As propriedades do aço utilizadas foram obtidas da database do software Simulation Mechanical,® ASTM A572 descritas na tabela 2. A malha adotada para a simulação foi de 10 mm, as condições de vinculação foram um apoio fixo e outro apoio móvel, L/H igual a 20. Com base nos cálculos e simulações, obteve-se os resultados descritos na tabela 5.

Tabela 5: Resultados da viga de aço Perfil w250x44,8

Modelo	Flecha (mm)	Diferença (%)
Analítico M	0,50765	-
Analítico V	0,01700	-
Analítico M + V	0,52465	-
Beam	0,50765	-3,24%
Plate	0,50266	-4,19%
Brick Isotrópico	0,52868	-0,77%
Brick Ortotrópico 1	0,52867	-0,77%
Brick Ortotrópico 2	0,52915	-0,86%

Observa-se no Figura 5 os resultados são constantes entre as simulações e os modelos de cálculo. O modelo *plate* apresentou-se mais rígido do que os outros modelos numéricos, isso era esperado devido a forma como o modelo foi desenhado, em que há sobreposição de área como mostra a Figura 3.

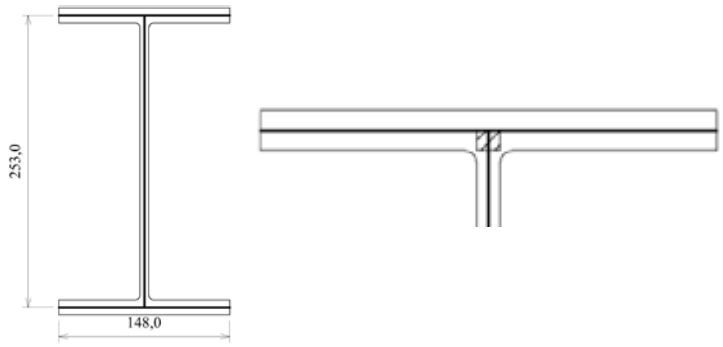


Figura 3: Área de sobreposição do modelo numérico em *Plate*

As simulações MEF *brick* utilizando material ortotrópico resultou em flecha com variação de apenas +0,002% comparando com a simulação de material isotrópico. Utilizando o modelo ortotrópico com Poisson “0” resultou em uma flecha de 0,089%, o modelo torna-se menos rígido proporcionando um aumento da flecha da ordem de 0,1%. Em relação ao PTV, as simulações em elemento *brick* apresentam menos de 1% de diferença. Os modelos *beam* e *plate* não consideram as deformações por cisalhamento. A diferença entre as simulações com material isotrópico e ortotrópico são semelhantes porque a viga está sujeita à mesma tensão normal e a deformação é governada pelo eixo longitudinal da viga.

3.2 A escolha do elemento finito

Foram realizadas as simulações para as vigas PRI60 241. A viga simulada tem relação L/H igual a 20, vão de 4,8 m e a simulação foi realizada como sendo flexão em 4 pontos com 2x1300N. A malha adotada para a simulação foi de 10 mm, as condições de vinculação foram um apoio fixo e outro apoio móvel. O *Wood Handbook* (2012) apresenta correlações para se determinar o Poisson das espécies de madeiras, porém, para uma possível simulação com uma madeira nacional, não possuímos de tais correlações. Assim, realizou-se uma simulação com uma PRI60 241 com e sem o Poisson da *Ponderosa Pine* para avaliar a influência que este desempenha na simulação. Com base nos cálculos e simulações obteve-se os resultados descritos na tabela 6.

Tabela 6: Resultados das simulações da viga PRI60 241

Modelo	**Flecha (mm)**	**Diferença (%)**
Analítico M	10,2412	-
Analítico V	0,8516	-
Analítico M + V	11,0928	-
Rancourt	10,9984	-0,85%
Beam	10,3025	-7,12%
Plate	14,3322	+29,20%
Brick (OSB $\nu = 0$)	11,0459	-0,42%
Brick (OSB e *Ponderosa Pine:* $\nu = 0$)	11,0571	-0,32%

O resultado obtido com a viga no modelo *plate* não se era esperado, pois, assim como a viga com perfil de aço, há a sobreposição de áreas, assim se era esperado um modelo mais rígido e não menos rígido como o resultado apresentado. Para essa simulação, a região da ligação alma-mesa não é representada na modelagem, não sendo aconselhado para a modelagem de vigas I-Joist. A Figura 4 apresenta a área de sobreposição no modelo.

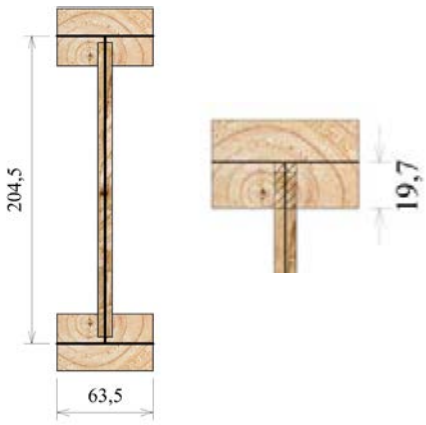


Figura 4: Sobreposição de área no modelo *plate* para viga I-Joist

Os resultados mostram que ambos os modelos *Brick* apresentaram resultados satisfatórios com diferença menor que 0,5%. Com base no resultado obtido, verificamos que o Poisson da madeira não tem influência significativa no modelo, sua ausência o aproxima mais do modelo analítico.

3.3 Influência da densidade de malha

Em seguida foram realizadas simulações para avaliar a influência de discretização da malha em relação ao resultado de flecha. Assim, foram realizadas mais duas simulações com o modelo *brick*, com a malha de 20 mm e outra de 6 mm. Os resultados obtidos estão descritos na tabela 7.

Tabela 7: Resultados da influência da densidade de malha

Modelo	Flecha (mm)	Diferença (%)
Analítico M + V	11,0928	-
Brick (malha de 6 mm)	11,0841	-0,08%
Brick (malha de 10 mm)	11,0571	-0,42%
Brick (malha de 20 mm)	11,0295	-0,57%

A diferença no resultado de flecha entre uma malha de 10 e 20 mm não é muito diferente, entretanto, o uso de uma malha de 20 mm apresenta figuras não uniformes em sua seção transversal após a discretização do elemento estrutural. Comparando a malha de 10 e 6 mm, verifica-se que a malha de 6 mm apresenta uma diferença ínfima da ordem de 0,1%, o que a torna adequada para o modelo, porém, é necessário um hardware capaz de realizar essa simulação, pois ela exige muito processamento.

3.4 Simulação de vigas série PRI 60

Verifica-se que o modelo *brick* é o que melhor representa o comportamento de uma viga I-Joist, portanto, foram realizadas simulações para as outras alturas de vigas PRI60, o resultado encontra-se na tabela 8. As propriedades utilizadas para os materiais estão presentes na tabela 3. Optou-se por utilizar uma densidade de malha de 10 mm porque o uso de uma malha de 6 mm faz a simulação exigir demasiado processamento uma vez que as vigar ensaiadas têm dimensões consideradas grandes.

Tabela 8: Resultados PRI 60

Modelo	241	302	356	406
Flexão 4 pontos	2 x 1300	2 x 1400	2 x 1400	2 x 1400
Comprimento (m) L/H = 20	4,8	6,0	7,1	8,1
Analítico M	10,2412	12,5821	14,1767	15,5087
Analítico V	0,8516	0,9596	0,9880	1,0046
Analítico M + V	11,0928	13,5417	15,1647	16,5133
Rancourt	10,9984	13,3969	14,9952	16,3258
Diferença (%)	+0,86%	+1,08%	+1,13%	+1,15%
Brick	11,0459	13,4606	15,0634	16,4590
Diferença (%)	-0,42%	-0,60%	-0,67%	-0,33%

Verifica-se que o modelo é adequado para a análise do padrão PRI, sendo a diferença menor que 1%. A diferença entre as vigas não seguiu um padrão linear uma vez que além de aumentar a altura da viga, alterou-se também o comprimento da mesma, para que a relação L/H igual a 20 fosse mantida.

3.5 Influência da relação L/H

Afim de avaliar a influência que a parcela referente a força cisalhante influencia na flecha da viga I-Joist, foram realizados cálculos analítico variando a relação L/H entre 10 e 40. Este intervalo foi adotado porque [10] citam que para relações L/H entre 12 e 24 o efeito de cisalhamento deve ser considerado, a partir de 24 o efeito pode ser negligenciado. Isso se deve pelo valor de G que é muito

pequeno quando comparado com o valor de E para vigas de madeira. Os cálculos realizados geraram um gráfico onde foram plotados a relação L/H pela respectiva porcentagem que o cisalhamento influencia para o respectivo comprimento de viga (Figura 5), a equação 5 mostra como foi calculada a porcentagem da flecha devido ao cisalhamento.

$$\psi = \frac{\delta_V}{\delta_{M+V}} * 100(\%) \quad (5)$$

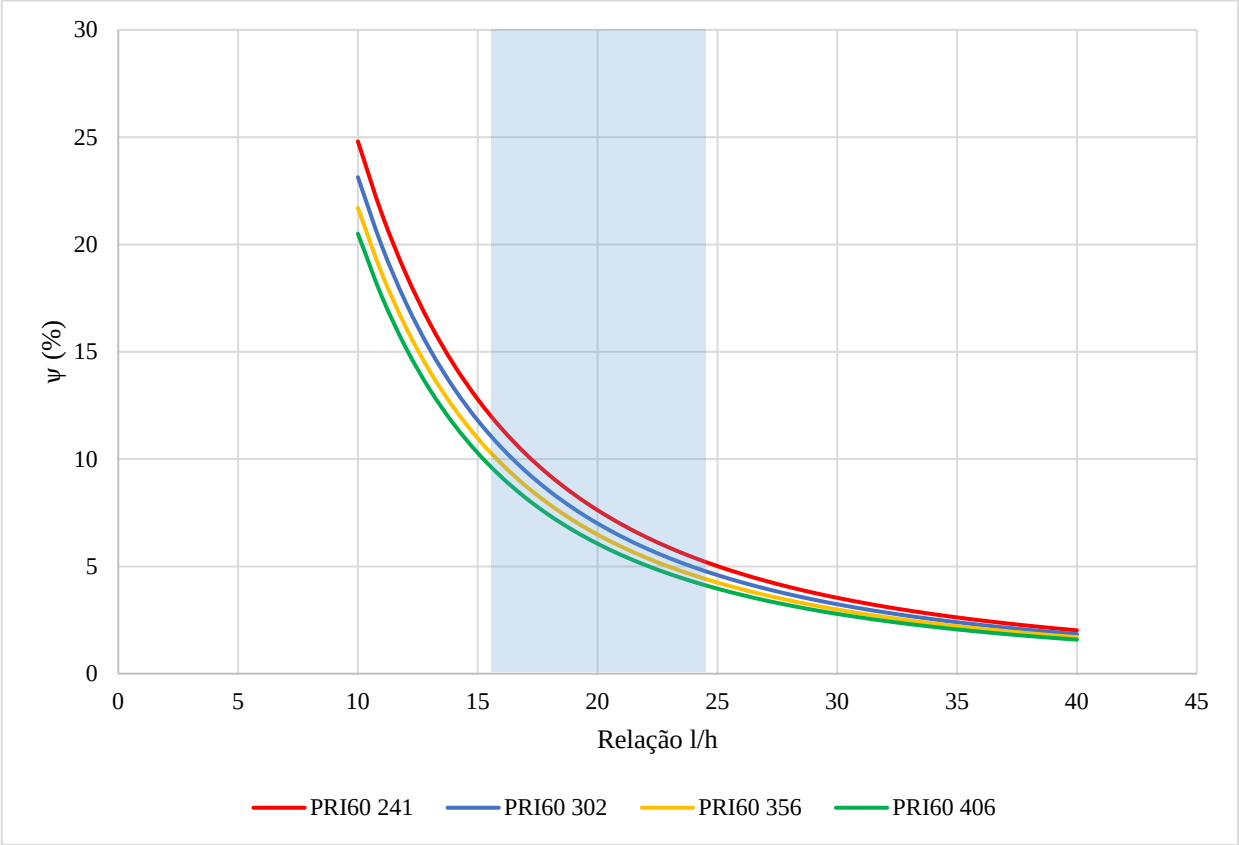


Figura 5: Influência do cisalhamento na relação L/H PRI60

O gráfico mostra que conforme a relação L/H aumenta, o cisalhamento passa a influenciar menos na flecha, com a relação L/H 25, o cisalhamento passa a ter influência de 5% e começa a convergir até os 2% para L/H igual a 40. Conforme aumenta a altura da viga, a porcentagem de flecha devido ao cisalhamento diminui. Para relações de L/H entre 10 e 25, a parcela de deformação devido ao cisalhamento varia de 25 a 5%. A área em azul no gráfico mostra as relações L/H mais comuns para o uso das vigas I-Joist sugeridas pela [12] e [13] que tem relação L/H variando de 16 a 24.

3.6 Influência do tipo de carregamento

Foram realizadas simulações com diferentes formas de carregamento: flexão em 4 pontos já descritas, flexão em 3 pontos e carregamento distribuído. Foi adotado a viga PRI60 241, com as propriedades descritas na tabela 3. Como resultado obteve-se os valores descritos na tabela 9. Com relação L/H igual a 20 a densidade de malha utilizada foi de 10 mm devido a solicitação do hardware ao ser simulado com malha de 6 mm. Verifica-se que o modelo é apropriado para os diferentes tipos de carregamentos abordados neste artigo.

Tabela 9: Resultados para diferentes carregamentos

Flexão	**3 Pontos**	**4 Pontos**	**Distribuída**
Carregamento	1 x 2600 N	2 x 1300 N	541,7 N/m
vão (m)	4,8	4,8	4,8
Modelo		**Flecha**	
Analítico M	12,0222	10,2412	7,5143
Analítico V	1,2773	0,8516	0,6387
Analítico M + V	13,2996	11,0928	8,1530
Brick	13,1959	11,0459	8,1050
Diferença (%)	+0,79%	+0,42%	+0,59%

3.7 Comparação com resultados experimentais

Com a simulação e cálculos analíticos, obteve-se os resultados descritos na tabela 10. A densidade de malha utilizada foi de 10 mm. A relação L/H foi de 24, vão de 5,8 m.

Tabela 10: Resultados para viga I ensaiada

Modelo	**241**
Flexão 4 pontos	2 x 1204,5 N
Analítico M	14,5694 mm
Analítico V	0,8209 mm
Analítico M + V	15,3903 mm
Rancourt	15,4172 mm
Brick	15,3654 mm
Diferença (M+V)	-0,16%
Diferença (Rancourt)	+0,17%
$\delta_{experimental}$	15,6600 mm
Diferença (M+V)	-1,72%
Diferença (Rancourt)	-1,55%
Diferença (*Brick*)	-1,88%

O resultado obtido demonstra que o modelo é adequado para análises de ensaios feitos em laboratórios. É necessário ressaltar que a investigação das constantes elásticas deve ser feita para se realizar uma análise próxima ao que acontece em um ensaio. Podemos atribuir a diferença (%) entre os modelos de cálculo devido às aproximações feitas para os outros módulos de elasticidade que foram adaptados para fornecer esses dados ao programa. A Figura 6 mostra o estado de deslocamento da viga ensaiada por Lima (2014).

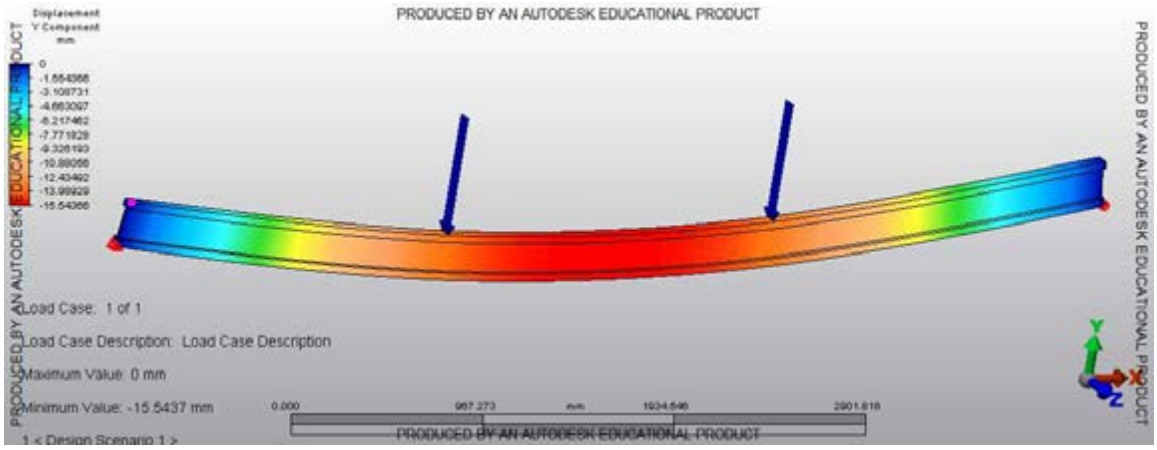


Figura 6: Estado de deslocamento da viga I ensaiada por Lima (2014)

Para as simulações realizadas ao longo desta pesquisa, é possível verificar que as mesmas apresentam um deslocamento menor do que os modelos de cálculo via PTV ou Rancourt, isso se era esperado, pois segundo [4] as mesas da viga I-Joist contribuem na resistência à força cortante, no modelo de cálculo via PTV adotado como comparador ao longo deste, consideramos somente o módulo de elasticidade transversal da alma para suportar a força cortante. A Figura 7 demostra a distribuição de tensão e deformação em uma viga I-Joist.

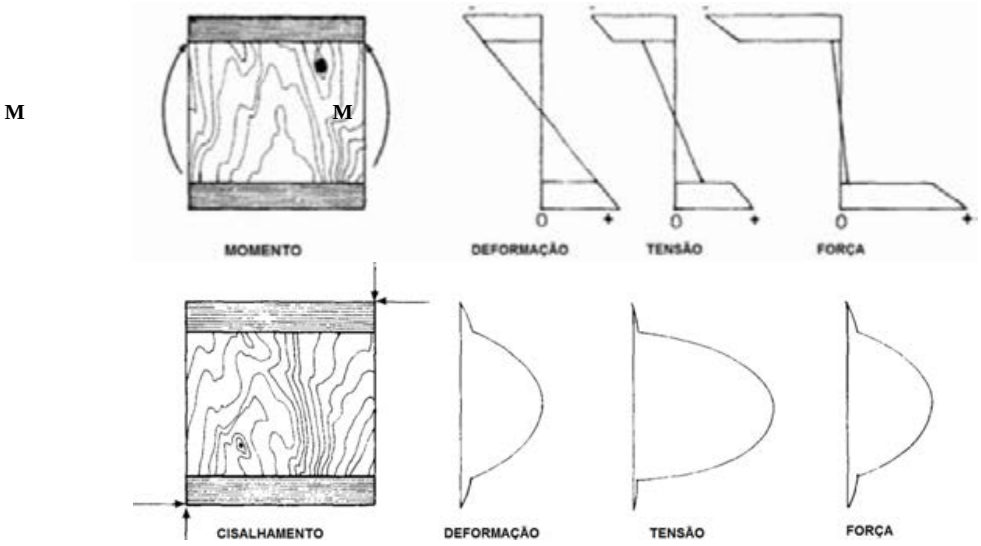


Figura 7: Tensão e deformação em vigas I-Joist

4. CONCLUSÃO

A análise numérica de vigas I-Joist permite caracterizar o comportamento estrutural da mesma quando se comparado com resultados analíticos. Em países onde o método construtivo em Wood Frame é utilizado em grande escala, os órgãos normativos oferecem diretrizes para a execução desse tipo de estruturas. Em âmbito nacional, é evidente a necessidade de uma diretriz para esse tipo de estrutura, pois a norma brasileira oferece poucas informações e simplificações para o dimensionamento do elemento estrutural. Através das simulações numéricas, constata-se que o cisalhamento deve ser considerado para vigas I-Joist.

Para definir o comportamento estrutural da viga I-Joist em regime elástico linear sugere-se o modelo numérico no *software Simulation Mechanical*® com o elemento *brick*, o nível de discretização da malha de 6 mm de tamanho absoluto. É necessário possuir as seguintes constantes

elásticas dos materiais da viga: E_x, E_y, E_z, ν_{xy}, ν_{xz}, ν_{yz}, G_{xy}, G_{xz} e G_{yz}. A ausência do Poisson não afeta consideravelmente a simulação.

A ausência de constantes elásticas, ou fornecidas de modo aproximado acarretam em diferenças da ordem de 2%. Por esta razão sugere-se a investigação das seguintes constantes elásticas para as mesas da viga e para a alma: E_x, E_y, E_z, G_{xy}, G_{xz} e G_{yz}. O modelo verificado apresenta diferenças menores de 1% com o modelo analítico para flexão e 3 pontos, flexão em 4 pontos e para carregamento distribuído. É possível observar que a influência do cisalhamento depende da relação L/H da viga e que para os casos mais comuns o cisalhamento tem influência de 4 a 13% (relação L/H entre 15 e 25).

O intuito da elaboração do modelo numérico é a investigação de todas as constantes elásticas dos materiais nacionais a serem utilizados na confecção de vigas I-Joist. De posse das constantes elásticas, sugere-se a execução vigas I-Joist e a modelagem numérica das mesmas para que os resultados experimentais e numéricos sejam comparados com as constantes elásticas ensaiadas. O presente estudo verificou o regime elástico linear do elemento estrutural, para futuras pesquisas, ainda indica-se investigar critérios para dimensionamento dos estados limites últimos e modos de falha das vigas I-Joist.

REFERENCIAS

[1] AMERICAN WOOD COUNCIL. ‘Guideline Wood I-Joists: manual for engineered wood construction’. (1999), American Forest & Paper Association.
[2] ASTM, American Society for Testing and Materials. D5055: ‘Standard Specification for Establishing and Monitoring Structural Capacities of Prefabricated Wood I-Joists’, (West Conshohocken, 2004).
[3] RANCOURT, Derek. G. ‘Structural Behavior of Wood I-Joist / OSB Roof Panel Assemblies’. (2008, Master of Science (in Civil & Environmental Engineering)-University of Maine, Orono).
[4] LEICHTI, Robert J.; FALK, Robert H.; LAUFENBERG, Theodore L. ‘Prefabricated wood I-joist: an industry overview’. (Forest Products Journal. Vol. 40, Nº 3, 1990).
[5] FISETTE, Paul. ‘Chosing Between Oriented Strandboard and Plywood’. (2005). Disponível em: <http://bct.eco.umass.edu/publications/by-title/choosing-between-oriented-strandboard-and-plywood/>. Acesso em: 22 Maio. 2016.
[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7190: ‘Projeto de Estruturas de Madeira’. Rio de Janeiro (1997).
[7] GARBIN, D. ‘Análise do desempenho estrutural de vigas I com mesas constituídas de madeiras reaproveitadas de batentes’. (2013). Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão.
[8] USDA, United States Department of Agriculture. ‘Wood handbook - Wood as an engineering material’. (Madison: Forest Products Laboratory, 2010).
[9] TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J. E. ‘Mecânica dos Sólidos’. Vol. 2. Rio de Janeiro (1994).
[10] YOUNG, Warren C; BUDYNAS, Richard G. ‘Roark's Formulas for Stress and Strain’. New York (McGraw-Hill, 2002).
[11] GERDAU, ‘Perfis Estruturais Gerdau. Tabela de Bitolas’. (2014). Disponível em <www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/16_Perfil_Estrutural_tabela_de_bitolas.pdf>. Acesso em 7 ago. 2014.
[12] ENGINEERED WOOD ASSOCIATION. ‘Performance Rated I-Joists’. Form Nº EWS X720H (2012).
[13] ENGINEERED WOOD ASSOCIATION. ‘Performance Rated I-Joists’. From Nº EWS Z725D (2012).
[14] GÓES, Jorge L. N. de. ‘Investigação das propriedades físicas e mecânicas de calços de OSB’. Jerônimo Monteiro (2007). Laudo Técnico - Universidade Federal do Espirito Santo, Jerônimo Monteiro (2007).
[15] LIMA, F. M. ‘Desempenho Estrutural de Vigas "I-Joists" - Padronização e Subsídios para o Pré Dimensionamento’. (2014). Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão (2014).

PROTOTIPO DE LÁMINA RETICULAR POSTCONFORMADA CON MADERA DE *ECUALYPTUS GLOBULUS*: CONSTRUCCIÓN Y ENSAYO DE LABORATORIO

ELASTIC GRIDSHELL PROTOTYPE MADE OF *EUCALYPTUS GLOBULUS*: CONSTRUCTION AND LABORATORY TEST

Antonio José Lara-Bocanegra [1,3], Almudena Majano-Majano [2], Juan Ortiz [3], Manuel Guaita [3]

(1) Arch., Universidad Politécnica de Madrid, ETS Arquitectura, Departamento de Estructuras y Física de la Edificación, Madrid, Spain.
(2) Dr. Arch., Universidad Politécnica de Madrid, ETS Arquitectura, Departamento de Estructuras y Física de la Edificación, Madrid, Spain.
(3) Dr. Prof., Universidad de Santiago de Compostela, Escuela Politécnica Superior, Lugo, Spain.
Dirección de contacto: antoniolara@us.es

Código de identificación: T6-22

Resumen

La necesaria revisión de los procesos constructivos en busca de soluciones más sostenibles conduce al empleo de sistemas estructurales de alta eficiencia y materiales respetuosos con el medio ambiente. En este sentido, las estructuras laminares reticulares de madera post-conformadas (*elastic gridshells*) suponen una solución de gran interés para cubiertas ligeras de medias y grandes luces, adecuadas tanto en soluciones de geometrías libres como modulares. La técnica de la *gridshell* permite construir láminas de madera de grandes dimensiones doblemente curvadas, a partir de elementos estándar. Esta técnica se fundamenta en el curvado en obra de retículas planas formadas por piezas idénticas de madera aserrada de buena calidad, gran longitud y pequeña sección, constituyendo un sistema con alta capacidad de industrialización y estandarización. En este trabajo se presenta un prototipo de laboratorio de *gridshell* a escala real construido con madera de *Eucalyptus globulus* en el que se explora el potencial de la especie y de un novedoso sistema constructivo con tres direcciones de láminas flectadas. Así mismo, los resultados de dos pruebas de carga monitorizadas utilizando técnicas de medición por fotogrametría son también mostrados.

Palabras clave: lámina reticular postconformada; *Eucalyptus globulus*; fotogrametría

Abstract

The necessary revision of the construction processes in search of more sustainable solutions leads to the use of high efficiency structural systems and environmen-friendly materials. In this sense, timber gridshells represent a solution of great interest for lightweight roofs with medium and long spans, suitable for both free and modular geometry solutions. The gridshell technique allows the construction of large double-curved timber shells using standard elements. It is based on curving on site initially flat grids formed by identical pieces of good quality sawn wood, great length and small section, constituting a system with high capacity of industrialization and standardization. This paper presents a real-scale gridshell prototype built with Eucalyptus globulus. The species potential and a novel constructive system with three bending directions of laths are explored. Likewise, the results of two loading tests monitored using photogrammetric measurements are also shown.

Keywords*: gridshell; Eucalyptus globulus; photogrammetry*

1. INTRODUCCIÓN

La construcción sostenible y respetuosa con el medio ambiente está dejando de ser un valor añadido para convertirse en una exigencia de nuestra sociedad. Este nuevo requisito está propiciando que la construcción con madera esté experimentando en los últimos años un gran impulso en todo el mundo debido a las ventajas medioambientales que presenta respecto a otros materiales. Simultáneamente, el desarrollo de los adhesivos y técnicas de laminación y la evolución de las herramientas de diseño paramétrico, análisis estructural y tecnología CNC están posibilitando realizaciones de gran complejidad formal y estructural como son las láminas reticulares para la cubierta de *The Forum Exeter University* [1], y del *Centre Pompidou Metz* [2]. Estas estructuras laminares reticulares presentan un inconveniente: debido a su geometría irregular con doble curvatura se hace necesaria la fabricación de un gran número de elementos diferentes, ya sean nudos de acero cuando se trata de mallas de barras rectas [1], o segmentos de láminas de madera laminada curvada alabeada [2], con la consiguiente repercusión en los costos de ejecución.

El arquitecto y profesor Frei Otto [3] ideó una técnica que permitía construir estructuras laminares de madera de grandes luces doblemente curvadas pero empleando láminas y nudos idénticos, consiguiendo así un elevado grado de estandarización. Con este procedimiento realizó varias construcciones como el *German Building Exhibition* en Essen [4], el *German Federal Pavilion* para la Expo´67 en Montreal [5] y el *Mannheim Multihalle* [5], de 15, 20 y 60 metros de luz máxima respectivamente. Estas estructuras, denominadas originalmente *timber gridshells*, poseen tres características diferenciadoras [6]: utilizan láminas rectas, continuas y superpuestas formando una cuadrícula; la geometría final de la superficie, con simple o doble curvatura, se consigue por flexión elástica de las láminas; y durante el proceso de elevación de la estructura el giro de los nodos está liberado alrededor de su vector normal a la superficie. Debido a la deformación elástica impuesta a este tipo de estructuras para alcanzar la forma definitiva, posterioremente han sido denominadas *elastic gridshells* [7] o *strained gridshells* [8], permitiendo de este modo ser diferenciadas de otras estructuras laminares reticulares cuyas barras o láminas no se han curvado elasticamente para conseguir la geometría final como ocurre en *The Forum Exeter University* o en *Centre Pompidou Metz*.

A pesar del enorme interés de las *elastic gridshells*, solo algunas obras importantes se han construido desde el *Mannheim Multihalle*, como son *The Weald and Downland Open Air Museum gridshell* [9] (fig. 1 izda) y *The Savill Garden gridshell* [10] (fig. 1 dcha).

Figura 1: *The Weald and Downland Open Air Museum gridshell* (izquierda) y *The Savill Garden gridshell* (derecha) (imágenes de autoría propia).

Esto puede deberse a diversos motivos, como son la inexistencia en el mercado de productos homologados de madera adecuados y fácilmente disponibles, la complejidad de los métodos de determinación de la geometría final y de los procesos de elevación durante la construcción cuando se

trata de grandes luces, la falta de investigación sobre modelos numéricos contrastados experimentalmente y la escasez de estudios relativos a la relajación de tensiones en piezas de madera curvadas.

Otra técnica para realizar láminas de madera a partir de láminas planas de madera curvadas en obra ha sido desarrollada por J. Natterer [11]. En este caso las láminas no forman una cuadrícula plana antes de su elevación sino que se colocan individualmente en su posición definitiva coincidiendo con las curvas geodésicas de la superficie. Este tipo de estructuras ha sido denominado r*ibbed shells* [12] debido al aspecto nervado que presentan. La aparente dificultad de construcción por láminas individuales es compensada por dos aspectos: la geometría final de cada lámina es fácilmente determinable al tratarse de curvas geodésicas; y las láminas solo poseen flexión en el plano normal a la superficie pero no en el plano tangente como ocurre en las *strained gridshells*.

En este trabajo se presentan las investigaciones iniciales llevados a cabo en la Plataforma da Enxeniería da Madeira Estructural (PEMADE) de la Universidad de Santiago de Compostela (España) sobre la construcción de un primer prototipo de laboratorio de *gridshell* a escala real realizado con madera de *Eucalyptus globulus* en el que se explora el potencial de la especie y de un novedoso sistema constructivo con tres direcciones de láminas flectadas. Así mismo se presentan los resultados de dos pruebas de carga monitorizadas utilizando técnicas de medición por fotogrametría.

2. EL POTENCIAL DEL EUCALYPTUS GLOBULUS

Diferentes criterios resultaron determinantes a la hora de elegir la especie de madera más adecuada en la construcción de las *gridshells* más relevantes realizadas hasta la fecha. En *Mannheim Multihalle* se optó por utilizar Tsuga del Pacífico, también conocida como Western hemlock (*Tsuga heterophylla*) debido a la disponibilidad de piezas de gran longitud y con fibras normalmente rectas permitiendo minimizar de este modo el número de empalmes entre láminas [5]. En *The Weald and Downland Open Air Museum gridshell* se eligió roble verde por su gran durabilidad natural, por ser una especie tradicionalmente utilizada en construcción, lo que creaba una resonancia especial entre el edificio y el contexto del museo, y por su mayor flexibilidad para el curvado y menor coste que el roble seco [9]. En *The Savill Garden gridshell* se empleó alerce debido a su gran calidad y disponibilidad en los recursos forestales de la zona [10]. En todas ellas se realizó una selección y clasificación visual buscando conseguir una elevada calidad de las láminas evitando defectos como nudos que pudiesen disminuir la resistencia a flexión de las mismas.

La madera de *Eucalyptus globulus* presenta una magnífica alternativa como producto base para la realización de *gridshells* debido a varios motivos:

- Posee un elevado módulo de elasticidad medio paralelo a la fibra, de 18.4 GPa según UNE 56546:2013 [14]. Puesto que uno de los parámetros de dimensionado principales en este tipo de estructuras es el pandeo local de la lámina [5], esta propiedad mecánica resulta de gran interés ya que la carga última de pandeo es directamente proporcional al módulo de elasticidad longitudinal. Es importante hacer notar que aunque se trata de un estado límite último, se utiliza el valor medio del módulo de elasticidad debido a que una *gridshell* está formada por un elevado número de láminas de madera.
- Además del elevado módulo de elasticidad, *Eucalyptus globulus* es una de las tres especies con crecimiento en Europa, junto al haya (*Fagus sylvatica*) y el fresno (*Fraxinus excelsior*), de mayor clase resistente: D40 según EN 1912: 2012 [13]. Por tanto su resistencia característica a flexión es también elevada (47 MPa según UNE 56546:2013 [14]) manteniendo así un ratio bajo de módulo de elasticidad/resistencia que permite conseguir, a igualdad de espesor de lámina, mayores curvaturas que con otras especies.
- Tiene una densidad media muy superior al de otras especies: 797 kg/m^2 según UNE 56546:2013 [14], lo cual implica un mayor módulo de deslizamiento de los sistemas de

conexión, cuantificado en el Eurocódigo 5 [15] a través del factor k_{ser}. En las *gridshells* en las que la rigidez de la estructura conseguida mediante el empleo de dos capas cruzadas de láminas resulta insuficiente, se hace necesario disponer de capas adicionales de láminas hasta alcanzar la rigidez adecuada. La conexión entre las diferentes capas se realiza siempre de modo mecánico por lo que la rigidez final de la estructura depende en gran medida del módulo de deslizamiento de estas conexiones [5,12].

- Es una especie con alta durabilidad natural: clase 2 frente a hongos según prEN 350-2:2014 [16], comparable al roble (*Quercus robur*) y al castaño (Castanea sativa), minimizando el uso de protectores químicos dañinos para el medio ambiente y permitiendo su aplicación en situaciones de exterior.
- Prácticamente no tiene nudos, lo cual representa siempre una enorme ventaja tanto desde un punto de vista mecánico como estético.
- Puede comercializarse con fines estructurales en toda Europa ya que está recogida en la norma europea EN-1912:2012 [13].

Un aspecto que resulta de gran importancia en la puesta en obra de las gridshells es realizar el empalme por testa de las piezas mediante unión dentada encolada (*finger-joint*) con el objetivo de conseguir láminas de la longitud necesaria.

Las normas europeas para madera empalmada EN 15497:2014 [17] y madera laminada EN 14080:2013 [18] recogen los requerimientos y recomendaciones de producción necesarias para garantizar las prestaciones mecánicas de los *finger-joints* realizados en madera de coníferas (con densidades inferiores a 500 kg/m^3). Sin embargo no existe aún una norma equivalente de aplicación a especies frondosas como es el caso del *Eucalyptus globulus*, lo que obliga a realizar amplias campañas experimentales. Con el objetivo de desarrollar una unión por *finger-joint* de altas prestaciones con esta especie, los autores del presente trabajo han analizado la influencia de diversos parámetros geométricos y de encolado en la resistencia a flexión del *finger-joint* demostrando que con ajustes precisos de dichos parámetros pueden alcanzarse valores característicos superiores a 70 Mpa [19].

3. CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO

El proceso de curvado de la retícula supone una de las principales cuestiones a resolver en la puesta en obra de este tipo de estructuras. Una clasificación de los procedimientos empleados hasta el momento ha sido realizada por Quinn y Gengnagel (2014) [7], donde puede verse que el proceso de curvado de la retícula siempre se realiza con ésta totalmente desplegada, bien elevando la zona central hacia arriba a través de grúas o plataformas elevadoras (por ej. *German Building Exhibition* en Essen y *Mannheim Multihalle*); o bien construyendo la retícula sobre una plataforma de andamios elevada y produciendo el curvado de la misma por el descenso de sus extremos (por ej. *The Weald and Downland Open Air Museum gridshell* y *The Savill Garden gridshell*). Sin embargo ninguno de estos procedimientos aprovecha la condición de "desplegable" que tiene la retícula durante el proceso de curvado al mantener libre el giro en los nodos alrededor del vector normal a la lámina. Con el objetivo de explorar esta característica para su aplicación en láminas alargadas apoyadas solo sobre sus lados cortos, se ha construido un primer prototipo de laboratorio.

Para la fabricación de las láminas se utilizaron tablas de tres metros de longitud de *Eucalyptus globulus* de procedencia gallega. Con el fin de disponer de láminas de gran calidad, los pequeños nudos que presentaban las tablas fueron eliminados. Posteriormente se realizaron los empalmes por *finger-joints* necesarios para alcanzar una longitud de 7.15 m. Por último se llevó a cabo un cepillado de las láminas a una sección definitiva de 60x25 mm^2. Se utilizaron un total de 18 láminas para la fabricación de una retícula de 1.64 m de intereje. Una vez fabricada la retícula, ésta se cerró para

posteriormente ser desplegada sobre dos tímpanos semicirculares de 2.9 m de diámetro situados en ambos extremos y realizados con microlaminado de *Picea abies* (fig. 2).

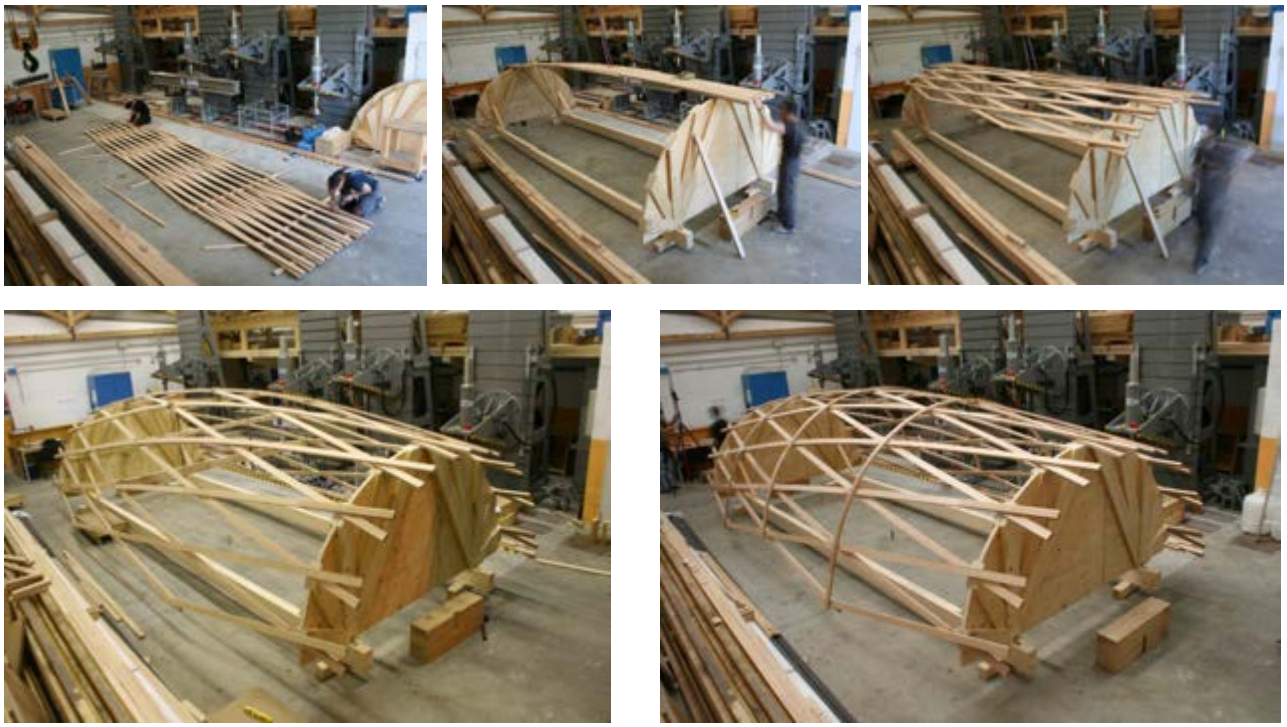


Figura 2: Proceso constructivo del prototipo de *gridshell*

Una vez alcanzada la forma final y con el objetivo de dotar a la estructura de rigidez a cortante en su plano, se dispuso de una tercera familia de láminas flectadas a modo de pequeños arcos transversales. Debido al pequeño radio de curvatura de la superficie en esta dirección, las láminas se realizaron mediante el acoplamiento mecánico de tres piezas de 60x8.3 mm^2 dando como resultado una sección final de 60x25 mm^2. Para dicho acoplamiento se utilizaron tirafondos pequeños de 4x25 mm, de modo similar al propuesto por J. Natterer [11]. En los nodos con tres direcciones de láminas se emplearon tirafondos de 6x70 mm, y tirafondos de 8x120 mm para fijar la *gridshell* a los tímpanos. Con esta configuración (en adelante configuración A) se realizó una primera prueba de carga la cual se describe en el siguiente apartado.

Con el objetivo de aumentar la rigidez de la estructura se dispusieron dos capas de láminas adicionales siguiendo la dirección de las capas de la retícula original. Por motivos estéticos se optó por evitar la utilización de tacos de bloqueo de rasante entre las diferentes capas. Esto obligó a sustituir los tirafondos dispuestos inicialmente en los nodos de la retícula por otros de mayor longitud y diámetro. En esta configuración (en adelante configuración B) se realizó la segunda prueba de carga.

4. INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

4.1 Ensayos preliminares

Con el objetivo de comprobar la capacidad de curvado del *Eucalyptus globulus*, se ensayaron a compresión con control por recorrido diversas láminas de 3 m de longitud articuladas en sus extremos provocando la flexión lateral controlada de las mismas (fig. 3). Los ensayos pusieron de manifiesto la gran capacidad de curvado y la inexistencia de fallos frágiles repentinos antes de la rotura [9]. Además todas las tablas utilizadas en la construcción del prototipo fueron ensayadas en flexión de

canto a cuatro puntos en régimen elástico de acuerdo a la norma EN 408:2011 [20]. El valor medio obtenido del módulo de elasticidad longitudinal fue de 17544 MPa.

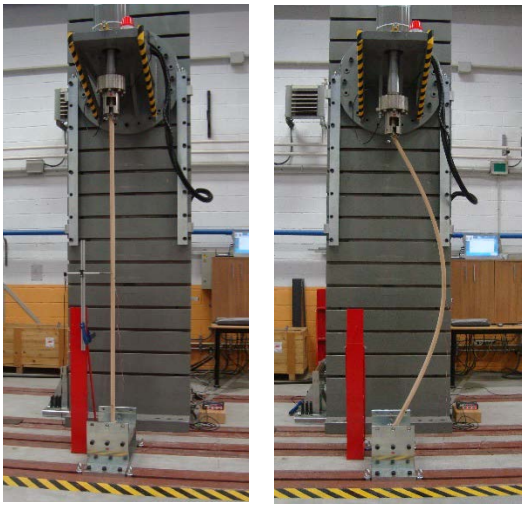


Figura 3: Ensayo a compresión de las láminas.

4.2 Pruebas de carga

Dos pruebas de carga A y B se llevaron a cabo en la estructura según las configuraciones anteriormente descritas. En ambas pruebas se cargaron los cinco nodos centrales del arco correspondiente al plano de simetría transversal de la lámina con un total de 1.04 kN/nodo (Fig. 4).

Se emplearon recipientes graduados de plástico de 50 litros de capacidad colgados por parejas en los nodos correspondientes. Éstos se llenaron con agua lentamente y de modo simétrico para evitar movimientos bruscos.

Figura 4: Prueba de carga B.

La posición inicial y deformada de todos los nodos y puntos medios de las barras se evaluó utilizando técnicas de fotogrametría mediante el empleo de más de 170 dianas pudiendo capturar con una buena precisión el comportamiento global de la estructura (fig. 5). El error medio calculado en estas mediciones fue del orden de ±1mm. La monitorización de la estructura se completó y contrastó haciendo uso de diferentes extensómetros.

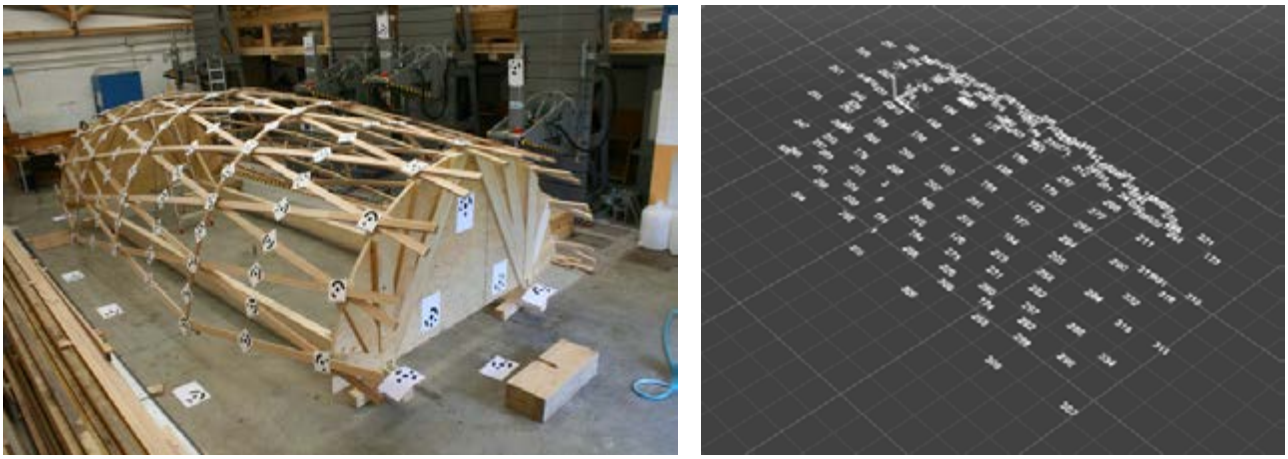


Figura 5: Proceso de evaluación de la deformación mediante fotogrametría.

La flecha en el nodo central para la carga máxima en cada una de las pruebas de carga resultó en 13.8 mm y 5.6 mm respectivamente. En la Figura 6 se representan las curvas carga-desplazamiento correspondientes a dicho nodo para ambos casos de carga.

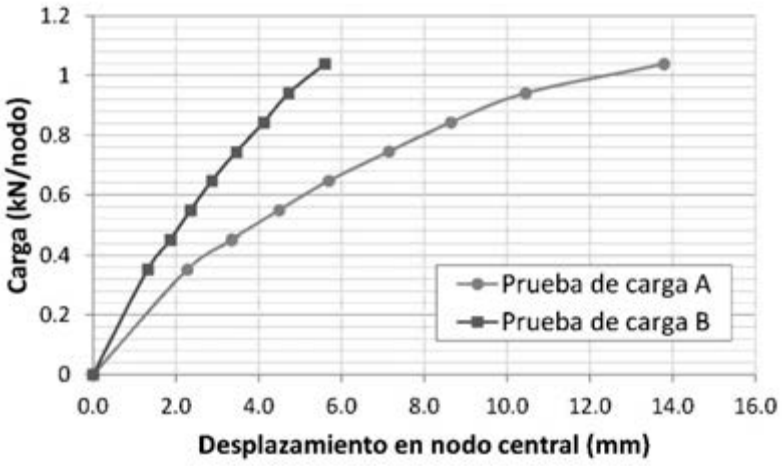


Figura 6: Curvas carga-desplazamiento resultantes de las pruebas de carga A y B.

Los resultados muestran que, para la carga aplicada, la *gridshell* con tres capas exhibe una respuesta en régimen plástico. Sin embargo, con la incorporación de dos capas adicionales y para el mismo nivel de carga, la rigidez de la estructura aumenta significativamente y la respuesta es fundamentalmente elástica.

5. CONCLUSIONES

El potencial del *Eucalyptus globulus* para su aplicación en estructuras tipo *gridshell* es analizado en este trabajo y verificado mediante ensayos preliminares.

Un nuevo sistema constructivo basado en la capacidad “desplegable” de la retícula durante el proceso de curvado es puesto en práctica satisfactoriamente mediante la construcción de un prototipo utilizando un sistema de tres direcciones de láminas flectadas.

Dos pruebas de carga idénticas se han realizado para comparar la rigidez de la estructura con tres y cinco capas. Los resultados revelan que la rigidez elástica aumenta de modo importante en el caso de cinco capas.

Para la medición de las deformaciones se han utilizado técnicas de fotogrametría empleando dianas en todos los nodos y puntos medios de las barras. Los resultados, aunque arrojan errores no despreciables, presentan la gran ventaja de ofrecer información completa sobre el comportamiento de la estructura.

AGRADECIMIENTOS

Los trabajos aquí presentados han sido desarrollados en el marco del proyecto de investigación BIA2015-64491-P *Análisis de la relajación de tensiones en láminas curvadas y de nuevas soluciones de unión para estructuras de madera tipo gridshell realizadas con Eucalyptus globulus*, cofinanciado por el Programa Estatal de fomento de la Investigación Científica y Técnica de Excelencia, Subprograma Estatal de generación del conocimiento (convocatoria 2015), del Ministerio de Economía y Competitividad del Gobierno de España y fondos FEDER. Nos gustaría agradecer la colaboración de Jorge Crespo Outes, en el montaje de la estructura y de María José Rodríguez González por su colaboración en las tareas relacionadas con la fotogrametría.

REFERENCIAS

[1] Harris, R., 'Engineered timber structures in the UK', *En: 3éme Forum Bois Construction*, France (2013).
[2] Lewis, B., 'Centre Pompidou-Metz: Engineering the roof', *The Structural Engineer.* **89**(18) (2011) 20-26.
[3] Otto, F., Hennicke, J. and Matsushita, K., 'IL10 Gitterschalen', *Institut für leichte Flächentragwerke (IL)* (1974).
[4] Roland, C., 'The work of Frei Otto'. Longman. (1970).
[5] Happold, E. and Liddell, W.I., 'Timber lattice roof for the Mannheim Bundesgartenschau'. *The Structural Engineer*, **53**(3) (1975) 99-135.
[6] Gengnagel, C. and Quinn, G., 'Large deformations. On the design of strained grid shells' (2016)177-197.
[7] Quinn, G. and Gengnagel, C., 'A review of elastic grid shells, their erection methods and the potential use of pneumatic formwork'. *Mob Rapidly Assem Struct IV* **136** (2014).
[8] Quinn, G. and Gengnagel, C., 'Simulation Methods for the Erection of Strained Grid Shells Via Pneumatic Falsework'. En: *Modelling Behaviour*. Springer International Publishing, (2015) 257-268.
[9] Harris, R., Kelly, O. and Dickson M., 'Downland gridshell-an innovation in timber design', *Proceedings of Ice. Civil Engineering.* **156** (2003) 26-33.
[10] Harris, R. and Roynon, J. 'The Savill Garden gridshell design and construction', Proceedings of the 10th Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan. (2008).
[11] Natterer, J., Burger, N., Müller, A. and Natterer, J.. 'Holzrippendächer in Brettstapelbauweise. Raumerlebnis durch filigrane Tragwerke'. *Bautechnik* **77** (11) (2000) 783-792.
[12] Gliniorz, K-U., Mosalam, K.M. and Natterer, J., 'Modeling of layered timber beams and ribbed shell frameworks'. *Composites: Part B*, **33** (2002) 367-381.
[13] EN 1912:2012 'Structural Timber - Strength Classes - Assignment of Visual Grades and Species'. (2012)
[14] UNE 56546:2013. 'Visual grading for structural sawn timber. Hardwood timber'. (2013).
[15] EN 1995-1-1 'Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings'. (2016).
[16] prEN 350-2:2014. 'Durability of Wood and Wood-based Products – Natural Durability of Solid Wood: Guide to natural durability and treatability of selected wood species of importance in Europe'. (2014).
[17] EN 15497:2014. 'Structural finger jointed solid timber - Performance requirements and minimum production requirements'. (2014)
[18] EN 14080:2013. 'Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber – Requirements'. (2013)
[19] Lara-Bocanegra, A.J., Majano-Majano, A., Crespo, J. and Guaita, M., 'Finger-joint performance in engineered laminated products made of Eucalyptus globulus'. En *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering,* Vienna, Austria (2016).
[20] EN 408:2011. 'Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties'. (2011).

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS TEÓRICOS DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DE TAXAS DE CARBONIZAÇÃO DE ESPÉCIES DE MADEIRAS BRASILEIRAS

EVALUATION OF THEORETICAL CALCULATION METHODS FOR DETERMINATION OF CHAR RATES OF BRAZILIAN WOOD SPECIES

Gisele Cristina Antunes Martins [(1)], Carlito Calil Junior [(2)]

(1) Doutora, Pós-doutoranda, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil.
(2) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil.
Endereço de contato: giselemartins@usp.br

Código de identificação: T6-23

Resumo

Métodos de dimensionamento de elementos estruturais de madeira em situação de incêndio devem ser capazes de prever a espessura carbonizada da madeira em um período pré-estabelecido de exposição ao fogo, sendo esta medida determinada pela distância entre a face externa do elemento original e a posição da linha carbonizada, calculada pelo tempo de exposição ao fogo e a taxa de carbonização que depende do tipo de espécie de madeira. A taxa de carbonização é o principal parâmetro para dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio e depende de inúmeros fatores, como espécie de madeira, densidade, composição química, permeabilidade, condutibilidade térmica da madeira, dimensão da amostra e orientação da grã. No presente trabalho foi realizada uma avaliação de três propostas para determinação de valores de taxa de carbonização de espécies de madeira brasileiras. As madeiras de espécies usadas nos ensaios, são madeiras de reflorestamento comercialmente utilizadas pelas construtoras nacionais para a produção de vigas e pilares de Madeira Laminada Colada sob rigoroso controle de qualidade.

Palavras chave: estruturas de madeira; métodos teóricos; dimensionamento; incêndio; taxa de carbonização

Abstract

Methods of designing structural elements of wood in fire situation shall be capable of predicting the char depth of the wood in a pre-established period of fire exposure, this measurement being determined by the distance between the outer face of the original element and the position of the char line, calculated by the time of exposure to fire and the char rate depending on the type of wood species. The char rate is the main parameter for dimensioning wood structures in a fire situation and depends on many factors, such as wood species, density, chemical composition, permeability, wood thermal conductivity, sample size and grain orientation. In the present paper an evaluation of three proposals was made to determine the char rate of Brazilian wood species. The woods of species used in the tests are reforestation woods commercially used by the national constructors for the production of beams and pillars of laminated wood under strict quality control.

Keywords*: timber structures; calculation methods; sizing; fire; char rate*

1. INTRODUÇÃO

A utilização de elementos estruturais de madeira como materiais de construção remonta desde o início da civilização devido a alta rigidez e resistência destes materiais. A aplicação de elementos de madeira na construção traz benefícios para uma estratégia climática contribuindo para a sua sustentabilidade no futuro.

Nas últimas décadas, importantes estudos foram realizados em centros de pesquisas para caracterizar, regulamentar e fomentar o uso da madeira. Todavia, no Brasil, a aplicação da madeira como material de construção ainda é pouco utilizada, apesar de todos os fatores favoráveis em relação à madeira que o território nacional oferece.

Entre as muitas razões a combustibilidade da madeira é um dos fatores que influenciam nas legislações e normatizações para edificações e, consequentemente, restringem o uso de estruturas de madeira como material de construção.

A compreensão do comportamento básico do incêndio e da estrutura durante a exposição ao fogo é uma importante condição para desenvolver uma estratégia de segurança bem sucedida. Na prática, as estratégias adotadas devem variar consideravelmente, dependendo da ênfase em proteção passiva ou ativa, tipo e uso da edificação.

Segundo Östman *et al*. [1], os seguintes princípios devem ser considerados em legislações de segurança:

a. Os ocupantes deverão ser capazes de sair da edificação ou serem resgatados;
b. Deve se considerar a segurança da equipe de resgate;
c. As estruturas devem resistir ao incêndio durante um tempo mínimo pré-estabelecido;
d. Deve se limitar a deflagração e propagação do fogo e fumaça;
e. Deve se limitar a propagação do fogo para construções vizinhas.

O desempenho estrutural de elementos de madeira em situação de incêndio está relacionado à espessura da camada carbonizada da seção transversal, tendo em vista que o carvão gerado pela queima da madeira passa a funcionar como isolante térmico protegendo o núcleo ainda íntegro da seção. Desta maneira, vigas e pilares devem ser dimensionados levando em consideração que a seção transversal remanescente mantém a capacidade resistente e propriedades mecânicas iniciais.

1.1 Taxa de Carbonização

A resistência ao fogo de elementos estruturais de madeira se deve a carbonização do material. Métodos de dimensionamento devem ser capazes de prever, para um período pré-estabelecido de exposição ao fogo à espessura carbonizada da madeira.

A espessura da camada carbonizada é a distância entre a face externa do elemento original e a posição da linha de carbonização. A Norma Europeia EN 1995-1-2: 2004 [2] determina o limite entre o material que sofreu pirólise e o núcleo intacto da madeira sendo a isotérmica de 300°C. A taxa de carbonização é a velocidade com que a espessura carbonizada avança para o interior da seção. Desde que toda a área da madeira que sofreu pirólise pode ser considerada carbonizada, a taxa de carbonização corresponde à taxa de propagação da frente de pirólise.

Como descrito em Pinto [3], a taxa de carbonização é um valor dimensional essencial para a avaliação da resistência ao fogo, visto que o colapso de elementos de madeira e de seus derivados ocorrem principalmente pela redução da área resistente, ou seja, pela redução gradual da seção transversal exposta ao fogo.

A taxa de carbonização pode ser obtida tanto por meio de modelos empíricos, por meio de dados experimentais, quanto por modelos teóricos fundamentados em princípios físicos e químicos, sendo caracterizada pela perda de massa (g/s), denominada taxa de queima, ou pelo aumento da camada carbonizada (mm/min), denominada de taxa de carbonização. Ainda de acordo com Pinto [3], os valores de taxa de carbonização são os mais difundidos por conduzir diretamente a análise da seção

residual, atendendo aos interesses do estudo de peças estruturais em situação de incêndio que se baseia na redução da área resistente e na perda das propriedades de resistência e de rigidez da madeira exposta a elevados gradientes de temperatura.

A taxa de carbonização da madeira depende de inúmeros fatores, como espécie de madeira, densidade, composição química, permeabilidade, condutibilidade térmica da madeira, dimensão da amostra, orientação da grã (o sentido longitudinal da madeira produz duas vezes mais carbonização que no sentido transversal). [TR10 [4]; Cachim e Franssen [5]].

A espessura da camada carbonizada pode ser calculada pelo tempo de exposição ao fogo e a taxa de carbonização da espécie. Sob a exposição ao incêndio-padrão, uma relação aproximadamente linear entre a duração do incêndio e a espessura carbonizada foi estabelecida após numerosos ensaios em temperatura elevadas com madeira e materiais à base de madeira.

A taxa de carbonização de espécies de madeira é assunto de diversas pesquisas, tendo como finalidade investigar os parâmetros que influenciam os valores de taxa de carbonização, bem como propor métodos teóricos para determinação do parâmetro.

No presente trabalho são discutidos três métodos de cálculo propostos em códigos normativos internacionais utilizados como base de dimensionamento para elementos estruturais de madeira em situação de incêndio considerando propriedades de espécies de madeiras brasileiras.

2. METODOLOGIA

Para o desenvolvido das análises são aplicados três métodos de cálculo para determinação da taxa de carbonização, sendo avaliados os parâmetros considerados e realizando uma análise comparativa entre duas espécies de madeira encontradas em território brasileiro, sendo o *Pinu*s, representante da classe das Coníferas e o Lyptus® (híbrido de espécies de madeira de *Eucalyptus)* representante da classe das Folhosas.

2.1 Método proposto por E. L. Schaffer (1967)

A proposta apresentada por Shaffer [6] para determinação da taxa de carbonização foi correlacionada à densidade e ao teor de umidade dos elementos por meio de análises de regressão. O modelo foi proposto para três espécies de madeira, sendo: *Douglas fir* (1), *Southern pine* (2) e *White oak* (3).

$$\beta = 1/[(0{,}002269 + 0{,}00457u)\rho + 0{,}331] \quad (1)$$

$$\beta = 1/[(0{,}000461 + 0{,}00095u)\rho + 1{,}016] \quad (2)$$

$$\beta = 1/[(0{,}001583 + 0{,}00318u)\rho + 0{,}594] \quad (3)$$

Sendo,

- β a taxa de carbonização, em mm/min;
- u é o teor de umidade (fração);
- ρ é a densidade da espécie de madeira, em kg/m³.

As condições de exposição aplicadas nos testes desenvolvidos em Schaffer [6] foram baseadas na ASTM E – 119 [7], e as constantes apresentadas nas equações acima foram determinadas por meio de regressão linear a partir de dados de ensaios.

2.2 Norma Australiana AS 1720.4:1990 - Timber Structures – Part 4: Fire-resistance of structural timber members

A Norma Australiana AS 1720.4 [8], propõe para o cálculo da taxa de carbonização a equação (4), que tem como variável a densidade da espécie de madeira.

$$\beta = 0{,}4 + \left(\frac{280}{\rho}\right)^2 \quad (1)$$

Sendo,
β é a taxa de carbonização em mm/min;
ρ é a densidade da espécie de madeira em kg/m³ com teor de umidade a 12%.

Os ensaios para validação da equação foram realizados seguindo as diretrizes da norma AS 1530.4 (9) – *Methods for fire tests on building materials, components and structures – Part 4: Fire-resistance test of elements of construction*.

2.3 Norma Europeia EN 1995 – 1 – 2: 2004 -Design of timber structures – part 1-2: General – Structural fire design

A Eurocode 5 (2), fornece a Tabela 1 com valores constantes para determinação da taxa de carbonização.

De acordo com a Eurcode 5 (2) há duas variações para a taxa de carbonização, sendo β_0 a taxa de carbonização em uma direção e β_n a taxa de carbonização que inclui o efeito de arredondamento dos cantos e o surgimento de fissuras.

Tabela 1: Valores de taxa de carbonização propostos pela EN 1995-1-2 [2]

	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
a) Coníferas		
MLC com densidade ≥ 290 kg/m³	0,65	0,70
Madeira maciça com densidade ≥ 290 kg/m³	0,65	0,80
b) Folhosas		
Madeira maciça ou MLC com densidade de 290 kg/m³	0,65	0,70
Madeira maciça ou MLC com densidade ≥ 450 kg/m³	0,50	0,55
c) LVL		
Com densidade ≥ 480 kg/m³	0,65	0,70
d) Painéis		
Painéis de madeira	0,9[a]	-
Compensado	1,0[a]	-
Painéis a base de madeira, além do compensado.	0,9[a]	-

a: Valores de β válidos para ρ = 450 kg/m² e espessuras de painéis (h_p) de 20 mm. Para outras densidades e espessuras, o valor de β_0 deve ser substituído por $\beta_0\sqrt{\frac{9000}{\rho_k h_p}}$, com ρ_k em kg/m³ e h_p em mm.

A revisão da norma brasileira PN NBR 7190:2013 [10] apresenta as mesmas considerações realizadas pelo Eurocode 5 [2].

3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os métodos de cálculo para a determinação da taxa de carbonização foram aplicados considerando os dados obtidos por meio dos ensaios realizados no trabalho de Martins [11].

Os ensaios realizados por Martins [11] consistiam em ensaios em grande escala realizados em um forno horizontal com exposição ao fogo em três faces. Para o desenvolvimento do trabalho aqui proposto foram utilizados os valores de densidade (kg/m³) determinados para as peças estruturais e considerado o mesmo tempo de exposição ao fogo, tendo com objetivo avaliar dois parâmetros de influência na taxa de carbonização: densidade (ρ) e tempo de exposição ao fogo (t).

Na Tabela 2 são fornecidos os valores determinados para a densidade (ρ), a duração dos ensaios (t) e a identificação das peças.

Tabela 2: Dados necessários para o cálculo da taxa de carbonização

Madeira	ID	Densidade (kg/m³)	Tempo de Exposição (min)
Lyptus®	L5	773,2	32
	L6	784,6	32
	L4	683,2	40
	L8	749,2	40
Pinus	P3	494,6	32
	P6	499,0	32
	P7	493,0	40
	P8	497,5	40

Para a determinação dos valores de taxa de carbonização pelo método apresentado em Shaffer (1967), adotou-se a Equação (2) estipulada a partir de dados da madeira da espécie *Southern Pine* (densidade em torno de 520 kg/m³) para representar os elementos preparados com *Pinus.* Para o cálculo dos valores de taxa de carbonização dos elementos de Lyptus®, aplicou-se a Equação (3), que foi determinada a partir de dados da madeira da espécie *White Oak* (densidade em torno de 680 kg/m³). Na Tabela 3 são apresentados os valores calculados para a taxa de carbonização.

Tabela 3: Taxa de Carbonização determinada a partir dos métodos de cálculo

Madeira	ID	Densidade (kg/m³)	Tempo de Exposição (min)	Schaffer (mm/min)	AS 1720.4 (mm/min)	Eurocode 5 (mm/min)
Lyptus®	L5	773,2	32	0,48	0,53	0,55
	L6	784,6	32	0,48	0,53	0,55
	L4	683,2	40	0,52	0,57	0,55
	L8	749,2	40	0,49	0,54	0,55
Pinus	P3	494,6	32	0,77	0,72	0,80
	P6	499,0	32	0,77	0,71	0,80
	P7	493,0	40	0,77	0,72	0,80
	P8	497,5	40	0,77	0,72	0,80

A taxa de carbonização diminui ao longo do tempo de exposição ao fogo e tende a um valor constante, pois a camada carbonizada isola termicamente o núcleo da seção transversal. (Schaffer [6], White [12] e Yang *et al*. [13], Martins [11]).

Para os métodos de cálculo proposto por Schaffer [6], AS 1720.4 [8] e EN 1995-1-2 [2] a única variável que influência a taxa de carbonização é a densidade da espécie de madeira, não levando em consideração o tempo que o elemento ficou em exposição ao fogo.

Na Figura 1 é apresentada a relação entre a densidade das espécies de madeira e a taxa de carbonização. Observa-se que quanto maior a densidade menor a taxa de carbonização, fato observado por outros autores em estudos experimentais realizados (Shaffer [6]; White e Nordhein [14]; Njankouo, Dotreppe, Frassen [15]; Yang *et al*. [13]; Martins [11]).

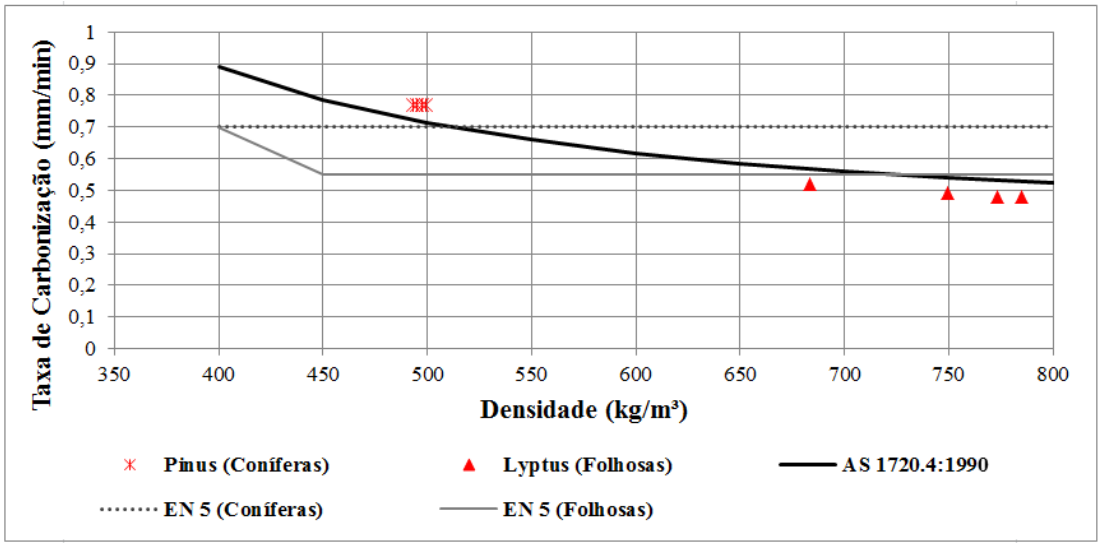


Figura 1: Relação entre a taxa de carbonização e a densidade das espécies de madeira.

Os valores propostos pela EN 1995-1-2 [2] são baseados em testes realizados com diferentes espécies de madeira utilizadas em território nacional e em exposição à curva de incêndio-padrão da ISO 834 [16]. De acordo com testes realizados por Frangi e Fontana [17], os valores podem ser adotados para elementos expostos ao fogo entre 30 a 110 minutos.

A proposta de Schaffer [6] baseou-se em testes realizados com três espécies de madeira em exposição à curva de incêndio–padrão estabelecida pela ASTM E-119 [7]. Para validação da equação proposta pela norma AS 1720.4 [8], foram realizados ensaios seguindo as diretrizes da AS 1530.4 [9], que estipula uma curva de aquecimento semelhante a ISO 834 [16].

Na Figura 2 ilustram-se as curvas de incêndio-padrão adotadas para o aquecimento durante a elaboração dos métodos de calculo. A curva de aquecimento proposta pela ASTM E119 [7] apresenta um perfil de aquecimento mais lento do que a ISO 834 [16] nos primeiros cinco minutos. A curva indicada por "Forno Média" corresponde à curva de aquecimento utilizada por Martins [11] durante a realização dos ensaios.

A apresentação da Figura 2 tem como finalidade demonstrar que a validação dos métodos propostos por diferentes autores foram realizadas em curvas de aquecimento com comportamentos semelhantes.

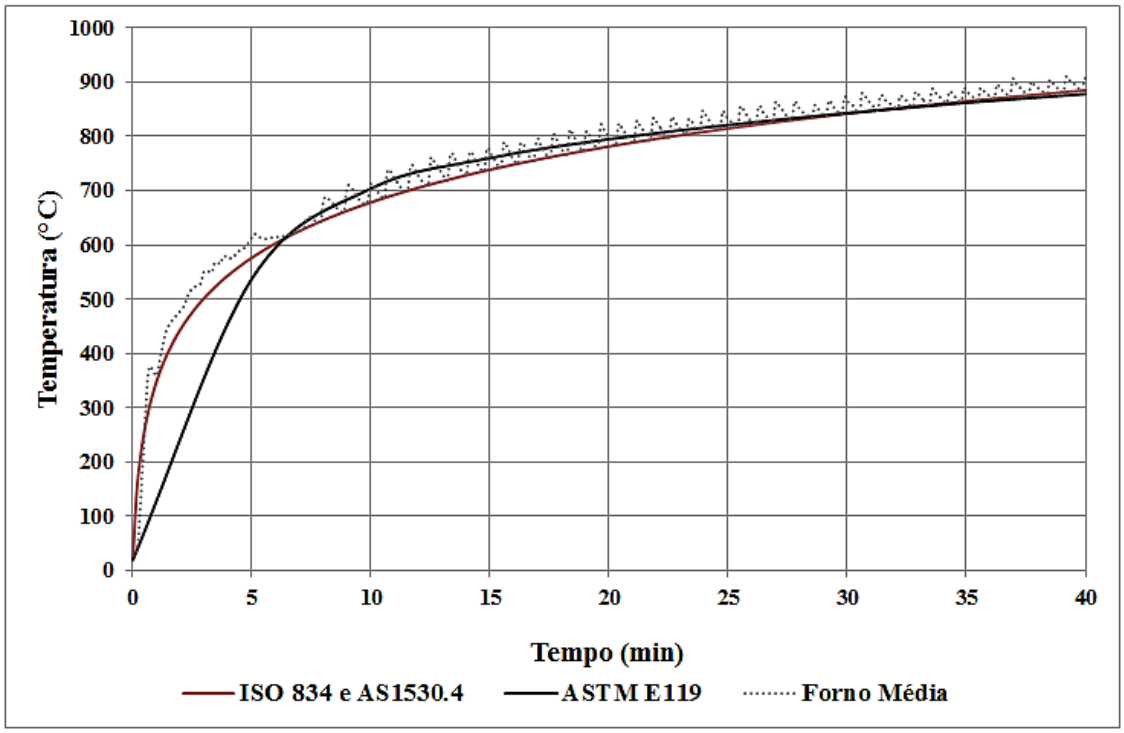


Figura 2: Evolução temporal da temperatura de acordo com as normas e dados de ensaio.

4. CONCLUSÕES

A madeira é um material combustível, todavia é consumido lentamente e superficialmente e o interior da seção permanece intacto conservando as propriedades mecânicas do elemento. Portanto, ao se realizar o dimensionamento de estruturas de madeira em situação de incêndio deve se estimar a seção transversal residual após determinado tempo de exposição ao fogo que será capaz de manter capacidade resistente do elemento. A espessura da camada carbonizada é determinada por meio da taxa de carbonização, sendo o parâmetro que estima a velocidade do fluxo de calor para o interior da seção.

No estudo realizado foram analisados os métodos de cálculo disponíveis para a determinação da taxa de carbonização. Baseado nos resultados as seguintes conclusões podem ser tiradas:

1. Os métodos de cálculo disponíveis não levam em consideração o tempo de exposição
2. A taxa de carbonização é inversamente proporcional à densidade das espécies, portanto quanto maior a taxa de carbonização, menor a densidade.

3. A taxa de carbonização tende a um valor constante após um tempo de exposição ao fogo, fato não observado ao se aplicar os métodos de cálculo;
4. Os métodos propostos devem ser aplicados com tempo de exposição de no mínimo 30 minutos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo financiamento da bolsa de estudo processo Nº 2013/07548-1 e pelo auxílio ao projeto processo Nº 2013/25401-8.

REFERÊNCIAS

[1] Östman, B; Mikkola, E. Stein,R, Frangi,A, König,J; Dhima, D; Hakkarainen, T.; Bregulla J. (2010). Fire safety in timber buildings, Technical guideline for Europe. SP Technical Research Institute of Sweden, SP Report 19: 210
[2] European Standard. EN 1995-1. Design of timber structures – Part 1-2: General – Structural fire design. Brussels. 2004
[3] Pinto, E. M. (2005). Determinação de um modelo de taxa de carbonização transversal a Grã para o Eucalyptus Citriodora e Eucalyptus Grandis. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia dos Materiais) – Escola de Engenharia. Universidade de São Paulo, São Carlos
[4] Technical report 10 - TR10: Calculating the fire resistance of exposed wood members, American Wood Council, Washington, DC. 2003
[5] Cachim, P. B; Franssen, J-M. Comparison between the charring rate modl and the conductive model of Eurocode 5. Fire & Materials. Vol. 33. P. 129-143. 2009
[6] Schaffer E. Charring rate of selected wood – transverse to grain. Research Paper FPL 69, USDA Forest Service, Forest Product Laboratory, Madison, WI. USA. (1967)
[7] Association Society for Testing and Materials. ASTM E119: standard test methods for fire tests of building construction and materials. Philadelphia. 2010
[8] Australian Standard AS 1720.4. Timber Structures – Part 4: Fire resistance of structural timber members. Homebush.2006
[9] AUSTRALIAN STANDARD. AS 1530.4: Methods for fire tests on building materials, components and structures – Part 4: Fire-resistance test of elements of construction. Homebush. 2005
[10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. PN - NBR 7190: Projeto de Norma - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro. 2013
[11] Martins, G.C.A. Análise Numérica e Experimental de vigas de Madeira Laminada Colada em situação de incêndio. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2016.
[12] White, R. H. (1988). Charring rates of different wood species. PhD thesis, University of Wisconsin, Madison.
[13] Yang, T.H; Wang, S.H; Tsai, M.J, Lin, C.Y. 2009. The charring depth and charring rate of glued laminated timber after a standard fire exposure test. Building and Environment, v. 44, p. 231-236.
[14] White, R.H; Nordhein, E. V. Charring rate of wood for ASTM E119 exposure. Fire technology 28 (1): 5-30.
[15] Njankouo, J.M, Dotreppe, J.C, Frassen, J.M, Experimental study of the charring rate of tropical hardwoods. Fire and Material. 2004; 28:15-24.
[16] International Organization for Standardization. 1999. ISO 834-1: Fire resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. International organization for standardization, Geneva.
[17] Frangi, A; Fontana, M. Charring rates and temperature profiles of wood sections. Fire and Materials. 27 (2): 91-102. 2003.

GROUTED JOINTS FOR MODERN ROUND WOOD BRIDGE AND TRUSS STRUCTURES

LIGAÇÕES MOLDADAS PARA ESTRUTURAS MODERNAS DE TRELIÇAS E PONTES EM ROLARIA DE MADEIRA

Kay-Uwe Schober [(1)] (P), Wieland Becker [(2)], João H. Negrão [(3)]

(1) Professor of Timber Engineering and Structural Design, Mainz University of Applied Sciences, Institute of Innovative Structures (iS-mainz), Holzstr. 36, 55116 Mainz, Germany.
(2) Professor of Timber Engineering, Trier University of Applied Sciences, School of Design, Department of Architecture, Schneidershof D 106, 54293 Trier, Germany.
(3) Professor Associado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra, Portugal.
Contact address: schober@is-mainz.com; (P) Presenter

Identification code: T6-25

Abstract

Natural dried logs have outstanding mechanical values and an excellent eco and energy balance. Nevertheless, in most countries using round timber in construction is not considered. The main problem is caused by the joining technology of round-to-round sections. Innovative composite materials and Advanced Manufacturing Technology processes allow the design and manufacturing of connecting systems with difficult geometry and different section types in wooden truss structures. The design process from the Architects idea to the final building is accompanied by the Engineers focus on easy-jointing techniques.

The presented work is based on the grouting technology used in reinforced concrete structures, where structural parts are force- and form-fit connected by a combination of starter bars and a backfitting grouting material. For timber bridges, the presented grouting joints follow this technology, where the joints are prefabricated and assembled first by technical approved adhesives or screws. Afterwards on site they are coupled with rods, straps or stamped parts and additional grouted. As grouting material a polymer concrete is used with high compression strength and high adhesive bond to timber as well to steel.

Keywords: round timber; advanced manufacturing technology; wood adhesives; green buildings; high performance polymer concrete; cohesive zone modeling; delamination

Resumen

Os troncos secos naturalmente têm elevados valores de resistência mecânica e um excelente balanço energético e ecológico. No entanto, o uso de rolaria em construção não é tido em conta na maior parte dos países. O principal problema é o da tecnologia de ligação entre secções circulares. Materiais compósitos inovadores e processos de Tecnologia Avançada de Fabrico permitem o projeto e fabrico de sistemas de ligação com geometrias difíceis e tipos diferentes de secções circulares em estruturas treliçadas de madeira. O processo de projeto, desde o conceito inicial da Arquitetura até à construção final, é acompanhado pela Engenharia, focada em técnicas simples de ligação.

O trabalho apresentado baseia-se na tecnologia de moldagem usada em estruturas de betão armado, nas quais as forças e formas das partes estruturais a unir são compatibilizadas por ligações constituídas por uma combinação de armaduras e argamassa de enchimento. Para pontes de madeira, as ligações moldadas apresentadas seguem esta tecnologia, sendo pré-fabricadas e montadas inicialmente com recurso a colas ou parafusos tecnicamente aprovados. Posteriormente, em obra, a união é completada com varões, cintas ou chapas estampadas, e enchimento adicional. A argamassa de enchimento utilizada é um betão polimérico de alta resistência à compressão e elevada aderência, tanto à madeira como ao aço.

***Palabras clave**: rolaria de madeira; tecnologia avançada de fabrico; colas para madeira; edifícios verdes; betão polimérico de alto desempenho; modelação da zona coesiva; delaminação*

1. INTRODUCTION

Timber has been used as structural material for centuries and numerous examples demonstrate its durability if properly designed and built and adequate maintenance has been applied. The use of timber in structures has become increasingly important, considering that it is the only truly renewable building material.

One approach which offers potential for increased use of timber involves the notion of "timber-based hybrid structures". These structures integrate wood with different materials, thereby significantly increasing the applications of timber in structures beyond current limitations. The hybrid design framework is particularly interesting for its ease of assembly and the resulting reduced construction times and improved building physics performance. Additionally, modern manufacturing technologies have the potential to drive structural improvements, for example, by enabling the accurate shaping of complex products and the precise creation of ready-to-install factory-built components.

Over the last decade, several innovative hybrid systems were developed to promote the use of timber [1], but round timber as construction material is still not very common in structural timber engineering. However, some good examples are available, where architects introduce natural dried round wood for larger structures and buildings, e.g. WholeTrees® Architecture & Structures, Madison, WI. Buildings made of round timber have the aesthetics of a transparent structure by use of eco-efficient round timber and are lightweight with minor material consumption.

Modern timber architecture, probably best illustrated by Shigeru Ban [2], increasingly moving towards free forms, for which currently used timber joining methods do not offer fully adapted solutions. Consequently, the use of adhesive bonding is described as one of the most interesting fields of development: "just as adhesives have freed timber of its structural and size limitations, adhesives can free timber of the metal needed presently to make joints" [3]. Adhesive bonding can be used to form load-bearing joints in timber structures, both in new-build applications and in repair, and provide an efficient and durable method provided that: i) the joints are correctly designed; ii) suitable specifications are adopted; iii) the work is done by experienced operatives; and iv) strict quality control is exercised [4].

To conceive large-span trusses, the structural system, the load distribution within the joints and restrictive regulations in design codes have to be considered in the design process. Furthermore, an innovative design of the joint is needed, focusing on efficient load-distribution in the structure and geometrical conditions of the round timber members. One possible solution is shown below, introducing round wood for modern bridge and truss structures with concrete-type adhesive joints (CTA) made of high-performance polymer concrete.

2. GENERAL DESIGN ASPECTS

Hybrid composite structures made of round timber are not only eco-friendly and energy-efficient by their use of untapped round timber, which is fabricated in terms of sustainability under low process-energy. They also provide a much higher stiffness in comparison to sawn structural timber and engineered wood products. This result in a design of truss structures with wider spans in comparison to conventional timber trusses under retention of the ratio between strength and bulk density. Especially adult-tree trunks have a high-pressure resistance in external fiber areas. In an ordinary sawing process, these areas are normally removed. Investigations of Teischinger [5] show, that full sized timber-diameters have their highest density in the outlaying areas of the logs.

Nevertheless, wide spanning round timber constructions are not usually considered in timber engineering. The main cause is the lack of an efficient joining technology for round-to-round sections (Fig. 1). Further significant reasons why round wood is rarely used in timber engineering are

unavailable mechanical strength values and joint slippage when using conventional connecting techniques.

Figure 1: Conventional round-to-round timber joint

The new design solution consists of three essential parts:

a) Spatial round timber as structural girder
b) Assemblage point made of high-performance polymer concrete
c) Timber-HPC connection with glued-in rods (GIR)

Conventional glued-in rod joints deal with very thin glueline thicknesses up to 2.0 mm [6] or up to 6.0 mm when using particle-filled epoxy resins [7], which can still be considered as thin glue lines. The applied adhesives tend to exhibit strength-reducing effects in the bondline during the initial hardening shrinkage and limited gap-filling qualities. To overcome this shortcoming, new-type connections using grouting technology with concrete-type adhesives (CTA) have been developed, accounting different mechanical behavior and manufacturing technology compared to conventional glued-in rods.

Grouted joints use modified adhesives with dried fillers to create a concrete-type connection for enclosed timber members. The CTA is able to overcome disadvantages of traditional adhesives for glued-in rod joints, e.g. stringent quality control, high assembling effort and geometrical restrictions. Consequently, structures that are more complex can be developed, like grid-shells, modern reproductions of tree structures (Fig. 2).

Figure 2: Spatial timber tree structure

Fig. 3 and 4 shows the initial design of a timber foot bridge using the new composite design concept with grouted joints and the foot bridge under construction (clear span 13 m / 43 ft).

Figure 3: Composite timber truss bridge with grouted joints

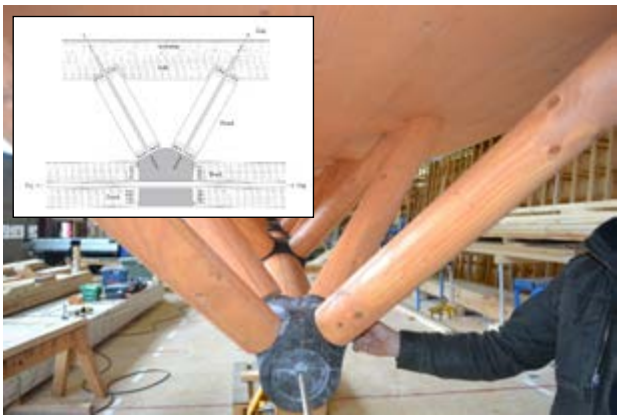


Figure 4: CTA joint connecting six truss members

3. CTA-JOINT DESIGN

3.1 Grouting material

Several materials have been studied and analyzed to identify a suitable material for the compound. The best suited CTA is a two-component BPA EP-bound concrete with mineral aggregate. The hardener adapted for the product is a fluid polyamine adduct, which holds an average reactivity for the interlacing of the resin. The mineral additive is composed of well-graded gravel with a grain size of max. 6 mm. A comparison of the CTA with common construction reinforced concrete C25/30 is shown in Table 1.

Table 1: Comparison of material properties with reinforced concrete

Material property	Unit	CTA	RC 25/30	Comparison CTA/RC
Density	g/cm³	2.3	2.4	0.95
Compression MOE	MPa	32,000	30,000	1.07
Bending strength	MPa	40	5.5	7.27
Compressive strength	MPa	150	30	5.00

The high compressive strength of CTA results from the bonding behavior of the polymer binder material and the mineral fillers, which leads to a high packing density. With regard to the stress strain behavior of the composite material, an ideal elastic behavior with a semi-ductile hardening rule was observed in material tests (which were also used to calibrate the subsequent numerical model). The failure behavior under consideration of tension or shear loading is more brittle compared to the failure under compression loading. Due to the high content of gravel in this composite, it is possible to assimilate a large amount of concrete, e.g. for much bigger drill holes compared to conventional drill

hole diameters when dealing with glued-in rods, without creating exothermic chemical reactions like higher-content resin and curing agent adhesives compositions.

3.2 Grouting technology

Over the last 15 years, rapid prototyping has been an integral part of the design process in the car and aerospace industry. Recently the architecture profession has started to use these techniques in its design process [8], [9] and some architecture schools have begun experimenting with these technologies, as they allow a cost-effective way from design to production of complex geometries.

Advanced design and manufacturing are used in the production of the grouted joints. The form of the joint following the distribution of forces and are modeled to gather all members with the given axis, length and angle. The manufacturing takes place in a digital fabrication process. Supported by a plug-in for the free-form modeler Rhinoceros® [10] the necessary machine operations are exported from the design to the interface of the joinery machines for production of the members.

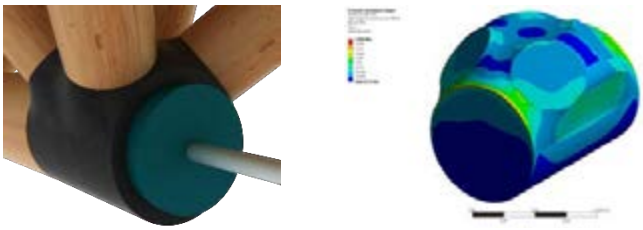


Figure 5: Digital design of the CTA-joint

A volumetric model (Fig. 5) serves as the basis for a prototype, which is subsequently milled on a 5-axial portal-milling machine in a PU-foam. This prototype is used as a “positive” in the manufacturing. The necessary joint shape can be cast in the finished multi-part silicone mould by grouting and reaches its final strength after 24 hours [11], [11]. The pre-manufactured parts can, according to size, be mounted in the factory or on-site through screwing, plugging and gluing, whereas manufacturing, gluing-in of steel rods into the timber and into the grouted joint take place under controlled conditions. The enclosed members are simply cut at the according length and milled with the fitting drill holes and recesses (Fig. 6).

Figure 6: Finished CTA-joint with fitted trusses

3.3 Experimental characterization of the timber-CTA compound

Laboratory tests were conducted for model verification and investigation of the embedding stiffness. The experimental investigations consisted of push-out and pull-out tests analyzing large drill holes (the grouting chamber) to activate the much larger lateral surface in comparison to conventional dimensions for drill holes in glued-in rods. The push-out tests allowed determining the shear-slip

relationship between timber and CTA for further numerical investigations. In further pull-out tests, a single 12 mm diameter steel rod was put into a drill hole and grouted with CTA (Fig. 7).

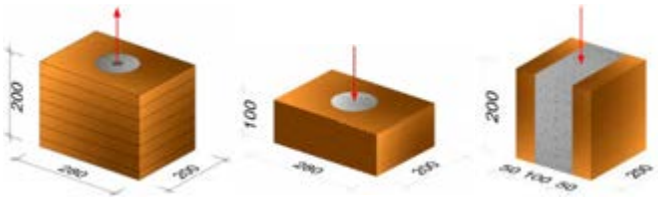


Figure 7: Push- and pull-out testing: tensile behavior (left); shear-slippage (middle), rolling shear behavior (right)

For all test series, the drill-hole depth was chosen to 150 mm with a glued-in length of 120 mm. All specimens consisted of glued laminated timber, European strength class GL24h. They were tested according to EN 338:2009 with a MC 12 ± 1% during manufacturing and testing, measuring the load-slip behavior between timber and CTA, GIR and CTA in loading direction and the strain between timber and CTA and GIR and CTA perpendicular to the loading direction (radial to the glued-in rod). One result example is shown in the following figures, where PO-0 denotes push-out parallel to grain and PO-90 denotes perpendicular to grain. A comparison of the test results with the calculated characteristic value is shown in Table 2 and Figures 8 and 9. A detailed description of the tests and the results are given in [12], [13], [14].

Table 2: Push-out tests: mean values in MPa

series	specimen	ultimate strength	characteristic strength [1)]
PO-0	6	6.83	3.50
PO-90	6	4.93	1.00

[1)] DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, DIN EN 14080:2013-09

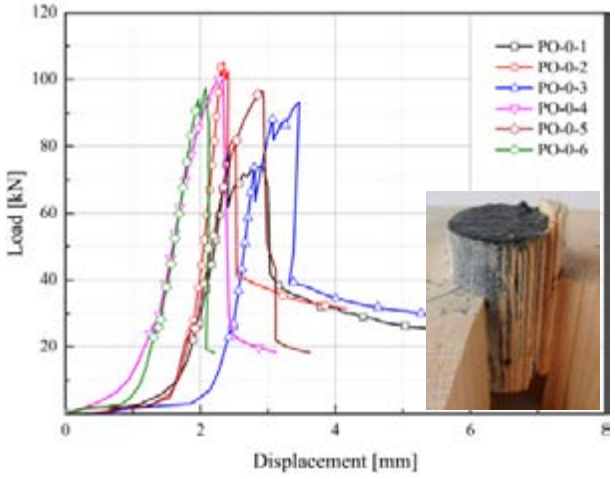


Figure 8: Push-out test parallel to grain (PO-0), load-slip curve

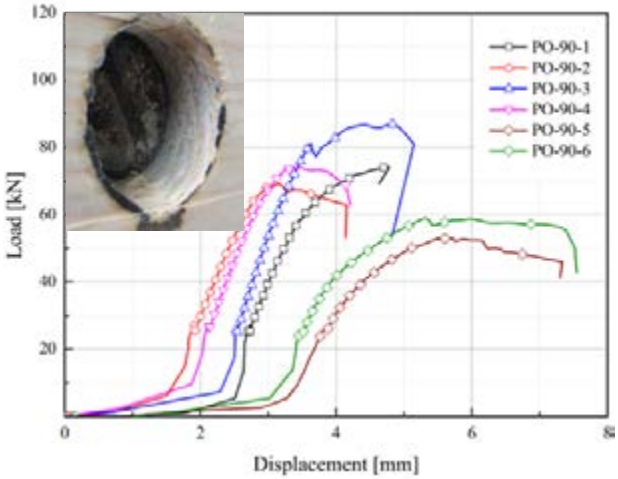


Figure 9: Push-out test perpendicular to grain (PO-90), load-slip curve

3.4 Experimental characterization of the connector-CTA compound

In tensile tests, glued-in rods with a female thread M16 embedded in CTA cylinder d = 120 mm have been tested to obtain the withdrawal resistance. The embedding length was chosen to 135 mm. All specimens failed around 100...110 kN by concrete cracking near the loaded edge (Fig. 10). After opening the specimen (Fig. 11) it could be observed that most of the glued-in rod was still in service

with full compound to the CTA. The experimental obtained ultimate load was more than double than the design value given by the producer. The high ultimate loads and the uncracked specimen demonstrate clearly that the CTA can bear much higher tensile loads than common reinforced concrete and the compound between glued-in rod and CTA can be defined as rigid. In all tests the compound was not a weak spot in the joint design.

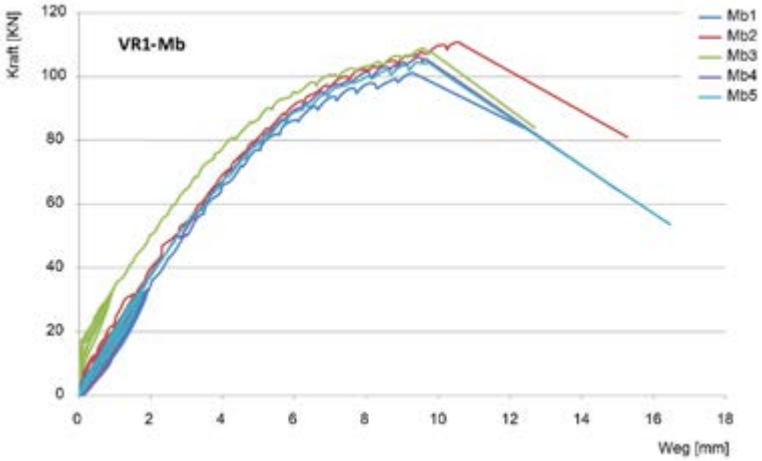


Figure 10: Load-slip relationship of the compound between glued-in rod and CTA

Figure 11: Opened specimen after testing

3.5 Numerical characterization of the bondline

To describe the debonding behavior within the bondline, a cohesive-zone model was applied, considering the delamination process in a fracture mechanics damage model [16], [17]. Based on the consideration of the specialties in near surface mounting on wood adhesives, a 3D numerical model was created and calibrated with lab tests addressing the structural and material nonlinearities of wood and CTA as well as damage and debonding behavior in the joint. The material properties of the threaded rod and structural steel have been assumed as isotropic and multi-linear-elastic. The numerical modeling of the used concrete-type adhesive is based on the fracture model for concrete of WILLAM & WARNKE [18] which describes brittle materials under multi-axial loading. In this model, yielding criteria are the uniaxial tensile and compression stiffness with shear transmission factors. If stresses exceed the yield criterion crushing occurs under compression (loss of stiffness) and smeared cracking occurs under tension (loss of stiffness perpendicular to the crack layer). A comparison of the experimental results and the numerical values of the bond-line behavior are shown in Figure 12 and Figure 13.

Referring to the results of the experimental investigations, the structural behavior of the compound between timber, GIR and CTA can be described as rigid and shear-resistant until the crack propagation in the bondline starts. The numerical model showed a good agreement with the lab results and correctly reflected structural nonlinearities with debonding [12], [13], [14].

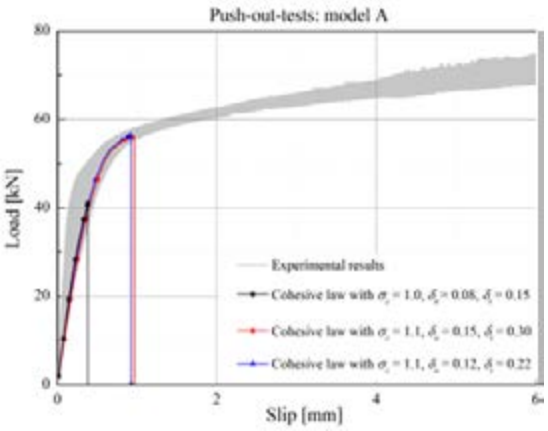


Figure 12: Comparison of test results with delamination-law softening effects

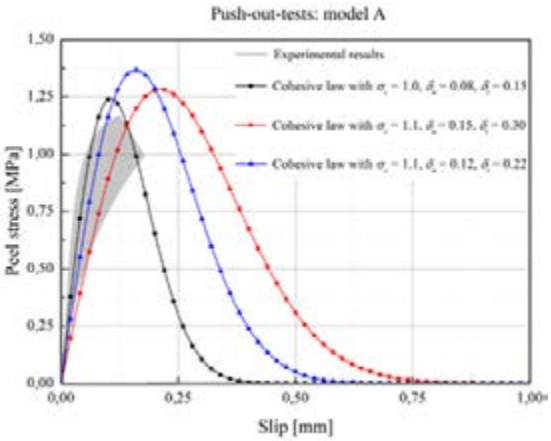


Figure 13: Comparison of peel stresses

The design and modeling of the CTA joint has been done using Rhino® 3D. Thereafter, the geometry data have been transferred into ANSYS® Rev. 17 finite element package for structural optimization. An appropriate mesh geometry have been applied first (Fig. 14 left) and openings as well as connecting surfaces adjusted to the geometry model. The mechanical model was chosen as quasihomogeneous and multi-linear isotropic with a damage behavior for brittle materials in dependence on the triaxial failure behavior of concrete. Due to asymmetric loading of the joint surfaces in girder direction of the bridge local stress concentration in the inner joint occur especially in the connecting areas of the truss diagonal members. Here, the maximum stresses have been calculated to 14 MPa, which is around 35% of the maximum material capacity (Fig. 14 right).

Figure 14: FE-model of the joint (left); max. equiv. stresses under service load of ~14 MPa (right)

The outer surface of the joints is nearly free of stresses. The stress distribution inside the joint is quite smooth in all elements; the adaptive mesh allows good results nondependent from the mesh geometry (Fig. 15).

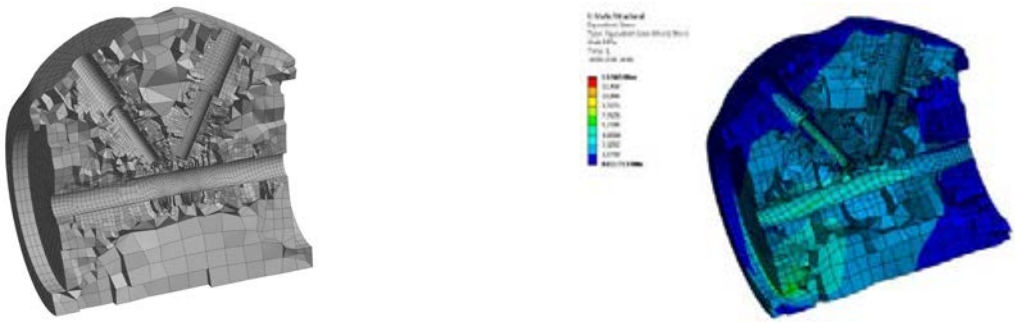


Figure 15: FE-model within the joint (left); max. equiv. stresses under service load (right)

4. CONCLUSIONS

Apart from the traditional jointing categories for timber structures (wood-to-wood, mechanical fasteners, adhesive bonding), novel solutions for hybrid joints have been the focus of recent research. Research on grouted joints demonstrated that conventional wood adhesives used with glued-in rods can be substituted by a composite material. One solution of grouted joints in inlay technology has been developed at Trier and Mainz University of Applied Sciences. The technique overcomes some shortcomings of traditional adhesion when used on-site. It is suitable for large-scale truss structures, such as grid-shells, trusses and timber bridges.

Especially for geometrical demanding joints and connections the application of grouted joints is the key technology for economical and efficient structures. With this technology, timber structures can be better introduced to architecture with complex geometrical shapes in digital design, as well as for sophisticated large scale timber buildings with complex loading conditions (interaction of shear, normal and bending loads, parallel and perpendicular to the grain).

A numerical model based on experimentally determined parameters displayed the structural response realistically when compared to experimentally obtained data. The presented new-type joint solutions made from a virtually isotropic, cost-effective material in combination with threaded or glued-in steel rods allow completely new, high-performance connection technologies in timber engineering. This can lead to new eco-efficient timber structures introducing natural dried round wood for larger structures and buildings by minor material consumption.

OUTLOOK

Further research will deal with the influence of outdoor exposure and changing MC to the compound as well as the long-term behavior of the composite joint. First test results of test specimen under all service classes with an appropriate climate exposure of 720 days show promising results with the expected reduced load-carrying capacity (Fig. 16). In all test series, the compound between the CTA and timber was not affected but a slightly different fracture behavior could be observed (Fig. 17). Those tests are currently going on and contribute to recommendations for outdoor use of grouted joints under different climate conditions.

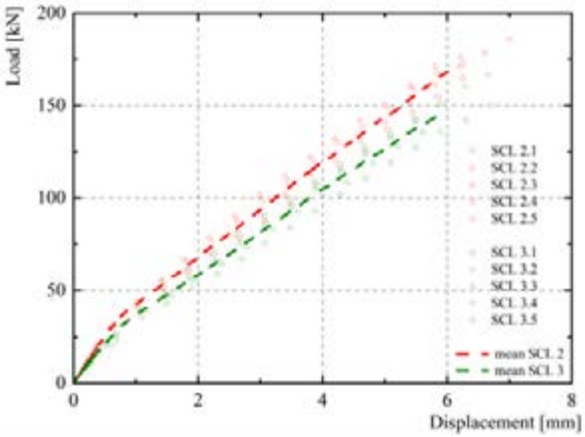


Figure 16: Comparison of the load-carrying capacity; pull-out tests in service class 2 and 3 after 720 days

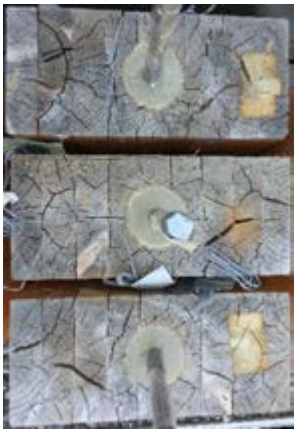


Figure 17: Service class 3 test specimen 365 days outdoor exposure (left), 720 days exposure after test (right)

REFERENCES

[1] Green, M. & Karsh, J.E.: Tall Wood-The Case for Tall Wood Buildings. Wood Enterprise Coalition. Vancouver, CA, 2012.
[2] McQuaid, M.: Shigeru Ban. Phaidon Press, 2006, ISBN 0714846295.
[3] Estévez Cimadevila, J., Otero Chans, D., Martín, E. & Vázquez, J.A.: The use of adhesive bulbs in the inner end of drills in order to improve the axial strength of steel threaded bars glued in timber. In: *Proceedings of the 11th World Conference in Timber Engineering (WCTE2010),* Lago di Como, Italy, 2010.
[4] Broughton, J.G. & Hutchinson, A.R.: Adhesive systems for structural connections in timber. In: *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 21:177–186. 2001.
[5] Teischinger, A. & Patzelt, M.: XXL-Wood. 27/2006 In: *Fabrik der Zukunft*. BMVIT-AT (Hrsg.).Wien, 2006.
[6] Stepinac, M., Hunger, F., Tomasi, R., Serrano, E., Rajcic, V. & van de Kuilen, J.W.: Comparison of design rules for glued-in rods and design rule proposal for implementation in European standards. In: *Proceedings of CIB-W18 meeting 46*, Vancouver, Canada, 2013.
[7] Harvey, K., Ansell, M.P., Bainbridge, R., Mettem, C.J. & Alexandre, N.: Bonded-in pultrusions for moment resisting timber connections. In: *Proceedings of CIB-W18 Meeting 33*, Delft, The Netherlands, 2000.
[8] Corke, G.: RP for Architecture, Prototype, edited by Greg Corke, 22-23, London, EDA Publications, 2006.
[9] Dickens, P. & Hopkinson, N.: Emerging Rapid Manufacturing Processes, Rapid Manufacturing: An Industrial Revolution for the Digital Age, Hopkinson N, Hague RJM, Dickens (eds). West Sussex, United Kingdom. John Wiley and Sons, 2006.
[10] McNeel, R. and Associates: Rhinoceros NURBS Modeling for Windows. Seattle, USA, 2014.
[11] Schober, K.U., Becker, W., Drass M, Weber, J.: High-performance timber composite joints for spatial round wood truss structures. In: *Proceedings of the 13th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2014),* Quebec, QC, Canada, 2014.
[12] Becker, W., Weber, J. & Schober, K.U.: High-performance composite joints for spatial round wood truss structures. In: *Enhance mechanical properties of timber, engineered wood products and timber structures*, Schober, K.U. (ed.), Bath, United Kingdom, 171-175. 2012.
[13] Schober, K.U., Becker, W. & Drass, M.: Advanced interface interaction in timber engineering joints with dowel-type fasteners embedded in high-performance ceramic fillers, In: *Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2012)*, Auckland, New Zealand, 2012.
[14] Schober, K.U., Drass, M. & Becker, W.: Adhesive strength of timber joints with unconventional glued-in rods. In: *Proceedings of Wood Adhesives 2013*, Toronto, ON, Canada, 2013.
[15] Drass, M., Schober, K.U. & Kuechler, M.: Glued-in rods in timber joints: characterization of failure modes dependent on the test set-up, In: *Experimental Research with Timber*, Schober, K.U. (ed.), Bath, United Kingdom, 17-21. 2014.
[16] Schober, K.U. & Rautenstrauch, K.: On the application of cohesive zone modeling in timber composite structures, In: *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering (WCTE2008)*, Miyazaki, Japan, 2008.
[17] Schober, K.U., Jahreis, M. & Rautenstrauch, K.: Fracture and delamination prediction for unidirectional fiber-reinforced timber structures using failure-mode concept based strength criteria. In: *Proceedings Composites 2010*, American Composites Manufacturers Association, Las Vegas, NV, USA, 2010.
[18] William, K.J., and Warnke, E.P.: Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, *Proceedings International Association for Bridge and Structural Engineering ISMES (1975)*, 174, Bergamo, Italy.

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA DEFORMAÇÃO POR CISALHAMENTO EM VIGAS I DE MADEIRA

EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE INFLUENCE OF SHEAR DEFLECTION IN WOOD I BEAMS

Jorge Luís Nunes de Góes [(1)], Tatiana Carlin [(2)], Paulo Roberto Pizzini [(2)], Matheus de Godoy Tavares [(2)]

(1) Prof. Dr., Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
(2) Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
Endereço de contato: jgoes@utfpr.edu.br

Código de identificação: T6-26

Resumo

Inseridos no contexto de escassez dos recursos minerais não renováveis surgem os Produtos Engenheirados de Madeira (PEM), caracterizados por suas propriedades estruturais melhoradas e controle rigoroso de qualidade. Dessa maneira, a Associação da Madeira Engenheirada classifica esses produtos em categorias e, inseridas em uma delas, estão as vigas “I-Joists”. Tais vigas em perfil “I” são constituídas por mesas de madeira serrada e alma composta por OSB. Considerando a importância do conhecimento do comportamento estrutural de vigas “I-Joists” e visando futura normatização brasileira, faz-se necessário o estudo teórico e experimental sobre o comportamento destes produtos. O presente trabalho expõe uma comparação de modelos analíticos para previsão de flechas com o de resultados experimentais realizados em vigas de perfil “I” em escala real. Além disso, o programa experimental da pesquisa foi conduzido de forma a caracterizar todos os materiais empregados em atendimento a normas brasileiras e estrangeiras, quando na falta de normatização nacional. Sendo assim, tendo em vista a parcela de esforço cortante nas metodologias de cálculo, tanto o modelo via Princípio dos Trabalhos Virtuais como o proposto pela APA (Rancourt) se mostraram satisfatórios. Porém, o primeiro modelo analítico apresentou resultados mais próximos daqueles obtidos experimentalmente.

Palavras chave: I-Joist; modelo analítico; comportamento estrutural

Abstract

Inserted in the context of the scarcity of non-renewable mineral resources, the Engineered Wood Products (EWPs) are characterized by their improved structural properties and strict quality control. Thus, the Association of Engineered Wood classifies these products into categories and, inserted in one of them, are the "I-Joists" beams. Such beams in shape of an "I" are constituted by lumber flanges and structural panel webs, OSB. Considering the importance of the knowledge about the structural behavior of "I-Joists" beams and aiming at future Brazilian standardization, a theoretical and experimental study on the behavior of these products is mandatory. The present paper propound a comparison of analytical models for forecast deflections with the experimental results realized in real scale “I” shaped beams. In addition, the experimental research program was conducted in order to characterize all the materials used in compliance with Brazilian and foreign standards, in the absence of national standards. Therefore, considering the shear effort in the analytic calculations, both models - Principle of Virtual Works and the one proposed by APA (Rancourt) - were satisfactory. However, the first analytical model presented results closer to those obtained experimentally.

Keywords*: I-Joist, analytical model; structural behavior*

1. INTRODUÇÃO

Com a possibilidade de escassez dos recursos minerais não renováveis, pode-se dizer que a madeira será, por excelência, o material de construção do futuro. Suas excelentes propriedades físicas e mecânicas, além do fato de ser um material continuamente renovável, colocam-na numa posição de destaque frente a outros materiais. O profundo conhecimento de suas propriedades torna-se, dessa forma, fundamental para que sejam garantidos, principalmente, os requisitos de segurança e durabilidade [1].

Nesse contexto, surgem os Produtos Engenheirados de Madeira (PEM) ou *Engineered Wood Products* (EWPs), caracterizados como produtos com propriedades estruturais melhoradas para ter seu uso mais eficiente, visando à economia de material, o desenvolvimento sustentável e o desempenho estrutural. As peças serradas de madeira podem apresentar naturalmente defeitos, como nós, fendas, fibra torcida e inclinação excessiva das fibras. Assim, essas dificuldades naturais que impedem uma utilização mais abrangente e eficiente da madeira fizeram com que fossem desenvolvidos novos materiais que apresentam como características a redução de defeitos e consequentemente redução da variabilidade das propriedades [2].

As vigas de madeira com seção transversal “I” são a segunda geração dos produtos engenheirados de madeira (PEM) os quais são envolvidos pela união de uma alma e duas mesas, por meio de ligações pregadas ou coladas, conforme ilustra a Figura 1 [3]. As mesas, em geral, são formadas por peças de madeira serrada, enquanto as almas são constituídas tanto por *Oriented Strand Board* (OSB), quanto por madeira compensada [4].

Figura 1: Viga “I-Joist”

As chapas de OSB são formadas por partículas de madeira dispostas em camadas, em que as camadas internas são perpendiculares às externas, de modo que suas propriedades mecânicas se assemelham às da madeira sólida [5]. Numa comparação entre o OSB e o compensado, deve-se destacar a homogeneidade das chapas de OSB, pois não se encontra um ponto fraco devido a um nó ou outro defeito proveniente da madeira sólida [6]. Além disso, o compensado necessita de árvores com diâmetros maiores e madeira de melhor qualidade para sua produção, já o OSB, pode ser confeccionado a partir de árvores de pequeno diâmetro e toras de qualidade inferior [7]. Por fim, ainda segundo [6], a resistência ao cisalhamento é outra característica em que o OSB supera o compensado, sendo esse o fator mais decisivo na escolha desse material para a confecção das almas de vigas “I”.

Reportando-se as ligações entre as mesas e a alma, [8] divide-as em dois grandes grupos: uniões mecânicas e uniões adesivas. As uniões adesivas são consideradas como uniões rígidas, ou seja, não proporcionam deslizamentos significativos entre as partes unidas. Já as uniões mecânicas são

naturalmente deformáveis e suas deformações devem ser computadas no cálculo estrutural. Além disso, outro fator relevante é a geometria para a ligação alma/mesa. De acordo com [9], as ligações entre alma e mesa são estudadas com muita frequência em busca de resultados satisfatórios, já que são um dos grandes obstáculos para a fabricação dessas vigas. Dessa forma, o autor analisou quatro tipos distintos de geometrias: em "V", com dois sulcos levemente inclinados, com dois sulcos e retangular, conforme a Figura 2.

Figura 2: Tipos de geometrias alma/mesa [10].

Ainda sobre o estudo de Ribeiro (2012), verifica-se que as geometrias retangular e em forma de "V" apresentaram resistências superiores às geometrias com sulcos paralelos e inclinados, mostrando assim resultados satisfatórios. Ademais a geometria em "V" apresentou maior praticidade de montagem devido ao formato de encaixe, facilitando a confecção e diminuindo o custo de manufatura em linha de produção.

Em síntese, no Brasil, vale ressaltar que não existem normativas sobre esses produtos industrializados derivados da madeira, mais especificamente as vigas "I-Joists" e seu dimensionamento de maneira plena e efetiva. Dessa forma, considerando a importância do conhecimento do comportamento estrutural dessas vigas e visando futura normatização brasileira, faz-se necessário o estudo teórico e experimental sobre o comportamento destes produtos, em especial, em relação a influência da deformação por cisalhamento. Assim, o presente trabalho possui como objetivo a comparação de modelos analíticos para previsão de flechas com o de resultados experimentais realizados em vigas de perfil "I" em escala real.

1.1 Normatização

Como já citado, [11] não apresenta metodologia de cálculo detalhada, para as vigas de seção "I" coladas ou pregadas, apenas indica uma recomendação de dimensionamento. Tal recomendação, baseia-se no fato de que as mesas dessas vigas devem suportar as tensões normais devido a flexão e a alma as tensões de cisalhamento.

O processo de normatização das vigas em "I" de madeira, começou nos EUA em 1981 por um grupo de produtores interessados em estabelecer critérios de desempenho para essas estruturas. Ao fim, determinou-se as capacidades de cargas, resultando em uma classificação mais uniforme do produto. Em 1985, o processo de normatização transferiu-se para a *American Society for Testing and Materials* (ASTM) Comitê D-7 de madeira. Em 1997, elaborou-se a primeira norma para vigas em "I" pré-fabricadas de madeira, a ASTM D5055 [12] (*Standard Specification for Establishing and Monitoring Structural Capacities of Prefabricated Wood I-Joists*), uma especificação padrão para estabelecer e monitorar capacidades estruturais das vigas em "I" pré-fabricadas de madeira [13].

[12] Disponibiliza especificações padrão a fim de estabelecer, monitorar e reavaliar o comportamento estrutural de vigas de madeira com perfil "I" pré-fabricadas. Descreve também os procedimentos, empíricos e analíticos, para a classificação inicial das vigas. Além disso, expõe uma codificação para as principais formas de rupturas que possam vir a ocorrer nas "I-Joists", mas não descarta a possibilidade de ocorrer outros modos de ruptura ainda não descritas na norma. Essa codificação tem por finalidade fazer o controle de qualidade dessas peças e criar um padrão das principais rupturas.

Tendo em vista a necessidade de se estabelecer um padrão para o desempenho de "I-Joists", a Associação de Madeira Engenheirada (APA) desenvolveu um programa de padronização denominado "*Performance Rated I-Joists*" (PRI), isto é, vigas em "I" com performance controlada. Dentro dessa classificação, as vigas têm um limite de flecha para determinado vão e precisam seguir padrões de produção rigorosos, atendendo às normas da ASTM [4]. As alturas totais disponíveis para esse programa são 241 mm, 302 mm, 356 mm e 406 mm, sendo que vigas de mesma altura são fabricadas com diferentes larguras de mesa. A largura da mesa deve ser levada em consideração ao projetar os tipos de apoio utilizados nas ligações de extremidade [14].

Por fim, em relação aos enrijecedores de alma, [15] estabelece dois tipos, aqueles localizados na região dos apoios intermediários ou nas extremidades e os localizados no vão, utilizados na existência de carga concentrada aplicada na mesa superior da viga. Sugere-se que a altura dos enrijecedores de alma seja igual a distância entre as mesas da viga menos 3,18mm até 6,35mm. Nos enrijecedores localizados no vão, a abertura é localizada entre a base dos enrijecedores e a base da mesa inferior. Em contrapartida, nos enrijecedores de alma do apoio, essa abertura é compreendida entre o topo do enrijecedores e a base da mesa superior, conforme ilustra a Figura 3.

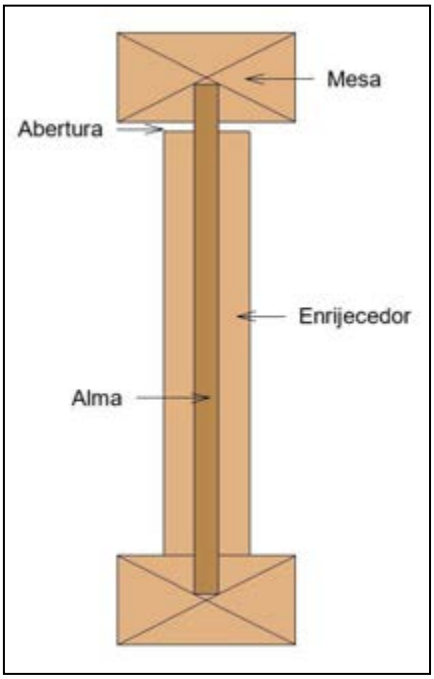


Figura 3: Enrijecedor de alma na seção de apoio.

1.2 Comportamento de vigas "I" submetidas à flexão

A geometria das vigas "I" permite o melhor posicionamento dos materiais em relação às suas características. Dessa maneira, as mesas são produzidas para suportar a maior parte do momento fletor, oferecendo elevada rigidez à flexão, enquanto a alma, o esforço referente ao cisalhamento. Além disso, as vigas "I-Joists" são produzidas utilizando adesivos rígidos na ligação alma/mesa,

eliminando o deslizamento pelo cisalhamento e simplificando o cálculo [16]. As figuras 4 e 5 ilustram as tensões que atuam na viga devido ao momento fletor e ao esforço cisalhante, respectivamente.

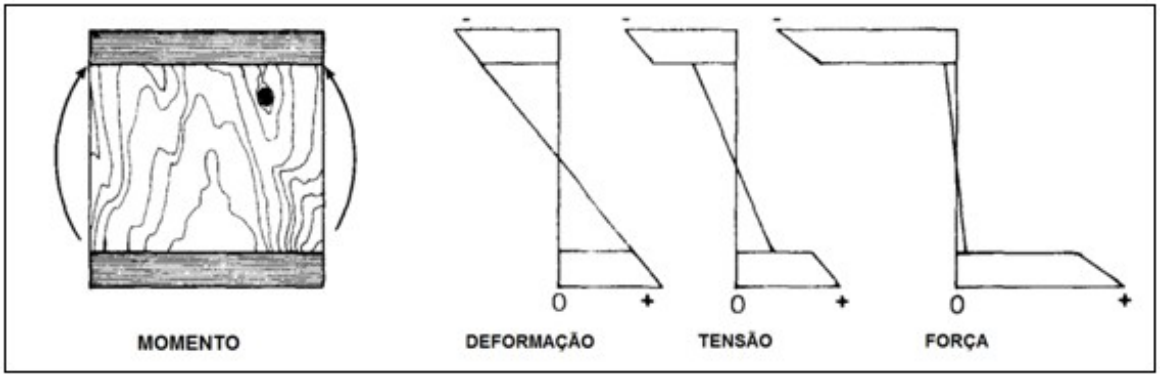


Figura 4: Distribuição da deformação, tensão e força de vigas “I” submetidas a momento fletor positivo [16].

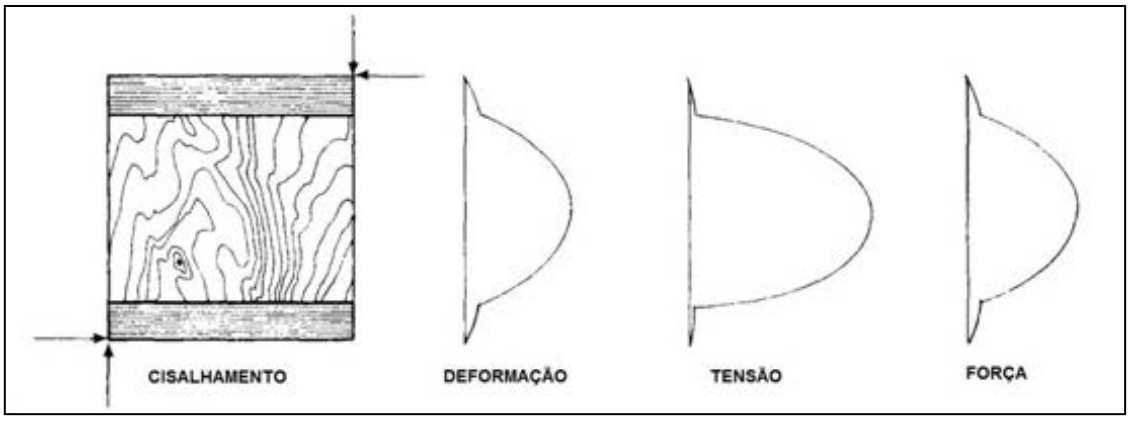


Figura 5: Distribuição da deformação, tensão e força de vigas “I” submetidas ao cisalhamento [16].

Nesse contexto, ao analisar-se uma viga com carregamento P/2 localizados nos terços de seu comprimento, em conformidade com as hipóteses de Euler-Bernoulli, obtêm-se seu deslocamento, representado pela equação 1.

$$\delta = \frac{23 \cdot P \cdot L^3}{1296 \cdot E \cdot I} \quad (1)$$

De acordo com estudos realizados por Garbin [17], quanto ao critério de rigidez à flexão, as vigas apresentaram uma diferença considerável variando de 19% a 31%. Tal fato pode ter origem pela deformação por cisalhamento que não foi considerada no método de cálculo. [17] expõe, de acordo com [18], que as vigas “I”, devido ao material otimizado da alma, são suscetíveis aos efeitos de deformação por cisalhamento podendo ser responsável por 15% até 30% do total da flecha da viga. Portanto, ao se estudar o desempenho das “I-Joists” é necessário considerar a deformação por cisalhamento.

[14] Incorpora à equação 1 um fator que leva em consideração o cisalhamento, sendo este estudado por [19]. Além disso, tal coeficiente de deformação por cisalhamento (K) varia de acordo com o carregamento no qual o elemento estrutural se encontra submetido e com a altura da seção transversal, propostas pelos diferentes números de PRIs, conforme tabela 1. Assim, para o carregamento ilustrado na Figura 6 o cálculo da flecha considerando a parcela proveniente do cisalhamento pode ser obtido por meio da equação 2.

Tabela 1: Valores de K para as séries de viga [15]

Altura (mm)	Série da Viga	K (kN)
241	PRI – 20, PRI – 30, PRI – 40, PRI – 50, PRI – 60	21974
302	PRI – 20, PRI – 30, PRI – 40, PRI – 50, PRI – 60, PRI – 70, PRI – 80, PRI – 90	27490
356	PRI – 40, PRI – 50, PRI – 60, PRI – 70, PRI – 80, PRI – 90	32383
406	PRI – 40, PRI – 50, PRI – 60, PRI – 70, PRI – 80, PRI – 90	37009

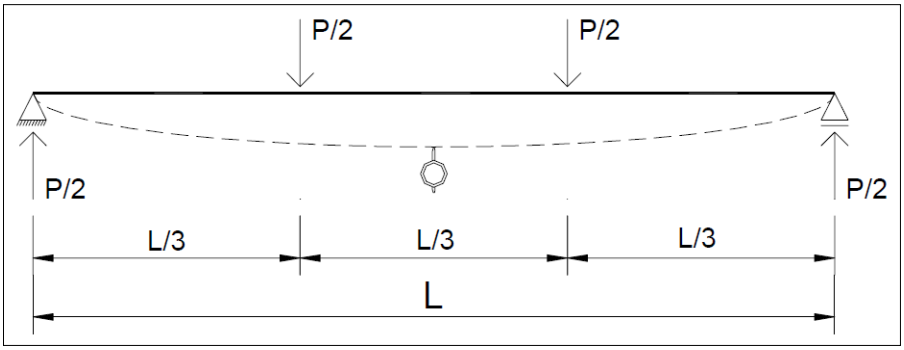


Figura 6: Esquema de ensaio para flexão a quatro pontos [20].

$$\delta = \frac{23PL^3}{1296EI} + \frac{6PL}{8K} \tag{2}$$

Considerando o Princípio dos Trabalhos Virtuais, estimam-se os deslocamentos de elementos estruturais, vide equação 3. Tal equação representa o teorema das forças virtuais, onde, N_u, M_u, V_u, T_u representam os esforços nas seções da estrutura com a carga unitária. Já N, M, V e T representam os esforços nas seções da estrutura com carregamento original. Ademais, a integral é realizada ao longo do comprimento de todas as barras da estrutura. Dividindo ambos os membros da equação 3 pela unidade de força, o que equivale a considerar um modelo com uma "força virtual unitária adimensional", obtém-se o deslocamento desejado [21].

$$\delta = \sum_b \int_x \left(\frac{N_u N}{EA} + \frac{M_u M}{EI} + f_s \frac{V_u V}{GA} + \frac{T_u T}{GJ} \right) dx \tag{3}$$

Em vigas "I" submetidas ao ensaio de flexão em quatro pontos, segundo [22], não há a presença de força normal e torção. Dessa forma, a equação 3 pode ser simplificada na equação 4, sendo que a parcela total de deslocamento da viga pode ser dividida em uma parcela devido ao momento fletor e outra proveniente da força cortante, como representado na equação 5.

$$\delta_{total} = \int_x \frac{M_u M}{EI} dx + \int_x f_s \frac{V_u V}{GA} dx \tag{4}$$

$$\delta_{total} = \delta_{normal} + \delta_{cisalhamento} \tag{5}$$

Todavia, o fator de forma f_s varia conforme a geometria da seção transversal do elemento. Assim, para a seção transversal retangular seu valor é 1,2; para seção circular é aproximadamente 1,11 e para

seção tubo circular ele assume o valor de 2 [23]. Já para as vigas “I-Joists”, [24] propõe a equação 6 para o cálculo do fator de forma, sendo as distâncias indicadas na Figura 7.

$$f_s = \left[1 + \frac{3\cdot(D_2^2 - D_1^2)\cdot D_1}{2\cdot D_2^3} \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)\right] \cdot \frac{4\cdot D_2^2}{10\cdot r^2} \quad (6)$$

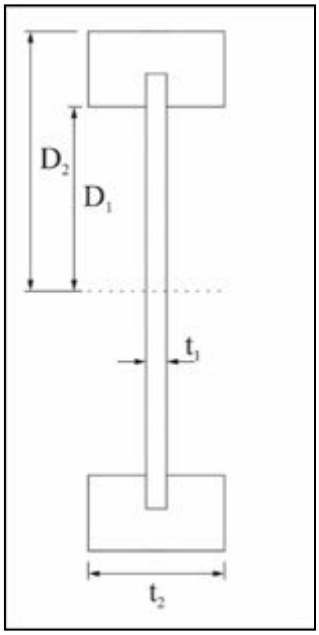


Figura 7: Seção transversal da Viga “I” em estudo.

2. METODOLOGIA

O programa experimental da pesquisa foi conduzido de forma a caracterizar todos os materiais empregados em atendimento a normas brasileiras e estrangeiras, quando na falta de normatização nacional. Dessa maneira, foram fabricadas seis vigas “I”, com chapas de OSB compondo a alma e peças de madeira serrada de *Eucaliptus grandis* constituindo as mesas superior e inferior, em conformidade com a Figura 8. O perfil escolhido foi o PRI-60, com altura de 241 mm e comprimento de 2400 mm.

Figura 8: Vigas “I-Joists” confeccionadas.

As vigas foram ensaiadas à flexão com configuração conhecida como flexão em quatro pontos, vide Figura 9 e em conformidade com a norma [22]. Tal norma indica que o tempo de ensaio deve ser aproximadamente de dez minutos, sendo que a carga máxima não deve ser alcançada em menos de seis minutos e nem mais do que vinte minutos. Os deslocamentos foram medidos com o auxílio de transdutores de deslocamento modelo Mitutoyo DT-100 localizado no centro e relógios comparadores modelo 543-682B localizados nas extremidades. O equipamento de aquisição de dados utilizado foi o LYNX 2161. Ademais, os softwares utilizados foram: Aq Dados e Aq Analysis.

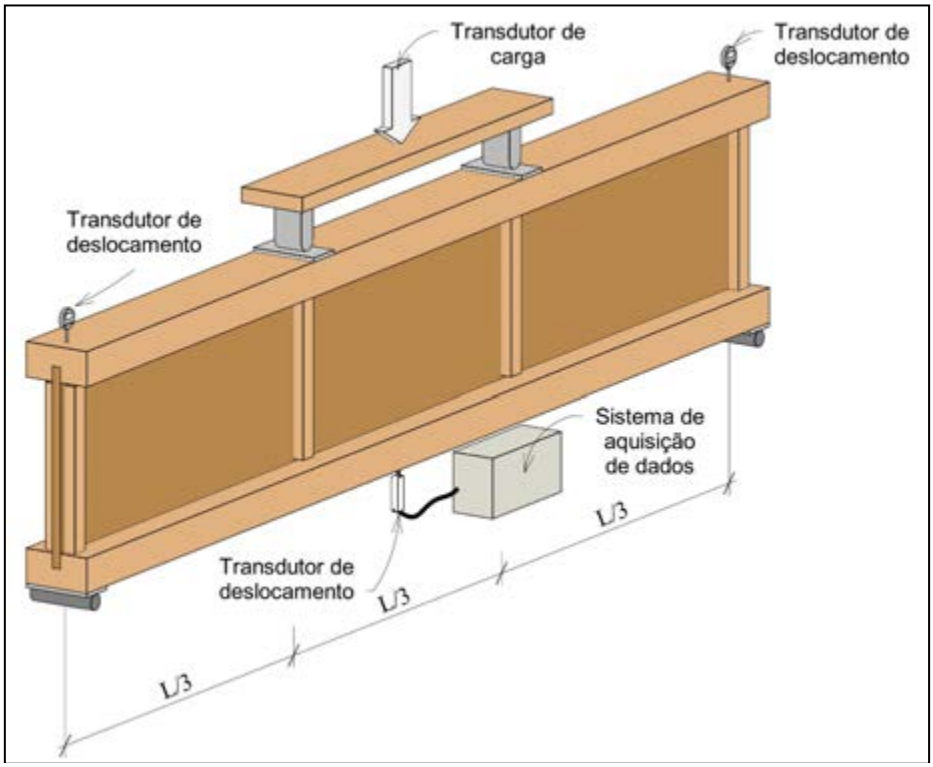


Figura 9: Configuração de ensaio da viga “I-Joist”.

Foram conduzidos ensaios preliminares de caracterização, como determinação do teor de umidade, densidade, e flexão das peças das mesas, de acordo com as normas [22] e [11]. Além do mais, [25] realizou ensaios para obtenção das constantes elásticas para caracterização da madeira a ser empregada, sendo os módulos de elasticidade longitudinal, radial e tangencial, os módulos de elasticidade transversal (G_{RT}, G_{LT} e G_{LR}) e os coeficientes de Poisson (ν_{RL}, ν_{TL} e ν_{TR}), representados na tabela 2.

Tabela 2: Valores médios para as constantes elásticas da madeira (E_i e G_{ij} em MPa) [25]

E_L	E_R	E_T	G_{RT}	G_{LT}	G_{LR}
22014,85	1494,08	781,13	109,92	599,44	878,04
ν_{RL}	ν_{TL}	ν_{LR}	ν_{TR}	ν_{LT}	ν_{RT}
0,03	0,02	0,46	0,32	0,55	0,61

Os mesmos autores também apresentam a caracterização do OSB, como os módulos de elasticidade a flexão longitudinal (E_1), transversal (E_2), vertical e de cisalhamento (G_{12}), bem como o Poisson longitudinal-transversal (v_{12}) e transversal-longitudinal (v_{21}), apresentados na tabela 3. Assim, os valores obtidos por meio desses ensaios foram utilizados nos modelos analíticos propostos. Após ensaios prévios, foram feitos os entalhes nas mesas e nas almas de cada uma das vigas, a fim de montá-las posteriormente.

Tabela 3: Valores médios para as constantes elásticas das chapas de OSB (MPa) [25]

Módulo de Elasticidade				**v_{12}**	**v_{21}**
Flexão Longitudinal (E_1)	**Flexão Transversal (E_2)**	**Flexão Vertical**	**Cisalhamento (G_{12})**		
4246,74	2391,39	3246,26	1131,05	0,54	0,31

Na montagem, utilizou-se o adesivo fenol-resorcinol-formaldeído (PRF), em conjunto com o preparado endurecedor FM-60-M (em pó) na proporção por peso de 20%. Assim, uniram-se as peças com pressão de colagem constante, controlada por torquímetro, de 5 N.m, por oito horas. Ademais, de modo a evitar uma possível instabilidade local da alma durante o ensaio, foram instalados enrijecedores nos pontos de aplicação da carga e nos apoios, de acordo com especificação da APA PRI [15].

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A tabela 4 apresenta os resultados dos ensaios de determinação do teor de umidade e densidade básica, com os respectivos valores médios, número de corpos de prova e coeficiente de variação. Esses ensaios de caracterização foram realizados nas mesmas condições de umidade dos ensaios das vigas.

Tabela 4: Resultados dos ensaios preliminares de caracterização dos materiais

Ensaio	***Eucalyptus grandis***
Teor de Umidade	18,08% (7CP) CV = 11,91%
Densidade básica	549,15Kg/m³ (7CP) CV = 8,37%

A tabela 5 apresenta os valores da rigidez efetiva experimental das mesas das vigas, obtidas através do ensaio de flexão. Tal ensaio foi efetuado até o limite elástico, sendo que a flecha não superou 1/200 do vão das peças.

Tabela 5: Valores de rigidez efetiva experimental

Viga	Mesa	$EI_{(ef)exp}$ (N.mm²)
1	superior	3,67E+09
	inferior	3,76E+09
2	superior	3,26E+09
	inferior	3,19E+09
3	superior	3,14E+09
	inferior	3,27E+09
4	superior	3,11E+09
	inferior	3,20E+09
5	superior	3,17E+09
	inferior	3,02E+09
6	superior	2,94E+09
	inferior	2,82E+09

Comparando os resultados experimentais com cada um dos métodos de cálculo já apresentados, os valores obtidos para o deslocamento e a diferença entre os modelos, podem ser analisados segundo as tabelas 6 e 7. Primeiramente, comparando o resultado obtido experimentalmente com o modelo sugerido por Rancout [20] e, em seguida, o resultado experimental com o modelo do PTV [25].

Tabela 6: Deslocamento modelo analítico de Rancourt e experimental

Viga	Rancourt (mm)	Resultado experimental (mm)	Diferença (%)
1	3,19	3,28	2,69
2	3,47	3,60	3,69
3	3,50	3,66	4,36
4	3,58	3,65	1,84
5	3,62	3,90	7,06
6	4,58	5,04	9,18

Tabela 7: Deslocamento modelo analítico de Young e Budynas e experimental

Viga	PTV (mm)	Resultado experimental (mm)	Diferença (%)
1	3,27	3,28	0,19
2	3,56	3,60	1,36
3	3,59	3,66	2,07
4	3,66	3,65	-0,44
5	3,71	3,90	4,96
6	4,66	5,04	7,52

Observa-se, mediante as tabelas 6 e 7 que os menores deslocamentos ocorreram nas vigas com maior rigidez. A maior diferença entre os valores de flecha sucedeu na viga número 6 com 9,18%.

Nas vigas de 1 a 4 são observadas diferenças de no máximo 4,36%. Além disso, é possível perceber que o resultado experimental foi compatível com os modelos analíticos propostos.

4. CONCLUSÕES

As vigas “I-Joists” possuem comportamento estrutural fortemente influenciado por deformações por cisalhamento na alma. Dessa maneira, através de estudo via metodologia analítica e experimental, observa-se a necessidade de considerar a parcela proveniente do esforço cortante nos modelos de cálculo para vigas com perfil em “I”.

Ademais, verificou-se que o modelo analítico via Princípio dos Trabalhos Virtuais proporcionou resultados de deslocamento mais próximos daqueles obtidos experimentalmente, evidenciando maior precisão do modelo de cálculo, em comparação com o de Rancourt. Contudo, o modelo de Rancourt proposto pela APA, apesar de ser caracterizado por metodologia de cálculo simplificada, concede resultados satisfatórios.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem pelo apoio financeiro do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) através do Programa de Educação Tutorial (PET) desenvolvido pelo Ministério da Educação (MEC) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Câmpus Campo Mourão pela disponibilização de equipamentos e infraestrutura necessários para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] CARRASCO, E. V. M., AZEVEDO JUNIOR, A. P. Avaliação não destrutiva de propriedades mecânicas de madeiras através de ultra-som - fundamentos físicos e resultados experimentais. Cerne, Lavras, v.9, n.2, 2003.

[2] SILVA, C. C. e Análise teórica e experimental de vigas de madeira de seção transversal “I” para uso em fôrmas. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

[3] GREEN, D. W. e HERNANDEZ, R. Standards for Structural Wood Products and Their Use in the United States. Wood design focus v.9, n.3, p.10, 1998.

[4] PEDROSA, A. L. Desempenho estrutural de vigas “I” constituídas por PLP e compensado de Pinus Taeda L. e Eucalyptus Dunnii Maiden e OSB de Pinus spp. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2003.

[5] MENDES, L. M; IWAKIRI, S; MATOS, J. L. M; JUNIOR, L. M; SALDANHA, L. K. Pinus spp. na produção de painéis de partículas orientadas (OSB). Ciência Florestal. v. 12, n. 2, p. 135-145. Santa Maria, setembro 2002. ISSN 0103-9954.

[6] FISETTE, PAUL. Chosing Between Oriented Strandboard and Plywood, 2005.

[7] AKRAMI, A; BARBU, M. C; FRUEHWALD, A. Characterization of properties of oriented strand boards from beech and poplar. European Journal of Wood and Wood Products. v. 72, n. 3, p. 393-398. Berlin, may 2014. ISSN 0018-3768.

[8] GÓES, J. L. N. Análise de Vigas de Madeira Pregadas com Seção Composta I. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

[9] RIBEIRO, Wilson. F. Análise de diferentes resinas e geometrias de ligações para vigas de madeira compostas em perfil I. 2012. 51 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2012.

[10] SEDOSKI, M. C.; RIBEIRO, W. F.; GÓES, J. L. N. Avaliação teórica e experimental em vigas de madeira compostas em perfil I. In: Encontro Tecnológico de Engenharia Civil e Arquitetura, 8, 2011, Maringá. Anais. Maringá: Universidade Estadual de Maringá, 2011.

[11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.

[12] ASTM, American Society for Testing and Materials. D5055: Standard Specification for Establishing and Monitoring Structural Capacities of Prefabricated Wood I-Joists. West Conshohocken, 2004.
[13] WILLIAMSON, P. E. APA engineered Wood Handbook. 1. ed. New York: McGraw-Hill, 2002.
[14] ENGINEERED WOOD ASSOCIATION. Performance Rated I-Joists. From Nº EWS Z725D. 2012.
[15] ENGINEERED WOOD ASSOCIATION. Performance Rated I-Joists. Form Nº PR-L310C. 2016.
[16] LEICHTI, R. J.; FALK, R. H; LAUFENBERG, T. L. Prefabricated wood composite I-Beams: A literature review. Wood and Fiber Science 1990.
[17] GARBIN, D. Análise do desempenho estrutural de vigas i com mesas constituídas de madeiras reaproveitadas de batentes. 2013. 69f. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2013.
[18] AMERICAN WOOD COUNCIL. Guideline Wood I-Joists: manual for engineered wood construction. American Forest & Paper Association, 1999. 36 p.
[19] RANCOURT, Derek. G. Structural Behavior of Wood I-Joist / OSB Roof Panel Assemblies. Master of Science (in Civil & Environmental Engineering)-University of Maine, Orono, 2008.
[20] DIAS, G. L. Determinação de propriedades mecânicas do OSB. 2004. IX Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira. Cuiabá, julho de 2004.
[21] SORIANO, H. L. Análise de Estruturas Método das Forças e Método dos Deslocamentos. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2006.
[22] ASTM, American Society for Testing and Materials. D198: Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes. West Conshohocken, 2002.
[23] TIMOSHENKO, Stephen E.; GERE, James E. Mêcanica dos Sólidos: Volume II. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Ciêntificos Editora, 1984.
[24] YOUNG, Warren C; BUDYNAS, Richard G. Roark's Formulas for Stress and Strain. New York: McGraw-Hill, 2002.
[25] PIZZINI, Paulo R.; GÓES, Jorge L. N. Caracterização das Constantes Elásticas do OSB, com Vistas a Simulação Numérica de Vigas “I-Joists”. Iniciação Ciêntifica (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2015.

SOFTWARE DE APOIO À APRENDIZAGEM PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM MADEIRA SUBMETIDOS À COMPRESSÃO OU À FLEXOCOMPRESSÃO

LEARNING SUPPORT SOFTWARE FOR DESIGN OF WOODEN COLUMNS SUBMITTED TO COMBINED BENDING AND AXIAL FORCES

Francieli Stefani Cofani [(1)], Jorge Luís Nunes de Góes [(2)] (A)

(1) Engenheira Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
(2) Dr. Prof., Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil
Endereço de contato: jgoes@utfpr.edu.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-27

Resumo

Com a implantação da cultura da sustentabilidade e a partir da Conferência Mundial Rio-92, a madeira voltou a ser vista como material chave para o desenvolvimento sustentável, além de ser versátil permitindo combinar soluções estruturais e arquitetônicas com beleza, conforto e segurança. A partir da importância que este material passou a ter no setor da construção civil, torna-se necessário uma normatização eficiente e segura nos métodos de dimensionamento das estruturas construídas em madeira. No Brasil, a NBR 7190 (1997) exerce tal função. Porém, logo que publicada surgiram várias críticas ao método de dimensionamento para peças comprimidas e flexocomprimidas, o que fez com que em 2011 fosse formulado o projeto de norma da NBR 7190. Devido à necessidade de criar softwares que contemplem as alterações apresentadas no projeto de norma da NBR 7190 (2011), além da importância das ferramentas digitais, que permitem um processo de aprendizagem mais dinâmico, este trabalho teve como objetivo desenvolver um software para dimensionamento de pilares em madeira com seção maciça, submetidos à compressão ou à flexocompressão de acordo com o projeto de norma da NBR 7190 (2011). Como resultado deste trabalho obteve-se o software VeM (Verificações de Elementos em Madeira) desenvolvido através da multiplataforma Lazarus, cujo funcionamento consiste na entrada dos dados pelo usuário, cálculo das propriedades do material, cálculo das propriedades geométricas, verificação do elemento à ruptura, verificação do elemento à estabilidade e por fim indicação dos resultados em relatório próprio.

Palavras chave: software; compressão; flexocompressão; pilares em madeira

Abstract

With the implementation of sustainability culture and from the Rio-92 World Conference, the wood started to be seen as a key material for a sustainable development, it is also versatile, allowing us to combine structural and architectural solutions with beauty, comfort and safety. Seeing the importance that this material has in the construction sector, it is necessary an efficient and safe regulation in design methods of wooden structures built. In Brazil, the NBR 7190 (1997) performs that. However, as soon as it was published there were several criticisms of the design method for combined bending and axial forces, which meant that in 2011 it was made the standard design NBR 7190. Due to the need to create a software that addresses the amendments in the NBR 7190 (2011) standard design and the importance of digital tools that allow a process of learning more dynamic, this study is aimed to develop software for sizing columns wood with solid section, under combined bending or axial forces according to the draft standard of the NBR 7190 (2011). As a result of this work it was obtained VEM software (Elements Checks Wood) carried by platform Lazarus, whose operation is the data input by the user, calculating properties of the material, calculating geometric properties, verificating the element to rupture, verificating the stable element and finally displaying the results in a own report.

Keywords*: software; axial forces; combined bending; wooden columns*

1. INTRODUÇÃO

Com a fixação da cultura sustentável, a utilização de madeira nas construções brasileiras está sendo revista e começa a ganhar espaço no setor, uma vez que este material passou a ser visto principalmente após a Conferência Mundial Rio-92, como um fator importante para o desenvolvimento sustentável [1].

Além do apelo sustentável, a madeira é um material versátil, possibilitando emendas simples, ligações precisas e permite combinar soluções estruturais e arquitetônicas com beleza, conforto e segurança [2]. Quando comparada ao concreto e ao aço, possui produção com baixo consumo energético, é mais leve e apresenta maior facilidade de usinagem [3].

A partir da importância que este material voltou a possuir no cenário atual da construção civil, torna-se necessário uma normatização eficiente e segura dos métodos de dimensionamento das estruturas construídas em madeira. No Brasil, a NBR 7190 exerce tal função, sua versão atual foi publicada em 1997, a qual passou a adotar o método semiprobabilístico dos estados limites para verificação da segurança estrutural [4]. Além disso, novos critérios foram introduzidos na revisão de 1997, a citar: conceitos de excentricidade acidental mínima, consideração da fluência da madeira e amplificação de excentricidades.

Logo que publicada, [4] comenta que surgiram muitas críticas ao método de dimensionamento para peças comprimidas e flexocomprimidas, essas críticas eram devidas basicamente às descontinuidades nos diagramas de resistência x esbeltez e a complexidade de algumas expressões. A partir de estudos realizados a cerca do tema por autores como [5], [6], [7] e [4], em 2011 formulou-se a proposta de norma da NBR 7190.

Visando facilitar a aplicação do método de dimensionamento, os softwares surgem como uma ferramenta poderosa que torna o trabalho de dimensionar mais ágil. Além de auxiliar o profissional, as ferramentas digitais auxiliam o desenvolvimento acadêmico uma vez que o uso de tecnologias na educação possibilitam processos educacionais mais iterativos, colaborando para o desenvolvimento de princípios como a motivação, participação e fixação dos conteúdos, que são essenciais no processo de aprendizagem [8].

Até a formulação do projeto de norma da NBR 7190 (2011), softwares para dimensionamento de peças comprimidas e flexocomprimidas foram desenvolvidos com base na versão de 1997.

Neste contexto, devido à importância das ferramentas digitais e a necessidade de criar softwares que contemplem as alterações apresentadas no projeto de norma da NBR 7190 (2011), este trabalho possui como objetivo principal desenvolver um software para dimensionamento de pilares em madeira com seção maciça, submetidos à compressão ou à flexocompressão de acordo com [9].

2. DESENVOLVIMENTO

Os itens a seguir apresentam um estudo comparativo entre o método de dimensionamento de estruturas comprimidas e flexocomprimidas de acordo com [10] e de acordo com [11], o método de cálculo adotado por [9] e por fim, a lógica de programação utilizada no desenvolvimento do sofware.

2.1 Comparação do método de dimensionamento da NBR 7190 (1997) com o método adotado pelo EUROCODE 5 (1993)

Em sua dissertação de mestrado, [4] através do cálculo de peças com seção transversal e vinculações frequentes nos projetos estruturais de madeira e sujeitas às solicitações de compressão e flexocompressão, aferiu o modelo da norma brasileira, confrontando os resultados alcançados e a objetividade do método adotado pela norma brasileira com os métodos utilizados por normas internacionais. Ao confrontar [10] com [11] para o caso de peças comprimidas com carga centrada, por exemplo, [4] obteve os diagramas para as folhosas da classe C40 indicados na Figura 1.

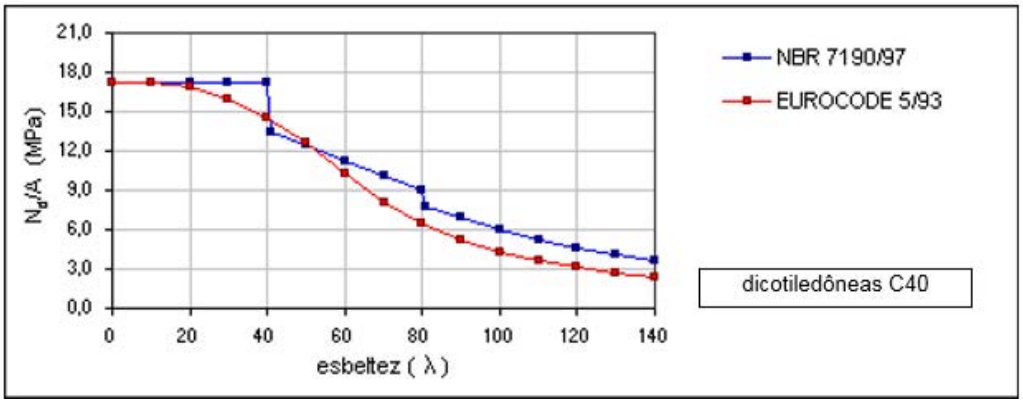


Figura 1: Comparação entre o EUROCODE 5 (1993) e a NBR 7190 (2011) para folhosas de classe C40 submetidas à compressão centrada [4].

A Figura 2 mostra os resultados de simulações teóricas obtidos por [4] para peças flexocomprimidas, utilizando [10] e [11].

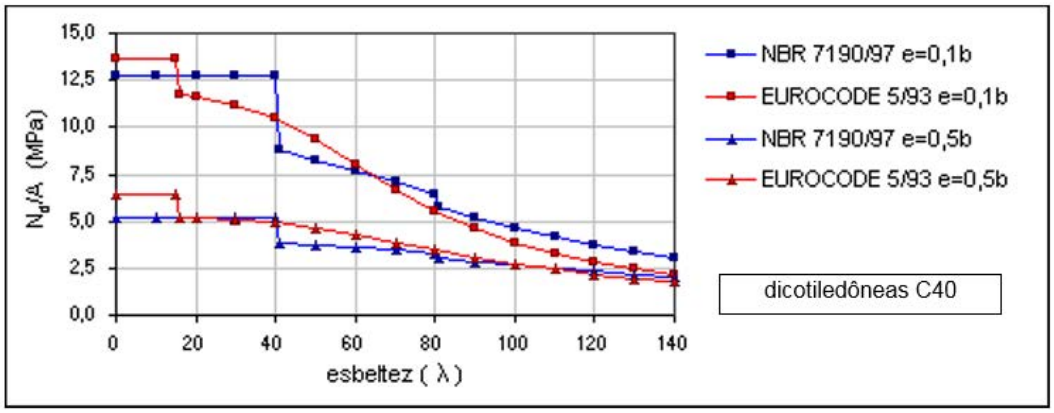


Figura 2: Comparação entre o EUROCODE 5/93 e a NBR 7190/97 para folhosas de classe C40 submetidas à flexocompressão [4].

Observando os diagramas acima se notam as descontinuidades comentadas anteriormente justamente quando há mudança de peças curtas para peças mediamente esbeltas e destas para as esbeltas. Para as peças comprimidas [4] observa que [11] é demasiadamente conservador quando comparado [10], uma vez que apenas “nas coníferas de classe C20, com esbeltez igual a 80, em que se manifestou um valor de N_d cerca de 106% superior àquele devido à norma europeia” [4].

No caso das peças flexocomprimidas, [4] observou que nas peças sujeitas a uma excentricidade inicial equivalente a 0,1*b, com “b” sendo a menor largura da seção transversal retangular, os dados obtidos com a aplicação dos critérios de [11] superam em até 7%, aproximadamente, aqueles obtidos [10], para esbeltez menor que 15. Acima disso, dados calculados por [10] excedem aqueles calculados por [11], em praticamente todo o intervalo analisado.

Quando se aumenta a excentricidade para 0,5*b, [4] destaca que ocorre uma alternância entre os desempenhos obtidos pelas normas brasileira e europeia. No trecho referente às peças curtas, os resultados obtidos por [11] superam em 23% os calculados por [10] tanto para as coníferas como para as folhosas, já no trecho referente às peças medianamente esbeltas, [11] volta a exceder em 24% os valores de [10] para as coníferas de classe C20 e folhosas de classe C40. No restante dos trechos prevaleceu [10] superando [11].

Na verificação das peças flexocomprimidas [4] ainda observa que o diagrama gerado por [11] apresenta descontinuidades devido a imposição de diferentes condições de verificação, conforme o índice de esbeltez, porém as recomendações de [11] são de fácil aplicação, diferentemente das de [10].

2.2 Dimensionamento de elementos comprimidos e flexocomprimidos com seção maciça segundo o projeto de norma NBR 7190 (2011)

Segundo [9] nas peças curtas comprimidas por carga centrada aplicada paralelamente às fibras a condição de segurança é expressa por:

$$\sigma_{c0d} \leq f_{c0d} \tag{1}$$

De acordo com [9] a influência de eventual inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça comprimida pode ser ignorada até um ângulo $\alpha = 6°$. Para inclinações maiores, é preciso considerar a redução de resistência, fazendo-se: $f_{cd} \leq f_{c\alpha,d}$, sendo que $f_{c\alpha,d}$ pode ser calculado por:

$$f_{c\alpha} = \frac{f_{c0} f_{c90}}{f_{c0}\text{sen}^2(\alpha) + f_{c90}\cos^2(\alpha)} \tag{2}$$

Em relação à verificação da condição de instabilidade da peça, para [9] quando ambos os valores de rigidez relativa $\lambda_{rel,x}$ e $\lambda_{rel,y}$ forem iguais ou menores do que 0,3 ($\lambda_{rel,x} \leq 0,3$ e $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$) a tensão deve satisfazer a condição imposta na equação 1.

Em todos os outros casos, as tensões devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{k_{cx} f_{c0,d}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_{c0,d}}{k_{cy} f_{c0,d}} \leq 1 \tag{3}$$

Com:

$$k_{cx} = \frac{1}{k_x + \sqrt{(k_x)^2 - (\lambda_{rel,x})^2}} \quad \text{e} \quad k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y)^2 - (\lambda_{rel,y})^2}} \tag{4}$$

Em que:

$$k_x = 0,5\left[1 + \beta_c(\lambda_{rel,x} - 0,3) + (\lambda_{rel,x})^2\right] \text{ e } k_y = 0,5\left[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + (\lambda_{rel,y})^2\right] \tag{5}$$

Nas equações acima, o fator β_c para peças dentro dos limites de divergência de alinhamento definidos anteriormente, assumem os valores:

a) para madeira maciça serrada e peças roliças: $\beta_c = 0,2$

b) para madeira laminada colada e madeira microlaminada (LVL): $\beta_c = 0,1$

Já, para os elementos estruturais submetidos a flexocompressão, de acordo com [9] a condição de segurança relativa à resistência das seções transversais é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão.

$$\left(\frac{\sigma_{c0,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \left(\frac{\sigma_{c0,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \tag{6}$$

Onde:

$\sigma_{c0,d}$ é o valor de cálculo da tensão normal devida ao esforço de compressão;

$\sigma_{Mx,d}$ é a tensão máxima devida à componente de flexão atuante, segundo a direção x;

$\sigma_{My,d}$ é a tensão máxima devida à componente de flexão atuante, segundo a direção y;

K_M é o coeficiente de correção, que pode assumir os seguintes valores: K_M=0,7 para seções transversais retangulares e K_M=1,0 para as demais seções transversais.

A tensão normal devida ao esforço de compressão é definida por:

$$\sigma_{c0,d}=\frac{N_d}{A} \tag{7}$$

Onde:

N_d é o valor de cálculo do esforço normal de compressão;

A é a área da seção transversal.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos α = 6°, $f_{c0,d}$ deve ser substituída por $f_{c\alpha,d}$.

Com relação à estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas, quando ambos os valores de rigidez relativa $\lambda_{rel,x}$ e $\lambda_{rel,y}$ forem iguais ou menores do que 0,3 ($\lambda_{rel,x} \leq 0,3$ e $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$), então as tensões devem satisfazer às condições da flexocompressão expressa na equação 6.

Em todos os outros casos, as tensões devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{k_{cx}\, f_{c0,d}}+\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}}+K_M\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}}\leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_{c0,d}}{k_{cy}\, f_{c0,d}}+K_M\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}}+\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}}\leq 1 \tag{8}$$

Os fatores k_{cx} e k_{cy} estão definidos na equação (4).

2.3 Desenvolvimento do software

Para o desenvolvimento do software utilizou-se a multiplataforma Lazarus, que consiste em um ambiente integrado de desenvolvimento - IDE (*Integrated Development Environment*) – o que permite editar os códigos, gerenciar os arquivos e montar os projetos. Possui como base a linguagem *Pascal* e o compilador *FreePascal*, o qual consiste em um compilador de código fonte aberto com elevada compatibilidade com Delphi e executável nos sistemas Windows, Mac e Linux [12].

Além disso, foram consideradas as seguintes hipóteses para implementação dos roteiros de cáculo:

- As peças a serem verificadas ficam restritas às condições de compressão paralela às fibras com carga centrada e à flexocompressão considerando aplicação de carga com excentricidade;
- O valor do esforço a ser inserido no software deverá ser o de cálculo, ou seja, já deverão ter sido realizadas as devidas combinações com os carregamentos aplicados;
- As condições de vinculação da estrutura serão limitadas em: Engaste-Engaste; Engaste - Apoio; Engaste - Engaste Móvel; Apoio - Apoio; Engaste - Extremidade Livre; Apoio - Engaste Móvel; Apoio - Apoio (com contraventamento no meio do comprimento) e Apoio - Apoio (com contraventamento a cada um terço do comprimento);
- Os cálculos considerarão inclinação das fibras da madeira até seis graus (6º);
- As imperfeições geométricas das estruturas deverão ser menores ou iguais aos limites apresentados por [9];
- Os pilares em madeira deverão possuir seção maciça.

O funcionamento do programa consiste na entrada dos dados pelo usuário, cálculo das propriedades do material, cálculo das propriedades geométricas, verificação do elemento à ruptura, verificação do elemento à estabilidade e por fim todos os resultados são indicados em relatório próprio.

A entrada de dados é realizada conforme as etapas apresentadas na Figura 3:

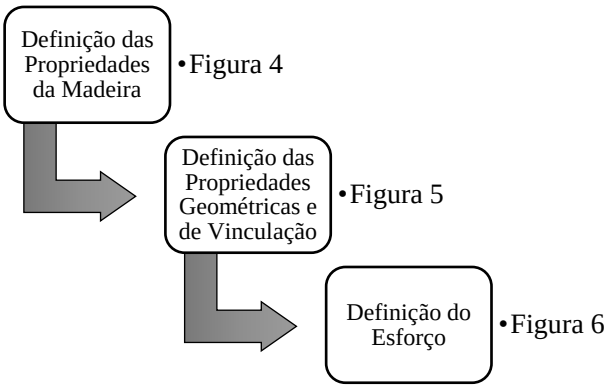


Figura 3: Dados de entrada do programa.

No item “Definição das Propriedades da Madeira”, o usuário deve definir qual a classe da madeira e a partir da seleção da classe do carregamento, do tipo de madeira, da classe de umidade da madeira, do tipo de classificação realizada e da classe para coníferas ou folhosas, o software definirá os coeficientes de modificação das propriedades de resistência (k_{mod1}, k_{mod2} e k_{mod3}). A Figura 4 apresenta as possibilidades de seleção que constam no programa.

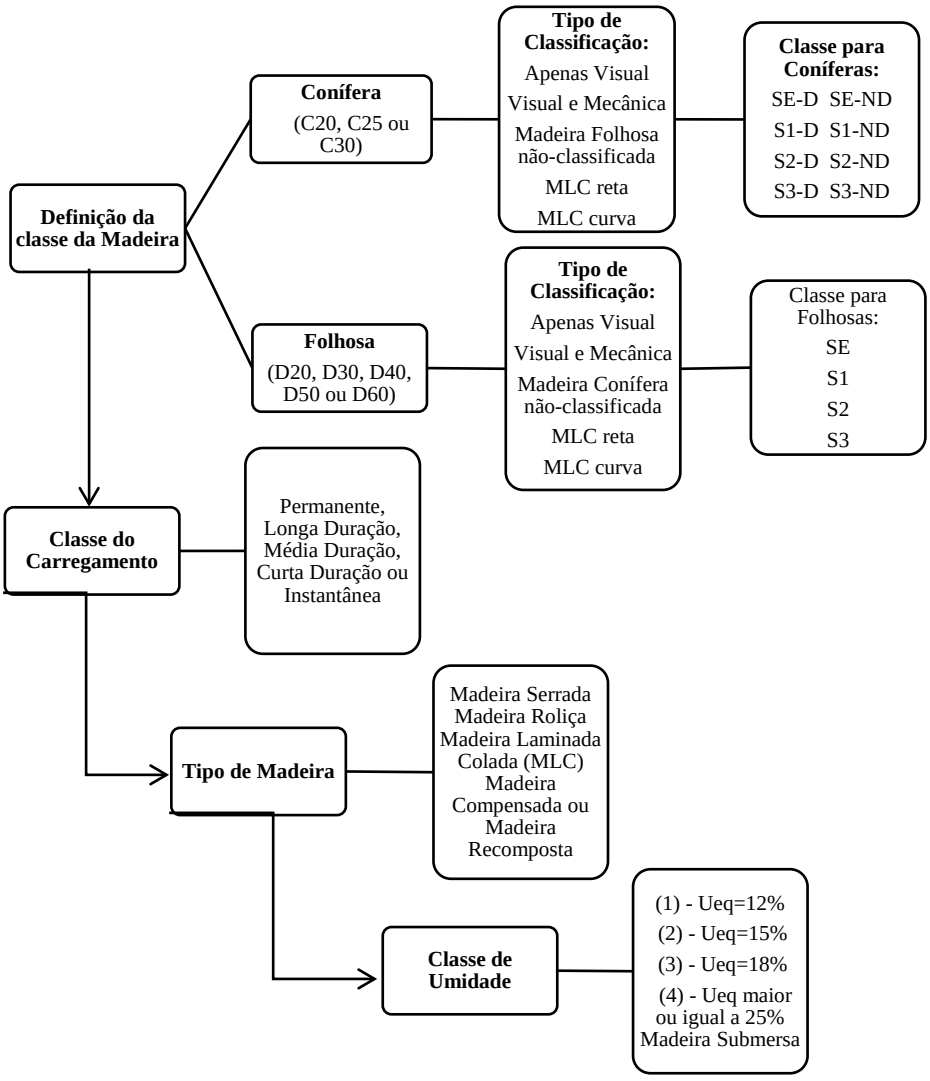


Figura 4: Fluxograma da entrada de dados para as “Propriedades da Madeira”.

Para as propriedades geométricas e de vinculação (figura 5) o usuário deve definir a geometria da seção transversal, ou seja, se ela será circular ou retangular/quadrada, o comprimento do elemento estrutural, a vinculação referente à flambagem em torno do eixo x e a vinculação referente à flambagem em torno do eixo y. Após isso, são definidos pelo software os valores do coeficiente K_E (coeficiente adimensional) tanto para o eixo x como para o eixo y.

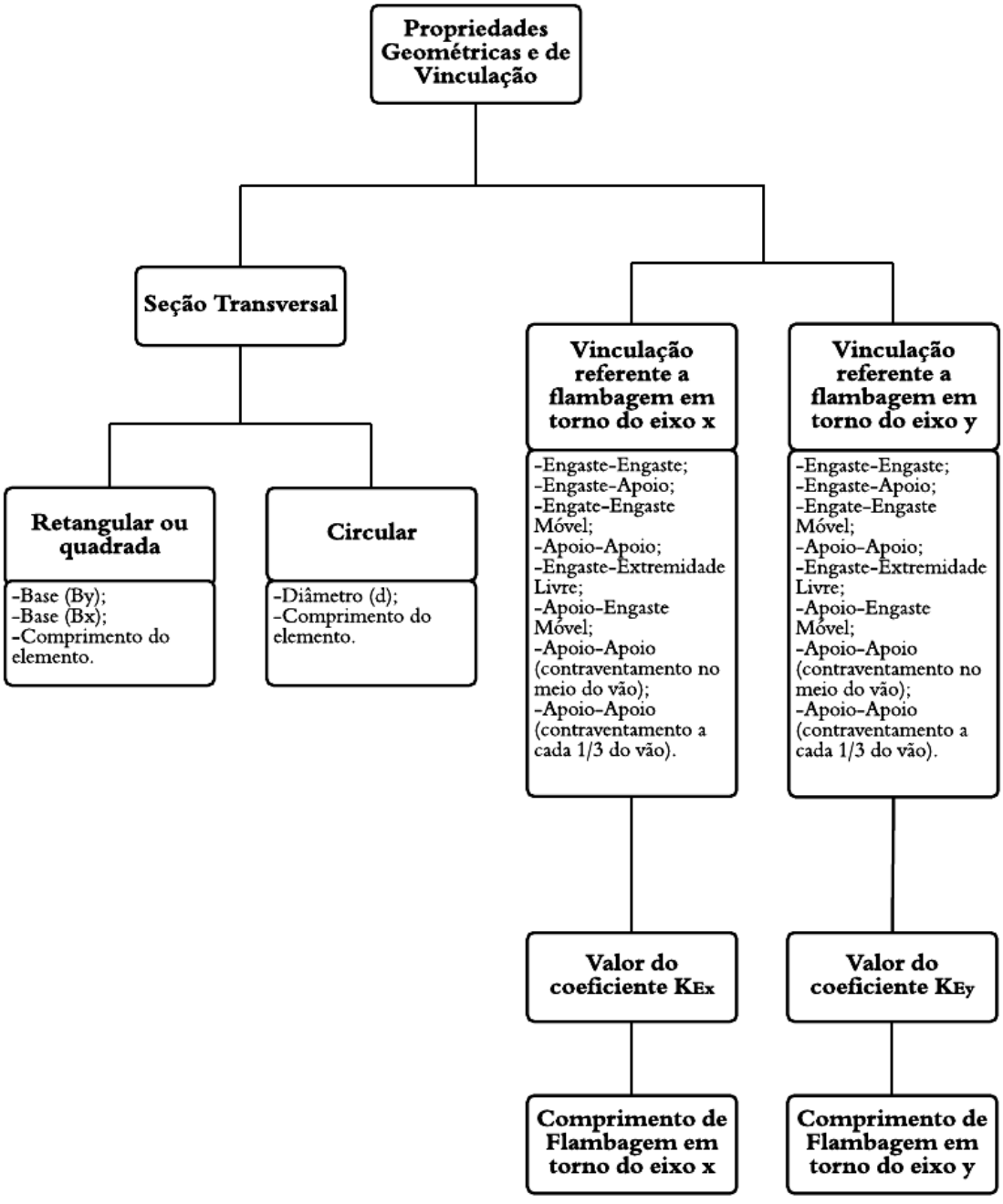


Figura 5: Fluxograma referente às “Propriedades geométricas e de vinculação”.

A figura 6 fornece o fluxograma referente à “Definição do Esforço”. Neste item são considerados os valores de cálculo para o esforço e este poderá ser centrado ou excêntrico, sendo que neste caso além do valor do esforço o usuário deverá inserir os valores das excentricidades nos eixos x e/ou y.

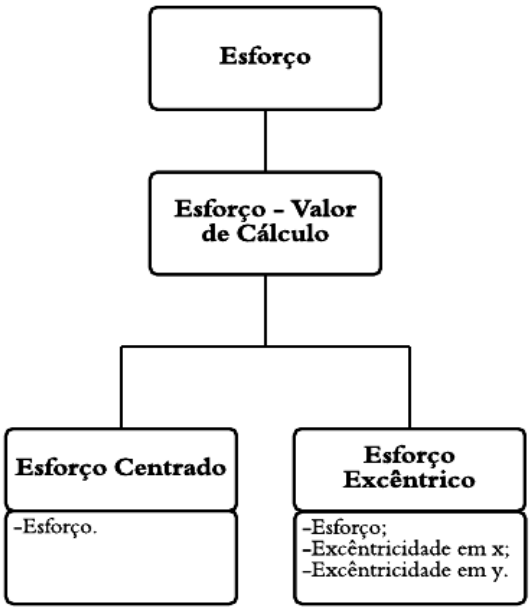


Figura 6: Fluxograma referente ao item "Definição do Esforço".

A Figura 7 fornece o fluxograma referente à verificação do elemento estrutural para quando este é solicitado à compressão centrada, nela são apresentados os passos que são realizados para verificar o elemento estrutural tanto para a resistência como para a estabilidade.

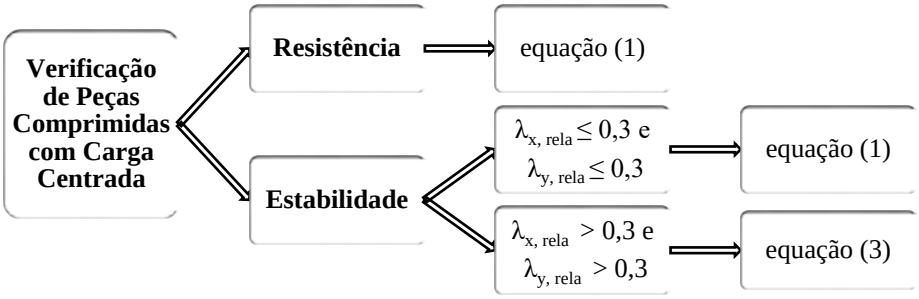


Figura 7: Verificação de Peças Comprimidas com Carga Centrada.

Já a Figura 8 apresenta os passos que são realizados para o software verificar a estrutura tanto para a resistência quanto para a estabilidade quando essa é solicitada por uma carga excêntrica.

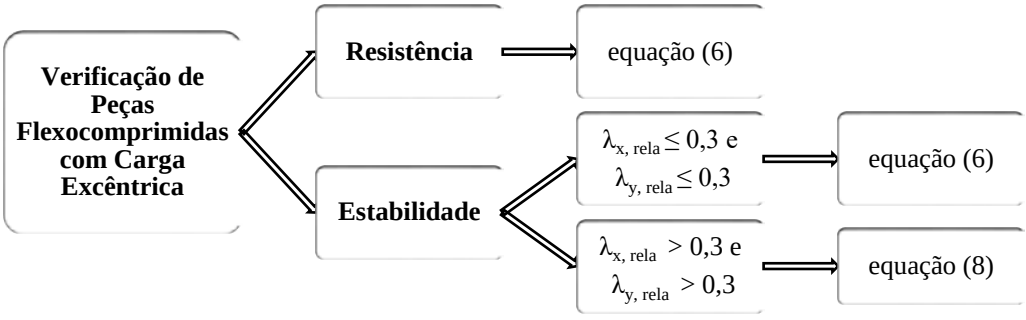


Figura 8: Verificação de Peças Flexocomprimidas com Carga Excêntrica.

As verificações são realizadas de acordo com as equações propostas pela proposta de norma da NBR 7190 (2011). Após os cálculos será apresentado um relatório no qual constam os valores de entrada, bem como os resultados das verificações.

3. RESULTADOS

Como resultado deste trabalho obteve-se o software VeM (Verificações de Elementos em Madeira), o qual possui como objetivo realizar a verificação quanto a resistência e a estabilidade de elementos em madeira submetidos à compressão ou à flexocompressão. Os cálculos e verificações realizados no software VeM estão de acordo com o projeto de norma da NBR 7190 (2011).

A Figura 9 apresenta a "Página Inicial" do software, nela há o menu "Arquivo", no qual o usuário poderá iniciar uma nova verificação ou sair do programa e o menu "Sobre", pelo qual o usuário poderá obter ajuda sobre o software clicando no item "Ajuda" e consultando os manuais em PDF disponíveis. Ainda na "Página Inicial", pode-se verificar a presença de abas na parte superior da tela (destaque em verde), estas abas são as páginas de entrada de dados, o usuário poderá caminhar por estas para editar as informações fornecidas, porém de início estas abas serão desbloqueadas para edição gradualmente.

A aba referente às "Propriedades da Madeira" só está disponível para edição se o usuário iniciar uma verificação clicando no botão "Iniciar Verificação", já as demais abas estão disponíveis para edição clicando no botão "Avançar". Após liberada uma aba o usuário poderá retornar a ela e editá-la.

Figura 9: Página inicial do software VeM.

Após definidos todos os dados de entrada, ao clicar no botão "Calcular e Gerar Relatório" na aba "Esforço de Cálculo" o software realiza os cálculos e verificações de acordo com o projeto de norma da NBR 7190 (2011) e gera um relatório final de dimensionamento apresentado como exemplo na Figura 10. Neste relatório o usuário tem acesso aos dados de entrada que ele inseriu no software e as verificações realizadas. Outra informação importante é o aproveitamento da seção transversal, a partir

desta informação o usuário pode realizar uma otimização da seção transversal, o que significa chegar ao máximo aproveitamento desta.

Para validação do software foram resolvidos exercícios manualmente que foram comparados aos resultados fornecidos em relatório pelo software. Os exercícios resolvidos contemplaram os seguintes casos:

1. Pilar em Madeira Laminada Colada (MLC), com seção transversal quadrada, submetido a esforço centrado;
2. Pilar em Madeira Laminada Colada (MLC), com seção retangular, submetido a esforço excêntrico;
3. Pilar em Madeira Serrada, com seção transversal circular, submetido a esforço centrado.

Não houve divergência nos resultados obtidos manualmente aos obtidos pelo software.

V e M

Relatório de Cálculo
Elemento Flexocomprimido - Seção Retangular/Quadrada

Propriedades da Madeira:				Coeficientes de Modificação:	
fc0,k: 30,00 MPa	Ec0m: 14500 MPa			Kmod1: 0,7	Kmod3: 1,0
fv0,k: 6,00 MPa	pap: 600 kg/m³			Kmod2: 1,0	

Propriedades Geométricas:			
Base (Bx): 100 mm		Ix: 6,667E7 mm⁴	
Base (By): 200 mm		Iy: 1,667E7 mm⁴	
Comp. (L): 3000 mm		Wy 3,333E5 mm³	
Área: 20000 mm²		Wx: 6,667E5 mm³	
		ix: 57,74 mm	
		iy: 28,87 mm	

Esforço de Cálculo: 45800 N Excênt. (ex): 0 mm Excênt. (ey) 70 mm

Verificação dos Critérios de Segurança e Estabilidade:

fc0,d: 15,00 MPa	L0,x: 6300 mm	λy: 83,14
fv0,d: 2,33 MPa	L0,y: 2400 mm	λrel,x: 1,888
Ec005: 10150 MPa	λx: 109.12	λrel,y: 1,439

- Verificação do Estado Limite de Serviço (Esbeltez):

Condições para a Esbeltez λx=L0x/√(Ix/A)≤140 e λy=L0y/√(Iy/A)≤140

O elemento estrutural está verificado quanto ao ELS de Esbeltez (λ≤140).

- Verificação dos Estados Limites Últimos:

σc0,d: 2,29 MPa	σmx,d: 4,81 MPa	Km: 0,7	Kcx: 0,264
Mx,d: 3,21E6 N.mm	σmy,d: 0,00 MPa	Kx: 2,362	Kcy: 0,440
My,d: 0E0 N.mm	βc: 0,1	Ky: 1,592	

- Verificação do Elemento à Ruptura:

Condições para a Resistência à Ruptura:

Condição 1a: $(\sigma c0,d/fc0,d)^2+\sigma mx,d/fc0,d+Km*\sigma my,d/fc0,d \leq 1$

Condição 2a: $(\sigma c0,d/fc0,d)^2+Km*\sigma mx,d/fc0,d+\sigma my,d/fc0,d \leq 1$

Condições para a Resistência à Ruptur **Condição 1a: 0,34** **Condição 2a: 0,25**

O elemento estrutural está verificado quanto à ruptura.

- Verificaçãodo Elemento à Estabilidade:

Condições para a Tensão Condição 1b: $\sigma c0,d/kcx*fc0,d+\sigma mx,d/fc0,d+Km*\sigma my,d/fc0,d \leq 1$

Condição 2b: $\sigma c0,d/kcy*fc0,d+Km*\sigma mx,d/fc0,d+\sigma my,d/fc0,d \leq 1$

Condições para a Tensão **Condição 1b: 0,90** **Condição 2b: 0,57**

O elemento estrutural está verificado quanto à estabilidade.

Aproveitamento da seção transversal para Condição 1b: 90 %

Aproveitamento da seção transversal para Condição 2b: 57 %

03/11/2016 11:09:56

Figura 10: Modelo de relatório gerado pelo software.

4. CONCLUSÃO

Ao final do trabalho alcançou-se o objetivo do mesmo, que era o desenvolvimento um software para dimensionamento de pilares em madeira com seção maciça, submetidos à compressão ou à flexocompressão de acordo com o projeto de norma da NBR 7190 (2011).

Ao comparar os resultados obtidos pelo software com os obtidos manualmente não foram encontrados desvios, o que garante a aceitabilidade da ferramenta em aplicações como auxílio em estudos.

O aprimoramento contínuo do código é um fator comum no ramo da programação. Desta forma, sugere-se que sejam feitos trabalhos futuros com alguns melhoramentos do software, tais como: implementação de mais opções de seções transversais (seção composta de peças roliças, seção composta de peças serradas com ligação contínua ou ainda seção composta de peças serradas ligadas por peças intermediárias descontínuas), adição do cálculo do esforço de cálculo, pois atualmente o usuário deve entrar com o valor do esforço já considerando os devidos coeficientes, além da correção de eventuais possíveis falhas do sistema comumente encontradas pelos usuários no decorrer do tempo.

REFERÊNCIAS

[1] Meirelles, Célia Regina M. Considerações sobre o uso da madeira do Brasil em Construções Habitacionais. III Fórum de Pesquisa FAU, Mackenzie, 2007.
[2] Petrucci, Eládio Geraldo Requião. Materiais de Construção. 11ª ed - São Paulo: Globo, 1998.
[3] Nicolas, Elias Antonio. Estudo de ligações em estruturas mistas de concreto-madeira. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2001.
[4] Miotto, J.L. (2003). Avaliação dos critérios de dimensionamento para peças comprimidas e flexocomprimidas de madeira. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
[5] Baraldi, L.T.; Logsdon, N.B. (1998). Dimensionamento de elementos estruturais submetidos à compressão paralela – uma discussão da NBR 7190/97. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., 1998, Florianópolis. Anais... Florianópolis, UFSC-IBRAMEM. v.2, p.157-168.
[6] Cordovil, F. A. B. (1998). Peças comprimidas segundo a NBR-7190/96. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., 1998, Florianópolis. Anais... Florianópolis, UFSC-IBRAMEM. v.1, p.65-76.
[7] Santos, L. B.; Morales, E. A. M.; Lahr, F. A. R. (2002). Algumas considerações sobre os critérios propostos pela NBR 7190/97 para a verificação da segurança em pilares de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8., 2002, Uberlândia. Anais... Uberlândia, Universidade Federal de Uberlândia. 1 CD-ROM.
[8] Silva, L. M. F.; pinto, M. G. & Subramanian, A. Utilizando o software Arena como ferramenta de apoio ao ensino em engenharia de produção. In.: Encontro Nacional de Engenharia de Produção, XXVII ENEGEP, 2007, Foz do Iguaçu-PR. Anais... Foz do Iguaçu, 2007.
[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Revisão NBR 7190: Projeto estruturas de madeiras. Rio de Janeiro, 2011.
[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190: Projeto estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.
[11] European Committee for Standardization. EUROCODE 5: Design of Timber Structures. Brussels, (1993).
[12] Mello, Evandro de Castro. Free Pascal Lazarus. Universidade Federal de Viçosa, 2012.

RELAJACIÓN DE TENSIONES EN LÁMINAS CURVADAS DE MADERA: REVISIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ENSAYO Y ENFOQUES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL APLICADOS A ESTRUCTURAS LAMINARES

STRESS RELAXATION ON BENDING LATHS: REVIEW OF TEST PROCEDURES AND STRUCTURAL ANALYSIS APPROACHES APPLIED TO TIMBER GRIDSHELLS

Antonio José Lara-Bocanegra [(1) (3)], Almudena Majano-Majano [(2)], Manuel Guaita [(3)]

(1) Arch., Universidad Politécnica de Madrid, ETS Arquitectura, Departamento de Estructuras y Física de la Edificación, Madrid, Spain.
(2) Dr. Arch., Universidad Politécnica de Madrid, ETS Arquitectura, Departamento de Estructuras y Física de la Edificación, Madrid, Spain.
(3) Dr. Prof., Universidad de Santiago de Compostela, Escuela Politécnica Superior, Lugo, Spain.
Dirección de contacto: antoniolara@us.es

Código de identificación: T6-29

Resumen

Las estructuras de madera tipo *gridshell* consiguen su forma mediante el curvado en obra de una retícula de láminas inicialmente rectas. Este proceso de curvado origina tensiones en las láminas que fácilmente pueden alcanzar valores cercanos a los admisibles. Debido al comportamiento reológico del material, estas tensiones iniciales de curvado se reducen parcialmente con el tiempo. Este fenómeno, conocido como relajación de tensiones, resulta beneficioso desde un punto de vista de análisis estructural puesto que implica una recuperación parcial de la reserva estructural de las láminas. A pesar del interés del fenómeno son pocas las investigaciones que existen al respecto. En este trabajo se presenta una revisión de los procedimientos de ensayo utilizados hasta el momento para la medición de la relajación de tensiones en láminas curvadas de madera así como de los enfoques de cálculo a este respecto aplicados a estructuras post-conformadas en obra tipo *gridshell*. Serían deseables campañas experimentales con especímenes de tamaño estructural y equipos que posibiliten evaluar a largo plazo la relajación de tensiones a flexión en láminas de madera curvadas con radio constante, de modo que estuviesen sometidas exclusivamente a flexión pura.

Palabras clave: relajación de tensiones; láminas post-conformadas de madera; flexión; reología; fluencia

Abstract

Timber gridshell structures get their shape by curving on site initially straight timber laths. This curving process produces stresses in the laths that can easily reach values close to the allowable ones. These initial bending stresses are partially reduced over time due to the rheological behavior of the material. This phenomenon, known as stress relaxation, is beneficial from the structural analysis point of view since it involves a partial recovery of the structural reserve of the laths. Despite the interest of the phenomenon, few researches exist in this regard. This paper presents a review of the test procedures used so far for the measurement of the stress relaxation in timber curved laths as well as the analysis approaches in this respect applied to postformed gridshell structures. It would desirable to carry out experimental campaigns using specimens of structural size and equipment that would make it possible to evaluate the long term bending stress relaxation in timber curved laths with constant radius, so that they were subjected exclusively to pure bending.

Keywords*: stress relaxation; timber gridshell; bending; rheology; creep*

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras laminares reticulares de madera tipo *gridshell* están adquiriendo gran importancia en los últimos años debido a su alta eficacia estructural, su carácter sostenible y su atractiva estética. La técnica de la *gridshell* se basa en el curvado en obra de una retícula inicialmente plana formada por elementos de pequeña sección y gran longitud articulados en sus nodos. Durante el proceso de conformado, la retícula carece de rigidez en su plano y puede curvarse dando lugar a superficies con doble curvatura (fig. 1).

Figura 1: *The Savill Garden gridshell* (imagen de autoría propia)

En este proceso de curvado las láminas alcanzan un alto nivel de tensión pudiendo adquirir fácilmente valores cercanos a los máximos admisibles.

Asumiendo un comportamiento del material elástico y lineal (con el mismo módulo de elasticidad en tracción y compresión) y bajo el supuesto de pequeñas deformaciones, estas tensiones iniciales de curvado pueden aproximarse a una ley lineal distribuida en su sección, $\sigma(z)$, definida por la ecuación (1):

$$\sigma(z) = E \cdot z \cdot \frac{1}{R} \tag{1}$$

siendo E el módulo de elasticidad del material, z la distancia al eje neutro de la fibra en la que se quiere calcular la tensión, y R el radio de curvatura de la viga en la sección considerada.

Sin embargo, debido al comportamiento reológico viscoelástico de la madera y al proceso asociado de plastificación producido en su microestructura, bajo deformación constante estas tensiones iniciales de curvado sufren una disminución parcial en el tiempo. Este fenómeno es denominado *relajación de tensiones*.

Un segundo fenómeno derivado del comportamiento reológico es el conocido como *fluencia* que, por el contrario, consiste en el aumento de deformación producido en un material sujeto a carga constante a lo largo del tiempo (fig. 2).

La deformación tiene una componente elástica instantánea y una componente elástica diferida, además de una componente plástica permanente.

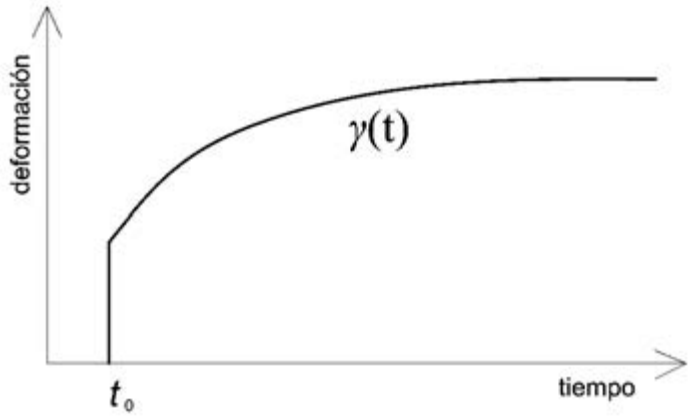


Figura 2: Curva típica de fluencia en madera

Ambos fenómenos reológicos dependen de las condiciones ambientales (fundamentalmente temperatura y humedad) y resultan de gran importancia en el ámbito de la ingeniería de materiales y cálculo estructural.

Centrando la atención en la relajación de tensiones, ésta puede expresarse como el cociente entre las tensiones en un instante t (σ_t) y la tensión inicial (σ_0) necesarias para mantener la forma, de acuerdo a la función (ecuación 2):

$$f(t)=\frac{\sigma_t}{\sigma_0} \tag{2}$$

Puesto que σ_t disminuye con el tiempo, $f(t) \leq 1$. Una curva típica se ilustra en la Figura 3.

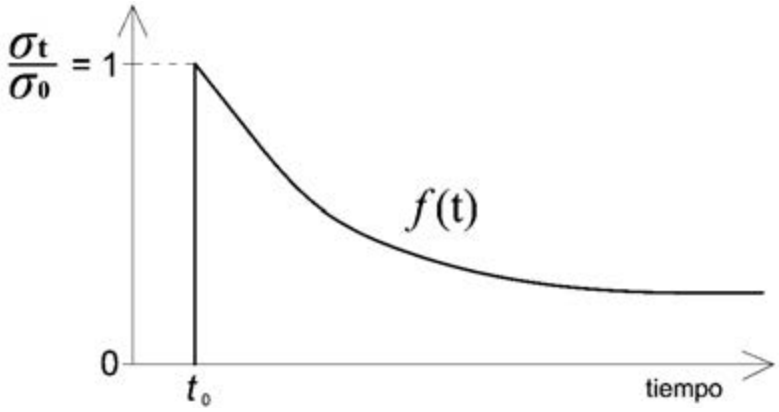


Figura 3: Curva típica de relajación de tensiones en madera

Esta reducción de tensiones resulta beneficiosa desde un punto de vista de análisis estructural puesto que implica una recuperación parcial de la reserva estructural de las láminas.

Sin embargo, a pesar del interés que supone el conocimiento de este fenómeno, para el diseño y dimensionado de *gridshells* de madera, la literatura existente al respecto es muy escasa. La mayoría de los estudios que tratan el comportamiento reológico de este material han focalizado su atención en la fluencia.

El objetivo del presente trabajo se centra por tanto en realizar una revisión de los métodos experimentales y enfoques de cálculo estructural empleados hasta el momento en relación con el análisis de la relajación de tensiones en láminas curvadas de madera aplicadas a estructuras laminares.

2. ENSAYOS DE RELAJACIÓN DE TENSIONES

La mayoría de los ensayos de relajación de tensiones enfocados a la caracterización del material han sido principalmente de tracción y compresión [1-3]. Sin embargo, en estructuras tipo *gridshells* donde la forma se consigue por curvado de las láminas, resulta de mayor interés el análisis de la relajación de tensiones bajo esfuerzos de flexión. Muy pocos son los estudios que existen al respecto en la literatura. Una recopilación bibliográfica se muestra en la Tabla 1 [4-12] incluyendo las condiciones asumidas en cuanto a configuración de ensayo, duración, temperatura y humedad, así como la especie y tamaño de las probetas empleadas.

Tabla 1: Recopilación de estudios sobre caracterización de relajación de tensiones en madera sometida a esfuerzos de flexión

Referencia	Especie	Tamaño de probetas	Tipo de ensayo	Tª (ºC)	CH (%)	Tiempo de ensayo
Groosman (1954); [4,5]	Hoop pine (*Araucaria cunninghamii* Ait)	203x203 mm^2 Luz: 915 mm	Flexión 3-puntos	21º	12%; verde	100000 min
Becker&Reiter (1970) [6]	Haya (*Fagus sylvatica*)	18x66x240 mm^3	Voladizo	30º a 90º	7% a 19%	3000 min
Urakami (1971) [7]	Hinoki wood (*Chamaecyparis obtusa* Endl.)	10x1x110 mm^3 Luz: 80 mm	Flexión 3-puntos	30º	2.3%	300 min
					Hasta 18%	+300 min
Perkitny & Hoffmann (1976) [8]	Pino	10x10x150 mm^3 Luz: 120 mm	Flexión 3-puntos	-	0 a 30%	100000 min
Kubát *et al*. (1989) [9]	Chapas de Scots pine (*Pinus silvestris*)	longitud:60 mm ancho: 3,6,12mm espesor: 0.75-0.8mm	Doble voladizo	-	5.9 %	1-2 días
Kubát & Klason (1991) [10]	Chapas de Scots pine (*Pinus silvestris*)	longitud:60 mm ancho: 3,6,12mm espesor: 0.75-0.8mm	Doble voladizo	-	20 a 95% (HR)	1-2 días
Ebrahimzadeh & Kubat (1993) [11]	Scots pine veneer (*Pinus silvestris*)	6x0.8x100 mm^3 3x0.8x100 mm^3	Doble voladizo	-	5 a 85% (HR)	~135 min
Hunt *et al*. (2015) [12]	HDF	50x3.7x290 mm^3	Voladizo	20º	no medición	120 min; 180 min
	MDF	50x4.6x290 mm^3				
	PB	50x5.0x290 mm^3				

Como se desprende de la tabla, estos ensayos se caracterizan por utilizar probetas de pequeñas dimensiones y generalmente periodos de ensayo demasiado cortos.

A nivel normativo no existen directrices para la ejecución de ensayos de relajación de tensiones específicos en madera, aunque sí para otro tipo de materiales. Aun así, tales configuraciones normativas son similares a las empleadas en las investigaciones recopiladas en la Tabla 1. Por ejemplo, la norma americana ASTM E328-13 [13] aporta recomendaciones sobre métodos generales de ensayo de relajación de tensiones a flexión, incluyendo una configuración de flexión estática a cuatro puntos (fig. 4) y una probeta en voladizo.

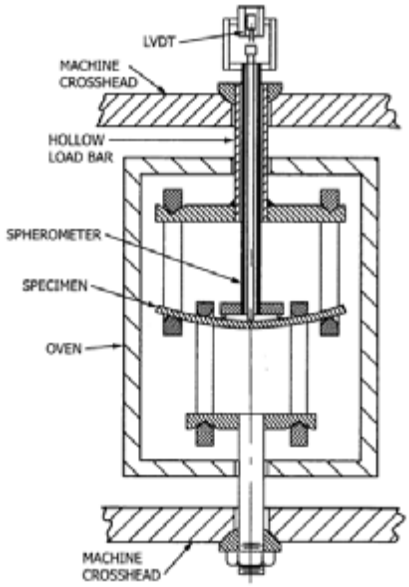


Figura 4: Configuración de ensayo de relajación de tensiones en flexión a 4 puntos [13]

Los esquemas de procedimiento de ensayo a flexión propuestos en las investigaciones recopiladas en la Tabla 1 y en la norma anteriormente mencionada, tienen como ventaja una relativa facilidad de ejecución. A grandes rasgos, consisten en restringir la deformación inicial mediante una o dos fuerzas puntuales aplicadas externamente en la longitud de la pieza (de manera similar a las configuraciones de ensayos estáticos) y registrar la variación del valor de dichas fuerzas para mantener la deformación constante en función del tiempo.

El inconveniente de estos procedimientos radica en que generan esfuerzos combinados de flexión y cortante de valor variable a lo largo de la longitud de la pieza. Esto implica que la curvatura es también variable, y por tanto no puede analizarse fácilmente la relación existente entre el valor de relajación de tensiones y la curvatura.

Otras configuraciones de ensayo han sido planteadas para su aplicación a *gridshells* utilizando probetas de grandes dimensiones.

La propuesta por Happold y Liddell, (1975) [14] para la *gridshell* del *Mannheim Multihalle* consiste en el curvado de láminas mediante el tensado por cable a modo de arco. Este método, aunque muy sencillo de ejecución, presenta inconvenientes similares a los mencionados anteriormente ya que se generan esfuerzos de flexión y axil de valor variable en la longitud de las piezas ensayadas. En consecuencia, la medición de la relajación no se puede asociar a un nivel de tensión en una sección cualquiera, sino que corresponde a la pieza completa. Esto obligó a ensayar diferentes largos de lámina y niveles de curvado (radios de curvatura de 6 y 12 metros).

Otro método fue llevado a cabo por Pirazzi (2005) [15] que consistía en el curvado de láminas sobre un molde de radio constante, fijadas al mismo mediante unos gatos de sujeción. Dichos gatos eran liberados de la posición curvada en diferentes intervalos de tiempo con el objetivo de medir la recuperación elástica correspondiente. Estas mediciones se realizaban en cuatro puntos de las láminas utilizando extensómetros. En diferencia a los anteriores métodos de ensayo, el presentado por Pirazzi tiene la gran ventaja de que la lámina es solicitada exclusivamente a un momento y curvatura constante. En consecuencia la medición de la relajación de la pieza sí puede asociarse teóricamente a la relajación producida en una sección ya que todas tienen el mismo nivel de tensión y la misma curvatura. Sin embargo el método presenta algunos inconvenientes. Por un lado implica mediciones indirectas ya que la relajación de tensiones se deduce de la recuperación elástica (deformación producida al liberar los gatos de sujeción) y no directamente de la medición de la reducción de la fuerza necesaria para mantener la lámina en su posición curvada. En segundo lugar, las mediciones

obtenidas presentan incertidumbres puesto que el valor de la recuperación elástica depende de la duración de la propia operación de desmontaje de los gatos, que además puede resultar diferente en cada medición. El método propuesto requiere disponer de diferentes moldes para ensayar distintos radios de curvatura.

3. ENFOQUES DE CÁLCULO

Dos enfoques de cálculo han sido aplicados a las estructuras post-conformadas considerando el fenómeno de la relajación de tensiones. Éstos se basan en la reducción de la resistencia del material a flexión, o bien en la reducción de la tensión de curvado inicial, tal y como se detalla a continuación.

3.1 Reducción de la resistencia a flexión

Este enfoque, aplicado por los autores Harris (2012) [16] y D´Amico *et al*. (2015) [17], considera la formulación normativa estipulada para el cálculo de vigas curvas de madera laminada encolada. Se basa en emplear la teoría de vigas rectas despreciando el valor de las tensiones residuales de curvado, pero aplicando un coeficiente de reducción de la resistencia a flexión. Para ello el Eurocódigo 5 [18] propone el uso del factor reductor k_r según la ecuación (3):

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \tag{3}$$

El factor reductor k_r adquiere su valor en función del espesor (t) y radio de curvatura de las láminas (r_{in}) de acuerdo a las expresiones siguientes (ecu. 4):

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{para} \quad \frac{r_{\text{in}}}{t} \geq 240 \\ 0{,}76 + 0{,}001\frac{r_{\text{in}}}{t} & \text{para} \quad \frac{r_{\text{in}}}{t} < 240 \end{cases} \tag{4}$$

Expresiones similares se recogen en las especificaciones de diseño americanas [19] en las que se utiliza un factor de reducción de resistencia C_c, equivalente a k_r, de la forma (ecu. 5):

$$C_c = 1 - 2000\left(\frac{t}{r_{\text{in}}}\right)^2 \tag{5}$$

Limitándose la relación $t/r_{in} \leq 1/100$ para frondosas y pino del sur, y $t/r_{in} \leq 1/125$ para otras coníferas.

Las expresiones anteriores tienen su origen en investigaciones experimentales realizadas en arcos de madera laminada encolada llevadas a cabo por Wilson (1939) [21] y Hudson (1960) [21]. Para el encolado de estas vigas laminadas se utilizaron adhesivos que imponían gran humedad en la madera, a lo que sucedía la aplicación de un tratamiento con calor para acelerar su proceso de curado. No debe olvidarse que la humedad y temperatura implican un gran porcentaje de relajación de las tensiones iniciales de curvado tal y como se ha demostrado en diversas investigaciones [4-8, 10,11].

Por tanto, la aplicación de este enfoque de cálculo solo debería considerarse apropiado para gridshells construidas con láminas de madera maciza si éstas presentan un alto contenido de humedad durante el proceso de curvado en obra (generalmente por encima del 20%), y éste se lleva a cabo de manera muy lenta (normalmente varias semanas de duración), permitiendo así una mayor facilidad en el proceso de curvado de la lámina. Algunas de las *gridshells* más importantes construidas hasta el momento han sido realizadas cumpliendo estas condiciones. Es el caso de *The Weald and*

Downland Open Air Museum gridshell (UK) [22] y *The Savill Garden gridshell* (UK) [23] (fig. 1), en las que se utilizó roble en verde y alerce con un alto contenido de humedad respectivamente. En ambas, el proceso de curvado hasta su posición final duró varias semanas. En opinión de los autores, el factor reductor k_r no sería de aplicación en el cálculo de gridshells en las que el proceso de curvado se realice con madera seca.

Además, cabe hacer notar que la propuesta del Eurocódigo 5 [18] de despreciar las tensiones residuales de curvado a través del empleo del factor k_r solo es aplicable en el análisis de verificación de esfuerzos a flexión. Sin embargo, en otro tipo de análisis como pandeo, esta consideración podría implicar una sobreestimación de la estabilidad global de la estructura. De hecho, se ha demostrado analítica y numéricamente que la influencia de las tensiones residuales tiene un efecto reductor de la carga crítica de pandeo en arcos flectados elásticamente [24,25] y gridshells [26].

3.2 Reducción de la tensión de curvado

Este enfoque ha sido utilizado por Happold y Liddell (1975) [14] y Gliniorz *et al*. (2002) [27] para la construcción de otras estructuras *gridshells*.

Se fundamenta en la propia definición de relajación de tensiones, requiriendo la determinación de la función $f(t) = \sigma_t/\sigma_0$ (ecu. 2). Esta expresión puede también escribirse de la forma (ecu. 6):

$$\sigma_t = f(t) \cdot \sigma_0 \tag{6}$$

De la ecuación anterior se deduce que la tensión en un instante de tiempo *t*, σ_t, resulta de reducir la tensión inicial de curvado, σ_0, por el valor de la función $f(t)$ para ese mismo instante. La función $f(t)$ dependiente del tiempo, presenta el inconveniente de ser una función desconocida y no estar definida en el Eurocódigo 5 [18].

Sin embargo, diversas investigaciones demuestran que el comportamiento reológico de la madera permite la aplicación del principio de reciprocidad [5]. Según este principio, las funciones que describen la fluencia, $\gamma(t)$, y la relajación de tensiones, $f(t)$, siguen la relación $\gamma(t) = 1/f(t)$. Considerando esta última relación así como el valor máximo de $\sigma_0 = Eh/2r$, la ecuación (6) puede reescribirse de la forma (ecu. 7):

$$\sigma_t = \frac{1}{\gamma(t)} \frac{Eh}{2r} \tag{7}$$

El Eurocódigo 5 [18] sí recoge los valores de la función de fluencia $\gamma(t)$ para $t = \infty$, a través de la expresión $\gamma(\infty) = 1 + k_{def}$. Según esto, la tensión residual de curvado a plazo infinito podría calcularse del siguiente modo (ecu. 8):

$$\sigma_\infty = \frac{1}{1+k_{def}} \frac{Eh}{2r} \tag{8}$$

El parámetro k_{def} es un valor normalizado de la función de fluencia, que adquiere diferentes valores dependiendo de la clase de servicio y del producto de madera, sin hacer distinción entre especies. Cabe hacer notar que este parámetro deriva de una configuración de ensayos de flexión a cuatro puntos y es independiente de la longitud del elemento ensayado. Una vez más el resultado obtenido no es un valor específico de la sección sino de la barra. Teniendo en cuenta que la relajación de tensiones depende del nivel de tensión [3], este enfoque podría tener validez como primera aproximación, pero sería deseable determinar el valor utilizando un método de ensayo que reproduzca de manera más precisa la situación real.

4. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se lleva a cabo una recopilación de los métodos experimentales y enfoques de cálculo estructural utilizados hasta el momento para el análisis de la relajación de tensiones en láminas curvadas de madera aplicadas a estructuras laminares.

El enfoque de cálculo normativo utilizando el coeficiente reductor de la resistencia, k_r, no es aplicable a *gridshells* curvadas en seco. Sería necesario aplicar la función $f(t)$ para considerar de manera más realista la relajación de tensiones producidas en el tiempo debidas al curvado.

En una primera aproximación, la función $f(t)$ podría asumirse como $1/(1+k_{def})$ considerando válida el principio de la reciprocidad, pero debe tenerse en cuenta que dicho principio debería utilizarse solo para una configuración de carga equivalente a la configuración de la que procede.

Los ensayos utilizados hasta el momento para cuantificar la relajación de tensiones no ofrecen resultados propios de una flexión pura en el espécimen, sino de esfuerzos combinados de valor variable en su longitud. Por consiguiente, los valores de relajación de tensiones obtenidos para la lámina no son fácilmente extrapolables a la sección. Además, suelen utilizarse probetas de pequeñas dimensiones y generalmente periodos de ensayo demasiado cortos.

Para arrojar luz sobre estas cuestiones, sería deseable realizar campañas experimentales extensas con especímenes de tamaño estructural y equipos que posibiliten configuraciones de ensayos apropiadas y minimicen las incertidumbres en los procedimientos de medición empleados hasta el momento. Estos métodos de ensayo deberían permitir, de modo sencillo y eficaz, evaluar a largo plazo la relajación de tensiones a flexión en láminas de madera curvadas con radio constante, de modo que estuviesen sometidas exclusivamente a flexión pura.

AGRADECIMIENTOS

Los trabajos aquí presentados han sido desarrollados en el marco del proyecto de investigación BIA2015-64491-P *Análisis de la relajación de tensiones en láminas curvadas y de nuevas soluciones de unión para estructuras de madera tipo gridshell realizadas con Eucalyptus globulus*, cofinanciado por el Programa Estatal de fomento de la Investigación Científica y Técnica de Excelencia, Subprograma Estatal de generación del conocimiento (convocatoria 2015), del Ministerio de Economía y Competitividad del Gobierno de España y fondos FEDER.

REFERENCIAS

[1] Kitazawa, G., 'Stress relaxation of wood under constant strain: a study of the visco-elastic property of wood', *New York State College of Forestry Tech. Bull. No. 67* (1947).
[2] Bach, L. and Rovner, B., 'Stress relaxation in wood at different grain angles', *Forest Products Laboratory Vancouver, British Columbia. Information Report VP-X-14* (1967) 22pp.
[3] Echenique-Manrique, E., 'Stress relaxation of wood at several levels of strain', *Wood Science and Technology.* **3** (1969) 49-73.
[4] Grossman, P.U.A., 'Stress relaxation in wood', *Nature.* **173** (1954) 42-43.
[5] Grossman, P.U.A. and Kingston R.S.T., 'Creep and stress relaxation in wood during bending', *Austral. J. Applied Sci.* **5**(4) (1954) 403-417.
[6] Becker, H. and Reiter, L., 'On the effect of temperature and moisture content on the relaxation of bending stress in beechwood' (in german), *Holz als Roh- und Werkstoff.* **28** (1970) 264-270.
[7] Urakami, H., 'Stress relaxation of wood treated with the formaldehyde in bending and in torsion during adsorption of water vapor', *Sci. Rep. Kyoto Pref. Univ, Agr.* **23** (1971) 88-99.
[8] Perkitny, T. and Hoffmann, Z., 'Zur Relaxation von Holz nach verschieden langer, konstanter Durchbiegung' (in german), *Holz als Roh- und Werkstoff.* **34** (1976) 167-170.
[9] Kubát, D.G., Samuelsson, S. and Klason, C., 'Stress relaxation in wood (Scots pine veneer)', *Journal of Materials Science.* **24** (1989) 3541-3548.

[10] Kubát, D.G. and Klason, C., 'Stress relaxation in wood: Scots pine veneer. Part II Quantitative comparison with the prediction of a cooperative flow model', *Journal of Materials Science.* **26** (1991) 5621-5268.
[11] Ebrahimzadeh, P.R. and Kubát, D.G., 'Effects of humidity changes on damping and stress relaxation in wood', *Journal of Materials Science.* **28** (1993) 5668-5674.
[12] Hunt, J.F., Zhang, H. and Huang, Y., 'Analysis of cantilever-beam bending stress relaxation properties of thin wood composites', *Bioresources.* **10**(2) (2015) 3131-3145.
[13] ASTM E328-13 'Standard Test Methods for Stress Relaxation Tests for Materials and Structures'. (2013)
[14] Happold, E. and Liddell, W.I., 'Timber lattice roof for the Mannheim Bundesgartenschau'. *The Structural Engineer*, **53**(3) (1975) 99-135.
[15] Pirazzi, C. 'Zur Berechnung von Holzschalen in Brettrippenbauweise mit Elastischem Verbundquerschnitt' (*in English: 'On the calculation of screw-laminated timber rib shells'*). PhD Thesis, EPF-Lausanne, Switzerland (2005).
[16] Harris, R. 'Designing a gridshell'. Presentation in Lund training school 'Timber Engineering', COST Action FP1004 'Enhance mechanical properties of timber, engineered wood products and timber structures'. Lund, Sweden (2012).
[17] D´Amico, B., Kermani, A., Zhang, H., Pugnale, A., Colabella, S. and Pone, S., 'Timber gridshells: Numerical simulation, design and construction of a full scale structure', *Structures.* **3** (2015) 227-235.
[18] EN 1995-1-1 'Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings'. (2016)
[19] ANSI/AWC NDS-2015 'National Design Specification for Wood Construction (NDS) ' and 'Supplement – Design Values for Wood Construction', American Forest and Paper Association, Washington, D.C. (2015).
[20] Wilson, T.R.C. 'The glued laminated wooden arch', Technical Bulletin Nº 691. United States Department of Agriculture, Washington, D.C. (1939).
[21] Hudson, W.M. 'The effect of initial bending on the strength of curved laminated timber beams', *Wood.* **25**(6) (1960) 234-236.
[22] Harris, R., Kelly, O. and Dickson M., 'Downland gridshell-an innovation in timber design', *Proceedings of Ice. Civil Engineering.* **156** (2003) 26-33.
[23] Harris, R. and Roynon, J. 'The Savill Garden gridshell design and construction', Proceedings of the 10th Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan. (2008).
[24] Thompson, J. and Hunt, G.W., 'On the buckling and imperfection-sensitivity of arches with and without prestress', *Int. J. Solids Struct.* **19**(5) (1983) 445-459.
[25] Chini, S.A. and Wolde-Tinsae A.M., 'Effect of prestressing on elastic arches', *J. Eng. Mech.* **114**(10) (1988) 1791-1800.
[26] Mesnil, R., Ochsendorf, J. and Douthe, C., 'Influence of the pre-stress on the buckling capacity of elastic grid shells', Proc. Of the IASS Symposium, Wroclaw, Poland (2013).
[27] Gliniorz, K-U., Mosalam, K.M. and Natterer, J., 'Modeling of layered timber beams and ribbed shell frameworks'. *Composites: Part B*, **33** (2002) 367-381.

ANÁLISE NUMÉRICA DE VIBRAÇÕES NA PASSARELA PÊNSIL DE PIRACICABA

NUMERICAL ANALYSIS OF VIBRATIONS IN THE PIRACICABA SUSPENSION FOOTBRIDGE

Samara P. Pereira [(1)] (A), Graciela N. Doz [(2)]

(1) Mestranda, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil
(2) Profª. Drª., Universidade de Brasília, Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil, Brasil
Endereço de contato: samara.pimentell@gmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-30

Resumo

Este trabalho tem como objetivo contribuir com o desenvolvimento e caracterização da análise dinâmica em estruturas de passarelas construídas em madeira *Eucalyptus Citriodoria*, material este com propriedades mecânicas satisfatórias e relativamente leve, frequentemente usada para fins estruturais. Essas características aliadas são responsáveis por gerar estruturas leves e com seção transversal reduzida. No entanto, em estruturas como as passarelas, o aumento da flexibilidade pode acarretar sérios problemas vibratórios, comprometendo o conforto dos usuários e, em casos extremos, a segurança estrutural. Para tratar o problema de vibrações excessivas em passarelas, faz-se necessário o conhecimento da frequência de excitação imposta pelos usuários, bem como o conhecimento das características dinâmicas da estrutura. Portanto, uma simulação numérica pelo método dos elementos finitos utilizando o software comercial ANSYS 15 ®, foi realizada na Passarela Pênsil de Piracicaba de maneira a obter tais características. Algumas normas e guias técnicos têm especificado métodos e parâmetros para qualificar o desempenho estrutural dinâmico. Entretanto, a análise detalhada destas normas ainda indica discrepâncias nas recomendações de umas e outras e os resultados obtidos da simulação em diferentes cenários mostram que a passarela estudada pode apresentar problemas de vibrações excessivas na direção vertical.

Palavras chave: passarela; dinâmica; vibrações; ANSYS

Abstract

This work aims to contribute to the development and characterization of the dynamic analysis in structures of footbridges built in Eucalytpus Citriodora wood, this material with satisfactory and relatively weightless mechanical properties, frequently used for structural purposes. These allied features are responsible for generating weightless structures and reduced cross-section. However, in structures such as footbridges, increased flexibility can lead to serious vibration problems, compromising user comfort and, in extreme cases, structural safety. To overcome the problem of excessive vibrations in walkways, it is necessary to know the frequency of excitation imposed by the users, as well as the knowledge of the dynamic characteristics of the structure. Therefore, a numerical simulation using the finite element method using the commercial software ANSYS 15 ® was performed at the Piracicaba Suspension Footbridge in order to obtain such characteristics. Some standards and technical guides have specified methods and parameters to qualify dynamic structural performance. However, the detailed analysis of these standards still indicates discrepancies in the recommendations of each other and the results obtained from the simulation in different scenarios show that a studied footbridge can present problems of excessive vibrations in the vertical direction.

Keywords*: footbridge; dynamics; vibrations; ANSYS*

1. INTRODUÇÃO

Com o crescimento dos centros urbanos e da necessidade de se criar uma infraestrutura que permita o bom funcionamento das cidades, soluções de transporte que permitam o deslocamento de pessoas de maneira eficiente faz se necessário. Desta maneira, o sistema viário em questão, dentre outras necessidades, deverá prever a construção de estruturas de passarelas, que se tornam cada vez mais presentes nas cidades, de modo a garantir a travessia segura de pedestres sobre vias expressas e o interligamento entre bairros.

Passarelas estão frequentemente sujeitas a ações dinâmicas, de ordem periódica ou similar, causadas pelas cargas de pedestres enquanto estes atravessam a estrutura. Tais carregamentos representativos de atividades como caminhar e correr ocorre basicamente em baixas frequências, podendo ser igualadas às frequências naturais da estrutura, dando origem ao fenômeno conhecido como ressonância, comprometendo assim o conforto dos usuários e em alguns casos, a segurança estrutural. Para contornar o problema de vibrações excessivas em passarelas, faz-se necessário o conhecimento da frequência de excitação imposta pelos usuários, bem como o conhecimento das características dinâmicas da estrutura. Estas condições apuradas após uma análise dinâmica da estrutura darão ao projetista subsídio para caracterizar a estrutura quanto a um comportamento adequado ou não, diante à ação gerada pelos pedestres. Apesar de todo estudo que vem sendo realizado, ainda assim é evidente a dificuldade em propor um modelo matemático que simule de maneira precisa o carregamento provocado pelos pedestres, uma vez que várias variáveis cercam o problema: frequência, velocidade e comprimento dos passos; circunstâncias externas relacionadas à sua localização; grau de sincronismo dos pedestres; etc.

À vista disso entende-se que a análise dinâmica em passarelas induzidas por pedestres é um problema complexo que se estende às diversas normas em vigor. Algumas normas e guias técnicos têm especificado métodos e parâmetros para qualificar o desempenho estrutural, sendo estes divididos em dois grupos: os que limitam as frequências próprias; e os que limitam os valores das acelerações.

O presente trabalho foi desenvolvido à luz de revisões bibliográficas em textos normativos e estudos de alguns autores, bem como de uma análise numérica na Passarela Pênsil de Piracicaba, utilizando o método dos elementos finitos, com o software ANSYS 15 ®, de maneira a poder qualificar a estrutura quando aos limites de serviço de vibrações, visto que, de acordo alguns usuários da passarela, vibrações são perceptíveis.

2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

O problema de vibrações induzidas pelo caminhar humano tem sido observado durante quase dois séculos [01]. Usualmente as passarelas são dimensionadas considerando apenas cargas estáticas que supostamente deveriam reproduzir as solicitações externas, entre as quais uma das mais importantes é a originada pelo caminhar das pessoas. No entanto, a caracterização estática é insuficiente para descrever de forma apropriada os efeitos em tais estruturas.

Observa-se que há um aumento no número de passarelas que tem apresentado alguma forma de dano devido às cargas dinâmicas, resultando assim em uma maior preocupação dos pesquisadores, principalmente a partir de relatos do acontecido na passarela Millenium, em Londres e na Passarela Solférino, em Paris (Figura 1), que tiveram de ser fechadas logo após inauguradas, por apresentarem vibrações laterais excessivas.

Figura 1a: Millenium Bridge, em Londres

Figura 1b: Pont du Solférino, em Paris

Após testes realizados na passarela Solférino foram identificados três modos de vibrações críticos, dentre eles dois modos de torção com 1.94 Hz e 2.2 Hz. A passarela Millenium, suspensa por três vãos, apresentou altas amplitudes de vibrações em quatro modos diferentes, com frequência aproximada de 0,8 Hz na extensão sul, 1,0 Hz na extensão norte e 0,95 Hz no vão central [2].

Com a finalidade de analisar o estado limite de serviço relacionado às vibrações induzidas por pedestres, torna-se necessário definir a carga dinâmica imposta pelos mesmos. De acordo com alguns autores, entre eles Bachmann e Rainer (1995), a função de carga considerada periódica *F(t)* pode ser descrita matematicamente através de séries de Fourier, como a soma de uma parcela estática, devido ao peso dos pedestres, e uma parcela flutuante, representativa da carga dinâmica, para as direções vertical, lateral e longitudinal, respectivamente, conforme mostra as equações (1) a (3):

$$Fp,_v(t) = G + G \sum_{i=1}^{n} \alpha_{i,v} \sin (2.\pi.i.fs.t - \varphi i) \quad (1)$$

$$Fp,lat(t) = G \sum_{i=1}^{n} \alpha i,lat \sin (2.\pi.i.\tfrac{1}{2} fs.t - \varphi i) \quad (2)$$

$$Fp,long(t) = G \sum_{i=1}^{n} \alpha i,long \sin (2.\pi.i.fs.t - \varphi i) \quad (3)$$

Sendo: G = Forca estática (referente ao peso do pedestre, usualmente adotada como 700N. (Para as direções horizontais esta parcela é nula);

α_i = Coeficiente de Fourier (também chamado de 'fator dinâmico de carga'), do i-ésimo harmônico;

f_s = Frequência do passo, em hertz;

t = Tempo, em segundos;

φ_i = Ângulo de fase do i-esimo harmônico em relação ao primeiro;

n = Número de harmônicos considerados;

Os coeficientes de Fourier, bem como os ângulos de fase, são objetos de intensas pesquisas no meio científico e discordâncias nos valores dados por diversos autores são encontradas.

As orientações normativas analisadas para o cálculo de passarelas seguem duas linhas distintas. A primeira linha exclui a necessidade uma análise dinâmica, por fazer menção à exclusão de faixas de frequências consideradas críticas (aquelas situadas num intervalo de atuação das cargas induzidas pelos pedestres). A segunda linha diz respeito à aceitação do nível de aceleração da estrutura, onde limites são especificados, de maneira a assegurar o conforto dos usuários. Como exemplo de códigos nacionais e internacionais aqui utilizados para qualificar a passarela em estudo, pode-se citar: NBR 7188 (2013) [3], ISO10137 (2007) [4], Eurocode 1 (2003) [5], Eurocode 5 (2004) [6], AASHTO (2009) [7], ONT83[8], BS5400 [9].

A norma brasileira que dita questões relacionadas a cargas móveis em passarelas (NBR7188) [3], estrutura foco deste estudo, apresenta conceitos estáticos para a representação da ação humana e,

consequentemente, nenhum parâmetro relacionado ao conforto dos pedestres. A edição mais recente da norma (2013) acrescenta ainda um item a respeito de passarelas esbeltas, leves, sensíveis à ação dinâmica dos pedestres, principalmente em estruturas de aço, mistas, estaiadas ou pênseis, denominadas 'passarelas especiais' onde a norma firma a necessidade da comprovação da estabilidade global da estrutura e da verificação dos diversos elementos estruturais através de modelos dinâmicos, no entanto, nenhum parâmetro para tal verificação é exposto.

A Organização Internacional para Padronização (ISO 10137) [4] ao analisar questões relacionadas ao estado limite de serviço contra vibrações, para base de projeto de estruturas, aborda desde a caracterização da força dinâmica produzida pela ação humana, até os critérios de conforto a serem adotados. A verificação de projeto deve ser estabelecida de acordo com o tráfego de pedestres a ser admitidos na passarela durante a sua vida útil, considerando os seguintes cenários: um pedestre atravessando a passarela e outro no meio do vão; um fluxo médio de pedestres, com base numa taxa de ocorrência diária; um fluxo grande de pedestres; e eventos festivos e/ou coreográficos ocasionais, quando aplicáveis. O guia ainda apresenta uma proposta para caracterizar a ação de multidões. A aceleração máxima vertical permitida para uma passarela com frequência aproximada de 2.0 Hz é de 0.6 m/s². A aceleração máxima horizontal permitida seguindo o mesmo critério, não deve exceder a 0.22 m/s².

O código Europeu 1 [5] se baseia nas duas linhas de análise dinâmica já apresentadas, apesar de não expor metodologias para a caracterização da força que é produzida pelos pedestres em uso da passarela. A norma propõe alguns valores base para as ações geradas pelas pessoas e formulações para caracterizar o critério de conforto dos usuários. Os critérios de conforto devem ser definidos em termos de aceleração máxima aceitável em qualquer parte da plataforma, não devendo exceder a 0,7 m/s² na direção vertical e 0,15m/s² na direção horizontal. Pode-se observar ainda que, para passarelas com vibrações horizontais acima de 2,5 Hz e verticais acima de 5 Hz, torna-se dispensável a análise dinâmica. Para passarelas com frequências horizontais na faixa de 1,5 Hz e 2,5 Hz e verticais entre 3 Hz e 5 Hz uma verificação dos critérios de conforto pode ser especificado para o projeto em particular, não sendo necessário. Abaixo desses valores, as verificações de critérios de conforto devem ser realizadas.

Já o código Europeu 5 [6], que contém diretrizes para projetos de passarelas de madeira, isenta de verificações quanto a vibrações, estruturas que apresentam frequências naturais na direção vertical e horizontal acima de 5 Hz e 2,5 Hz, respectivamente. A norma limita a aceleração na direção vertical em 0,7 m/s² e na direção horizontal em 0,2 m/s². Algumas formulações simplificadas para passarelas simplesmente apoiadas são apresentadas.

A Associação Norte-Americana de especialistas rodoviários e de transporte (AASHTO) [7] através do guia de especificações para projetos de passarelas recomenda a princípio o uso de uma carga equivalente de modo a substituir a carga dinâmica provocada pelos usuários de tais estruturas. A norma estabelece que a frequência fundamental no modo vertical da passarela sem carga deve ser maior do que 3 Hz para evitar o primeiro harmônico. No sentido lateral, a frequência da passarela deve ser superior a 1,3 Hz. Se a frequência fundamental não puder satisfazer estas limitações ou se o segundo harmônico é uma preocupação, deve ser feita uma avaliação do desempenho dinâmico. Uma simplificação ainda é proposta, onde ao invés de avaliar a passarela quanto às vibrações verticais, pode-se verificar se um dos seguintes critérios abaixo é satisfeito:

$$f \geq 2{,}86 \ln (180/W) \quad (3)$$

$$W \geq 180.e^{(-0{,}35.f)} \quad (4)$$

Sendo: f = frequência fundamental na direção vertical (Hz)
W = Peso da estrutura, incluindo apenas o peso próprio (Kips)

A norma da província de Ontário (ONT 83) [8] estabelece que a aceleração máxima, em metros por segundo ao quadrado, resultante do deslocamento de um pedestre ao longo da passarela, seja limitada a:

$$a_{máx} = 0{,}25.f^{\,0{,}78}\,[m/s^2] \quad (5)$$

Em um contexto geral, observa-se nas normas avaliadas que as mesmas apontam discrepâncias nos valores considerados satisfatórios de acelerações máximas que as passarelas podem apresentar. As figuras 2 e 3 exemplificam tal situação para alguns valores de frequências das estruturas para carregamentos verticais e horizontais respectivamente.

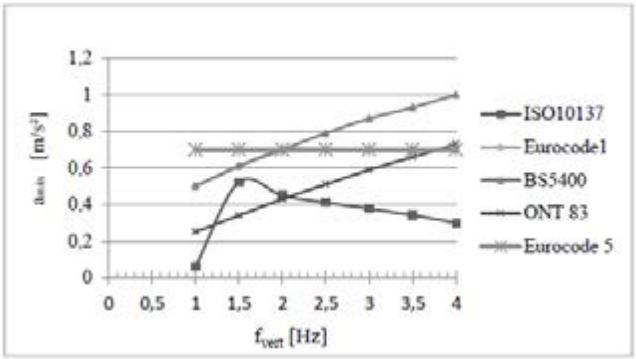


Figura 2: Acelerações verticais máximas

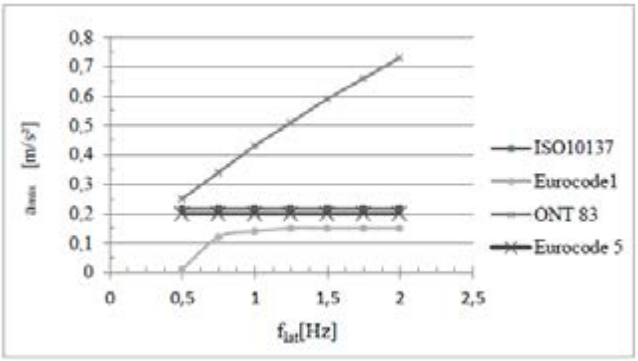


Figura 3: Acelerações horizontais máximas

3. ANÁLISE NUMÉRICA DA PASSARELA PÊNSIL DE PIRACICABA

3.1 Descrição da estrutura

A Passarela Pênsil construída sobre o rio Piracicaba, em Piracicaba, estado de São Paulo. apresenta um comprimento total igual a 105 m, sendo 75 m em vão suspenso, e largura igual a 4 m, estando os pendurais espaçados 3 m. A relação entre o vão central e a flecha é de 6,25 e a relação entre o vão e a altura das vigas treliçadas é de 50, conforme ilustra a Figura 4.

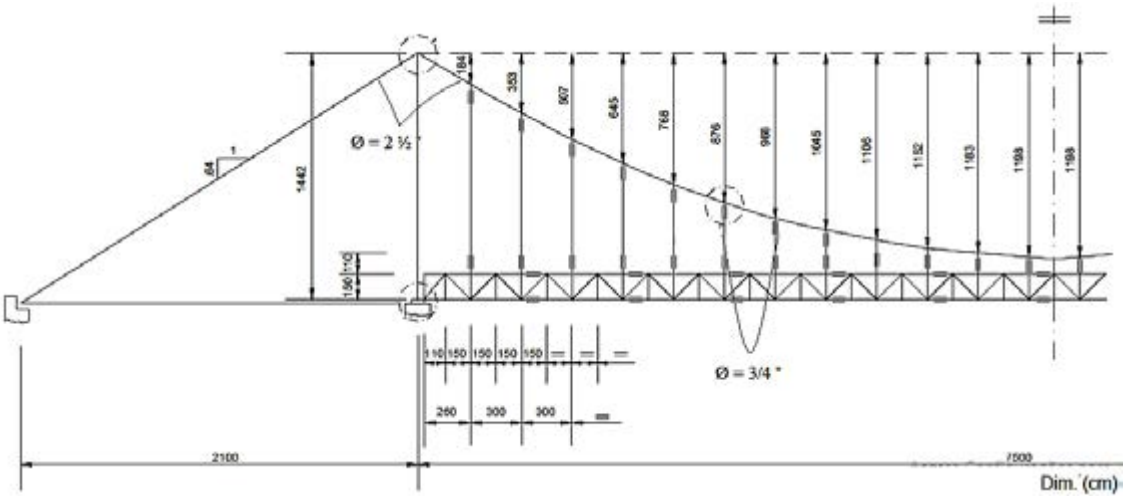


Figura 4: Esquema geral da passarela [10]

Os banzos e transversinas são treliçados, com peças retangulares compostas de madeira da espécie *Eucalyptus Citriodora*, com largura igual a 6 cm e altura igual a 16 cm. As tábuas do tabuleiro também são da espécie Eucalyptus Citriodora e possuem 2,5 cm de espessura e 20 cm de largura. O sistema

treliçado conta ainda com contraventamentos em peças retangulares com largura igual a 8 cm e altura igual a 16 cm (Figura 2). As torres de suspensão são metálicas.

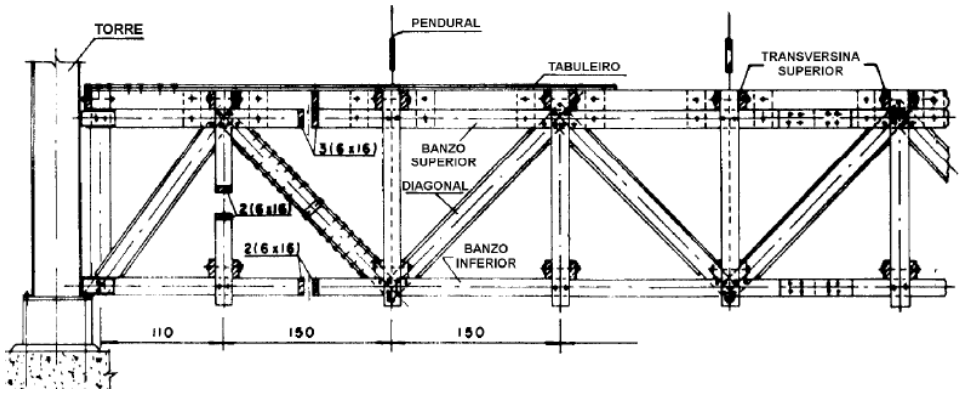


Figura 4a: Vista lateral das vigas [10]

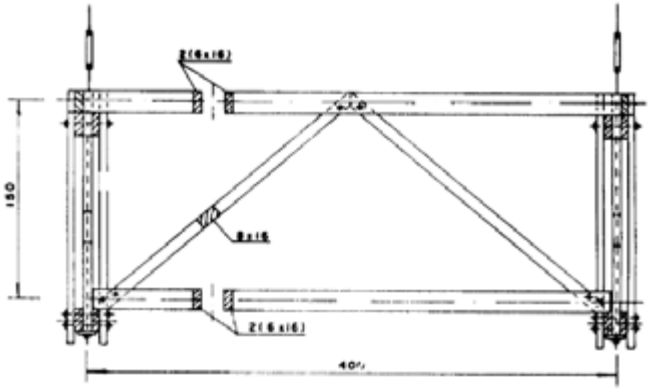


Figura 4b: Corte transversal [10]

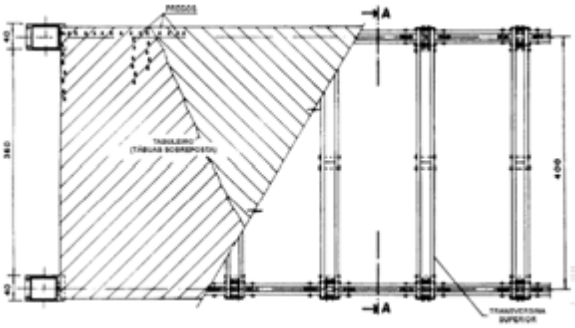


Figura 4c: Planta do tabuleiro [10]

3.2 Modelo em elementos finitos

Para o estudo numérico da Passarela Pênsil de Piracicaba foi criado um modelo tridimensional em elementos finitos, com o auxílio do software ANSYS 15 ®. Sabe-se que a modelagem de estruturas como esta, com diferentes materiais e muitos graus de liberdade é bastante complexa, e que, o ideal é que se possam realizar testes experimentais para que o modelo teórico seja calibrado. No entanto, isto está fora do escopo deste trabalho.

No modelo, as vigas em madeira, as torres metálicas e os cabos foram representados pelo elemento '*Beam* 188' interligados rigidamente e as continuidades na estrutura foram levadas em consideração. O tabuleiro também em madeira e ligado ao longo dos banzos superiores, foi modelado por elementos '*Shell* 181'. As ancoragens dos cabos principais foram simplificadamente substituídas por apoios fixos e o mesmo procedimento foi adotado para representar a ligação das torres aos blocos de fundação. A Figura 5 traz parte da representação tridimensional da passarela, conforme programa ANSYS 15. As barras de corrimão e guarda-corpo foram consideradas como elementos de massa, aplicados no tabuleiro da passarela.

O modelo discretizado possui 5180 nós e 3674 elementos.

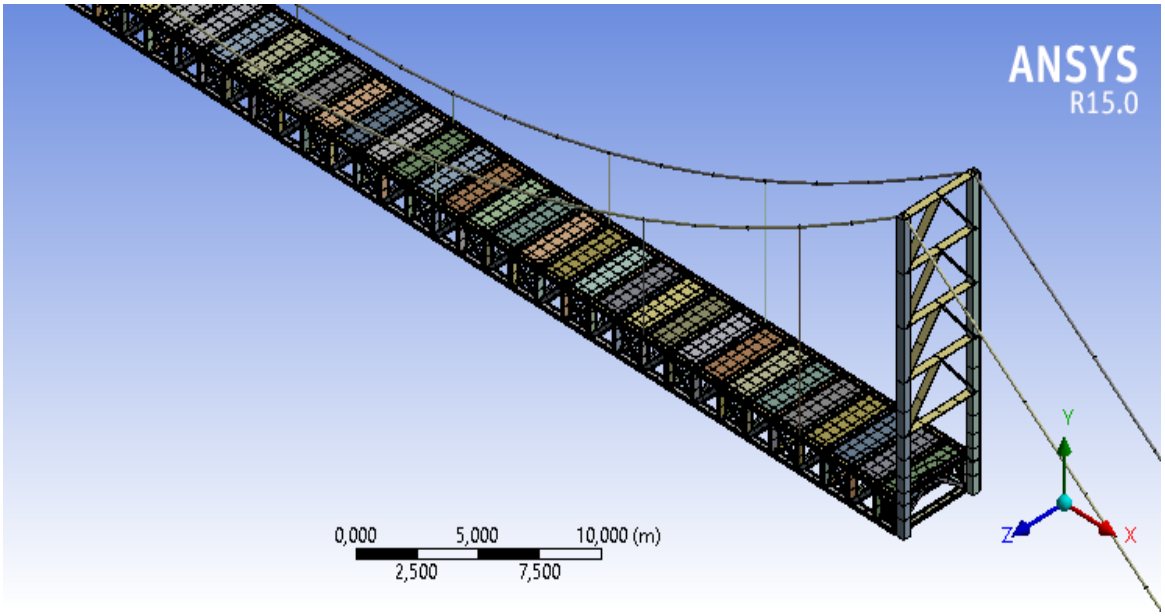


Figura 5: Modelo numérico tridimensional criado no ANSYS

Finalmente, são apresentadas, na Tabela 1, as propriedades físicas dos materiais constituintes da passarela que foram consideradas na modelagem numérica da estrutura.

Tabela 1: Propriedades físicas dos materiais [11 e 12]

Material	Peso Específico (ρ) (Kg/m³)	Módulo de Elasticidade (E) (MPa)			Coeficiente de Poisson (ν)		
Aço Estrutural	7860	205000			0,3		
Cabo Filler AA 6x25	7860	129400			0,3		
Aço 1020	7860	210000			0,3		
Madeira Eucalyptus Citriodora	999	E_L (MPa)	E_R (MPa)	E_T (MPa)	ν_{LR}	ν_{LT}	ν_{RT}
		16981	1825	1358,5	0,23	0,48	0,7
		G_{LR}	G_{RT}	G_{LT}			
		861	86,1	809,34			

Os módulos de elasticidade, bem como os coeficientes de Poisson da Madeira *Eucalyptus Citriodora* usados, foram determinados experimentalmente por Ballarin e Oliveira (2003) e analiticamente pelos fatores de conversões propostos por Bodig e Jayne (1982). Os parâmetros usados para o aço *Filler* com alma de aço foram encontrados em manuais técnicos de fornecedores, tal como CIMAF [12].

3.2.1 Análise modal

Após a definição do modelo numérico a ser utilizado, foi realizada a análise modal para a identificação dos modos e frequências de vibração da estrutura. Essa análise foi realizada para os primeiros 120 modos e os resultados das primeiras frequências relevantes encontradas no tabuleiro estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Frequências naturais extraídas da análise modal

Modo de Vibração (nº)	Frequência Natural (Hz)	Características do Modo de Vibração
9	1,27	1º Modo Vertical
18	1,57	1º Modo Lateral
21	2,01	1º Modo de Torção
24	2,55	2º Modo Vertical
37	3,42	2º Modo de Torção
43	4,25	3º Modo de Torção
96	4,63	3º Modo Vertical
107	5,72	4º Modo de Torção
115	6,99	4º Modo Vertical

Logo abaixo, as Figuras 6 a 8 exibem graficamente os resultados obtidos para o 1º modo de vibração vertical, 1º modo de vibração horizontal e 1º modo de torção, respectivamente.

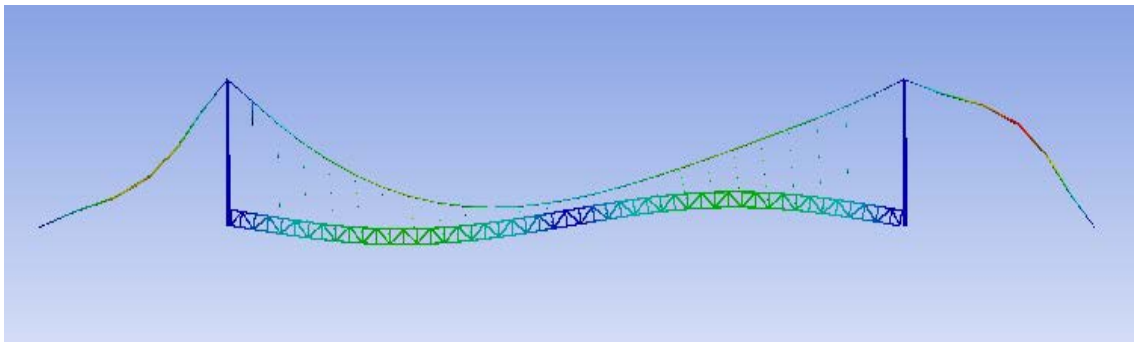


Figura 6: Primeiro modo de vibração vertical (Vista longitudinal)

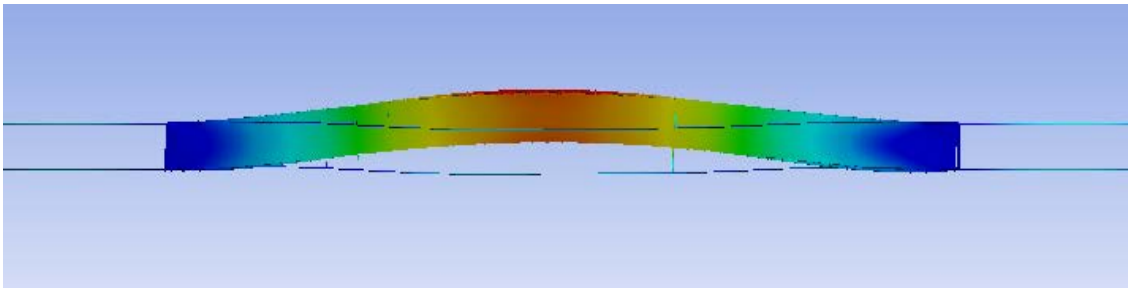


Figura 7: Primeiro modo de vibração lateral (Vista superior)

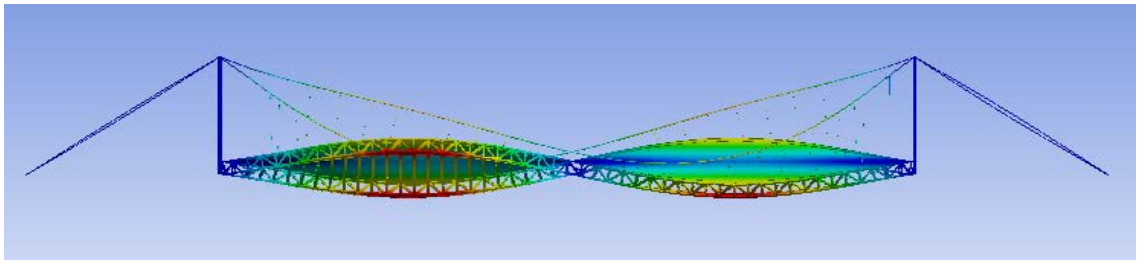


Figura 8: Primeiro modo de torção (Vista longitudinal)

3.2.2 Análise Transiente

As normas aqui citadas foram avaliadas em busca de parâmetros dinâmicos a serem aplicados no modelo numérico já definido, para que posteriormente fossem feitas as devidas comparações e classificação da passarela quanto ao atendimento ou não do que prescrevem tais normativos.

Para as normas que não oferecem metodologias para a representação do carregamento, apontando apenas os limites de serviço a serem obedecidos, foram levados em consideração os parâmetros prescritos pela ISO 10137 [3] e os modelos propostos são descritos a seguir:

Modelo I: Neste modelo, a força dinâmica caracteriza a atividade de caminhar na direção vertical. A frequência de excitação considerada é igual a 1,3 Hz pela proximidade do valor com a primeira frequência de flexão vertical encontrada na passarela, de maneira a obter o pior cenário. Ressalta-se que tal frequência se enquadra nos valores representativos da atividade de caminhar, conforme prescrevem alguns autores. A carga é aplicada ao longo do vão, variando espacial e temporalmente, conforme se idealiza a caminhada de um pedestre. O modelo é aplicado em uma primeira análise simulando o caminhar de 1 pedestre trafegando sobre todo o vão. Posteriormente é analisada a condição de 10 pedestres sobre a estrutura. Tendo em vista que o efeito de várias pessoas caminhando é maior quando estas se encontram em fase, optou-se por considerar que estes estariam se locomovendo enfileirados, defasados de dois períodos. Por fim, uma última situação é prevista aumentando o número de pedestres. Deste modo foi estudado ainda o caso de 30 pedestres se locomovendo, estes estariam em trio, formando três filas com 10 pedestres em cada, defasados de dois períodos tal como o caso anterior. A Figura 9 exemplifica o carregamento de dois passos consecutivos dado por 1 pedestre com velocidade igual 0,9 m/s, proposto conforme o Modelo I.

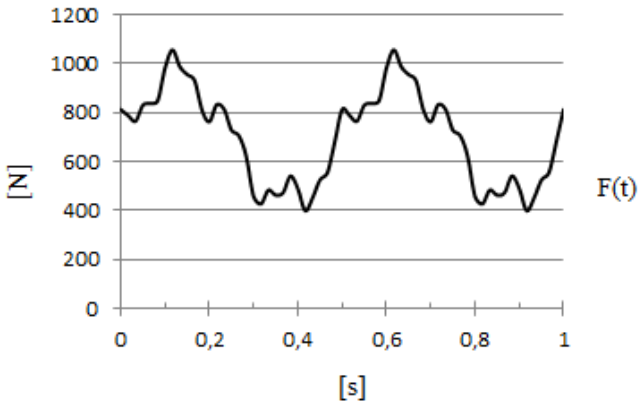


Figura 9: Carregamento vertical para frequência 1,3 Hz

Modelo II: A força dinâmica caracteriza a atividade de correr na direção vertical. A frequência de excitação considerada é igual a 2,55 Hz. Tal frequência escolhida para a simulação leva em conta o valor da segunda frequência de flexão vertical da estrutura e se enquadra nos valores propostos por pesquisadores ao descrever a atividade de corrida. Ainda no mesmo raciocínio, a carga é aplicada ao longo do vão, variando espacial e temporalmente e em ressonância. O modelo é aplicado em uma primeira análise simulando o caminhar de 1 pedestre trafegando sobre todo o vão. Posteriormente é analisada a condição de 10 pedestres sobre a estrutura. Tendo em vista que o efeito de várias pessoas caminhando é maior quando estas se encontram em fase, optou-se por considerar que estes estariam se locomovendo enfileirados, defasados de 1 período. Por fim, uma última situação é prevista aumentando o número de pedestres. Deste modo foi estudado ainda o caso de 30 pedestres se locomovendo, estes estariam em trio, formando três filas com 10 pedestres em cada, defasados tal como na condição anterior.

Modelo III: A força dinâmica caracteriza a atividade de caminhar na direção horizontal. A frequência de excitação considerada é igual a 1,25 Hz, metade da frequência de passo considerada para a atividade de caminhada. As mesmas observações das análises do Modelo I referentes ao número de pedestres sobre a estrutura e como estes caminham, são mantidas.

As acelerações encontradas em diferentes situações de carregamentos, bem como os limites de serviço prescritos em diferentes normas, são descritos nas Figuras 10 e 11.

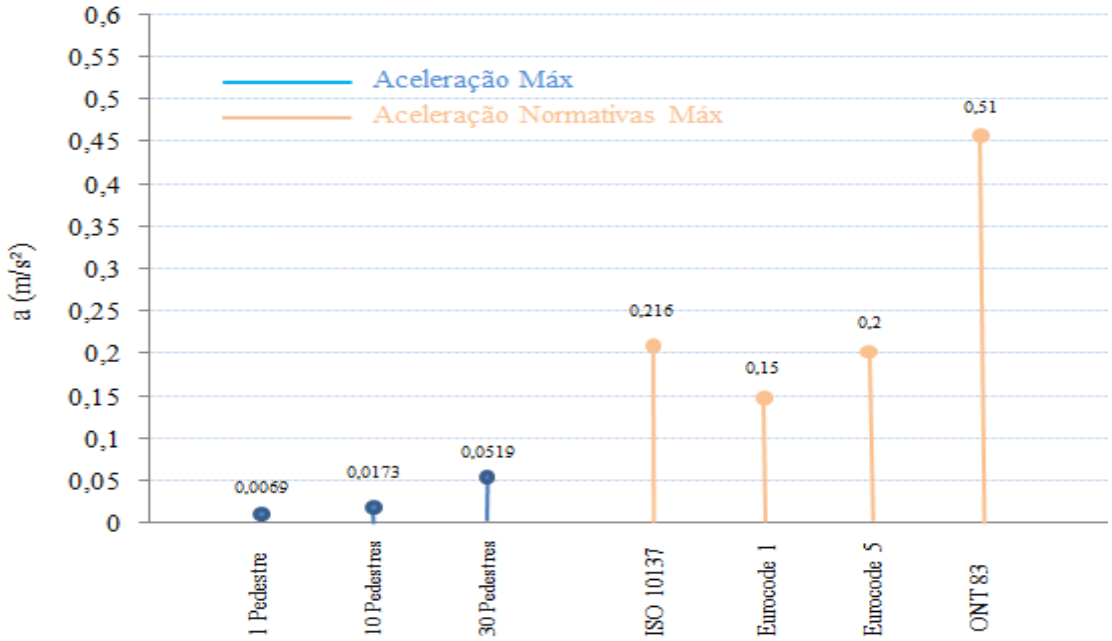


Figura 10: Comparação entre as acelerações máximas encontradas e as prescrições normativas – direção horizontal (1,25 Hz)

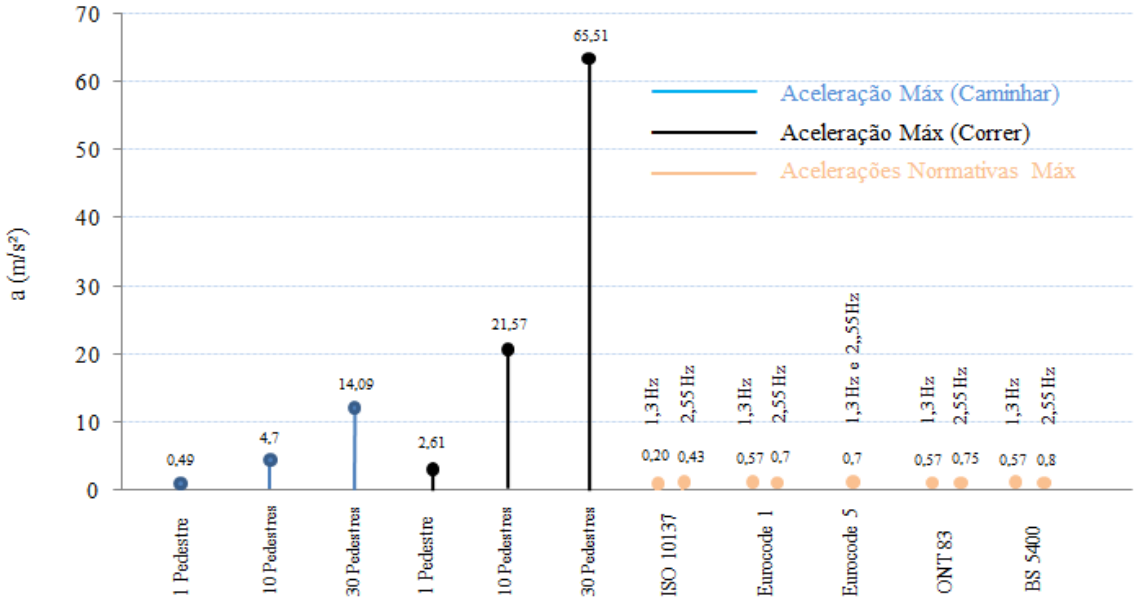


Figura 11: Comparação entre as acelerações máximas encontradas e as prescrições normativas – direção vertical (1,3 Hz e 2,55 Hz)

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos mostram que a passarela estudada neste trabalho pode apresentar problemas de vibrações excessivas, uma vez que as frequências naturais da estrutura na direção vertical se mostram abaixo dos limites estabelecidos em diferentes normas. Em relação às frequências naturais na direção horizontal, a estrutura apresenta bom comportamento, quando consideradas as prescrições do Eurocode 1 [5] e AASHTO 2009 [7]. Para as demais normas avaliadas, as vibrações nesta direção podem vir a ser um problema, bem como na direção vertical.

Baseado na análise transiente numérica verifica-se que existe a possibilidade de desconforto aos usuários, em razão das acelerações verticais estarem acima dos valores propostos nas normas analisadas neste trabalho, considerando cenários com um pedestre caminhando ou correndo sobre a estrutura, bem como, cenários com fluxo de pessoas. Ressalta-se que, para um único pedestre fazendo uso da passarela, apenas a ISO 10137 [3] classifica a estrutura como insatisfatória. Em relação às acelerações na direção horizontal, a estrutura exibe bom comportamento, não apresentando valores capazes de indicar a possibilidade de desconforto aos usuários.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF), pelo apoio concedido a esta pesquisa na forma de bolsa (mestrado).

REFERÊNCIAS

[1] Varela. W.D, Battista. R.C. Control of vibrations induced by people walking on large span composite floor decks. ‘Elsevier Journal Engineering Structures’, (2011).
[2] Ingolfsson.E.T. Pedestrian Induced lateral vibrations of footbridges: A literature review. ‘Elsevier Journal Engineering Structures’, (2012).
[3] ABNT NBR 7188. Carga móvel rodoviária e de pedestres em Pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. (2013)
[4] ISO 10137. Bases for design of structures – serviciability of buildings and walkays against vibrations. ‘International Organization for Standardization’, (2007).
[5] EUROCODE 1. Actions on structures – Par 2: Traffic loads on bridges. ‘European Standard’, (2003).
[6] EUROCODE 5. Design of timber structures, Part 1-2: Bridges. ‘European Standard’ (2004).
[7] AASHTO. LRFD. Guide specification for the design of pedestrian bridges. ‘Association of state highway and transportation officials’, (2009
[8] ONT83, ‘Ontario highway bridge design code’, (1991).
[9] BS5400-2 – Steel, concrete and composite bridges – Part 2: Specification for loads, Annex B (normative) Vibration serviceability requirements for foot and cycle track bridges. ‘UK British Standards Association’, (2006).
[10] Dias, A.A., Júnior, C.C., e Lahr, F., ‘Revista Madeira’, (2001).
[11] Bilesky, L. e Conti, C., ‘Simulação numérica do ensaio de resistência ao cisalhamento poposto pela NBR 7190 (1997) para a madeira Eucalyptus citriodora’
[12] Cimaf, 'Manual Técnico de cabos’ (2009).
[13] Bachmann, H e Ammann, W. Vibrations in structures induced by man and machines: structural engineering document 3E. (1987).

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA DE LIGAÇÕES EM MADEIRA COM PARAFUSOS PASSANTES

EXPERIMENTAL EVALUATION OF STRENGTH IN BOLTED TIMBER JOINTS

Jorge Luís Nunes de Góes [(1)] (A), Josué da Silva Junior [(2)]

(1) Prof. Dr., Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Brasil
(2) Acadêmico de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
Endereço de contato: jgoes@utfpr.edu.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-33

Resumo

As estruturas em madeira são uma alternativa importante à crescente demanda por sustentabilidade e diminuição do impacto ambiental por parte da indústria da construção civil. A capacidade de carga dessas estruturas são normalmente determinadas pelas resistências das ligações entre os elementos que a compõe, sendo assim necessário o estudo profundo acerca do comportamento estrutural dessas ligações. Este trabalho tem por objetivo estudar diferentes modelos teóricos de cálculo para resistência de ligações por parafuso passante com porca e arruela em madeira, a citar, NBR 7190 e EUROCODE 5. Além disso, foram conduzidos ensaios de resistência de ligação em corpos de prova normatizados, utilizando duas espécies diferentes de madeira, Garapeira (Apuleia leiocarpa) e Caixeta (Tabebuia cassinoides). Os resultados experimentais obtidos mostram que o modelo da norma europeia é mais adequado que o modelo da norma brasileira, para o cálculo de resistência das ligações parafusadas.

Palavras chave: ligações em madeira; pinos metálicos; estruturas de madeira; parafuso passante

Abstract

Wooden structures are an important alternative to growing demand for sustainability and reduced environmental impact from the construction industry. The carrying capacity of these structures are usually determined by the resistances of the connections between the elements that are composed, necessary to the deep study on the structural behavior of these connections. This paper presents to study different theoretical models of calculating resistance connections through bolt with nut and washer in timber, quote, NBR 7190 and EUROCODE 5. Also it was conducted bond strength tests on standardized test specimens using two different species of wood, Garapeira (Apuleia leiocarpa) and Caixeta (Tabebuia cassinoides). The experimental results show that the model of the European standard is more appropriate than the Brazilian standard model for calculating the resistance of bolted connections.

Keywords*: timber connections; metallic pins; timber structures; bolt*

1. INTRODUÇÃO

O uso da madeira em estruturas representa uma das mais promissoras soluções à urgente necessidade por sustentabilidade e diminuição da degradação ambiental pela indústria da construção civil, no entanto, a execução de grandes estruturas de madeira requer peças maciças com dimensões dificilmente encontradas. Para viabilização dessas estruturas, é necessário efetuar uniões compatíveis com as solicitações mecânicas, oferecendo resistência, durabilidade e segurança.

A resistência da estrutura é normalmente determinada pela resistência das ligações, além disso, as dimensões dos elementos estruturais são muitas vezes determinadas pelo número e as características físicas do tipo de conector a ser usado.

As ligações com pinos metálicos são uma das mais utilizadas no Brasil, principalmente devido ao baixo custo e facilidade de execução. As ligações pregadas e parafusadas são exemplos de ligações por pinos metálicos.

O trabalho de maior destaque na área de ligações com pinos metálicos (pregos, parafusos passantes ou parafusos auto-atarraxantes) foi desenvolvido por Johansen [1]. O modelo proposto por Johansen deu origem ao que hoje é conhecido por EYM (European Yield Model), presente em várias normas, entre as quais, a norma europeia EUROCODE 5 [2] e a brasileira NBR 7190 [3].

A metodologia especificada pela norma nacional para cálculo de resistência de ligações, apesar de ser baseada na teoria de Johansen, é simplificada e restrita a algumas configurações específicas de peças. Além disso, a norma não contempla alguns efeitos não lineares que possuem influência significativa na resistência final da ligação.

Assim, torna-se providencial um estudo comparativo entre os modelos analíticos de documentos normativos, nacionais e internacionais, bem como de resultados de ensaios experimentais, a fim de avaliar a adequação desses modelos para o dimensionamento de ligações parafusadas. Somando-se a isso, ressalta-se que atualmente a norma brasileira NBR 7190 [3] “Projeto de Estruturas de Madeira” está em fase de revisão e diversos estudos vêm sendo desenvolvidos no país para subsidiar possíveis revisões no texto.

De acordo com TIMBER ENGINEERING STEP 1 [4], para as conexões comumente utilizadas, é feita uma distinção entre as ligações de carpintaria (entalhes ou encaixes) e ligações mecânicas, que podem ser feitas a partir de diversos tipos de conectores. Ainda segundo STEP 1, as ligações mecânicas tradicionais são divididas em dois grupos dependendo de como as forças são transmitidas entre os membros da ligação, são eles:

- *Metal dowel type fasteners*, onde o carregamento é transferido pela ação do elemento metálico de ligação. Neste tipo de ligação, o comportamento é regido pelos modos de falha propostos por Johansen, com pequenas adaptações para os diferentes tipos de conectores. Pregos, parafusos, pinos metálicos e grampos pertencem a esse grupo;
- *Bearing-type connectors*, onde o carregamento é transferido principalmente pela superfície próxima ao conector. Nestes casos a teoria de Johansen não se aplica. Os cálculos são geralmente determinados por tensões de cisalhamento e de compressão na madeira. Chapas de dentes estampados (CDE) e anéis metálicos pertencem a esse grupo.

O modelo teórico desenvolvido por JOHANSEN [1], que atualmente serve de base para a maioria dos documentos normativos nacionais e internacionais, foi desenvolvida apenas para ligações com pinos metálicos. Os pinos metálicos podem ser classificados em *nails* que são os pregos os *dowels*, que são barras de aço lisas do diâmetro do furo ajustados, os *bolts*, que são os parafusos sextavados com porcas e arruelas ou do tipo francês, e *screws*, que são os parafusos auto-atarraxantes.

Os parafusos passantes, *bolts*, atravessam as peças a serem unidas passando livremente nos furos. Possuem cabeça hexagonal ou semiesféricas e diâmetros variados de até 30 mm. De acordo com a necessidade do projeto, além das porcas, podem utilizar arruelas e contra porcas como acessórios. Os parafusos são especificados segundo a norma ISO 4016 [5], que define a geometria dos parafusos, e a norma ISO 898-1 [6] define as características do aço empregado no parafuso.

Os parafusos especificados segundo as normas ASTM A325a, ASTM A307 e ASTM A490 são, de um modo geral curtos, utilizados em estruturas metálicas, onde os elementos conectados possuem seções transversais esbeltas, quando comparadas com as ligações de madeira. Os valores mínimos de resistência ao escoamento e da resistência a ruptura, de acordo com as normas, estão indicados na tabela 1.

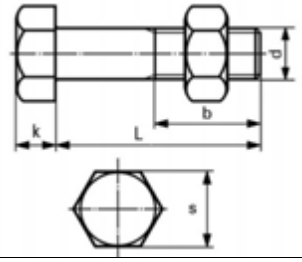
Tabela 1: Materiais usados em parafusos

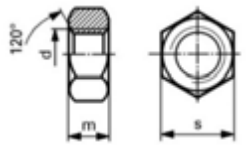
Especificação	f_y MPa	f_u MPa
ASTM A307	-	415
ISO 4016 Classe 4.6	235	400
ASTM A325[a]	635 560	825 725
ISO 4016 Classe 8.8	640	800
ASTM A490	895	1035
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000
[a] Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.		

Fonte: Adaptado de NBR 8800 [10].

Os parafusos especificados pela norma ISO 4016 [5], bem como as porcas especificadas pela norma ISO 4034 [7] estão indicados na tabela 2. Apesar de existirem no mercado parafusos com diâmetro inferior a 10 mm, a norma NBR 7190 [3] não permite o uso dos mesmos.

Tabela 2: Dimensões dos parafusos segundo ISO 4016 e porcas segundo ISO 4034





d	**M10**	**M12**	**M16**	**M20**	**M24**
s	17	19	24	30	36
k	6.4	7.5	10	12.5	15
b (L=125)	26	30	38	46	54
b (L>125)	32	36	44	52	60
b (L>200)	45	49	57	65	73
$\mathbf{m_{min}}$	8	10.4	14.1	16.9	20.2
$\mathbf{m_{max}}$	9.5	12.2	15.9	19	22.3
s	16	18	24	30	36
Valores indicados em mm					

Fonte: Adaptado de ISO 4016 [5] e ISO 4034 [7].

As arruelas para parafusos em estruturas de madeira são especificadas segundo a norma DIN 440 [8], sendo DIN 440R para arruelas redondas com furo central redondo e, DIN 440V para arruelas redondas com furo central quadrado. As arruelas quadradas são especificadas pela norma DIN 436 [9].

1.1 Modelo analítico do Eurocode 5 [2]

O modelo analítico para o dimensionamento de ligações parafusadas da norma europeia advém do modelo proposto por Johansen, com acréscimo de fatores que levam em consideração fenômenos como o atrito entre as peças de madeira e também o efeito de corda. O valor da capacidade da ligação deve ser o menor dentre as equações que regem os diferentes modos de falha.

A tabela 3 apresenta os possíveis modos de falha para ligações com apenas um plano de corte e as suas respectivas equações. A tabela 4 mostra as equações e respectivos modos de falha para ligações em corte duplo. Para mais de duas seções de corte o EC5 [2] recomenda que sejam utilizadas as equações da tabela 4 e, o valor da força característica ($F_{v,Rk}$) seja multiplicado pelo número de seções de corte da ligação.

O modo de falha Ia e Ib é caracterizado pelo embutimento do pino metálico na madeira, sem a ocorrência de giro ou deformação do pino, já no modo de falha Ic o embutimento do pino na madeira ocorre devido ao giro do parafuso, ainda sem deformação do mesmo. No modo de falha "IIa" e "IIb" há ocorrência de embutimento da madeira e também deformação do parafuso com a ocorrência de uma rótula plástica. O modo de falha III é caracterizado pela deformação do parafuso com a ocorrência de duas rótulas plásticas.

Tabela 3: Modos de falha e equações para o dimensionamento de ligações com uma seção de corte

(Ia) (Ib) (Ic) (IIa) (IIb) (III)

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por parafuso utilizado.	
(Ia)	$F_{v,k1} = f_{e,k1} t_1 \, d$	(1)
(Ib)	$F_{v,k2} = f_{e,k1} t_2 \, d \, \beta$	(2)
(Ic)	$F_{v,k3} = \frac{f_{e,k1} t_1 \, d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(3)
(IIa)	$F_{v,k4} = 1{,}05 \frac{f_{e,k1} t_1 \, d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta \, (2+\beta) M_{y,k}}{f_{e,k1} \; d \; t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(4)
(IIb)	$F_{v,k5} = 1{,}05 \frac{f_{e,k1} t_2 \, d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta \, (1+2\beta) M_{y,k}}{f_{e,k1} \; d \; t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(5)
(III)	$F_{v,k6} = 1{,}15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 \, M_{y,k} \, f_{e,k1} \, d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(6)
$F_{v,Rk}$ é o menor valor dentre os resultados dos seis modos de falha.		

Tabela 4: Modos de falha e equações para o dimensionamento de ligações com duas seções de corte

(Ia) (Ib) (II) (III)

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por parafuso utilizado.	
(Ia)	$F_{v,k1} = f_{e,k1} t_1 \, d$	(7)
(Ib)	$F_{v,k2} = 0{,}5 f_{e,k1} t_2 \, d \, \beta$	(8)
(II)	$F_{v,k3} = 1{,}05 \, \frac{f_{e,k1} t_1 \, d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta\,(2+\beta) M_{y,k}}{f_{e,k1} \, d \, t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(9)
III)	$F_{v,k4} = 1{,}15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 \, M_{y,k} f_{e,k1} \, d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	(10)
$F_{v,Rk}$ é o menor valor dentre os resultados dos quatro modos de falha.		

Onde: $F_{v,Rk}$ é a força característica da ligação por plano de corte para cada parafuso; t_1 e t_2 são as espessuras dos elementos de madeira; d é o diâmetro do parafuso; $f_{e,k1}$ e $f_{e,k2}$ são as resistências ao embutimento das madeiras dos elementos 1 e 2 respectivamente; β é a relação entre as resistências ao embutimento dos elementos 1 e 2, segundo a Eq. (11) e; $M_{y,k}$ é o momento plástico característico do parafuso definido empiricamente pela Eq. (12).

$$\beta = \frac{f_{e,k2}}{f_{e,k1}} \tag{11}$$

$$M_{y,k} = 0{,}3 . f_{u,k} . d^{2,6} \tag{12}$$

O valor $F_{ax,Rk}$ é a contribuição do efeito de corda, calculado pelo menor valor dentre a resistência de tração do pino e a resistência ao embutimento da arruela na madeira, respectivamente. Além disso, a norma limita o valor do efeito de corda à 25% da parcela de Johansen, para parafusos passantes com porcas e arruelas.

A norma europeia também leva em consideração o acréscimo de resistência nos modos de falha II e III, devido ao atrito entre as peças, induzidos pelos coeficientes 1,05 e 1,15, no início das equações.

1.2 Modelo analítico da NBR 7190 [3]

O modelo analítico da norma brasileira advém do modelo formulado por Johansen, admitindo certas simplificações, como por exemplo, apenas um valor de resistência de embutimento, espessura simétrica dos elementos de madeira e, dois modos de falha distintos caracterizados como modo de falha por embutimento do pino na ligação e modo de falha por flexão do parafuso.

De acordo com a NBR 7190 [3], a resistência total de um pino de ligação é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte. As equações servem tanto para o caso de corte simples quanto para os casos de corte duplo ou múltiplas seções de corte. Para uma seção de corte é levado em consideração à resistência ao embutimento de cálculo do parafuso na madeira (f_{ed}), a resistência ao escoamento de cálculo do aço do parafuso (f_{yd}), o diâmetro do parafuso (d) e a espessura convencional (t), sendo considerado o menor valor entre t_1 e t_2, conforme exposto na fig. (1).

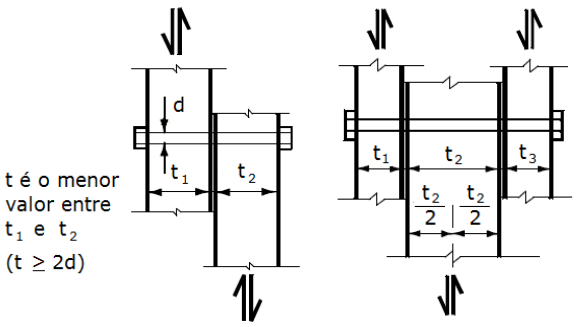


Figura 1: Ligações parafusadas em corte simples e corte duplo

Para a determinação da resistência máxima de cálculo da ligação (R_d) é necessário determinar os parâmetros β e β_{lim}, conforme Eq. (13) e (14).

$$\beta = t \cdot d \tag{13}$$

$$\beta_{lim} = 1{,}25 \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e,d}}} \tag{14}$$

Quando $\beta \leq \beta_{lim}$ a norma brasileira indica que o modo de falha é caracterizado por embutimento do parafuso na madeira e a força resistente de cálculo deve ser calculada segundo a Eq. (15).

$$R_d = 0{,}40 \cdot t \cdot d \cdot f_{e,d} \tag{15}$$

Para os casos em que $\beta > \beta_{lim}$ o modo de falha é caracterizado por flexão do parafuso e a força resistente de cálculo da ligação deve ser calculada pela Eq. (16).

$$R_d = 0{,}625 \cdot \frac{d^2}{\beta_{lim}} \cdot f_{y,d} \tag{16}$$

A resistência total da ligação é determinada multiplicando o valor R_d pelo número de parafusos da ligação e pelo número de seções de corte de cada parafuso.

2. METODOLOGIA

Para a investigação experimental foram confeccionados corpos de prova de ligação normatizados segundo NBR 7190 [3] – Projeto de Estruturas de Madeira (Anexo C: Determinação de resistências das ligações mecânicas das estruturas de madeira), que define o comprimento da base de medida mínimo de acordo com a Eq. (17). Os espaçamentos entre pinos foram determinados atendendo as exigências mínimas presentes na norma, representadas na Fig. (3).

$$L_o = 2.(7.d) + n.(a) \quad (17)$$

onde:
L_0 é o comprimento da base de medida, em milímetros;
d é o diâmetro do pino, em milímetros;
n é o número de espaçamentos entre os pinos segundo a direção paralela ao esforço;
a é o espaçamento entre pinos, medido de eixo a eixo na direção paralela ao esforço, em milímetros.

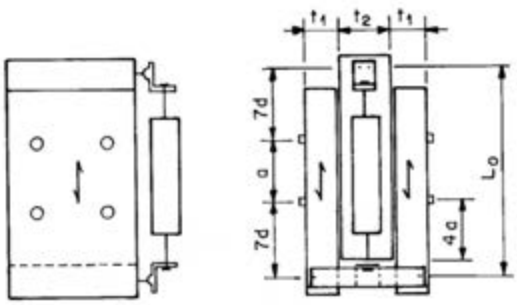


Figura 2: Corpo de prova para ensaio de ligações mecânicas
Fonte: Adaptado NBR 7190 [3].

Os corpos de prova foram confeccionados no Laboratório de Estruturas da Universidade Tecnológica Federal do Paraná Campus Campo Mourão (UTFPR) a partir de dois lotes de madeira de espécies diferentes, a citar, Garapeira (*Apuleia Ieiocarpa*) e Caixeta (*Tabebuia cassinoides*), escolhidas por representarem classes de resistência e densidade distintas. A madeira para fabricação dos corpos de prova foi extraída aleatoriamente do lote a ser investigado, a partir de regiões afastadas das extremidades das peças de pelo menos cinco vezes a menor dimensão de sua seção transversal, mas nunca menos de 30 cm de acordo com as exigências da norma NBR 7190 [3] – Anexo C.

Os pinos utilizados foram parafusos sextavados de rosca parcial com diâmetro de 12 mm (M12) produzidos em aço estrutural ISO 4016 Classe 8.8 especificado segundo a norma ISO 4016 [5]. As arruelas utilizadas possuíam diâmetro interno (d_1) igual a 13,5 mm e diâmetro externo (d_2) igual a 44,0 mm, especificadas segundo a norma DIN 440R [8].

Foram confeccionados seis corpos de prova de cada espécie, de acordo com a exigência mínima para caracterização da resistência de uma ligação segundo a NBR 7190 [3] – Anexo C. As dimensões adotadas para a confecção estão representadas na Fig. (4). Algumas medidas foram padronizadas acima do mínimo especificado em norma.

As espessuras “t” das peças foram estabelecidas conforme item 8.3.4 da NBR 7190[3] sendo utilizada a espessura padrão de 25 mm para as cobrejuntas. As peças centrais foram construídas com o dobro da espessura das respectivas cobrejuntas.

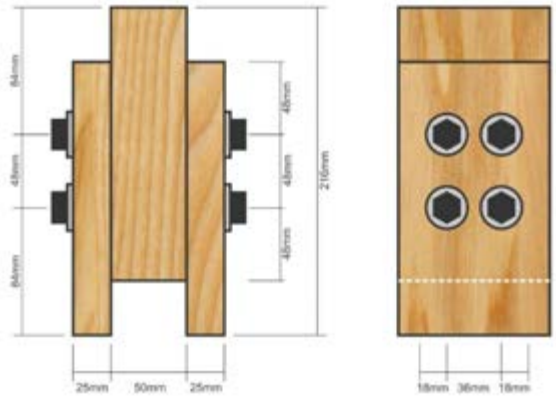


Figura 3: Dimensões dos corpos de prova deste trabalho

Para a caracterização das peças de madeira utilizadas, foram realizados ensaios a fim de determinar a sua resistência à compressão e ao embutimento, ambos na direção paralela às fibras. Os ensaios de compressão paralela foram feitos segundo a metodologia da norma NBR 7190 [3] – Projeto de Estruturas de Madeira (Anexo B: Determinação das propriedades das madeiras para projeto de estruturas). Para a determinação da força de embutimento foram realizados ensaios de acordo com a metodologia da norma europeia EN 383 [11].

A caracterização da resistência da madeira à compressão paralela às fibras foi realizada seguindo o procedimento descrito em NBR 7190 [3] – Anexo B, sendo determinada neste ensaio apenas a resistência à compressão da madeira. Os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios EMIC DL30000, do Laboratório de Sistemas Estruturais, aplicando-se carregamento monotônico e crescente, com uma taxa de 10 MPa/min, até atingir a força máxima de ruptura do corpo de prova.

2.1 Procedimentos gerais dos ensaios de ligações

A numeração dos corpos de prova, nas duas séries de ensaios, foi feita utilizando um primeiro número, com um ou dois algarismos, para indicar a numeração sequencial das amostras de corpos de prova e, em seguida e entre parênteses, uma letra que indica a espécie de madeira. Os primeiros corpos de prova, para cada tipo de pino, foram utilizados para a determinação da força limite e, portanto, não aparecem nas tabelas de resultados. As letras G e C correspondem, respectivamente, às espécies Garapeira e Caixeta.

Os corpos de prova, para ensaio de ligação na direção paralela às fibras, foram montados obedecendo às dimensões e espaçamentos mínimos constantes na norma brasileira, utilizando-se quatro pinos e duas seções de corte.

Para as leituras das medidas de deslocamentos relativos, foram utilizados relógios comparadores com sensibilidade de 0,01 mm, montados em dispositivos, constituídos de cantoneira metálica, colocados nas duas faces laterais dos corpos de prova, conforme Fig. (5). Os deslocamentos foram medidos em relação a uma base de medida com comprimento L_0 definido pela Eq. (17).

Figura 4: Corpo de prova com relógios comparadores

Os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios EMIC DL30000 de acordo com a norma EN 26891 [12]. Segundo a norma, atingindo-se os 40 % da força estimada (F_{est}), com um incremento de carga de 0,2 F_{est} por minuto, esta carga deve ser mantida por 30 segundos. Após este período, deve-se proceder à descarga, mantendo o valor do incremento de carga anterior, agora negativo, até aos 10 % de F_{est}, os quais devem ser mantidos por mais 30 segundos. Sucede-se então a outro carregamento, ainda com o mesmo incremento, até aos 70 % de F_{est}. Acima deste valor, o incremento deve ser tal que a ruptura seja alcançada ao fim de 3 a 5 minutos. Assim, o período de tempo destes ensaios deve situar-se nos 10 a 15 minutos. O diagrama de carregamentos adotados está representado na Fig. (6).

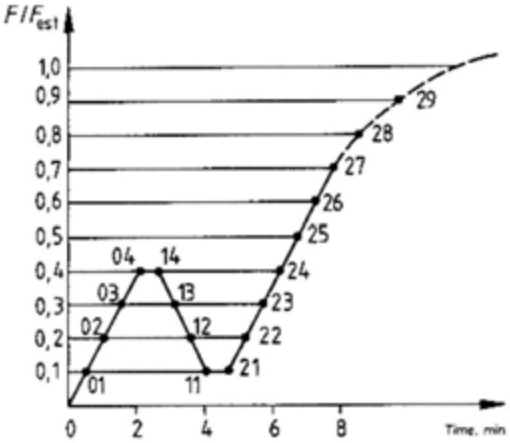


Figura 5: Procedimento de carga.
Fonte: Adaptado EN 26891 [23].

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tab. (8) apresenta os resultados dos ensaios preliminares de caracterização dos materiais empregados na pesquisa, com os respectivos valores médios, número de corpos de prova e coeficiente de variação. Esses ensaios de caracterização foram realizados nas mesmas condições de umidade dos ensaios de ligações.

Tabela 5: Resultados dos ensaios preliminares de caracterização dos materiais

Propriedade	Garapeira	Caixeta	Parafuso
U	13,51 % (8CP) CV=1,82%	13,51 % (8CP) CV=2,47%	-
$\rho_{12\%}$	740 kg/cm^3 (8CP) CV=1,39%	410 kg/cm^3 (8CP) CV=2,57%	-
$f_{c0,m}$	57,8 MPa (6CP) CV=12,7%	29,2 MPa (6CP) CV=3,9%	-
$f_{e0,m}$	90,6 MPa (7CP) CV=9,8%	28,4 MPa (8CP) CV=6,6%	-
$f_{u,m}$	-	-	872,5 MPa (3CP) CV= 1,2%

Os resultados dos ensaios preliminares foram utilizados para alimentar os modelos analíticos da norma brasileira e europeia e obter os valores de resistência máxima teórica da ligação, por esse motivo não foram corrigidos para valores padrão de umidade de 12%. A Tab. (9) e o Figura 6 apresentam os resultados das simulações teóricas, bem como os resultados dos ensaios de ligação conduzidos conforme descritos anteriormente.

Tabela 6: Comparação de resistência da ligação teórica e experimental.

	NBR	EC5 (sem efeito de corda)	EC5 (com efeito de corda)	Exp.
Resistência média Ligação Garapeira	86,96 kN	124,08 kN	153,53 kN	177,76 kN (6CP) CV=5,2%
Resistência média Ligação Caixeta	27,24 kN	63,18 kN	78,22 kN	108,5 kN (6cp) CV=2,7%

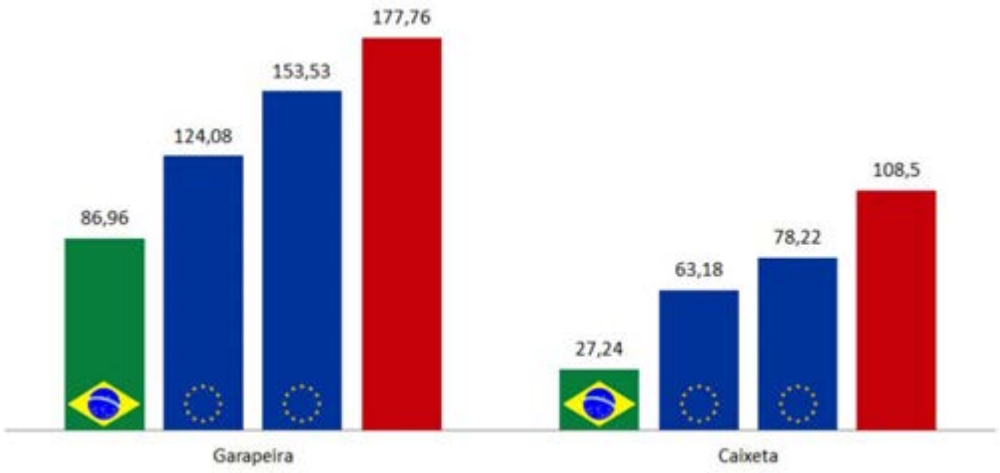


Figura 6: Comparação de resistência da ligação teórica e experimental

Ressalta-se que para efeito de comparação entre os resultados experimentais da capacidade das ligações as simulações dos modelos analíticos foram realizadas também com valores médios. Não foram utilizados quaisquer coeficientes de modificação e coeficientes de minoração das resistências tanto para o modelo da NBR quanto para o modelo do EC5.

Observando os valores apresentados a Tab. (9) é possível destacar a grande diferença entre os resultados do modelo analítico da norma brasileira, para o resultado experimental, sendo 51,08% para a espécie Garapeira e 74,89% para a espécie Caixeta.

Os resultados das simulações utilizando o modelo analítico da norma europeia são mais coerentes com os resultados experimentais atingindo, para a madeira Garapeira, diferenças da ordem de 30,19% a 13,63%, sem o uso da parcela do efeito de corda e considerando a parcela, respectivamente.

4. CONCLUSÕES

O claro entendimento do comportamento das ligações é essencial para a implantação de métodos eficientes de cálculos estruturais, além disso, os recentes estudos acerca de outros fatores que influenciam o comportamento das ligações são de grande valia para as futuras revisões de documentos normativos. Com base nos resultados obtidos na pesquisa, pode-se tecer as seguintes conclusões:
O modelo simplificado na norma brasileira produz resultados de força máxima da ligação consideravelmente inferiores aos experimentais para ambas as espécies estudadas;
O modelo analítico da norma europeia promove valores superiores de força máxima da ligação, se aproximando dos resultados experimentais, principalmente quando considerado o efeito de corda;
Os resultados dos ensaios de embutimento demonstraram a necessidade de mais investigações sobre o assunto, pois para a espécie de baixa densidade Caixeta a resistência ao embutimento foi similar à resistência a compressão paralela, como recomenda a norma brasileira, mas no caso da espécie Garapeira houve uma grande discrepância entre os resultados;

Mais trabalhos devem ser realizados com o intuito de investigar a adequação do modelo analítico proposto pela norma europeia, para diferentes geometrias de ligação, diâmetros de parafusos, bem como diferentes espécies de madeira.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem pelo apoio financeiro do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) através do Programa de Educação Tutorial (PET) desenvolvido pelo Ministério da Educação (MEC) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Campo Mourão pela disponibilização de equipamentos e infraestrutura necessários para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Johansen, K. W. Theory of timber connections. International association for Bridge and Structural Engeneering. Zurick. Vol. 9. 1949.
[2] European Committee for Standardization. EUROCODE 5: Design of Timber Structures. Brussels, 2008.
[3] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira, Rio de Janeiro, 1997, 107 p.
[4] Timber Engineering Step 1. Basis of design, material properties, structural componentes and joints. Holanda: Centrum Hout. 1995.
[5] International Organization for Standardization. ISO 4016 – Product grade C. Brussels, 2000.
[6] European Committee for Standardization. EN ISO 898-1 – Mechanical properties of fasteners made of carbono steel ande alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs. Brussels, 1999.
[7] International Organization for Standardization. ISO 4034 – Hexagon Regular Nuts. Brussels, 2012.
[8] Deustches Institut für Nurming. DIN 440 – Washers – With square hole, especially for timber construction. Berlin, 2001.
[9] Deustches Institut für Nurming. DIN 436 – Square washers for use in timber constructions. Berlin, (1990).
[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 8800: Projeto estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
[11] European Committee for Standardization. EN383: Timber Structures. Test Methods. Determination of Embedding Strength and Foundation Values for Dowel Type Fasteners. European Standard, Brussels, 1993.
[12] European Committee for Standardization. EN26891: Timber Structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for determination of strength and deformation. European Standard, Brussels, 1991.

DETERMINAÇÃO DAS CONSTANTES ELÁSTICAS DO OSB E DO *EUCALYPTUS GRANDIS* COM VISTAS A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE VIGAS "I-JOISTS"

DETERMINATION OF THE ELASTIC CONSTANTS OF OSB AND *EUCALYPTUS GRANDIS* AIMING TO NUMERICAL SIMULATION OF I-JOISTS BEAMS

Jorge Luís Nunes de Góes [(1)], Paulo Roberto Pizzini [(2)], Tatiana Carlin [(3)]

(1) Prof. Dr., Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
(2) Acadêmico do curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
(3) Acadêmica do curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Brasil
Endereço de contato: jgoes@utfpr.edu.br

Código de identificação: T6-35

Resumo

As vigas "I-joists" são utilizadas em larga escala na América do Norte e Europa principalmente como barrotes em pisos de madeira. Elas são elementos estruturais industrializados, compostas por mesas de madeira serrada e alma de OSB. A fim de estudar o comportamento estrutural dessas vigas, simulações numéricas em elementos finitos podem ser realizadas, tendo em vista a necessidade de coerente alimentação com as propriedades elásticas dos materiais que compõem o elemento estrutural. Dessa forma, este trabalho visa caracterizar elasticamente a madeira de *Eucalyptus Grandis* e as chapas de OSB através de ensaios laboratoriais previstos em normas nacionais e internacionais. Os resultados experimentais obtidos dos ensaios demonstraram concordância com os valores da bibliografia. Além disso, as relações entre as constantes elásticas, para madeira maciça, mostraram-se próximas das encontradas por outros pesquisadores. Por fim, o modelo de corpo de prova para determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento mostrou-se ser de simples execução em comparação com outros modelos, apresentando resultados satisfatórios.

Palavras chave: *Eucalyptus Grandis*; OSB; constantes elásticas; cisalhamento; simulações numéricas; vigas "I-joists"

Abstract

I-joists are widely used in North America and Europe mainly as bars on hardwood floors. They are structural and industrialized elements, made up of lumber flanges and structural panel webs. In order to study the structural behavior of these beams, numerical simulations with finite elements can be performed, considering the need for coherent maintenance with the elastic properties of the materials that compose the structural element. Thus, this work aims at characterize Eucalyptus Grandis and OSB boards through laboratory tests foreseen in national and international standards. The experimental results obtained from the tests showed conformity with the values of the bibliography. In addition, the relations between elastic constants for solid wood were close to those found by other researchers. Finally, the specimen model for the determination of the shear modulus was shown to be simple in comparison to other models, presenting satisfactory results.

***Keywords**: Eucalyptus Grandis; OSB; elastic constants; shear; numerical simulations; "I-Joists" beams*

1. INTRODUÇÃO

Pelo fato de ser um material ecologicamente correto e com grande potencial para ser utilizada de forma estrutural, a madeira vem ganhando cada vez mais espaço no mercado da construção civil brasileiro. Dessa forma, com o aumento de sua utilização no mercado novas espécies vêm sendo cogitadas para a elaboração de projetos estruturais. Todavia, a falta de conhecimento de suas propriedades aliado à complexidade de seu comportamento dificulta seu correto dimensionamento.

Essa questão torna-se ainda mais crítica com o rápido desenvolvimento de programas computacionais de cálculo estrutural, em que se torna fundamental conhecer as propriedades do elemento utilizado no projeto para sua correta utilização. Além disso, uma das tendências atuais é a utilização de modelos numéricos a fim descrever o comportamento estrutural do elemento analisado, tornando as simulações numéricas mais práticas e menos onerosas do que os ensaios experimentais. Entretanto, para que essas simulações sejam confiáveis elas devem ser alimentadas com as propriedades elásticas do material em estudo.

As vigas “I-joists” são elementos estruturais industrializados de madeira utilizados principalmente para a construção de lajes de residências [1]. Dessa forma, a fim de simular numericamente essas vigas faz-se necessário caracterizar elasticamente os materiais que a compõem, sendo eles duas mesas, uma inferior e uma superior, de madeira maciça e uma alma de compensado ou OSB (*Oriented Strand Board)*. Assim sendo, este trabalho tem a finalidade de caracterizar elasticamente a madeira que compõem as mesas dessas vigas, que é o *Eucalyptus Grandis,* e a alma delas constituída por uma chapa de OSB.

1.1 Elasticidade

As relações entre tensões e deformações em um sólido correspondem a ações externas (forças) que geram respostas mecânicas internas no mesmo. Uma vez cessada a causa externa geradora de tensões e deformações, um sólido elástico é capaz de armazenar a energia desenvolvida pelo trabalho externo e transformá-la em energia potencial elástica, ou energia de deformação, retornando a sua situação inicial. A esta propriedade denomina-se elasticidade [2]. Dessa forma, para sólidos em condições adiabáticas e isotérmicas, o estado de tensões depende somente do estado atual de deformações, isto é, as tensões e deformações nestes sólidos são totalmente reversíveis, podendo ser expressas matematicamente na equação 1, em que σ_{ij} representa o tensor das tensões, ε_{kl} o tensor das deformações e F_{ij} a função resposta do material [3].

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \tag{1}$$

Nesse contexto, quando um corpo se deforma e nenhuma energia é dissipada nesse processo, as equações ou leis constitutivas que regem o comportamento desse corpo são chamadas de modelos elásticos de Green. Assim, para um sólido elástico sob ações de forças e impondo ao mesmo deslocamentos virtuais infinitesimais δU_i, os quais são compatíveis com as condições de equilíbrio, é possível através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (P.T.V) estabelecer uma relação entre o trabalho externo (forças externas e deslocamentos) e o trabalho interno (tensões e deformações internas), representada na equação 2 [4].

$$\sigma_{ij} = \frac{\delta U_0}{\delta \varepsilon_{ij}} \tag{2}$$

Com base nas propriedades da energia de deformação, [2] apresenta a série polinomial de primeira ordem para materiais elásticos lineares, que é representada na equação 3, em que α_{ij} e β_{ijkl} são constantes e C_0 é igual a zero. Assim, a partir dessa série polinomial e aplicando-se o modelo elástico de Green, descrito na equação 2, com as devidas simplificações e substituições é possível escrever a equação 4, conhecida como lei de Hooke generalizada, em que C_{ijkl} é chamado de tensor de

constantes elásticas. Além disso, admitindo-se naturalmente que $C_{ijkl} \neq 0$, é possível expressar a lei constitutiva em uma forma tensorial alternativa, representada pela equação 5, em que S_{ijkl} é conhecido como tensor compliance.

$$U_0 = C_0 \cdot \delta_{ij} + \alpha_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} + \beta_{ijkl} \cdot \varepsilon_{ij} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (3)$$

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{ij} = S_{ijkl} \cdot \sigma_{kl} \quad (5)$$

De acordo com [5], a lei de Hooke generalizada é um enunciado matemático que relaciona todos os componentes do tensor deformação com todos os componentes do tensor tensão. Em vista disso o tensor C_{ijkl} acena para existência de 81 elementos diferentes. Todavia, conforme indicado por [2] os tensores da tensão tal como o da deformação são simétricos. Assim, direcionando-se esses conceitos a equação 4 dos 81 elementos diferentes sobram 36. Entretanto, o tensor C_{ijkl} é simétrico em relação aos pares i, j e k, l de modo que dos 36 elementos diferentes apenas 21 elementos diferentes compõem o tensor C_{ijkl}. De modo análogo o tensor S_{ijkl} também possui 21 elementos diferentes. Contudo, conforme abordado por [6], o número de termos independentes nos tensores C_{ijkl} e S_{ijkl} não é 21, mas sim 18 termos. Ainda segundo o autor, uma notação reduzida para os elementos dos tensores ε_{ij}, σ_{ij}, C_{ijkl} e S_{ijkl} pode ser aplicada, permitindo que seus índices sejam contraídos para ε_i, σ_i, C_{ij} e S_{ij}

1.2 Simetria elástica

As leis constitutivas, a depender do material analisado, podem ser simples ou complexas, sendo que o modelo constitutivo elástico mais geral formulado para descrever o comportamento mecânico dos sólidos é o modelo anisotrópico [7]. Tal modelo implica que não há simetria elástica no material e suas propriedades elásticas são diferentes para as diversas direções através de um ponto. Por outro lado, caso houver simetria elástica no material, o mesmo pode ser adequado ao modelo ortotrópico ou isotrópico. Assim, a adequação de um material para um determinado modelo elástico baseia-se no grau de simetria elástica que o mesmo apresenta [6].

Nesse sentido, os sólidos anisotrópicos podem ser classificados de acordo com a simetria elástica que manifestam. Se um material tem propriedades direcionais, mas não apresenta simetria elástica ele é classificado como anisotrópico, Figura 1-a, os tensores C_{ij} e S_{ij} passam a possuir 21 elementos diferentes, sendo que apenas 18 são independentes. Caso o material possua três planos de simetria elástica ele é classificado como ortotrópico, Figura 1-b, contendo 12 elementos diferentes, sendo que apenas 9 são independentes. Já o material transversalmente isotrópico, Figura 1-c, apresenta um plano de simétrica elástica em que todas as direções são elasticamente equivalentes, ou seja, todos os planos perpendiculares a esse plano também são planos de simetria elástica. Assim esse material apresenta 5 elementos independentes. Por fim, um material que evidencia simetria em todas as direções, sendo todas elas consideradas principais, é classificado como um material isotrópico, Figura 1-d, implicando na existência de 3 elementos diferentes nos tensores, dos quais apenas 2 são independentes, o modulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), e 1 dependente dos demais que é o modulo de elasticidade transversal G [8].

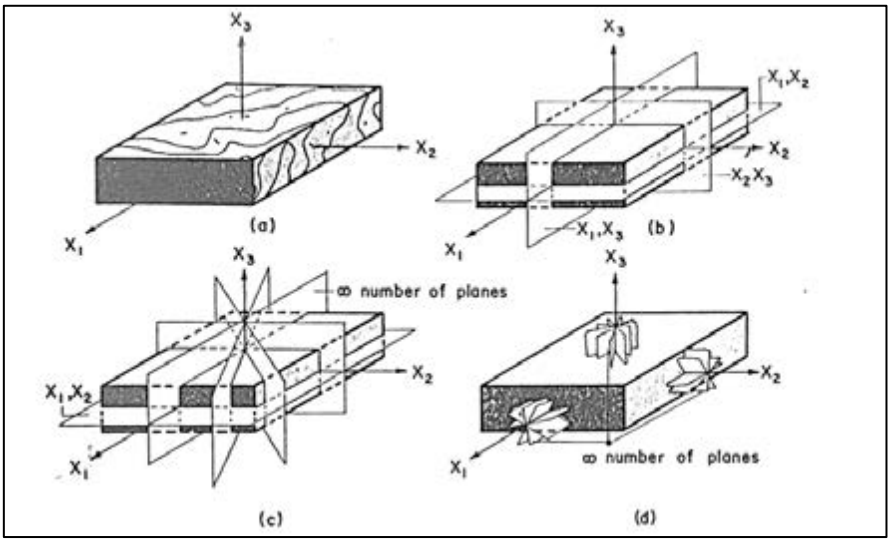


Figura 1: Simetria elástica dos materiais [5], (a) anisotrópico, (b) ortotrópico, (c) transversalmente isotrópico e (d) isotrópico.

De acordo com [7] e [9] a adoção de um modelo ortotrópico para madeira é fruto do conhecimento de suas estruturas microscópicas e macroscópicas, além de sua fisiologia, crescimento da árvore e leis constitutivas que regem o material. Com isso, torna-se interessante escrever o tensor compliance S_{ij} em função dos termos usuais da engenharia, módulos de elasticidade (E), coeficientes de Poisson (ν) e módulos de elasticidade transversal (G), e dos eixos de simetria elástica da madeira, Longitudinal (L), Radial (R) e Tangencial (T), sendo tal representação expressada na forma matricial pela equação 6.

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & \frac{-\nu_{RL}}{E_R} & \frac{-\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & \frac{-\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LT}}{E_L} & \frac{-\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} \end{bmatrix} \quad (6)$$

No caso de compósitos de madeira, como o OSB, [5] apresenta uma simplificação no modelo ortotrópico, em que aproximações bidimensionais são introduzidas caracterizando um estado plano de tensões, como notado na Figura 2. Dessa forma, as relações entre tensão e deformação podem ser simplificadas, resultando em uma equação com apenas duas tensões normais e uma de cisalhamento, que representadas nos eixos principais da chapa de OSB e com os termos usuais da engenharia podem ser escritas na equação 7.

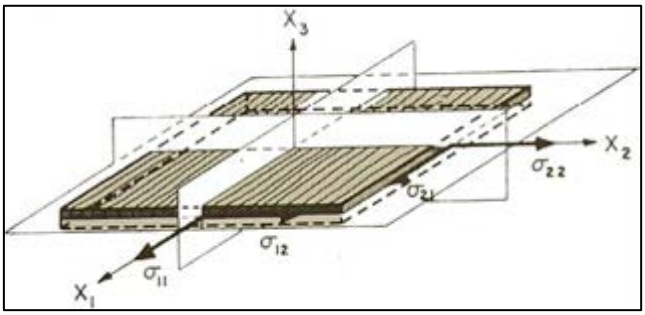


Figura 2: Placa ortotrópica sujeita a um estado plano de tensões [5].

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{21}}{E_2} & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \tag{7}$$

1.3 Considerações sobre os ensaios laboratoriais para determinação das constantes elásticas

A fim de determinar os módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson da madeira, considera-se uma solicitação normal atuando num sólido cujos eixos de simetria elástica (Longitudinal, Tangencial e Radial) coincidem com os geométricos (x_1, x_2 e x_3), como representado na Figura 3. Dessa forma, para um corpo de prova cujo carregamento esteja na direção longitudinal é possível obter, o modulo de elasticidade Longitudinal (E_L) e os coeficientes de Poisson nos planos Longitudinal-Tangencial (ν_{LT}) e Longitudinal-Radial (ν_{LR}), vide equação 8.

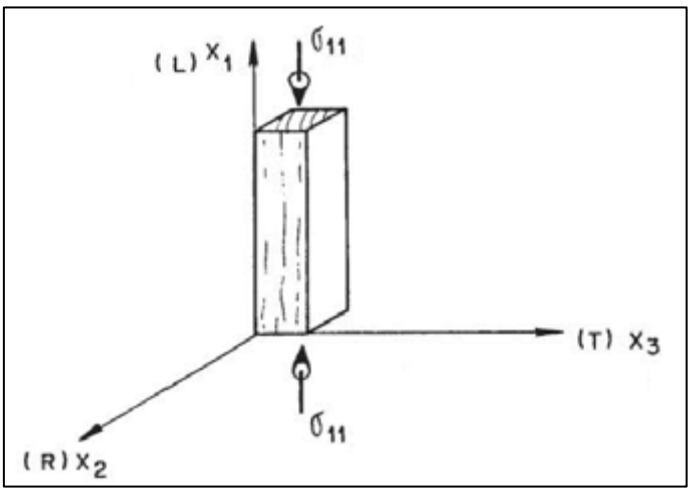


Figura 3: Tensão aplicada no sólido segundo o eixo principal longitudinal [2].

$$E_L = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \;;\; \nu_{LR} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \;;\; \nu_{LT} = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \tag{8}$$

De forma análoga, determina-se outras seis constantes elásticas da madeira utilizando-se mais dois corpos de prova. O primeiro com a maior dimensão sendo a Radial obtém-se as relações da equação 9, e o segundo com a maior dimensão sendo a Tangencial tem-se as relações da equação 10.

$$E_R = \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} \;;\; \nu_{RL} = -\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \;;\; \nu_{RT} = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_2} \tag{9}$$

$$E_T = \frac{\sigma_3}{\varepsilon_3} \;;\; \nu_{TR} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_3} \;;\; \nu_{TL} = -\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} \tag{10}$$

Já para análise do módulo de elasticidade transversal faz-se necessário utilizar as transformações tensoriais para mudanças de base. Assim, enfocando-se o elemento S'_{11}, transcrito na equação 11, observa-se que o modulo de elasticidade transversal (G_{RL}) torna-se função apenas do elemento S'_{11}, do modulo de elasticidade Longitudinal (E_L), do coeficiente de Poisson (ν_{LT}) e do modulo de elasticidade Radial (E_R). Com efeito, conhecendo-se essas constantes estaria então determinado o modulo de elasticidade transversal G_{RL} [2].

$$S'_{11} = \frac{\cos\theta^4}{E_L} + \left(\frac{1}{G_{RL}} - \frac{2\nu_{LR}}{E_L}\right) + \frac{\operatorname{sen}\theta^4}{E_R} \tag{11}$$

Portanto, para um ângulo θ de 45º e fazendo-se as devidas simplificações pode-se escrever uma equação generalizada para determinar o modulo de elasticidade transversal representada na equação 12.

$$G_{ij} = \frac{E_i \cdot E_j \cdot E'_\theta}{4E_i \cdot E_i - E_j \cdot E'_\theta + (2\nu_{ji} - 1)E_i \cdot E'_\theta} \tag{12}$$

Como já apresentada, a lei constitutiva para chapas de OSB pode ser simplificada resultando em apenas quatro constantes elásticas a serem determinadas. Posto isso, para determinação dos módulos de elasticidade Transversal, Longitudinal e Vertical a metodologia utilizada baseia-se em ensaios de flexão com corpos de prova prescrito nas normas [10] e [11], sendo que para os dois primeiros módulos a norma preconiza o ensaio de flexão a três pontos, e para o modulo de elasticidade vertical um ensaio de flexão a quatro pontos. As figuras 4 e 5 ilustram respectivamente tais ensaios.

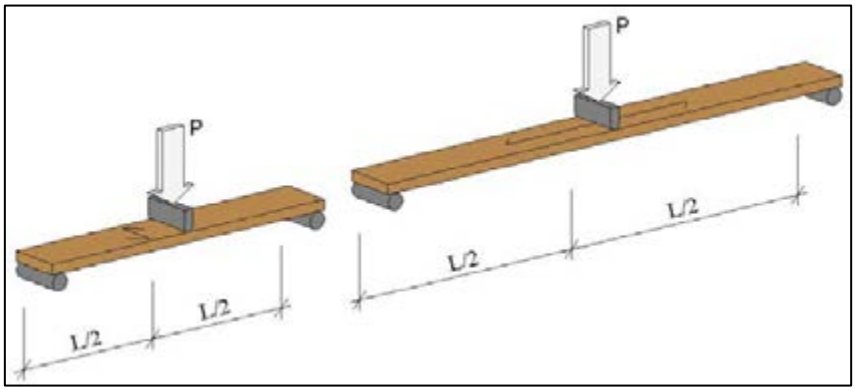


Figura 4: Esquema de ensaio para obter os módulos de elasticidade longitudinal e transversal.

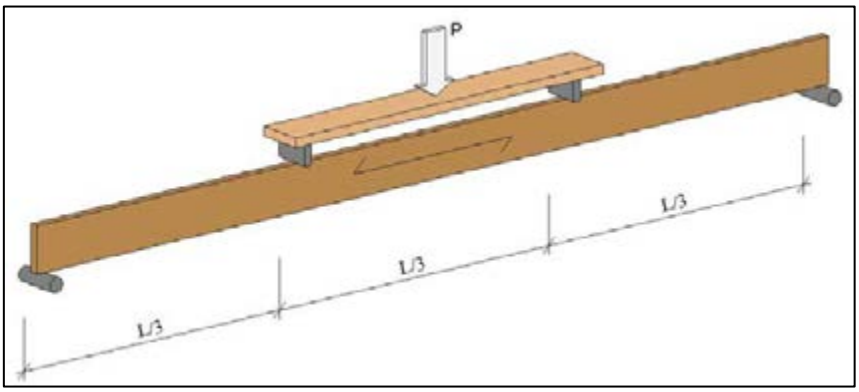


Figura 5: Esquema de ensaio para obter o módulo de elasticidade vertical.

Já para a determinação do modulo de elasticidade ao cisalhamento, a norma [12] estabelece três métodos de ensaio, sendo eles "*Small Panel Shear Test*", "*Large Panel Shear Test*" e "*Two Rail Shear*

Test". Tais métodos baseiam-se no princípio de garantir ao corpo de prova um estado puro de tensões de cisalhamento no plano da chapa. Dessa forma, utilizando-se extensômetros pode-se mensurar os deslocamentos obtidos por esse estado de tensões, sendo possível então a determinação do modulo de elasticidade ao cisalhamento.

Por fim, para determinar-se os coeficientes de Poisson, [13] apresenta um método analítico baseado nos módulos de elasticidade longitudinal (E_1), transversal (E_2) e de cisalhamento (G_{12}). Tal método presume o conhecimento da razão e do produto entre os coeficientes de Poisson (ν_{12} e ν_{21}). A razão entre esses coeficientes pode ser obtida pela simetria do tensor constitutivo, descrita na equação 13. Já para encontrar o produto desses coeficientes, [14] apresenta a equação 14 para estimar tal valor.

$$\frac{\nu_{12}}{E_1} = \frac{\nu_{21}}{E_2} \tag{13}$$

$$G_{12} = \frac{0{,}5 \cdot \sqrt{E_1 \cdot E_2}}{1 + \sqrt{\nu_{12} \cdot \nu_{21}}} \tag{14}$$

A partir disso, os coeficientes de Poisson ν_{12} e ν_{21} podem ser encontrados pela solução de um sistema simples com duas equações e duas incógnitas. Dessa forma, com as devidas simplificações e substituições feitas pode-se escrever as equações 15 e 16 para representar os coeficientes de Poisson ν_{12} e ν_{21}, respectivamente.

$$\nu_{12} = \frac{E_1 \cdot \nu_{21}}{E_2} \tag{15}$$

$$\nu_{21} = \left(\frac{0{,}5 \cdot \sqrt{E_1 \cdot E_2}}{G_{12}} - 1\right) \cdot \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} \tag{16}$$

2. METODOLOGIA

Para determinação das constantes elásticas da madeira de *Eucalyptus Grandis* um único indivíduo arbóreo com 0,40 m de diâmetro e 1,10 m de comprimento foi adquirido. A partir disso, foram demarcadas as posições de retirada dos corpos de prova de compressão simples, respeitando-se as direções das fibras da madeira. Tal representação pode ser evidenciada pela Figura 6, que demonstra de forma tridimensional as posições de retirada dos corpos de prova.

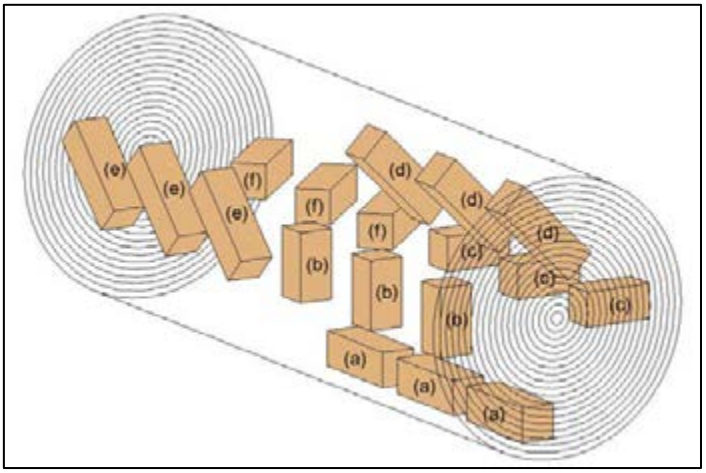


Figura 6: Representação tridimensional da posição dos corpos de prova no indivíduo arbóreo: (a) corpo de prova Longitudinal; (b) corpo de prova Tangencial; (c) corpo de prova Radial; (d) corpo de prova inclinado 45º no plano Radial-Tangencial; (e) corpo de prova inclinado 45º no plano Longitudinal-Tangencial; (f) corpo de prova inclinado 45º no plano Longitudinal-Radial.

Foram confeccionados três corpos de prova para cada direção indicada na Figura 7, totalizando 18 amostras, atendendo as dimensões indicadas pela norma [15].

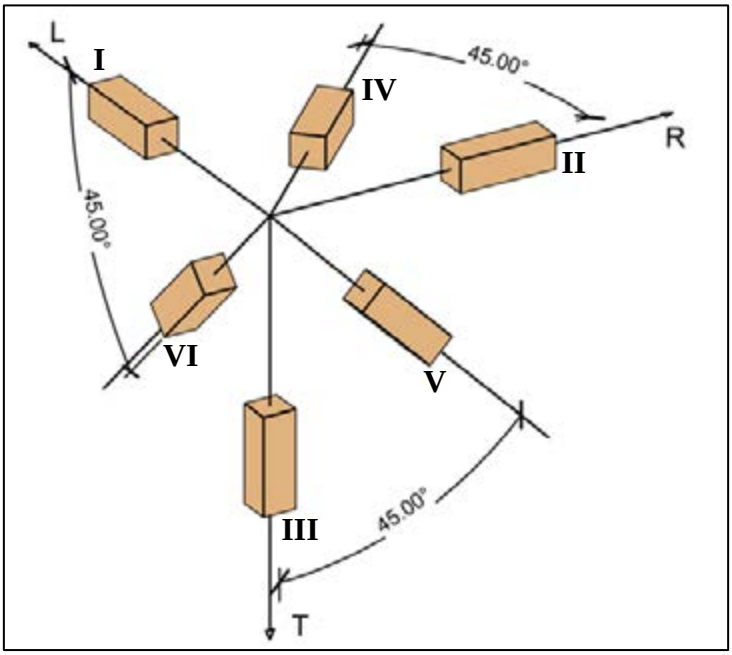


Figura 7: Posições para retirada de corpos de prova.

Tabela 1: Posições básicas dos corpos de prova para mensuração dos parâmetros elásticos.

Posição	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
Parâmetros elásticos mensurados	$E_L = \frac{\sigma_L}{\varepsilon_L}$	$E_R = \frac{\sigma_R}{\varepsilon_R}$	$E_T = \frac{\sigma_T}{\varepsilon_T}$	G_{LR}	G_{TR}	G_{LT}
	$\nu_{LT} = -\frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L}$	$\nu_{RL} = -\frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_R}$	$\nu_{TR} = -\frac{\varepsilon_R}{\varepsilon_T}$			

Para determinar os coeficientes de Poisson restantes (ν_{LR}, ν_{LT} e ν_{RT}) foram utilizadas as relações descritas pela equação 17. Tais relações podem ser obtidas a partir da simetria do tensor constitutivo.

$$\frac{\nu_{RL}}{E_R} = \frac{\nu_{LR}}{E_L} \; ; \; \frac{\nu_{TL}}{E_T} = \frac{\nu_{LT}}{E_L} \; ; \; \frac{\nu_{TR}}{E_T} = \frac{\nu_{RT}}{E_R} \tag{17}$$

De posse dos corpos de prova, foram colados nos mesmos extensômetros elétricos de resistência perpendiculares ao carregamento e em faces paralelas com o objetivo de mensurar as deformações laterais. Todos os procedimentos de ensaio seguiram o preconizado pela norma [15], sendo o esquema de ensaio representado na Figura 8. Por fim, com o auxílio do sistema de aquisição de dados LYNX 2161 e do software AqDados determinou-se as deformações específicas nos corpos de prova.

Figura 8: Corpo de prova instrumentado para ensaio.

A fim de se obter o módulo de elasticidade ao cisalhamento das chapas de OSB, foram feitos ensaios em três corpos de prova adaptados da norma [12]. Baseado no método C da mesma (*Two-Rail Test*), os corpos de prova são compostos por uma chapa OSB e seis montantes (três de cada lado da chapa) que foram colados na chapa conforme a Figura 9.

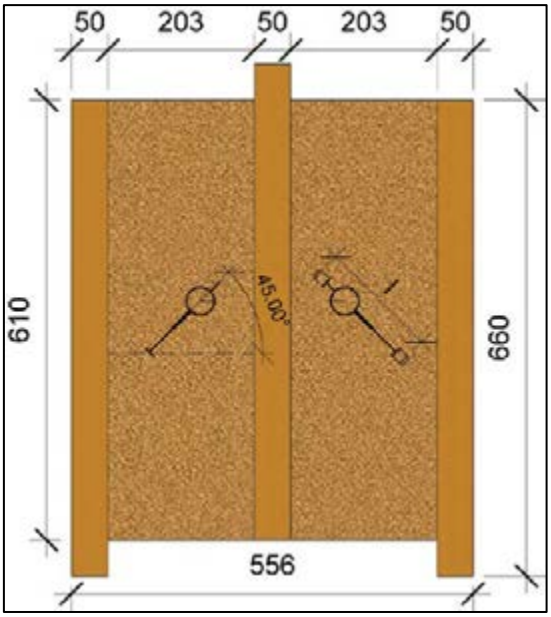


Figura 9: Corpo de prova adaptado da norma [12] (dimensões em mm).

Os montantes possuem seção transversal retangular de 50 mm por 40 mm, com altura de 660 mm e são produzidas de madeira maciça de P*inus ssp*. A chapa de OSB, com espessura nominal de 9,5 mm, foi cortada nas dimensões de 556 mm de largura e 610 mm de altura, mantendo assim duas regiões de cisalhamento retangulares (610 mm por 203 mm). Nas regiões de cisalhamento, foram

instalados transdutores de deslocamento, orientados a 45º com a horizontal, (cuja sensibilidade é de 0,001 mm) com o objetivo de medir a deformação por cisalhamento nas chapas.

O módulo de elasticidade ao cisalhamento (G) no plano da chapa, é obtido a partir da teoria clássica de Euller-Bernoulli, que relaciona tensão e deformação na equação 18. Onde "G" é o módulo de elasticidade transversal (MPa), "(P/Δ)" é o coeficiente angular da curva carga x deformação (N/mm), "l" é o comprimento da medida do deslocamento (mm), "L" é o comprimento de cisalhamento da borda lateral do CP (mm) e "t" é a espessura nominal da chapa de OSB (mm).

$$G = 0{,}25 \cdot \left(\frac{P}{\Delta}\right) \cdot \left(\frac{l}{L \cdot t}\right) \tag{18}$$

Para determinação dos módulos de elasticidade à flexão longitudinal, transversal e vertical, adotou-se as normas [10], para flexão longitudinal e transversal, que preconiza a flexão a três pontos, sendo os módulos determinados pela equação 19, e a norma [11], para flexão vertical, que indica a flexão a quatro pontos em que o módulo é determinado pela equação 20. Dessa forma, temos que "E" é o modulo de elasticidade, "L" é o vão entre os apoios (mm), "$F_{50\%}$ e $F_{10\%}$" são as cargas correspondentes a 10% e 50% da carga máxima (N), "$\delta_{50\%}$ e $\delta_{10\%}$" são os deslocamentos no meio do vão correspondentes a 10% e 50% da carga máxima (mm) e "I" é momento de inércia da seção transversal do corpo de prova (mm^4).

$$E = \left(\frac{L^3}{48 \cdot I}\right) \cdot \left(\frac{F_{50\%} - F_{10\%}}{\delta_{50\%} - \delta_{10\%}}\right) \tag{19}$$

$$E = \left(\frac{23 \cdot L^3}{1296 \cdot I}\right) \cdot \left(\frac{F_{50\%} - F_{10\%}}{\delta_{50\%} - \delta_{10\%}}\right) \tag{20}$$

Por fim, para determinar-se os coeficientes de Poisson para as chapas de OSB foram utilizadas as equações 15 e 16 apresentadas no item 1.3. Dessa forma, foi possível encontrar esses coeficientes de forma analítica.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base na metodologia apresentada, foi possível caracterizar todas as constantes elásticas da madeira de *Eucalyptus Grandis,* cujos valores médios dos corpos de prova estão na tabela 2.

Tabela 2: Constantes elásticas da madeira de *Eucalyptus Grandis* (E_i e G_{ij} em MPa)

Constantes elásticas	E_L	E_R	E_T	G_{RT}	G_{LT}	G_{LR}
Valores médios	22014,85	1494,08	781,13	109,92	599,44	878,04
Constantes elásticas	ν_{RL}	ν_{TL}	ν_{LR}	ν_{TR}	ν_{LT}	ν_{RT}
Valores médios	0,03	0,02	0,46	0,32	0,55	0,61

Observando-se os valores apresentados na tabela 2 é possível estabelecer as seguintes relações entre as constantes elásticas:

- $E_L : E_R : E_T \approx 28{,}2 : 1{,}9 : 1$;
- $E_L : E_R \approx 14{,}7 : 1$;
- $G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \approx 8 : 5{,}5 : 1$;
- $G_{LR} : G_{LT} \approx 1{,}5 : 1$;
- $E_L : G_{LR} \approx 25{,}1 : 1$.

Com isso, pode-se destacar que as relações obtidas se mostram próximas das apresentadas por [5], além de seguirem o mesmo padrão das relações encontradas por [2]. Já para o OSB, as constantes elásticas encontradas utilizando a metodologia apresentada estão sintetizadas na tabela 3. A partir de análise da tabela 3, observa-se que os coeficientes de variação das chapas de OSB, são significativamente inferiores àqueles normalmente apresentados pela madeira maciça. Isto é uma característica típica das chapas de madeira reconstituída em geral, e se deve ao processo industrial que tende a homogeneizar as propriedades do material.

Tabela 3: Constantes elásticas para o OSB

Parâmetros elásticos	**Módulo de elasticidade (Mpa)**				**ν_{12}**	**ν_{21}**
	Flexão Longitudinal (7CPs)	**Flexão Transversal (7CPs)**	**Flexão Vertical (5CPs)**	**Cisalhamento (6CPs)**		
Valores médios	4246,74	2391,39	3246,26	1131,05	0,54	0,31
Desvio Padrão	427,07	211,68	223,47	138,56	—	—
Coeficiente de Variação (%)	10,06	8,85	6,88	12,25	—	—

4. CONCLUSÕES

Nesse contexto, finda-se que as constantes elásticas obtidas, bem como suas relações, se mostram coerentes com os valores encontrados na literatura. Para madeira de *Eucalyptus Grandis,* o módulo de elasticidade longitudinal é numericamente maior que o radial, e este ligeiramente maior que o tangencial. Já para as relações entre os módulos de elasticidade transversais (G_{ij}), os valores obtidos seguem as mesmas ordens de grandeza daqueles encontrados na bibliografia, em que G_{LR} e G_{LT} são próximos entre si e superiores a G_{RT}. Ademais, entre os coeficientes de Poisson, ν_{RL} e ν_{TL}, foram os que manifestaram maior proximidade e menor valor numérico.

Por fim, os resultados obtidos para o OSB são próximos aos encontrados em normativas e na literatura, bem como aos apresentados pelos fabricantes. Além disso, com relação ao modelo de corpo de prova para determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento, este se mostrou ser de simples execução quando comparado com outros modelos e apresentou resultados satisfatórios na determinação do módulo de elasticidade ao cisalhamento (G).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem pelo apoio financeiro do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) através do Programa de Educação Tutorial (PET) desenvolvido pelo Ministério da Educação (MEC) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Campo Mourão pela disponibilização de equipamentos e infraestrutura necessários para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] AMERICAN WOOD COUNCIL. Wood I-Joist Awareness Guide. Washington: American Forest & Paper Association, 2006b. 6 p.
[2] MASCIA, N. T. Considerações a respeito da anisotropia da madeira. 1991. 293p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.
[3] LOVE, A. E. A treatise on the theory of elasticity. 4 ed. New York: Dover Publications, 1944.
[4] DESAI, C. S; SIRIWARDANE, H. J. Constitutive laws for engineering materials wiht emphasis on geologic materials. 1 ed. New Jersey: Prentice-Hall, 1984.
[5] BODIG, G. J; JAYNE, B. A. Mechanics of wood and wood composites. New York: Van Nostrand, 1982.

[6] LEKHNITSKII, S. G. Theory of elasticity of anisotropic body. 1 ed. Moscow: MIR, 1981.
[7] MASCIA, N. T; LAHR, F. A. R. Remarks on orthotropic elastic models applied to wood. Materials Research: v. 9 n.3 São Carlos July/Sept. 2006 ISSN 1980-5373.
[8] FURLANI, J. E. Um estudo sobre a variação numérica do coeficiente de Poisson na madeira, considerando a anisotropia do material. 1995. 156p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Campinas, Campinas.
[9] MASCIA, N. T. Considerações a respeito da anisotropia da madeira. 1991. 293p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.
[10] ASTM, American Society for Testing and Materials. D3043: Standard Test Methods for Structural Panels in Flexure. West Conshohocken, 2000.
[11] ASTM, American Society for Testing and Materials. D4761: Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Base Structural Material. West Conshohocken, 2002.
[12] ASTM, American Society for Testing and Materials. D2719: Standard Test Methods for Structural Panels in Shear Through-the-Thickness. West Conshohocken, 2002.
[13] THOMAS, W. H. Poisson's ratios of an oriented strand board. Wood Science Technology. v. 37. p. 259-268. Sierra, 2003 ISSN 1432-5225.
[14] BARES, R. Tables for the analysis of plates slabs and diaphragm. Wiesbaden Berlin: Bauverlag, 1971.
[15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.

AVALIAÇÃO DE FIBRAS NATURAIS DE CURAUÁ E SISAL PARA REFORÇO DE VIGAS DE MADEIRA LAMINADA COLADA

EVALUATION OF NATURAL FIBERS OF CURAU AND SISAL FOR REINFORCEMENT OF GLUED LAMINATED TIMBER BEAMS

Bruno F. Donadon [(1)], Nilson T. Mascia [(2)], Renato S. Vitor [(3)], Leandro M. Trautwein [(4)]

(1) Msc, Estudante de Doutorando, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de engenharia civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de engenharia civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, Brasil.
(3) Eng., Estudante de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de engenharia civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, Brasil
(4) Prof. Dr., Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de engenharia civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, Brasil.
Endereço de contato: nilson@fec.unicamp.br

Código de identificação: T6-36

Resumo

Os atuais apelos ecológicos e interesses econômicos vêm direcionando as pesquisas de compósitos fibrosos com a utilização de fibras naturais, como as de Sisal e Curauá, entre outras. Essas fibras apresentam como vantagens no seu uso uma boa resistência à tração, um baixo custo e são provenientes uma fonte renovável de matéria prima entre outras vantagens. Dentro dessa área de pesquisa, esse trabalho apresenta um estudo experimental realizado para verificar o desempenho de vigas de madeira laminada colada com aplicação das fibras como reforço. As fibras são provenientes da planta *Ananás Erectifolius*, uma espécie nativa da Amazônia conhecida por Curauá, e da planta *Agave Sisalana Perrini*, nativa da península de Yucatan, México, e com produção importante na região nordeste do Brasil, conhecida como Sisal. Do estudo foi observado o ganho de rigidez obtido com a aplicação de um compósito de resina epóxi e fibras vegetais em vigas de madeira laminada colada. Os resultados obtidos indicaram um ganho de rigidez de 8% a 20% para as fibras de Curauá e de 8% a 13% para as fibras de Sisal.

Palavras chave: reforço; fibras naturais; Curauá; Sisal; vigas de madeira

Abstract

The current ecological appeals and economic interests have been directing the research of fibrous composites with the use of natural fibers, such as Sisal and Curauá, among others. These fibers have advantages in their use as a good tensile strength, a low cost and they come from a renewable source among other advantages. This work deals with an experimental study to verify the performance of Glued laminated timber beams with fiber reinforcement. The fibers are originate from the Ananás Erectifolius plant, a species native from Amazon known as Curauá, and the Agave Sisalana Perrini plant, native from Yucatan peninsula, Mexico, and with important production in the northeast region of Brazil known as Sisal. From this study, the stiffness gain obtained with the application of an epoxy resin composite and vegetal fibers on laminated wood beams was noted. The results indicated a stiffness gain of 8% to 20% for Curauá reinforcement and 8% to 13% for Sisal reinforcement.

Keywords*: reinforce; natural fibers; Curauá; Sisal; timber beams*

1. INTRODUÇÃO

A madeira, um dos materiais mais antigos utilizados, apresenta elevada resistência e flexibilidade lhe conferindo diversas formas de aplicação em diferenciadas situações construtivas.

Apesar de seu uso apresentar diversas vantagens a madeira exibe algumas limitações tais como as dimensões de peças comerciais. Para se superar tais limitações, diversos sistemas de composição de peças têm sido realizados para possibilitar o uso desse material em situações antes não possíveis. Um desses sistemas utilizado que consiste na união de peças de limitadas dimensões formando um elemento com dimensões e formatos variados, denominado de madeira laminada colada.

Mesmo com dimensões além das comercialmente existentes, diversos estudos vêm sendo realizados com o objetivo de se melhorar as propriedades mecânicas desse sistema. Uma das formas encontrada é associar ao sistema de madeira laminada colada polímeros reforçados com fibras, criando-se assim um elemento composto de madeira, resina e fibra que demonstre propriedades mecânicas superiores às existentes anteriormente.

Dentro desse contexto e inserido na nova ordem mundial por materiais e construção sustentáveis, nesse artigo busca-se avaliar a viabilidade da aplicação de fibras vegetais, na forma de compósitos, ao elemento de viga de madeira laminada colada, verificando-se qual contribuição essa aplicação induz na rigidez e na força de ruptura dessas vigas.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo avaliar o desempenho mecânico de vigas de madeira laminada colada (MLC) reforçadas com fibras naturais de Curauá e Sisal, comparando-se os valores de rigidez e de força de ruptura em que vigas de madeira laminada colada apresentaram antes e após a aplicação de tais reforços de fibras.

Para tanto foram determinadas as propriedades mecânicas de rigidez e ruptura via ensaios de flexão não destrutivos, para classificar as vigas de madeira laminada colada (MLC), constituídas de madeira da espécie *Pinus Elliottii.*

Em seguida, foi aplicado reforço de fibra de Curauá e Sisal na região tracionada das vigas MLC e novamente as vigas foram submetidas ao ensaio de flexão, nessa etapa até atingir a ruptura, para se determinar a propriedade de rigidez e força de ruptura das vigas reforçadas.

Por fim através do método da seção transformada avaliar e calcular a rigidez do compósito de fibra comparando os dados do ensaio de flexão com os disponíveis na literatura.

3. MATERIAIS COMPÓSITOS

Segundo a definição apresentada por vários autores, [1-3], um material compósito é um conjunto de dois ou mais materiais combinados em escala macroscópica, tendo uma distinta interface entre eles, para funcionarem como uma unidade, visando obter um conjunto de propriedades mecânicas que nenhum dos componentes apresentava trabalhando de forma individual.

Mesmo com uma diversificada possibilidade de combinações entre diferentes materiais disponíveis para a formação de um compósito, [4] afirmam que os compósitos são basicamente formados por dois componentes, o componente matricial e o componente de reforço.

Segundo [5] a utilização de polímeros reforçados com fibras (PRF) permite aplicações tanto na concepção de uma estrutura bem como em uma intervenção de recuperação. Essa afirmação é reforçada em [6] que explica que a utilização dos PRF em estruturas ocorreu como uma forma de reabilitar estruturas para as novas solicitações impostas com o decorrer do tempo.

Segundo [7] a reabilitação de estruturas de madeira pode ser feita substituindo-se as peças comprometidas ou com a solidarização de elementos que complementem a capacidade mecânica do elemento reforçado. A técnica de reforço realizada por meio da adição de fibras, naturais ou sintéticas,

é uma alternativa que vem sendo pesquisada, como [8-11], devido a sua rápida aplicação sem ganho substancial de peso próprio e pelo baixo custo em relação à substituição das peças que nem sempre se tem material disponível.

Em virtude do bom comportamento mecânico que esses novos materiais têm apresentado e com o intuito de reduzir a variabilidade de propriedades devido à anisotropia da madeira, a aplicação de compósitos reforçados com fibras na construção civil tem aumentado rapidamente [12].

Observa-se que, em vigas de madeira o reforço é colocado no lado tracionado com o objetivo de se mudar de uma ruptura frágil de tração nas fibras para uma dúctil por compressão, [13-15].

3.1 Componente matricial

O componente matricial de um compósito é caracterizado por ser contínuo e por envolver o componente de reforço. Tem como principais funções a de transmissão das tensões entre os componentes de reforço, providenciar uma proteção mecânica contra danos físicos e químicos do meio e gerar aderência ao substrato [3,4,16].

Segundo [4] as matrizes poliméricas estão sendo cada vez mais utilizadas no ramo da construção civil especialmente quando aplicadas com reforço de fibras.

Dentre os adesivos estruturais os mais utilizados é o adesivo epóxi [7, 17,18], pois seu desempenho, frente a outros adesivos, foi melhor como é apresentado em estudos [19-21].

3.2 Componente de reforço

O reforço tem a função de conferir resistência e rigidez ao compósito formado por partículas ou fibras [22]. Compósitos reforçados por fibras contínuas e unidirecionais tendem a ser mais resistente à tração se comparados com compósitos de manta, fibras picadas ou partículas [16].

A justificativa para o uso de fibra como reforço é dado em [8] ao afirmar que ambas as fibras, naturais e sintéticas, em vigas de madeira laminada colada produzidas com madeira de reflorestamento, está de acordo com os interesses econômicos e com o atual apelo ecológico.

A utilização das fibras vegetais se torna interessante por ser um material renovável e biodegradável, sendo um material construtivo menos agressivo ao meio ambiente, e por apresentar um baixo custo se comparados com fibras de carbono amplamente utilizadas para reforço. [23-24].

Conhecida cientificamente como *Ananás Erectfolius* [22], o Curauá é uma planta nativa da Amazônia que já era utilizada pelos índios da região para a fabricação de rede desde o período pré-colombiano [25]. Suas fibras são obtidas a partir do desfibramento das folhas da planta, sendo que cada planta produz anualmente de 20 a 24 folhas o equivalente a 2 kg de fibras [22].

A fibra de Sisal pertence à espécie *Agave Sisalana Perrini* planta nativa da península de Yucatán [8]. Sua produção se concentra no nordeste brasileiro onde as plantas produzem de 200 a 250 folhas por ciclo (8 a 10 anos), o que leve a uma produção de 26 kg a 33 kg de fibra por ciclo [26].

As propriedades mecânicas dos materiais fibrosos e sua aplicação vêm sendo estudadas por diversos autores como [11, 16, 27], entre outros. Algumas propriedades desses materiais, tais como resistência e módulo de elasticidade à tração, estão disponíveis na Tabela 1.

Tabela 1: Propriedades mecânicas de fibras vegetais encontradas na bibliografia pesquisada

Tipo de Fibra	f_t (MPa)	E_t (GPa)
Curauá Roxo	665-1300	20-33
Curauá Branco	859-1404	20-36
Juta	393-773	26,5
Sisal	511-635	9,4-22
Coco	131-175	4-13

Fonte: [14,25]

4. MÉTODOS

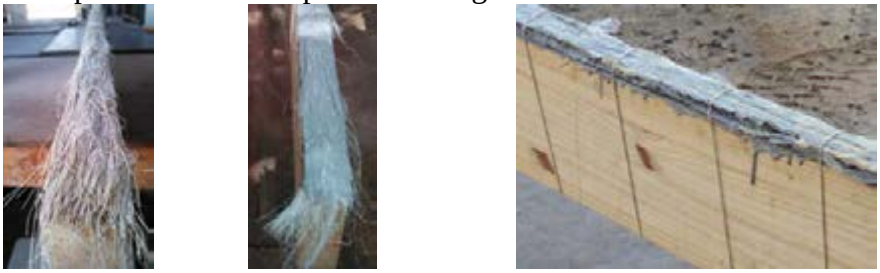
Para a realização dessa pesquisa foram necessárias avaliações teóricas, utilizando do método da seção transformada, e da execução de ensaios de flexão em vigas reforçadas com fibras. Sendo que na parte experimental foram utilizadas fibras de Sisal e Curauá.

Na parte experimental foram utilizadas cinco vigas de madeira laminada colada confeccionadas com 8 camadas de 22,5 mm de espessura em *Pinus Elliottii* (densidade ρ_{ap}=560 kg/m³, resistência a compressão f_{c0}=40,4 MPa, módulo de elasticidade E_{c0}= 11889, [28]). As vigas foram utilizadas em sistema biapoiado com força concentrada no meio do vão. O vão livre entre apoios foi de 2800mm.

Figura 1: Detalhamento seção transversal das vigas de MLC apresentando suas dimensões em mm.

Figura 2: Viga de Madeira laminada colada posicionada para ensaio no laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP.

Para a aplicação do reforço de Curauá optou-se por testar ter formas, sendo elas a aplicação direta das fibras com resina, produção e aplicação de uma manta e produção e aplicação de cordões. A aplicação direta utilizou 75g de fibra espalhas sobre a superfície da viga. A aplicação de manta foi utilizada 75g de fibra para tecer uma manta que foi aplicada na superfície da viga. Para a produção dos cordões foi necessário utilizar 150g de fibras, eles foram unidos com resina e a placa criada com os cordões que foi aplicada sobre a superfície da viga.



(a) (b) (c)

Figura 3: Detalhe das vigas de madeira laminada colada reforçada com (a) fibras de Curauá (b) manta de fibras de Curauá (c) cordões de fibras Curauá.

As fibras de Sisal utilizadas nessa pesquisa estavam em forma de manta trançada com gramatura de 1393 g/m². Para a aplicação na viga foram cortadas faixas da manta com comprimento de 150 cm (largura do rolo da manta) e com largura de 53 mm (largura a viga). Sua aplicação sobre a viga teve início com uma camada de resina epóxi na superfície da viga na qual foram aplicadas as faixas recortadas e outra camada de resina sobre as faixas de fibras de Sisal.

Figura 4: Detalhe das fibras de Sisal utilizadas no ensaio. (a) manta de Sisal trançado. (b) manta de Sisal aplicado à viga com resina epóxi.

Para avaliar o desempenho do reforço aplicado levou-se em consideração a configuração geométrica das vigas utilizadas nos ensaios bem como a altura e gramatura do reforço utilizado. A relação das configurações das vigas reforçadas está descrita na Tabela 2 apresentada a seguir.

Tabela 2: Dados das fibras e das configurações das vigas utilizadas nos ensaios de flexão.

Material	Reforço aplicado	camadas un	gramatura g/m²	Altura reforço mm	Altura viga mm	Taxa de Reforço %
Sisal	Manta	2	1393	8	180	4,44
Sisal	Manta	2	1393	8	180	4,44
Curauá	Fibra	1	505	9	180	5,00
Curauá	Manta	1	505	3	180	1,67
Curauá	Cordões	2	505	20	180	11,11

A avaliação da rigidez (EI) das vigas de MLC, com e sem reforço, foi realizada através da formulação utilizada na norma ABNT NBR (1997) no anexo B como indicado na Eq. 1.

$$EI = \frac{\Delta P.L^3}{48.\Delta\delta} \tag{1}$$

Sendo “EI” a rigidez da viga; “ΔP” é o intervalo de carregamento aplicado considerado; “L” é o comprimento do vão entre apoios; “Δδ” é o intervalo de deslocamento vertical medido considerado;

Para o cálculo da elasticidade do compósito, os dados de rigidez obtidos foram analisados através do método da seção transformada. No cálculo a viga foi considerada maciça de madeira sendo na região do compósito de fibra considerado uma largura equivalente através do fator de transformação ($n=E_2/E_1$).

Fazendo-se uso da formulação para o cálculo da linha neutra e do momento de inércia, Eq. 2) e 3), é possível determinar o fator de transformação n e, com isso, calcular o módulo de elasticidade do compósito.

$$y_{cg} = \frac{b.h_m.\frac{h_m}{2} + n.b.h_f.\left(h_m + \frac{h_f}{2}\right)}{b.h_m + n.b.h_f} \tag{2}$$

$$I_t = \frac{b.h_m^3}{12} + b.h_m.\left(\frac{h_m}{2} - y_{cg}\right)^2 + \frac{b.h_f^3}{12} + n.b.h_f.\left(h_m + \frac{h_f}{2} - y_{cg}\right)^2 \quad (3)$$

y_{cg} é a posição vertical do centro de gravidade do elemento; I_t é o momento d3 inércia da viga em relação ao seu centro de gravidade; b é a largura do elemento; h_m é a altura da viga em madeira; h_f é a altura da camada de fibra aplicada; n é o número de camadas de fibra aplicado.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este item apresenta a análise de resultados dos dados experimentais das vigas com e sem reforço de fibras vegetais. Essa análise foi dividida em três subitens: análise da rigidez, forças de ruptura e tensões normais nas vigas.

5.1 Análise da rigidez das vigas

Nas Figuras abaixo são apresentados as curvas de carregamento e deslocamento vertical dos ensaios de flexão realizados.

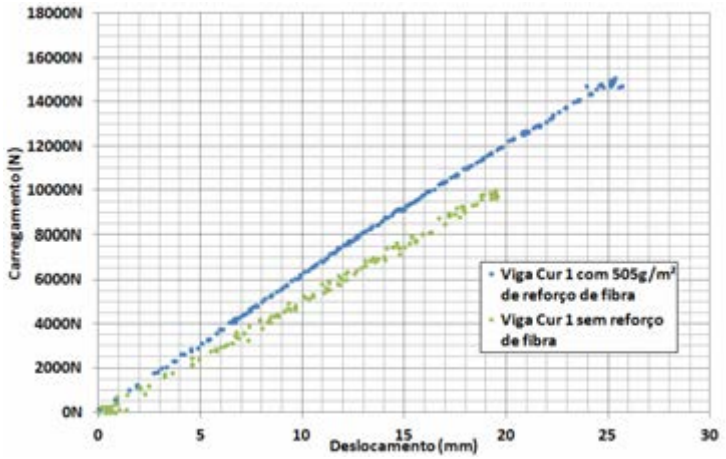


Figura 5: Curvas de correlação entre carregamento e deslocamento vertical no meio do vão, 2800 mm entre apoios, em ensaio de flexão de viga Cur 1 de MLC com e sem reforço de manta de Curauá com gramatura total 505.g/m².

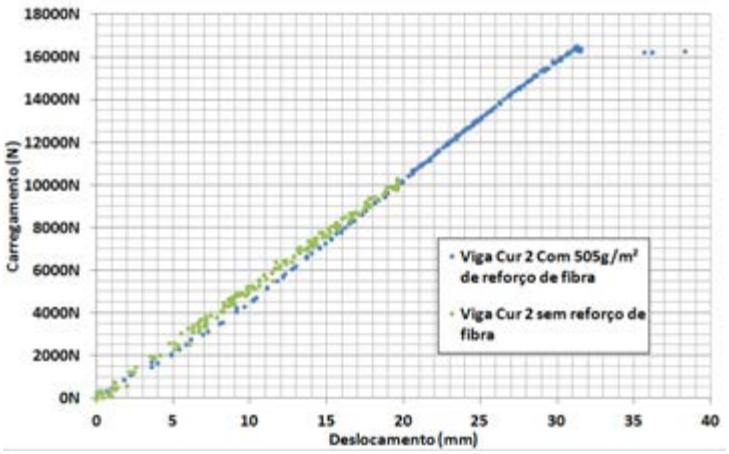


Figura 6: Curvas de carregamento e deslocamento vertical no vão central no ensaio de flexão de viga Cur 2 com reforço de fibras de Curauá com gramatura total 505.g/m² e sem reforço.

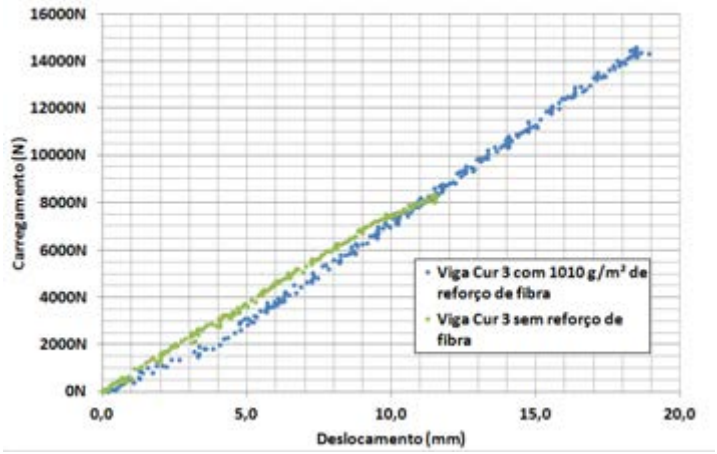


Figura 7: Curvas de carregamento e deslocamento vertical no vão central no ensaio de flexão de viga Cur 3 com reforço de cordões de Curauá com gramatura total 1011g/m² e sem reforço.

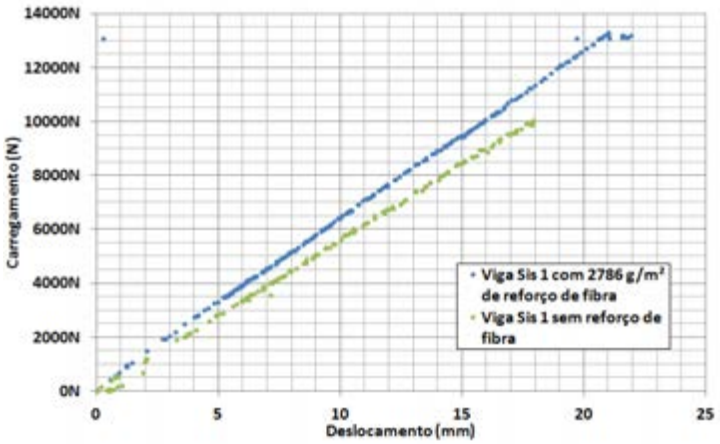


Figura 8: Curvas de carregamento contra deslocamento vertical no vão central no ensaio de flexão de viga Sis 1 com reforço de manta de Sisal com gramatura total 2786g/m² e sem reforço.

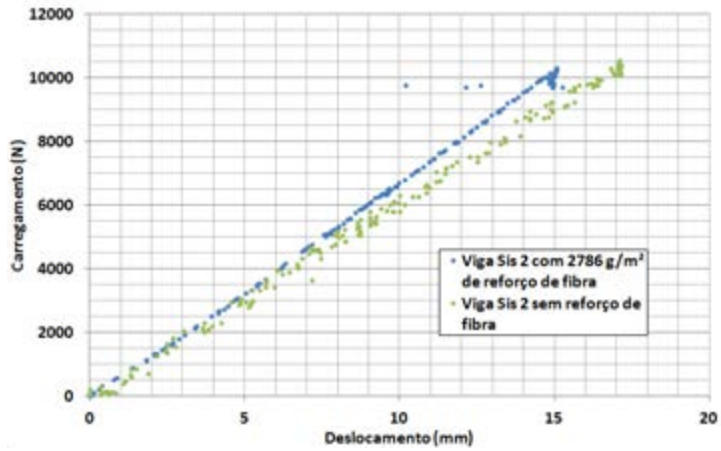


Figura 9: Curvas de carregamento contra deslocamento vertical no vão central no ensaio de flexão de viga Sis 2 com reforço de manta de Sisal com gramatura total 2786g/m² e sem reforço.

Como pode se observar nas Figuras 8 a 12, em todos os casos houve um aumento na rigidez levando a uma redução nos deslocamentos verticais após a aplicação das fibras. Importante notar que

essa melhora se torna mais visível nos casos em que o compósito fibroso utilizado era formado por manta, o que é compreendido quando [16] afirmam que o compósito reforçado com fibras continua e unidirecional tende a ser mais resistente a tração se comparados com compósitos de manta, fibras picadas ou partículas.

Na Tabela 3 são apresentados os valores de rigidez das vigas, calculados com a Eq. 3, antes e depois da aplicação do reforço. Também estão disponíveis na tabela as taxas de rendimento apresentando o ganho de rigidez que ocorreu em cada caso de reforço.

Tabela 3: Dados de rigidez dos ensaios de flexão das vigas de madeira com e sem reforço aplicado.

Nome amostra	Tipo Reforço Aplicado	taxa Reforço %	gramatura do reforço g/m²	EI Inicial N.mm²	EI Final N.mm²	Taxa Rendimento %
Sis 1	Sisal	4,4	2786	2,6068E+11	2,8355E+11	9
Sis 2	Sisal	4,4	2786	2,7897E+11	3,2242E+11	16
Cur 1	Curauá	5,0	505	2,3324E+11	2,7897E+11	20
Cur 2	Curauá	1,7	505	2,4239E+11	2,6220E+11	8
Cur 3	Curauá	11,1	1010	3,5755E+11	3,8774E+11	8

Como é apresentado na Tabela 3, o reforço com compósitos de fibras nas vigas de madeira laminada colada aumentam a rigidez dos elementos como previsto por [11,29] entre outros autores.

Fazendo uso do método da seção transformada, Equações 2 e 3 e os dados de rigidez dos ensaios foi calculado a elasticidade do compósito (fibra mais resina) como apresentado na Tabela 4.

Tabela 4: Dados do modulo de elasticidade do compósito nos ensaio de flexão da viga reforçada.

Material	Reforço aplicado	Módulo compósito (MPa)
Sisal	Manta	5623
Sisal	Manta	10160
Curauá	Fibra	5902
Curauá	Manta	36667
Curauá	Cordões	4146

Apesar do aumento na rigidez global dos elementos os valores de elasticidade apresentados na Tab.Tabela 4 foram inferiores aos valores atingidos por [30], indicando que a forma como é aplicado o compósito ao substrato (viga) não garantiu uma completa transferência de tensões entre elementos.

5.2 Análise de forças de ruptura

Analisando-se os dados das forças de ruptura atingida pelas vigas (Tabela 5), é possível notar que as aplicações do reforço de fibras de Curauá e de Sisal proporcionaram um aumento na força de ruptura quando comparados com as vigas tomadas como referência.

A aplicação das fibras como reforço em vigas de madeira laminada colada gerou uma redução da variabilidade das forças de ruptura, fenômeno notado quando comparados os valores de desvio padrão das vigas reforçadas com os aferidos para as vigas de referência sem reforço, como observado na Tabela 5, o que indica que aplicação das fibras como reforço é válida para a redução da variabilidade e padronização dos valores de ruptura, permitindo assim um melhor aproveitamento das propriedades.

Tabela 5: Dados avaliados das forças de ruptura atingidas pelas vigas reforçadas e referência.

Tipo Reforço Aplicado	taxa Reforço %	Força Ruptura [N]	Ganho Resistência %	Coeficiente De Variação(**)
Referencia	0,0	22500*	0%	34,57%
Sisal	4,4	28680	22%	8,74%
Sisal	4,4	25340	11%	
Curauá	5,0	25014	10%	
Curauá	1,7	23427	4%	10,62%
Curauá	11,1	28747	22%	

(*) Valor médio das forças de ruptura obtidas nos ensaios com as vigas de referência. (**) Valor obtido com a relação da média das forças de ruptura com o desvio padrão.

Também é observado na Tabela 5 que os valores de forças de ruptura médios das vigas reforçadas foram superiores ao valor médio das vigas de referência, comprovando a validade da aplicação de reforço com o intuito de se aumentar a resistência do elemento reforçado.

5.3 Análise de tensões normais

A análise de tensões atuantes na seção transversal da viga reforçada demonstra que as tensões de tração presentes nas fibras são superiores as tensões de tração exercidas na madeira (ver figuras 13 e 14). Efeito esse que conduz ao aumento de tensões de compressão devido ao abaixamento da linha neutra como previsto na literatura [20,27].

Em consequência desse acréscimo de tensões de compressão atuante na viga de madeira, o modo de ruptura ocorridos nas vigas também é alterado, efeito esse comentado posteriormente no item 5.4.

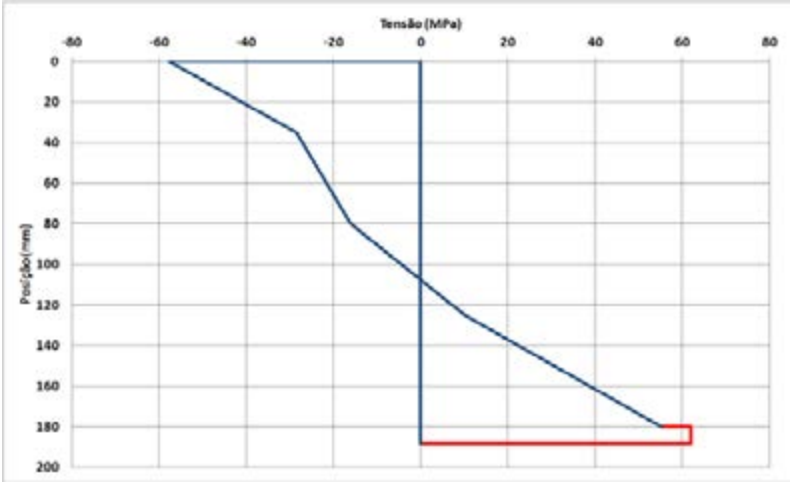


Figura 10: Viga 5 de madeira laminada colada reforçada com 2786g/m² de fibras Sis 2. (a) deformações ao longo da seção transversal. (b) distribuição de tensões na seção calculadas a partir da lei de Hooke e deformações.

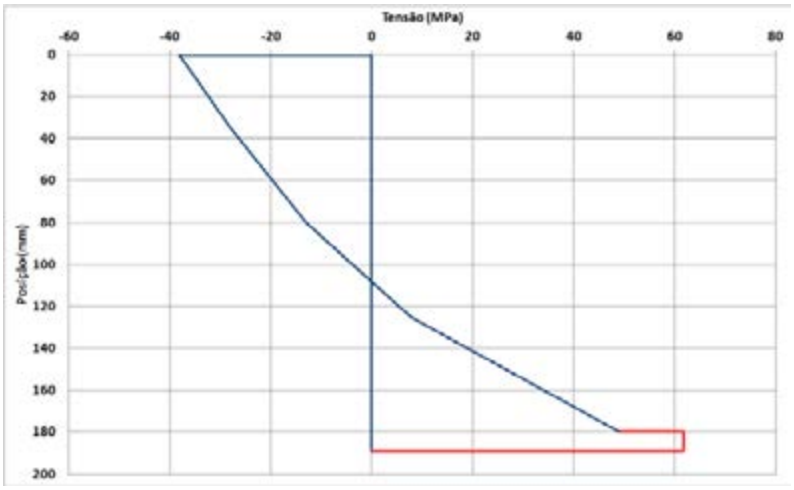


Figura 11: Viga 4 de madeira laminada colada reforçada com 505g/m² de fibras Cur 1 (a) deformações ao longo da seção transversal. (b) distribuição de tensões na seção calculadas a partir da lei de Hooke e deformações.

5.4 Modos de rupturas verificados

O modo de ruptura observado nas vigas de MLC reforçadas ocorreu inicialmente com o esmagamento da madeira na região comprimida da seção (Figura 18 e 19), resultando num abaixamento da linha neutra e, consequentemente, posteriormente uma ruptura brusca por tração e cisalhamento, fenômeno este também observado por [27,31]. Como consequência desse modo de ruptura, que diferente do modo brusco que ocorre em vigas sem reforço, são observadas grandes deformações antes da ruptura final da viga, permitindo uma reserva adicional de segurança como concluído por [31].

Figura 12: Detalhe da ruptura ocorrida na viga reforçada com fibras de Sisal.

Figura 13: Detalha da ruptura por compressão da viga reforçada com Curauá.

6. CONCLUSÕES

Pode-se concluir que a utilização das fibras naturais de Curauá e de Sisal como reforço estrutural se mostrou por se utilizar recursos naturais renováveis e que aumentam a rigidez da viga.

A eficiência mecânica da fibra vegetal de Curauá em relação às fibras de Sisal foi maior, pois com uma menor gramatura de reforço conseguiu-se atingir ganhos de rigidez equivalentes, porém sua aplicabilidade é baixa devido ao difícil manuseio que a fibra proporciona.

As fibras de Curauá apresentaram uma melhoria de rigidez de 8% até 20% na rigidez da viga e um aumento na força de ruptura da viga de 4 a 22% em comparação ao valor médio de ruptura das vigas de referência. Isto indica a aplicação como reforço estrutural é válido para os casos em que propriedades mecânicas da madeira a ser reforçada se aproximam das propriedades da madeira de *Pinus Elliottii.*

A aplicação das fibras de Sisal como reforço estrutural apresentou uma melhoria de rigidez de 9% até 16% da rigidez inicial da viga e um aumento na força de ruptura de 11% a 22%, em relação ao valor médio das vigas de referência. Da mesma maneira que as fibras de Curauá a aplicação das fibras de Sisal como reforço estrutural é valida para os casos em que a peça reforçada apresenta propriedades mecânicas similares aos de *Pinus Elliottii*.

Recomendam-se estudos utilizando-se essas fibras nas formas de manta e cordão entre peças do laminado de madeira, pois essas formas apresentaram bons desempenhos e essa forma iria garantir uma superfície mais homogênea do compósito devido à prensagem.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro. Agradecem a Universidade de Campinas (UNICAMP) e a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo pelo apoio de sua estrutura laboratorial.

REFERÊNCIAS

[1] AGARWAL, B. D.; BROUTMAN, L. J. Analysis and performance of fiber composites. EUA: John Wiley & Sons, Inc, 1990, E. 2, 449 p.
[2] MENDONÇA, P. T. R. Materiais compostos e estruturas sanduíche: Projeto e análise. Barueri: Manole, 2005. 632p.
[3] GIBSON, R. F. Principles of composite Material mechanics. Boca Raton, FL: CRC Press, 2011, e.3, 683p.
[4] SILVA FILHO, L. C. P.; GARCEZ, M. R. Compósitos de engenharia de matriz polimérica. In: Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais. São Paulo: IBRACON, 2007, v.2, p. 1423-1464.
[5] CUNHA, J.; SOUZA JUNIOR, D. A. Avaliação estrutural de peças de madeira reforçadas por fibras de carbono. Engenharia Civil UM (Braga), 2004, n.20, p. 71-81.
[6] PHARES, B. M. Evaluation of a timber bridge for the secondary road system using FRP-reinforced glulam girders. Forest Product Laboratory: Demonstration in progress. 2010. Disponível em: <http://www.fpl.fs.fed.us/products/publications/specific_pub.php?posting_id=17955&header_id=p>. Acesso em: fev. 2014.
[7] MIOTTO, J. L.; DIAS, A. A. Reforço e recuperação de estruturas de madeira. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 27, n. 2, p. 163-174, 2007.
[8] MASCIA, N. T. FURLANI, J.E. VANALLI, L. Mechanical analysis of Sisal fibers to use as a reinforced material in wood beams. Journal of Civil Engineering and Architecture, V. 4, N. 12, p.61-67, 2010.
[9] Mascia, N. T. Mayer, R. M. Analysis of Wood Laminated Beams Reinforced by Natural Fibres. Advanced Materials Research, V. 778, p. 553-560, 2013.
[10] Mascia, N. T., et al.Analysis of Wood Laminated Beams Reinforced with Sisal Fibres. Key Engineering Materials, V.600, p.97-104, 2014.

[11] BERTOLINE, C. A. A., MASCIA, N.T. BASAGLIA, C.D. DONADON, B.F.. Analysis of fiber reinforced laminated timber beams. Key Engineering Materials, V. 668, P. 100-109, 2016.
[12] Rubini, L. Moraes, P. D. Aderência à madeira de polímeros reforçados com fibras de carbono sob temperatura elevadas. Floresta e Ambiente, v.19, e.2, p.236-242, 2012.
[13] Romani, M. Blaß, H. J. Design model for FRP reinforced glulam beams. Proceedings of the CIB-W18, Meeting 34, Venice, Italy. 2001, 10p.
[14] BALSEIRO, A. M. R. Reforço e reabilitação de vigas de madeira por pré-esforço com laminados FRP. Dissertação (mestrado). Reabilitação do patrimônio edificado. Faculdade de engenharia da universidade do Porto. Porto - PT, 2007, 144p.
[15] Raftery, G. M. Rodd, P. D. REP reinforcement of low-grade timber bonded with Wood adhesive. Construction and building materials. v.91, p.116-125, 2015.
[16] LEVY NETO, F.; PARDINI, L. C. Compósitos estruturais: Ciência e tecnologia. São Paulo: Edgar Blücher, 2006. 313 p.
[17] Davis, G. The performance of adhesive systems for structural timber. Jounal Adhesion and adhesives. Journal of adhesion and adhesives, V. 17, N. 3, P. 247-255, 1997.
[18] Schober, K. Harte, A. M. Kliger, R. Jockwer, R. Xu, Q. Chen, J. FRP reinforcement of timber structures. Construction and building materials. V.97, p.106-118, 2015.
[19] BELPERIO, R. GRAD, IE. The performance of glulam beams reinforced with Carbon fiber. In: Pacific timber engineering conference, 1999, New Zeland. Anais. V.2, p.99-106.
[20] FIORELLI, J. DIAS, A. A. Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced.with Carbon Fiber and Glass fiber. Materials research. V.6, n.2, p.193-202, 2003.
[21] Lopez-anido, R. A. Muszynski, L. Gardner, D. J. Goodell, B. Herzog, B. Performance-based material evaluation of fiber-reinforced polymer-wood interfaces in reinforced glulam members. Journal of testing and evaluation. v.33, n.6, 10p., 2005.
[22] SILVA JUNIOR, O. G. Produção e Caracterização de compósitos à base de fibra de Curauá, Amido termoplástico e polietileno, utilizando-se a termografia. Dissertação (Mestrado em Design) – Escola de Design, Universidade de Minas Gerais, Belo Horizonte, 129p. 2013.
[23] MARINELLI, A. L. ET. AL. Desenvolvimento de compósitos poliméricos com fibras vagetais naturais da Biodiversidade: Uma contribuição para a sustentabilidade Amazônica. Polímeros: Ciência e Tecnologia, 2008, v. 18, n. 2, p.92-99.
[24] TOMCZAK, F. Estudo sobre a estrutura e propiedades de fibras de coco e curauá do Brasil. Tese (doutourado). Engenharia e ciencia dos materiais UFPR. Curitiba, PR, 2010, 135p.
[25] SILVA, R. V. AQUINO, R. M. F. Curaua fiber: a new alternative to polymeric composites. Journal of Reinforced Plastics and Composites, v.27. p.103-112, 2008. Disponível em: <http://jrp.sagepub.com/content/27/1/103>. Acessado em: jul. 2014.
[26] EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (EMBRAPA). Circular Técnica 123: Cultivo do Sisal no nordeste Brasileiro. Campina Grande- PB, 2008, 24p.
[27] FIORELLI, J.; DIAS, A. A. Fiberglass-reinforced glulam beams: mechanical properties and theoretical model. Materials Research. Vol.9, n.3, São Carlos, 2006
[28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira, Rio de Janeiro, 1997, 107 p.
[29] FIORELLI, J. REMPE, N. MOLINA, J.C. DIAS, A.A. Natural Fiber-Reinforced Polymer for Structural Application. In: Agricultural Biomass Based Potential Materials,Springer, p.35-49, 2015.
[30] SPINACÉ, M. A. S. et al. Poliolefinas reforçadas com fibras vegetais curtas: Sisal vs. Curauá. Polimeros, V.21, N. 3, p.168-174, 2011.
[31] FIORELLI, J. Estudo teórico e experimental de vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro. Tese (doutorado). Ciência e engenharia dos materiais – USP. São Carlos, 2005. 108p.

SISTEMAS MISTAS MADEIRA-BETÃO: APLICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO

TIMBER-CONCRETE COMPOSITE SYSTEMS: APPLICATION AND DESIGN

Alfredo M. P. G. Dias [(1)] (A)

(1) Professor Auxiliar, SerQ, ISISE, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal
Endereço de contato: alfgdias@dec.uc.pt; (A) Apresentador

Código de identificação: T6-37

Resumo

Os sistemas mistos madeira-betão têm sido usados em todo o mundo desde há quase 100 anos. Estas soluções trazem à construção de madeira um conjunto de novas possibilidades em termos de desempenho que permitem a sua utilização em situações mais exigentes, que jamais seriam possíveis utilizando exclusivamente madeira. Este artigo apresenta uma breve visão do uso de sistemas madeira-betão em todo o mundo, desde a década de 1920, até aos nossos dias. São apresentadas as tipologias de construção mais representativas e são discutidas as razões para o uso desta solução composta.

Apesar do uso crescente dos sistemas madeira-betão, a sua análise e dimensionamento não está enquadrada por um quadro regulamentar adequado. Para resolver esta questão, o Comité Europeu de Normalização (CEN) criou uma equipa de projeto (Project Team) europeia cujo objetivo é a preparação de uma nova parte do Eurocódigo para a análise e conceção de estruturas compostas de madeira. Neste artigo serão apresentadas e discutidas as diretrizes de projeto e as regras de código, disponíveis para o projeto desses sistemas. Além disso, são também apresentados e debatidos o estado e os resultados futuros esperados dos esforços europeus de normalização no que se refere à preparação de uma nova parte do Eurocódigo sobre os compósitos de madeira.

Palavras chave: madeira-betão, pontes, edifícios, análise estrutural; dimensionamento

Abstract

Timber-Concrete Composite systems have been used all over the world for almost 100 years. These solutions bring to timber construction a set of new performance capabilities that allow their use in highly demanding situations, which would not be possible using solely timber. This paper gives an overview of the use of Timber-Concrete Composite systems around the world, starting as early as the 1920 decade, up to now. The most representative construction typologies are presented and the reasons for the use of this composite solution discussed.

In spite of the relatively wide application of Timber-Concrete Composite systems, their analysis and design was not supported by an adequate regulatory framework. In order to address this issue European Standardization Body CEN has established a European Project Team whose objective is the preparation of a new Eurocode part on the analysis and design of Timber Composite Structures. In this paper the design guidelines and code rules, available for the design of these systems will be presented and discussed. Furthermore, the status and anticipated future results of the European standardization efforts regarding the preparation of a new Eurocode part on Timber Composites will also be presented and discussed.

Keywords*: timber-concrete; bridges; buildings; structural analysis; design*

1. INTRODUÇÃO

As estruturas mistas madeira-betão surgiram na primeira metade do século XX, tendo tido grande desenvolvimento durante o período das Guerras Mundiais, devido à escassez de aço que então ocorreu [1]. As primeiras aplicações foram em pontes de madeira em vias rodoviárias dos Estados Unidos da América. Estas aplicações correspondiam não só a reabilitações, mas igualmente a estruturas novas em que se pretendiam obter maiores durabilidades e desempenhos mecânicos. A primeira ponte madeira-betão pensa-se que terá sido construída em 1924 [2].

De acordo com o Inventário Nacional Americano, existem mais de 1400 pontes mistas madeira betão em serviço em todo o território dos Estados Unidos da América. Algumas das pontes construídas na década de 30 do século passado estão ainda em serviço passados quase 100 anos, tendo sido alvo de poucas ações de manutenção.

Figura 1. Pontes construídas na década de 30 nos EUA

Na Europa, o recurso a estruturas mistas madeira-betão tem verificado um crescimento significativo nas últimas décadas, não só na reabilitação de estruturas/pavimentos existentes em madeira, mas igualmente em edifícios novos. Sendo assim permitido atingir dimensionamentos que seriam impossíveis recorrendo somente a soluções convencionais de madeira, o mesmo ocorrendo noutras zonas do como por exemplo na Oceânia (Figura 2).

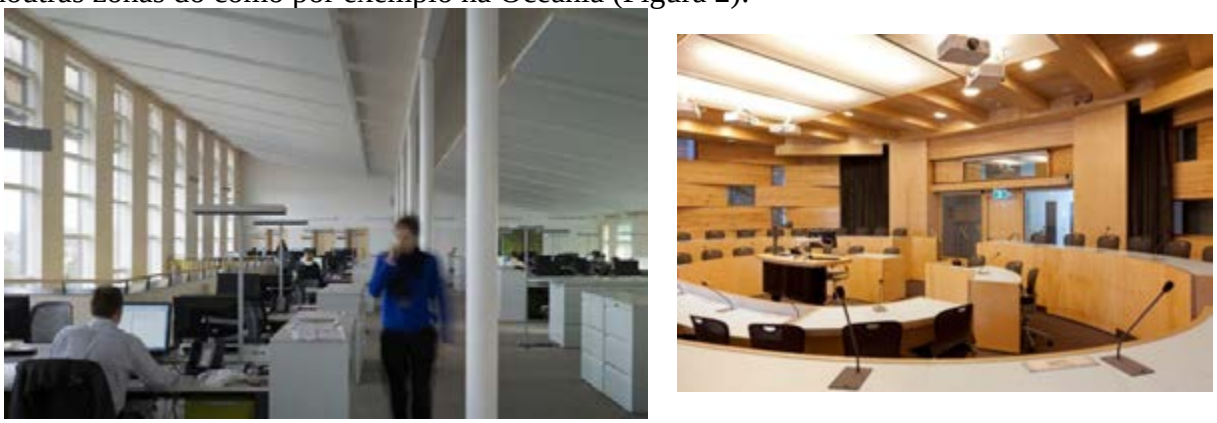


Figura 2 Exemplos de pavimentos mistos no Reino Unido e Austrália [3]

A utilização dos materiais madeira e betão permite combinar as melhores propriedades de cada material, sendo a madeira um material que resiste bem a esforços de flexão/tração e o betão aos esforços de compressão. No entanto, a sua utilização só tira, adequadamente, partido das propriedades de cada material se estes funcionarem em conjunto. Para que tal ocorra é necessário existir um sistema de ligação eficaz que garanta o adequado comportamento misto.

Segundo Ceccotti [4], o uso deste sistema estrutural, em detrimento de uma solução corrente de madeira, permite obter ganhos de resistência de duas a três vezes e um incremento de três a quatro vezes na rigidez. Estudos recentes demonstram que além de vantagens importantes ao nível de comportamento mecânico e físico [3] estes sistemas apresentam ainda vantagens não desprezáveis em termos de sustentabilidade [5]. Efetivamente Análises de Ciclo de Vida comparativas entre soluções mistas e soluções convencionais de betão têm demonstrado vantagem relevantes das primeiras (Figura 3).

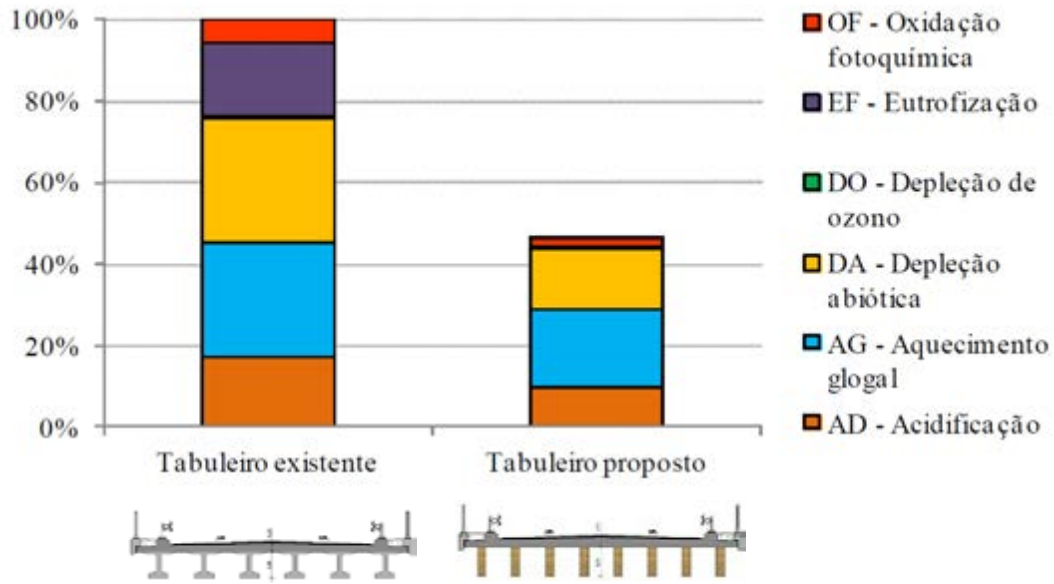


Figura 3: Análise comparativa dos impactos ambientais de uma solução mista e uma solução convencional em betão

Por estas razões é de esperar um aumento da utilização deste tipo de solução nos próximos anos, no entanto para que tal ocorra de forma adequada deverá existir um enquadramento regulamentar simples e claro que ajude os projetistas não só na análise mas igualmente no dimensionamento.

2. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR ATUAL

2.1 Europa

A análise e dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão apresentam muitas especificidades importantes resultado da combinação de dois materiais com comportamentos bastante distintos, com recurso a sistemas de ligação que são quase sempre semi-rígidos.

A atual versão do Eurocódigo 5 fornece algumas indicações sobre aspetos específicos da análise e dimensionamento das estruturas mistas madeira-betão. A versão em vigor do Eurocódigo 5 está dividida nas três partes base, que são comuns a todos os Eurocódigos de materiais: parte 1-1 – regras gerais e regras para edifícios [6], 1-2 dimensionamento em situação de incêndio [7] e parte 2 dimensionamento de pontes [8].

Na parte 1-1 apenas existe uma cláusula explicitamente e especificamente dedicada à análise e conceção de sistemas mistos madeira betão:

• Cláusula - 7.1 (3) Módulo de escorregamento de ligações madeira-betão

Por outro lado, na parte 2 há uma série de cláusulas específicas para a análise e dimensionamento de pontes madeira-betão:

• Cláusula - 2.4.1 - Tabela 2.1 – Coeficientes de segurança recomendados para propriedades de materiais;
• Cláusula - 5.1.3 - Análise simplificada – Seção efetiva da viga;
• Cláusula - 5.2 – Influência do escorregamento em sistemas laminados;
• Cláusula - 5.3 (1) – Remete o dimensionamento dos elementos de betão para o Eurocódigo 2 [9];
• Cláusula - 5.3 (2) – Dimensionamento de ligações metálicas e entalhadas;
• Cláusula - 5.3 (3) - Largura efetiva das estruturas de vigas mistas madeira betão aos Estados Limites de Serviço, SLS;
• Cláusula - 5.3 (4) - Consideração da fendilhação nos elementos de betão;
• Cláusula - 5.3 (5) – Abordagem simplificada para determinação da rigidez da seção de betão fendilhada;
• Cláusula - 6.1.2 (Tabela 6.1) - Coeficientes de atrito para madeira-betão;
• Cláusula - 8.2 – Ligações madeira-betão.

Apesar destas indicações, muitos aspetos importantes não estão explicitamente incluídos nestes regulamentos. Nessas situações os projetistas optam, em muitos casos, por adaptar cláusulas semelhantes originalmente destinadas a outros tipos de estruturas, como sejam as estruturas de madeira (Eurocódigo 5) e as estruturas de betão (Eurocódigo 2). Um bom paradigma desta abordagem, é o exemplo demonstrativo apresentado na publicação STEP 2 [4], que é muitas vezes seguido e usado como referência. Um exemplo claro dessa adaptação é o método γ dado no Eurocódigo 5 para estruturas de madeira, que, apesar de não ter sido especificamente desenvolvido para sistemas madeira-betão, é provavelmente a abordagem mais utilizada para analisar este tipo de estruturas e que vários estudos mostraram permitir bons resultados para a maioria das aplicações de engenharia [14].

Existem, no entanto, muitas outras questões, como por exemplo, a análise a longo prazo do sistema TCC para a qual a adoção dos modelos do Eurocódigo 5 não conduz, na maioria dos casos, a soluções adequadas [15].

2.2 Austrália e Nova Zelândia

As indicações de apoio ao projeto disponíveis na Austrália e da Nova Zelândia [10] seguem a abordagem do EC5 como a base subjacente para a análise e dimensionamento. No entanto, estes procedimentos foram modificados por forma a respeitar os códigos australiano e neozelandês [11].

Nestes documentos guia são dadas algumas limitações que resultam da incerteza reconhecida sobre alguns aspetos, nomeadamente a deformabilidade de longo prazo.

Tanto para efeito de análise como para efeito de verificação de Estados Limites Últimos como de Estados Limites de Serviço assume-se o um comportamento elástico para as ligações, no entanto limita-se a aplicabilidade do procedimento a duas configurações de ligação entalhada descritas no documento. Para estes tipos de ligação, as propriedades mecânicas são indicadas tendo por base resultados disponíveis de ensaios laboratoriais [11].

Na Austrália também está disponível um Manual de Pontes de Madeira [12], que tem um capítulo dedicado às pontes de madeira cobertas com um elemento de betão “não estrutural” e outro dedicado às pontes mistas madeira-betão. Estes documentos, além de indicações para análise e dimensionamento, fornecem igualmente detalhes de execução e pormenorização para este tipo de estrutura.

2.3 Canadá

O código canadiano de pontes rodoviárias [13] dá indicações específicas para o projeto das pontes madeira-betão.

Estas incluem indicações sobre: análise, sistemas de ligação, pormenorização e execução. No entanto, o âmbito destas orientações é restringido a sistemas mistos com uso de decks laminados de madeira. O método de análise sugerido assume o comportamento elástico linear dos materiais e sugere o uso da seção homogeneizada.

São permitidas duas configurações de ligação, ambas baseadas em entalhes obtidos através de alturas variáveis dos elementos laminados, combinadas com ligadores de aço.

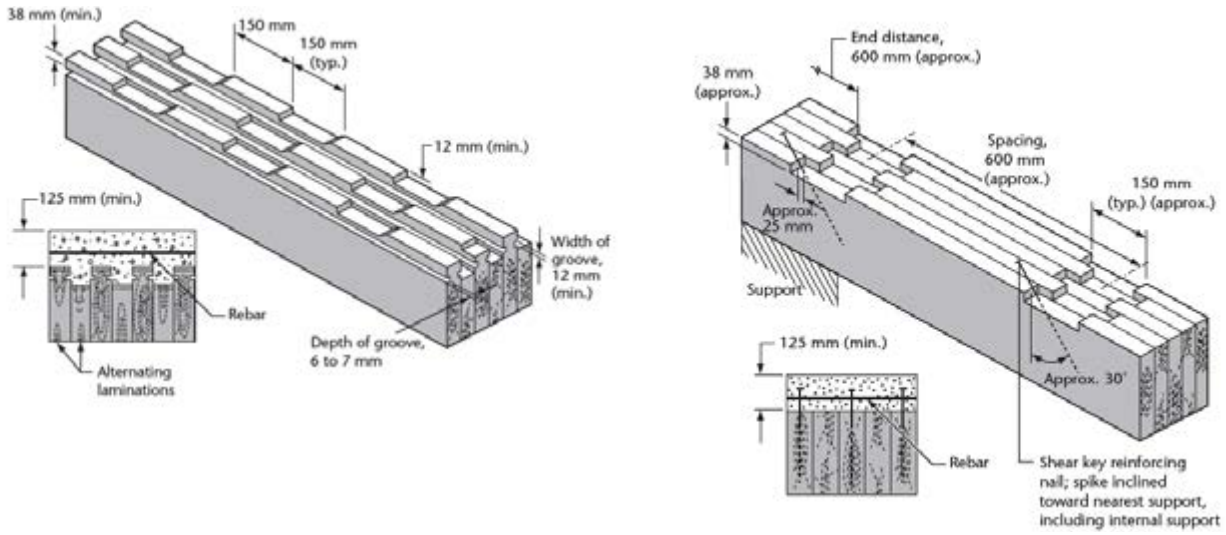


Figura 4 Ligações indicada no código canadiano [13]

Neste regulamento são igualmente indicados alguns requisitos mínimos nomeadamente para a espessura do betão e sua resistência. Além disso, são também indicados os requisitos mínimos para o de aço de reforço, bem como indicações para a sua pormenorização.

2.4 Brasil

No Brasil existe também um manual para projeto e execução de pontes de madeira, o qual tem indicações para a análise e dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão tendo em vista a sua aplicação em pontes [14].

As indicações focam-se em sistemas mistos com recurso a decks de madeira constituídos por elementos de seção circular. De forma análoga à maioria deste tipo de documentos também neste caso são indicados valores para as propriedades mecânicas da ligação. São indicadas duas configurações com varões de aço colados em X, nas quais varia o diâmetro dos varões. São dadas indicações para o dimensionamento de sistemas recorrendo a betonagem *in situ* ou pré-fabricação do betão. Detalhes gerais sobre pormenorização e execução são igualmente dados.

3. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR FUTURO

Na Europa encontram-se atualmente em revisão os Eurocódigos estruturais, que incluem os Eurocódigos base e os Eurocódigos de materiais. No âmbito do mandato da Comissão Europeia para preparação da nova geração de regulamentos, M / 515 "Rumo a uma segunda geração de Eurocódigos" [15]. Este mandato tem como objetivos, entre outros: i) assegurar que os Eurocódigos evoluem de forma adequada, visando a manutenção da confiança dos utilizadores, ii) garantir que os regulamentos se mantêm completamente atualizados com a consideração de novas metodologias, novos materiais e novos requisitos regulamentares indo ao encontro aos requisitos do mercado, iii) permitir uma maior harmonização e fazer um esforço no sentido de melhorar e facilitar a utilização pratica do conjunto normativo existente [15].

O trabalho está organizado em quatro fases, iniciadas em 2015 e que deverão estar concluídas em 2020.

Na Subcomissão 5 que tem a responsabilidade dos regulamentos relacionados com o dimensionamento de estruturas de madeira, a resposta ao Mandato foi organizada em torno de 6 Equipas de Projeto (PT):

• SC5.T1 - Madeira Laminada Cruzada (CLT) e Reforço de estruturas de madeira; Eurocódigo 5, cláusulas novas e revistas para o Eurocódigo 5 parte 1-1;
• SC5.T2 – Estruturas mistas madeira-betão; nova parte para o Eurocódigo 5;
• SC5.T3 – Novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5 parte 1-1;
• SC5.T4, Dimensionamento de Estruturas em situação de incêndio, novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5, parte 1-2;
• SC5.T5 - Ligações, cláusulas novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5, parte 1-1;
• SC5.T6 - Pontes, novas cláusulas e cláusulas revistas para o Eurocódigo 5, parte 2.

As Equipas de Projeto SC5.T1 e SC5.T2 foram incluídas na primeira fase, e o desenvolvimento do trabalho correspondente está em curso neste momento [16-18]. As restantes Equipas de Projeto deverão iniciar o seu trabalho nas fases posteriores, nomeadamente SC5.T3 na Fase 2, SC5.T4 e SC5.T5 na Fase 3 e finalmente SC5.T6 na Fase 4.

De acordo com a resposta ao mandato, a Equipa de Projeto SC5 espera que o SC5.T2 produza uma Especificação Técnica Europeia (TS) que venha a dar origem a uma parte nova do Eurocódigo 5 a parte 1-3 para o dimensionamento de sistemas mistos de madeira. O seu objetivo está centrado na simplificação e melhoria do conteúdo disponível da versão atual do Eurocódigo, onde são dadas várias cláusulas para este tipo de estruturas. Isto deve ser feito em estreita coordenação com outros Eurocódigos relacionados, nomeadamente o Eurocódigo 2 e, em menor escala com o Eurocódigo 4, interligando-se naturalmente com um vasto leque de Normas e regulamentos (Figura 5).

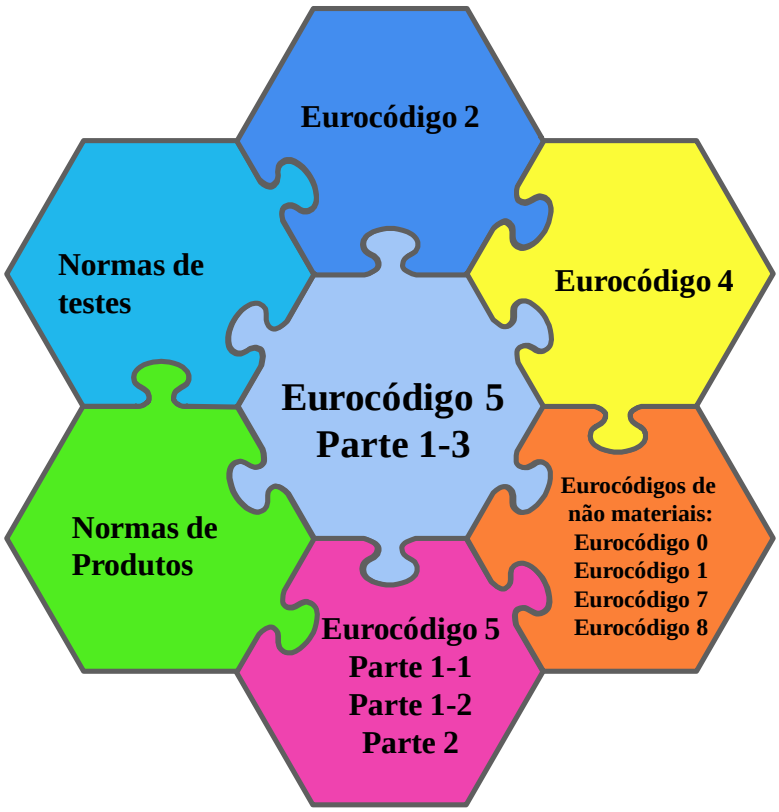


Figura 5: Interligação entre o novo documento regulamentar sobre madeira betão e os restantes regulamentos

Será necessária uma coordenação geral com as outras 5 Equipas de Projeto da sub-comissão 5, bem como com outras equipas de outras subcomissões relacionadas. No entanto, espera-se uma relação mais estreita com três Equipas de Projeto: SC5.T4, SC5.T5 e SC5.T6.

O desempenho em situação de incêndio dos sistemas mistos madeira-betão é uma das motivações para a utilização prática de sistemas mistos madeira-betão, a sua análise e dimensionamento têm especificidades importantes que serão abordadas na parte 1-2 do Eurocódigo 5 (SC5.T4).

Tal como antes referido e largamente referido na bibliografia [19] uma das aplicações mais antigas e relevantes dos sistemas mistos madeira-betão são as pontes, dadas as vantagens significativas que esta solução apresenta, quando comparada com as soluções de madeira tradicionais. A análise e dimensionamento destas estruturas será tratada na parte 2 do Eurocódigo 5 (SC5.T6). Assim tanto para a parte 1-2 como para a parte 2 serão abordados aspetos específicos de análise e dimensionamento de sistemas mistos madeira-betão em situação de incêndio e para pontes, respetivamente. As questões gerais serão tratadas na nova parte 1-3.

4. NOTAS FINAIS

Os sistemas mistos madeira-betão têm sido usados com grande sucesso em estruturas por todo o mundo. As motivações para este uso incluem o aumento da capacidade de carga, rigidez, desempenho dinâmico, desempenho construtivo (térmico e acústico), durabilidade e sustentabilidade, amplamente demonstrados ao longo de quase um século. Este sistema construtivo tem permitido soluções mais ambiciosas as quais não seriam possíveis recorrendo somente a soluções tradicionais de madeira.

Por forma a materializar este potencial serão necessários avanços complementares na área regulamentar, claramente insuficiente face aos desenvolvimentos recentes. No âmbito da próxima

geração de Eurocódigos estruturais espera-se que esta situação mude nomeadamente com a futura revisão da EN 1995-1-1, que deverá incluir uma parte especificamente dedicada a sistemas mistos madeira-betão.

A preparação de uma nova parte de código regulamentar levanta, naturalmente, desafios significativos. A discussão aberta e alargada esperada durante o período de desenvolvimento, em diferentes fóruns Europeus (por exemplo, subcomités e grupos de trabalho do CEN, ações de custo, comités espelhados nacionais) mas também a nível internacional é essencial para este fim, esperando-se que permita o desenvolvimento de documentos Técnico-Científicos à altura dos desafios técnicos que este tipo de solução tem conseguido ultrapassar

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pelos fundos FEDER através do Programa Operacional Factores de Competitividade - COMPETE e por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia no âmbito do projecto POCI-01-0145-FEDER-007633.

REFERENCES

[1] Van der Linden, M., Timber Concrete Composite Floors. Delft University of Technology, Delft, 1999.
[2] DelDOT, Delaware's Historic Bridges.2000.
[3] Dias, A., et al., Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction. p. 1-9.2015.
[4] Ceccotti, A., Timber-concrete composite strutures, H. Blass, Editor. Centrum Hout: The Netherlands. p. 1-14, 1995.
[5] Rodrigues, J.N., P. Providência, and A.M.P.G. Dias, Sustainability and Lifecycle Assessment of Timber-Concrete Composite Bridges. 0(0): p. 04016025.2016.
[6] CEN, Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. CEN. 2004.
[7] CEN, Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. CEN. 2004.
[8] CEN, Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 2: Bridges. CEN. 2004.
[9] IPQ, Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão armado. IPQ. 2010.
[10] Gerber, C., K. Crews, and R. Shrestha, Design Guide Australia and New Zealand - Timber Concrete Composite Floor Systems, S.T.I. Company, Editor. 2012, Structural Timber Innovation Company: Christchurch.
[11] Crews, K. and C. Gerber, Development of design procedures for timber concrete composite floors in Australia and New Zealand. p. Nelson - New Zealand. 2010.
[12] RTA, Timber Concrete Composite Bridges., R.a.T.A.o.N. Austrália, Editor. Austrália, Roads and Traffic Authority of NSW: Australia. p. 25, 2008.
[13] CSA, Canadian Highway Bridge design Code. Canadian Standards Association. 2006.
[14] Junior, C.C., et al., Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira. São Carlos, Brasil: SET-EESC - USP. 2006.
[15] CEN, Response to Mandate M/515 EN 'Towards a second generation of EN Eurocodes'. CEN/TC250. 2013.
[16] Winter, S., M. Kleinhenz, and P. Dietsch, EUROCODE 5 - A HALFTIME SUMMARY OF THE REVISION PROCESS. p. Viena, Austria. 2016.
[17] Dietsch, P., REINFORCEMENT OF TIMBER STRUCTURES – A NEW SECTION FOR EUROCODE 5. p. Viena, Austria. 2016.
[18] Dias, A., TIMBER-CONCRETE COMPOSITES – A NEW PART IN EUROCODE 5. p. Viena, Austria. 2016.
[19] Rodrigues, J.N.A., A.M.P.G. Dias, and P.M.P. Providência, Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review.2013.

COMPORTAMIENTO A FLUENCIA DE VIGAS DÚO Y VIGAS DÚO REFORZADAS (GFRP) DE *POPULUS X EUROAMERICANA I-214,* ANTE BAJOS NIVELES DE CARGA

CREEP BEHAVIOR OF *POPULUS X EUROAMERICANA I-214* DUO GLUELAM AND GFRP-REINFORCED DUO GLUELAM, UNDER LOW LOAD LEVELS

J. A. Balmori [(1)], L. Morillas [(1)], L. Acuña, [(1)] (P), L. A. Basterra [(1)]

(1) Grupo de Investigación Reconocido en Estructuras y Tecnología de la Madera. Universidad de Valladolid (España)
Dirección de contacto: balmori@arq.uva.es; (P) Presentador

Código de identificación: T6-38

Resumen

El objetivo de este trabajo es la puesta a punto y el empleo de una metodología para el estudio del comportamiento a fluencia de vigas dúo de madera de *Populus x euroamericana I-214* y vigas dúo de la misma madera, reforzadas internamente con una lámina de GFRP. Para ello, se realizaron ensayos no destructivos a flexión de 2 vigas dúo reforzadas con GFRP y 2 vigas dúo testigo (sin refuerzo) de 2,5 m de longitud, bajo la aplicación a largo plazo de una carga constante de 10 kN, según las normas UNE-EN 380 y UNE-EN 408. Las vigas se instrumentaron simultáneamente con extensómetros LVDT y bandas extensométricas, monitorizando la deformación durante toda la duración del ensayo. Los ensayos se realizaron en laboratorio bajo condiciones ambientales controladas y monitorizadas, con temperatura (20ºC) y humedad (65%HR) relativamente constantes, que se corresponden con un valor próximo al 12% de humedad en la madera y son asimilables a Clase de servicio 1 (EC-5). Se midieron los comportamientos bajo estas condiciones de las vigas dúos reforzadas y testigos, y se comparan y discuten los efectos que supone la incorporación de refuerzos GFRP frente a los fenómenos de fluencia.

Palabras clave: ensayos de fluencia; *Populus x euroamericana I-214*; viga dúo; viga dúo reforzada con GFRP

Abstract

The objective of this work is the development of a methodology for study the creep behavior of duo timber beams of Populus x euroamericana I-214, and duo timber beams of the same wood, internally reinforced with a GFRP sheet. Non-destructive tests were performed by bending 2 GFRP reinforced duo timber beams and 2 duo unreinforced timber beams. Beams were 2.5 m long and carried a long-term constant load of 10 kN, following UNE-EN 380 and UNE-EN 408 standards. Instrumentation of the experiment consists in LVDT extensometers and strain gages, monitoring deflection and strain during the test period. Tests were conducted in a laboratory under controlled environmental conditions, with temperature (20ºC) and humidity (65% RH) relatively constant, corresponding to wood moisture content next to 12%. This ambient condition is comparable to service class 1 (EC-5). We obtain structural behavior under these conditions, and compare and discuss the effects of incorporating GFRP reinforcements on creep phenomena.

Keywords*: creep testing; Populus x euroamericana I-214; duo glulam; GFRP-reinforced duo glulam*

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los materiales utilizados en estructuras presentan un comportamiento elástico, al menos en una fase inicial, deformándose ante la aplicación de una carga y recuperando su estado inicial tras la retirada de la misma. La madera, sin embargo, se comporta de modo visco-elástico, debido a que sólo cumple este comportamiento elástico puro para duraciones de carga instantáneas o cortas, adquiriendo deformaciones no recuperables al someterla a cargas de larga duración, pese a que su intensidad se mantenga constante e invariable. Este comportamiento, denominado fluencia o deformación reológica, es muy conocido (Timber engineering)[1] y ha sido ampliamente investigado (Morlier 1994)[2]. Especialmente influyente en el estudio de este fenómeno han sido las investigaciones desarrolladas por Wood (1951)[3], y la modelización de este comportamiento quedó representado en el diagrama conocido como "curva de Madison". En él se describe la relación resistencia-duración de la carga, a partir de probetas libres de defectos y de pequeñas dimensiones. En la década de los años '70, Madsen (1973)[4] introdujo una nueva metodología de ensayo, basada en la sustitución de probetas libre de defectos por piezas de tamaño y calidad comercial, obteniendo modelizaciones más precisas y reales. Los resultados han sido tenidos en consideración en las normativas de madera más modernas, como el Eurocódigo-5 [5] o el CTE-SE-M [6], aplicando coeficientes de corrección (K_{mod}, k_{def}) sobre la resistencia característica de la madera, en función de la duración de la carga y de la clase de servicio.

No obstante, el comportamiento de la madera en colaboración con refuerzos de materiales polímeros (FRP) está escasamente investigado. A partir de la década los '90 del s. XX, los ensayos de fluencia se centraron sobre los nuevos materiales industrializados de madera (tableros, vigas laminadas, microlaminadas, refuerzos FRP, etc.) con el fin de conocer con precisión su comportamiento a largo plazo. En este sentido, es interesante el estudio de Ranta-Maunus et al. (1991) [7] realizado sobre diversas tipologías de maderas estructurales ensayadas a fluencia, tanto por los resultados obtenidos como, sobre todo, por su metodología de ensayo contrastada y fiable. En esta misma época, Plevris y Triantafillou (1995) [8] ensayaron piezas de madera reforzadas inferiormente con láminas de FRP de varios tipos; y concluyeron que el comportamiento de las piezas estructurales de madera reforzadas era, básicamente, semejante al de la madera sin reforzar. La mejora aportada por el refuerzo FRP se presentaba bajo condiciones ambientales de humedad y temperatura variables, reduciendo la fluencia de las piezas reforzadas en comparación con piezas sin reforzar. Siguiendo esta línea, Tingley et al. (1996) [9] realizaron una monitorización de un puente de reciente construcción con madera reforzada con FRP. Las conclusiones de este ensayo fueron la no apreciación de fenómenos de fluencia significativos sobre las piezas reforzadas, y una mayor correlación entre las flechas calculadas en el proyecto y las sufridas durante su monitorización. Davids et al. (2000) [10] llevaron a cabo un ensayo a largo plazo en laboratorio con 12 vigas madera laminada de pino Douglas (*Pseudotsuga menziesii*), de 7 m, y con tres tipos de refuerzos FRP. El resultado obtenido muestra que el refuerzo FRP, si bien no impide la fluencia de la viga de madera reforzada, sí que redujo su efecto de forma significativa. Dentro de esta línea de investigación, André (2006) [11] planteó, en su tesis doctoral, la comparación de la mejora de las características resistentes de piezas estructurales de madera reforzadas con FRP. Finalmente, Yahyaei-Moayyed et al. (2011) [12] investigaron en profundidad el comportamiento de fluencia de las piezas de madera estructural reforzadas con FRP. Los resultados obtenidos mostraron que, si bien los refuerzos de FRP utilizados no eliminan los procesos de fluencia sufridos por la madera, sí fueron capaces de reducir significativamente su entidad. Sin embargo, lo realmente interesante de este artículo, además de sus conclusiones, es la metodología empleada en los ensayos.

El objetivo de este trabajo es realizar poner a punto y emplear una metodología de ensayo específica para conocer la deformación a largo plazo de vigas de madera *Populus x euroamericana* I-214, reforzadas con GFRP, y su recuperación posterior ante el cese de la carga, comparándola con el comportamiento de las vigas semejantes, sin reforzar.

2. MATERIAL Y MÉTODOS

Para la realización de este trabajo se han utilizado piezas de madera sana, con calidad visual equivalente a ME-1 (UNE 56544:2011 [13]), de la especie *Populus x euroamericana I-214.* La fabricación de las vigas dúo se realizó en un taller carpintero, utilizando para su encolado resina epoxi Sikadur-30. Se fabricó un lote de 10 vigas dúo de chopo sin refuerzo (testigos), y un segundo lote de otras 10 vigas dúo reforzadas con bandas rígidas de fibra de vidrio UNI-2400 gr/m^2, con sección aproximada de 80x140 mm (Figura 1) y 2,5 m de longitud.

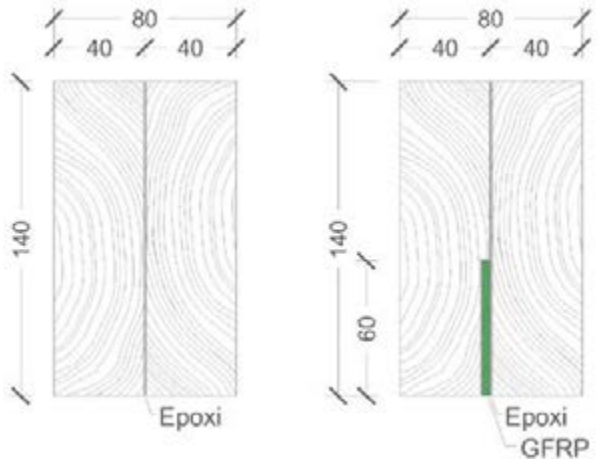


Figura 1: Sección de vigas dúo testigo (izq.) y vigas dúo reforzadas (dcha.)

De cada lote, se emplearon 5 vigas en ensayos previos de ajuste y control de la monitorización, realizados en una máquina universal de ensayos, y, de las restantes, se seleccionaron 2 vigas de cada lote para el estudio de la fluencia, reservando el resto.

Los ensayos fueron realizados en laboratorio, bajo condiciones ambientales controladas y monitorizadas, con temperatura (20±2ºC) y humedad (65±5% HR), relativamente constantes, que se corresponden con un valor próximo al 12% de humedad de equilibrio en la madera (Kollman 1957) [14] y son asimilables a Clase de uso 1 (CTE-SE-M 2006)[5]. La monitorización de las condiciones ambientales del laboratorio se realizó con un termohigrómetro marca TESTO, modelo 635, compuesto por tres sondas de temperatura y humedad inalámbricas y un sistema de adquisición central con memoria propia. Para mantener la humedad ambiental se utilizó un vaporizador comercial.

Antes de los ensayos, se mantuvieron las vigas bajo tales condiciones ambientales controladas, hasta alcanzar el equilibrio higroscópico. Finalmente, al inicio de los ensayos se determinaron las dimensiones exactas de las piezas, y su temperatura y humedad (0); esta última por el método de la resistencia eléctrica (UNE-EN 13183-2:2002 [15]), utilizando un xilohigrómetro de resistencia, marca PROTIMETER mod. Surveymaster BLD5360, con una resolución de medida del 0,1%.

Tabla 1: Dimensiones, temperatura y contenido de humedad de las piezas ensayadas

Especie	Viga	Dimensiones (mm)	Humedad (%)	Temperatura (ºC)
Populus x euroamericana I-214	1 (test.)	2500x141x85	10,4	20,4
	2 (test.)	2500x142x85	10,7	20,4
	3 (ref.)	2500x142x81	10,8	20,4
	4 (ref.)	2500x140x83	10,4	20,4

[5] Las Clases de uso del CTE español se corresponden con las Clases de servicio del EC-5.

2.1 Metodología de ensayo

El ensayo se basa en la colocación de las vigas, dos a modo de testigo, sin reforzar, junto a otras dos vigas dúo reforzadas, sobre dos bancadas de acero previamente fabricadas y niveladas mediante los extremos roscados de las patas (Figura 2).

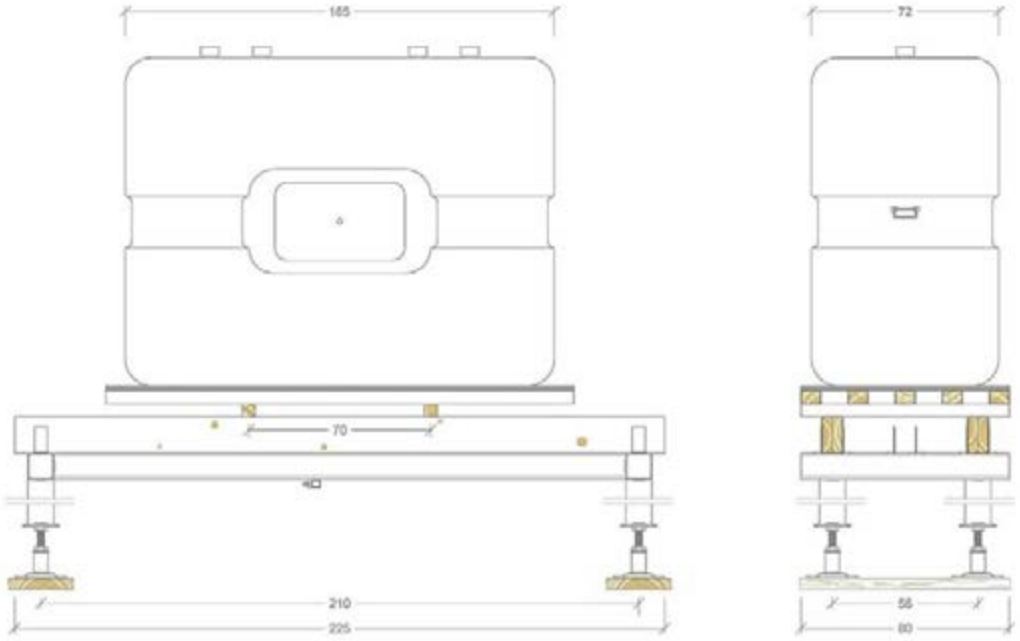


Figura 2: Dimensiones de la bancada autonivelante para realización del ensayo de fluencia

La carga se aplica mediante la colocación y llenado de sendos depósitos, de pared simple de polietileno (PE), con una capacidad útil de 1000 litros y dimensiones aproximadas de 1650x720x1260 mm, con bocas de llenado superiores y dispositivo de vaciado inferior, con llave de cierre. El apoyo de los depósitos sobre las vigas se realiza con una plataforma resistente intermedia, que permite aplicar la carga en las vigas sobre dos puntos, siguiendo las distancias de apoyo h/3 propuestas por la norma UNE-EN 408:2011 [16] (Figura 3).

La carga de 10 kN aplicada representa, aproximadamente, el 50% de la fuerza de rotura de las vigas sin refuerzo, de acuerdo a los datos obtenidos en los ensayos previos de rotura (UNE 408:2011 [16]) realizados con anterioridad. Según dichos ensayos, la fuerza de rotura (media) fue de unos 20,5 kN.

Figura 3: Configuración del ensayo de fluencia

La puesta en carga de las vigas se realizó en varias fases o escalones de carga, con el fin de registrar el comportamiento progresivo de la estructura, permitir su estabilización, y comprobar el correcto reparto de cargas y deformación sobre cada una de las piezas. De acuerdo con las directrices marcadas por la UNE-EN 380:1998 [17] para ensayos a largo plazo (procedimiento 3), se elaboró un procedimiento de carga, en magnitud y tiempo que se muestra en la 0 y la Figura 4.

Tabla 2: Procedimiento de aplicación de carga para el ensayo de fluencia

Etapa		Procedimiento de carga	Duración
Carga	0	Puesta a cero, F=0	-
	0-1	Aplicar G2 (4 kN)	45 min
	1-2	Mantener G2 (4 kN)	15 min
	2-3	Aplicar G2 + 0,5 Q (6 kN)	20 min
	3-4	Suprimir 0,5Q (4 kN)	20 min
	4-5	Aplicar G2 + Q (8 kN)	45 min
	5-6	Mantener G2 + Q (8 kN)	2h 30 min
	6-7	Aumentar hasta Fmax (10 kN)	20 min
Ensayo	7-10	Mantener Fmax (10 kN)	3-6 meses
Descarga	10-11	Descargar	120 min
Recuperación	11-12	Recuperación F=0	24 h

Donde,

G_1 = peso propio (0,3 kN); G_2 = carga permanente (4 kN); Q = cargas variables (4 kN); $F_{máx,\ est}$ = fuerza máxima estimada (10 kN)

Para conocer con precisión el volumen de agua introducido en el depósito en cada fase de carga se utilizó un contador volumétrico de pistón rotativo Zenner, modelo RNK-L-RP-N, con una precisión de medida de 0,02 litros. La velocidad del caudal de agua durante el llenado de los depósitos fue de, aproximadamente, 0,24 l/seg.

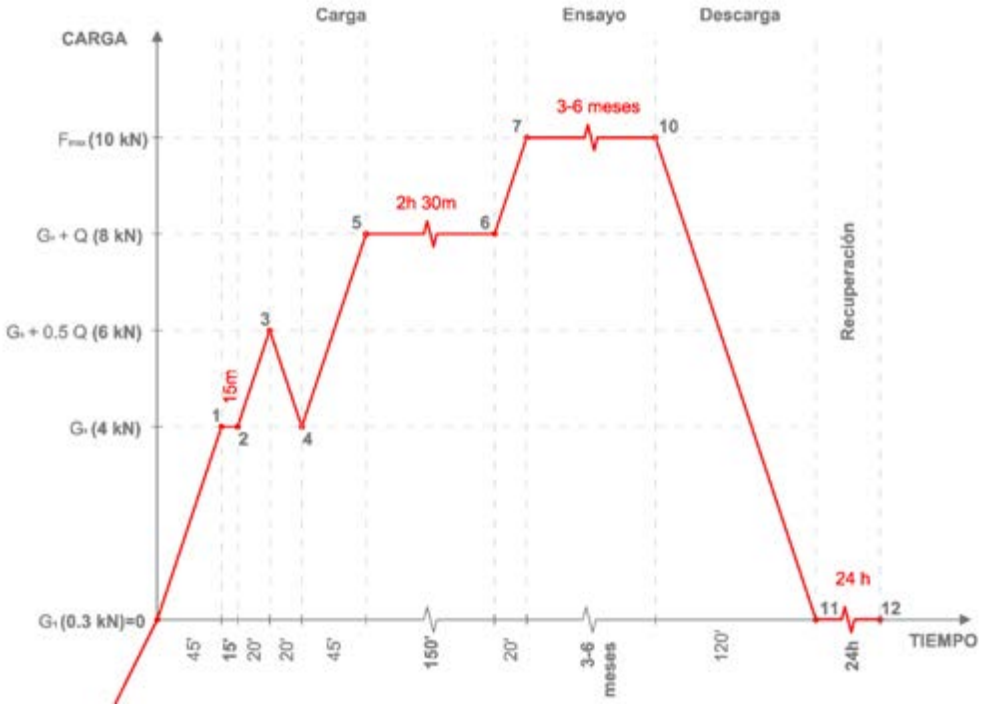


Figura 4: Ciclo de carga/descarga del ensayo de fluencia

Las deformaciones de las vigas fueron monitorizadas continuamente durante todo el plazo del ensayo (6 meses) y, una vez descargadas por completo, se continuó con la monitorización del durante 24 h, en una última fase de recuperación, con el fin de conocer la deformación permanente adquirida por las vigas, tras la descarga.

2.2 Equipo instrumental

Para la monitorización de las deformaciones se empleó un sistema de adquisición de datos HBM, mod. QuamtumX-MX840B, y extensómetros inductivos (LVDT) HBM, modelo LVDT WA_100, de gran precisión (0,01mm). El modelo utilizado tiene un rango de medida de hasta 100 mm, presentando una gran estabilidad (<0,1%) frente a los cambios de temperatura y humedad (Figura 5).

Adicionalmente al equipo anterior, se utilizó otro sistema de adquisición de datos en paralelo, marca HBM, mod. CanHead CB1010, equipado con bandas extensométricas HBM, modelo LY41-10/120, de acero ferrítico con longitud de rejilla 10 mm y resistencia 120Ω, mediante cable de compensación. Estas bandas se colocaron en la cara inferior (BE_T) del centro del vano (L/2), realizándose la adhesión con adhesivo bicomponente metil-metracrilato, marca HBM X-60. Por tratarse de ensayos a largo plazo, se recubrió la superficie de las bandas extensométricas con una laca de poliuretano (HBM PU 140), para su protección del polvo y la humedad. Las bandas se conectaron a cuarto de puente de Wheatstone, con compensación (DMS1 + K)[18] de temperatura y humedad, mediante una banda adicional adherida en un testigo de madera del mismo lote que la ensayada, pero sin cargar. Bajo esta configuración, se elimina cualquier distorsión en la medida provocada por las condiciones ambientales (fluctuaciones de temperatura, humedad, etc.), obteniéndose medidas precisas y fiables a largo plazo.

Figura 5: Detalle de la monitorización realizada sobre las vigas durante la realización del ensayo

Los datos recogidos por ambos sistemas de adquisición de datos (Quamtum + Canhead) se gestionaron conjunta y sincrónicamente con el programa HBM Catman, permitiendo una monitorización completa, en tiempo real, durante toda la duración plazo del ensayo.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Resultados de la monitorización ambiental

Los datos registrados de forma continua durante la completa duración del ensayo (6 meses) por las 3 sondas higrotérmicas (Testo Radio C) arrojaron valores medios del 61,2% de humedad relativa y de 21,9ºC de temperatura (0). Estos valores se mantienen dentro de las condiciones ambientales de laboratorio propuestas por la UNE-EN 408 (temperatura (20±2ºC) y humedad (65±5%HR) para alcanzar un equilibrio higroscópico de la madera del 12%.

Tabla 3: Estadística descriptiva de los datos de temperatura y humedad ambiental registrados

	Sonda 1		**Sonda 2**		**Sonda 3**	
	HR (%)	T (ºC)	HR (%)	T (ºC)	HR (%)	T (ºC)
Valor mínimo	38,5	19,6	37,0	19,4	35,8	19,7
Valor máximo	79,9	24,9	79,2	25,2	74,1	25,7
Valor medio	**62,2**	**21,9**	**61,9**	**21,9**	**59,6**	**21,9**
Desviación estándar	6,3	1,4	7,0	1,4	6,2	1,3

Partiendo de los datos registrados y de las tablas de humedad de equilibrio higrotérmico (HEH) desarrolladas por Kollman (1957), se obtuvo punto a punto la humedad en la madera, con el resultado que se muestra en la Figura 6. El valor medio (HEH) se sitúa en torno al 10,8%.

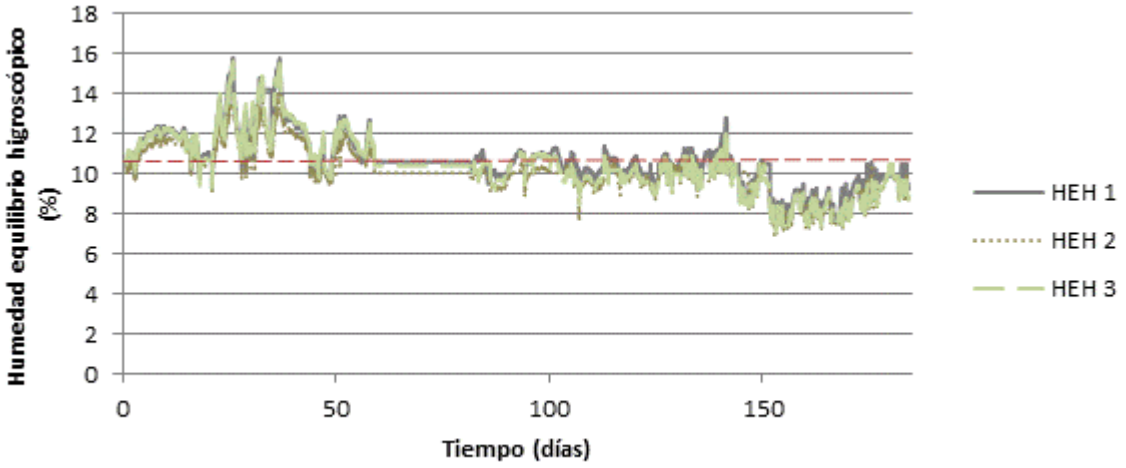


Figura 6: Gráfico de humedad de equilibrio higroscópico (HEH).

3.2 Resultados de la deformación por fluencia (LVDTs)

Los datos de deformación recogidos por los LVDT se muestran en la 0, con un intervalo mensual (4 semanas).

Puede apreciarse el aumento de deformación registrado con el paso del tiempo (fluencia) sin incremento de carga. Los porcentajes de variación en las deformaciones registradas se sitúan en el 30,5% de incremento de la flecha para las piezas sin refuerzo; y en el 28,6% para las piezas reforzadas.

Tabla 4: Valores medios de flecha y variación registrados por los LVDTs, en periodo mensual

	LVDT 1 (testigo)		LVDT 3 (testigo)		LVDT 4 (refor.)		LVDT 6 (refor.)	
	Flecha (mm)	*Δ(%)*	*Flecha (mm)*	*Δ(%)*	*Flecha (mm)*	*Δ(%)*	*Flecha (mm)*	*Δ(%)*
LLENADO	**4,838**	**-**	**4,709**	**-**	**5,600**	**-**	**5,227**	**-**
Semana 4	5,781	*16,3*	5,590	*15,8*	6,781	*17,4*	6,145	*14,9*
Semana 8	6,242	*22,5*	6,024	*21,8*	7,351	*23,8*	6,507	*19,7*
Semana 12	6,510	*25,7*	6,359	*26*	7,630	*26,6*	6,709	*22,1*
Semana 16	6,569	*26,4*	6,429	*26,7*	7,691	*27,2*	6,869	*23,9*
Semana 20	6,580	*26,5*	6,446	*26,9*	7,707	*27,3*	6,919	*24,5*
Semana 24	6,929	*30,2*	6,959	*32,3*	8,006	*30,1*	7,149	*26,9*
Semana 26	6,885	*29,7*	6,867	*31,4*	7,987	*29,9*	7,189	*27,3*
VACIADO	**1,945**	**-**	**2,359**	**-**	**2,788**	**-**	**1,699**	**-**
RECUPERA 12h	1,884	*-3,24*	2,313	*-1,99*	2,722	*-2,42*	1,642	*-3,5*
RECUPERA 24h	**1,886**	*-3,13*	**2,297**	*-2,7*	**2,695**	*-3,45*	**1,615**	*-5,2*

La deformación máxima alcanzada es de 6,885 mm de flecha en las vigas testigo, y de 7,987 mm en las vigas reforzadas. Tras retirar la carga (vaciado del depósito) se mide una deformación diferida o residual de 2,359 mm (49,9% flecha inicial) en las vigas testigo y de 2,788 mm (50,2% flecha inicial) en las vigas reforzadas. Estas flechas diferidas, resultado de los efectos de fluencia de la madera, se mantienen del lado de la seguridad en comparación con el coeficiente propuesto por el CTE (K_{def}=0,6).

La representación gráfica de los datos de deformación (Figura 7) muestran una curva asintótica en la cual la fluencia de la madera se mantiene aún activa en el momento de concluir el ensayo. Las pendientes de la curva de las piezas sin refuerzo y las piezas reforzadas con GFRP 2400 gr/m^2 son sensiblemente paralelas y de crecimiento continuado, representando un comportamiento reológico semejante. Tras la retirada de la carga, y completado el tiempo de recuperación, el gráfico muestra la

presencia de una deformación residual adquirida. Esta deformación se sitúa en valores medios de 2,09 mm en las piezas sin refuerzo y de 2,15 mm en las piezas reforzadas.

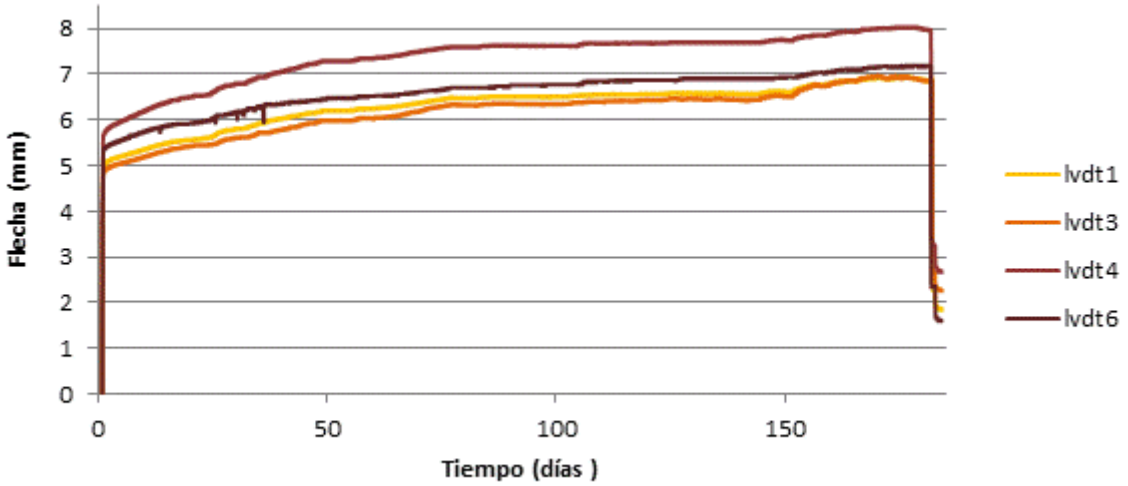


Figura 7: Gráfica flecha-tiempo de los LVDTs

Los valores de deformación obtenidos por las bandas extensométricas (μm) durante la duración del ensayo se muestran en la 0, con un periodo mensual (4 semanas).

Tabla 5: Datos de deformación registrados por las bandas extensométricas

	Banda 1 (testigo)		Banda 3 (testigo)		Banda 4 (refor.)		Banda 6 (refor.)	
	(μm)	*Δ(%)*	*(μm)*	*Δ(%)*	*(μm)*	*Δ(%)*	*(μm)*	*Δ(%)*
LLENADO	**452,0**	**-**	**532,3**	**-**	**509,4**	**-**	**599,8**	**-**
Semana 4	570,4	*20,7*	665,4	*19,9*	686,0	*25,7*	735,8	*18,5*
Semana 8	581,8	*22,3*	649,7	*18,1*	664,5	*23,3*	505,9	*-18,5*
Semana 12	618,9	*26,9*	647,1	*17,7*	665,2	*23,4*	487,6	*-22,9*
Semana 16	598,8	*24,5*	629,6	*15,4*	640,7	*20,5*	447,8	*-33,9*
Semana 20	577,9	*21,8*	606,6	*12,2*	615,9	*17,3*	406,0	*-47,7*
Semana 24	675,3	*33,1*	652,8	*18,4*	631,7	*19,4*	492,2	*-21,8*
Semana 26	594,7	*24,0*	620,5	*14,2*	608,6	*16,3*	455,1	*-31,8*
VACIADO	**91,9**	**-**	**66,7**	**-**	**40,7**	**-**	**-191,8**	**-**
RECUPERA 12h	94,8	*3,0*	57,0	*-17,1*	39,9	*-2,1*	-197,8	*3,0*
RECUPERA 24h	**84,4**	***-8,9***	**61,1**	***-9,1***	**33,6**	***-21,0***	**-195,4**	***1,8***

La representación gráfica de los datos obtenidos (Figura 80) muestran comportamientos similares frente a la fluencia entre las diferentes vigas. Además, el trazado irregular de la curva testifica la gran precisión de las bandas extensométricas (μm), junto con la influencia en la medida de factores ambientales, pese a utilizarse banda de compensación.

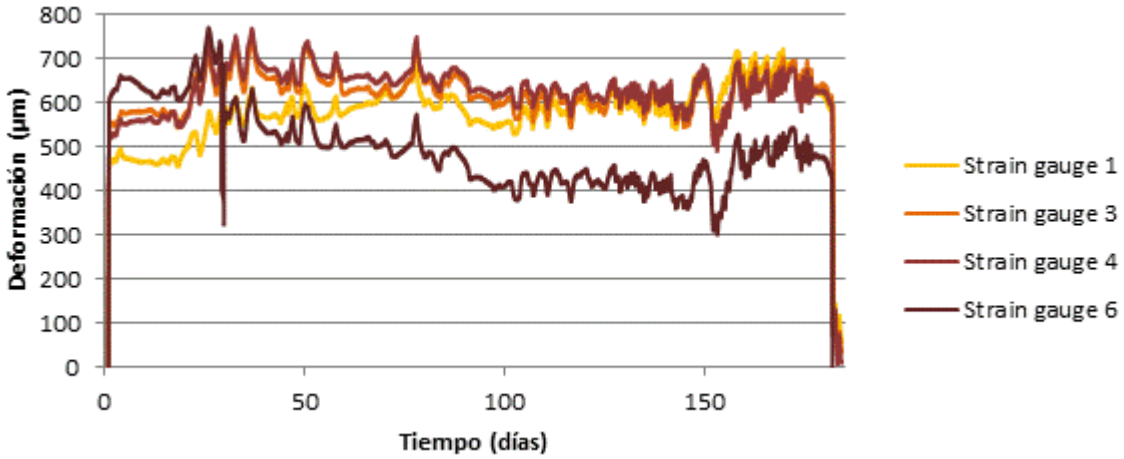


Figura 8: Gráfico deformación-tiempo de las bandas extensométricas

3.3 Comparación con la flecha de cálculo

Previamente a la realización de los ensayos se calculó la flecha estimada para cada pareja de vigas, según el procedimiento del CTE. En los cálculos se consideraron los módulos de elasticidad longitudinal $E_{testigo}$=7800 MPa y $E_{reforzada}$=9800 MPa, obtenidos en los ensayos preliminares en laboratorio. Con el fin de considerar el efecto del cortante en la deformación, se toman valores aproximados para los módulos de elasticidad transversal G= E/16 [19].

La flecha instantánea para una viga a flexión bajo 2 cargas puntuales situadas a una distancia, igual a L/3 del apoyo (UNE-EN 408), considerando el efecto del cortante en la deformación, puede obtenerse mediante la ecuación (1):

$$F_{inst} = \frac{P\cdot(L/3)}{24E\cdot I}\ [3L - 4(L/3)^2] \cdot [1+0{,}939\cdot E/G \cdot (h/L)^2 \quad (1)$$

La deformación final de la pieza se calcula para una combinación casi permanente de las cargas, considerando la fluencia de la parte permanente de las cargas (2).

$$F_{final} = F_{inst\ perm}\,(1+k_{def}) + \Psi_2 \cdot F_{inst\ variable}\,(1+k_{def}) \quad (2)$$

De modo que, para el estado de cargas ensayado (10 kN), se obtiene una flecha instantánea f_{inst}=4,92 mm. Considerando la totalidad de la carga aplicada como carga permanente y la clase de servicio 1 en la que se desarrolla el ensayo, para la cual el CTE-DB-SE-M propone un valor de k_{def}=0,6, se obtiene una flecha final f_{final} =7,88 mm. Produciéndose por el efecto de fluencia de la madera una flecha diferida f_{dif} = 2,95 mm. En la 0 se comparan los resultados de deformación obtenidos en el ensayo con los previstos por cálculo.

Tabla 6: Comparación de flechas obtenidas en el ensayo y por cálculo

	Sin refuerzo		Con refuerzo GFRP	
	Cálculo	Ensayo	Cálculo	Ensayo
Flecha instantánea (mm)	4,925	4,773	4,251	5,413
Flecha final (mm)	7,881	6,876	6,801	7,588
Flecha diferida (mm)	2,955	2,091	2,550	2,155

4. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados de los ensayos realizados, la primera de las conclusiones obtenidas es que el refuerzo GFRP 2400 gr/m^2 empleado no produce una mejora sensible sobre los fenómenos de fluencia; al menos con los bajos ratios de refuerzo utilizados, en comparación con el área total de la sección (1,06%). A la finalización de los ensayos se alcanzaron incrementos en la flecha, debido a fenómenos de fluencia, del 30,5% para las vigas sin refuerzo y del 28,6% para las vigas reforzadas.

Los porcentajes de recuperación media en la flecha residual, tras el vaciado de las cargas, fueron del 2,9% en las vigas testigo y de 4,3% en las vigas reforzadas. Se puede afirmar que el refuerzo GFRP utilizado produce cierta mejora en la recuperación parcial de la deformación tras la descarga de las piezas.

Por último, comparando la deformación de cálculo y la deformación de ensayo, se obtienen deformaciones diferidas del 49,9% y del 50,2% de la flecha instantánea en las vigas testigo y reforzadas respectivamente; mientras que la norma (CTE) propone una deformación diferida del 60% de la flecha instantánea. Por ello, puede afirmarse que los coeficientes normativos que introducen los fenómenos de fluencia en el cálculo de deformaciones son razonablemente precisos, del lado de la seguridad.

Desde el punto de vista metodológico, se ha puesto a punto una metodología replicable para el análisis del comportamiento a fluencia. Se concluye que la gran precisión de las bandas extensométricas (μm) son sensible a la influencia en la medida de factores ambientales, pese a haberse utilizado bandas de compensación, lo que obliga a extremar la precisión en la instalación, protección y ajuste de este tipo de equipos para su utilización en mediciones a largo plazo.

AGRADECIMIENTOS

Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España; subprograma de Proyectos de Investigación Fundamental No Orientada, 2013-2015 (BIA 2012-31233). Los autores también quieren agradecer la colaboración de la empresa SIKA.

REFERENCIAS

[1] Thelandersson, S., Larsen H.J., ‘Timber Engineering’. Wiley. London, (2003). pp 133-167.
[2] Morlier, P., ‘Creep in timber Structures’. RILEM, London. (1994).
[3] Wood, L.W., Relation of strength of wood to duration of load. ‘U.S. Forest products laboratory’ Report Nº1916. (1951).
[4] Madsen, B., Duration of load test for dry lumber in bending. ‘Forest products Journal’ 23(2), (1973) 21-28.
[5] UNE-EN 1995:2006. Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.
[6] CTE-SE-M. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad estructural Madera (2006).
[7] Ranta-Maunus, Alpo, Collection of creep data of timber. ‘Proceedings of the International Council for Building Research Studies and Documentation’. Working Commission W 18A - Timber Structures CIB-W18A/24-9-2. Oxford, United Kingdom (1991) 5 p.
[8] Plevris, N., Triantafillou, T. C., Creep behavior of FRP-reinforced wood members. ‘Journal of Structural Engineering’, 121(2), (1995) 174-186.
[9] Tingley, D. A., Gilham, P. C., Kent, S. M., Long term load performance of FRP reinforced glulam bridge girders. ‘In National conference on wood transportation structures’ (1996).
[10] Davids, W. G., Dagher, H. J., Breton, J. M., Modeling creep deformations of FRP-reinforced glulam beams. ‘Wood and fiber science’, *32*(4), (2000) 426-441.
[11] André, A., Fibers for strengthening of timber structures. PhD Thesis. Luleå tekniska universitet/Civil and Environmental Engineering/Structural Engineering. (2006).
[12] Yahyaei-Moayyed, M.; Taheri, F., Experimental and computational investigations into creep response of AFRP reinforced timber beams. ‘Composite Structures’, 93, (2011) 616-628.

[13] UNE 56544:2011. Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de coníferas.
[14] Kollman, F., 'Tecnología de la madera y sus aplicaciones (tomo 1)'. 2ª Edición. IFIE, Madrid, (1959).
[15] UNE-EN 13183-2:2002. Contenido de humedad de una pieza de madera aserrada. Parte 2: Estimación por el método de la resistencia eléctrica.
[16] UNE-EN 408:2011. Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas.
[17] UNE-EN 380:1998. Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Principios generales para los ensayos de carga estática.
[18] Hoffmann, K., 'An Introduction to Stress Analysis and Transducer Design using Strain Gauges' HBM, Darmstadt (2012).
[19] Argüelles, R., Arriaga, F., 'Estructuras de madera. Bases de cálculo'. AITIM, Madrid (2013).

DISEÑO A FLEXIÓN EN ESTRUCTURAS DE MADERA SEGÚN EL CIRSOC 601

BENDING DESIGN OF WOOD STRUCTURES ACCORDING TO THE ARGENTINIAN CODE CIRSOC 601

Cristian O. Bay [(1)], Ricardo D. Bassotti [(2)] (P), Nicolas Cortizo, Felipe Genovese [(3)]

(1) Ingeniero, Doctorando, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional San Rafael, San Rafael, Argentina
(2) Mg. Ing. Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional San Rafael, San Rafael, Argentina
(3) Ingeniero, Becario graduado, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional San Rafael, San Rafael, Argentina
Dirección de contacto: cbay@frsr.utn.edu.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T6-40

Resumen

Por primera vez en la República Argentina se cuenta con un Reglamento de Estructuras de Madera, CIRSOC 601, el cual se encuentra en Trámite de Aprobación por la Secretaría de Obras Públicas de la Nación luego de haber superado el período de Discusión Pública Nacional. Dentro del Grupo de Estudios de Estructuras (GEDE) perteneciente a la Facultad Regional San Rafael de la Universidad Tecnológica Nacional se conformó un grupo de investigadores para el estudio del proyecto de reglamento y luego poder realizar una transferencia al medio profesional y educacional.

El factor de estabilidad lateral de vigas considera los efectos flexo-torsionales en el diseño a flexión. La determinación del factor se realiza mediante expresiones de mediana complejidad que cuando el diseño se refiere a entrepisos o cubiertas de techo de viviendas resulta tedioso para el diseñador. En este trabajo se realizan gráficas y análisis de datos tendientes a simplificar estos valores y aportar al diseñador una forma sencilla de considerar la estabilidad lateral de vigas.

En las estructuras de madera es habitual que el comerciante aconseje al cliente sobre escuadrías a utilizar, sobre todo en construcciones de pequeña envergadura. En tal sentido se presentan tablas y gráficos que ayuden en este sentido y tengan implícito la aplicación del reglamento.

Palabras clave: madera; flexión; CIRSOC; diseño

Abstract

For the first time in Argentina it has a regulation Wooden Structures, CIRSOC 601-2013, which is pending approval by the Ministry of Public Works of the Nation after overcoming the period of National Public Discussion. Within Study Group Structure (GEDE) belonging to the San Rafael Regional Faculty of the National Technological University a group of researchers to study the draft regulation was formed and then to make a transfer to the professional and educational environment. A computational application for designing wooden sections subjected to bending stresses according to the guidelines established in the Regulation is presented. The application has a friendly interface that allows the user to interact with the design parameters, and get results quickly.

Keywords*: bending; wood; structure; CIRSC 601; design*

1. INTRODUCCIÓN

El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, CIRSOC 601-2013 (CIRSOC 601, 2013), publicado en 2013 se encuentra actualmente en Trámite de Aprobación en la Secretaria de Obras Públicas de la Nación. El CIRSOC 601 presenta a los profesionales de la ingeniería estructural un marco normativo sin precedentes en nuestro país.

Hasta estos tiempos resultaba habitual, en la comunidad profesional, utilizar la norma alemana, DIN 1052, 2004 (DIN 1052, 2008), para el diseño de estructuras de madera. Incluso algunos reglamentos locales como el CCS-MZA, 1987 (CCS87, 1987), adoptaba dicha norma europea. El problema que se presentaba no radicaba en el diseño estructural propiamente, sino en las propiedades físicas y mecánicas de las maderas utilizadas por la DIN 1052, 2004 (DIN 1052, 2008), las cuales estaban asociadas a su país de origen.

De igual forma que como en su oportunidad se hizo con los reglamentos referidos al hormigón armado, donde la actualización está fundamentada sobre reglamentos ACI en vez de las normas alemanas, el reglamento CIRSOC 601 se ha basado en la norma de Estados Unidos, NDS, 2005 (NDS, 2005). Cabe destacar que países como Chile, con su norma NCH1198, 2010 (NCH 1198, 2010) también han seguido los pasos de la norma americana.

El reglamento CIRSOC 601 contiene una serie de suplementos donde se establecen las propiedades físicas y mecánicas de una serie de especies forestales de nuestro país. Actualmente hay caracterizadas 4 especies forestales, lo que da un fundamento de diseño estructural aún mayor.

Luego de la publicación del reglamento comienza una etapa de transferencia al medio por parte de las instituciones para dar conocimiento a la comunidad profesional de la aplicación del CIRSOC 601. Desde el Grupo de Estudio de Estructuras de la Facultad Regional San Rafael, de la Universidad Tecnológica Nacional se vienen desarrollando tareas con el objetivo de generar la transferencia de los contenidos del reglamento a profesionales y estudiantes de carreras de ingeniería.

El objetivo del presente trabajo es presentar una aplicación para el diseño de vigas de madera simplemente apoyadas sometidas a carga distribuida según los lineamientos del reglamento CIRSOC 601.

En el trabajo se indica, (i) las generalidades del diseño según la visión del CIRSOC 601; (ii) El procedimiento de diseño para secciones rectangulares de madera laminada encolada para uso estructural y madera aserrada; (iii) Aplicación computacional desarrollada en una planilla de cálculo para el diseño a flexión de secciones de madera; (iv) Ejemplo numérico; (v) Conclusiones del trabajo.

2. GENERALIDADES DEL DISEÑO

El reglamento CIRSOC 601 plantea el método de diseño por tensiones admisibles. Esto requiere que las tensiones generadas, en el elemento estructural bajo diseño, por las diversas combinaciones de estados de cargas no superen las tensiones admisibles ajustadas correspondientes al material constitutivo del elemento.

Los valores de tensiones ajustadas se obtienen a través de las tensiones de referencia para cada especie forestal afectada por distintos coeficientes que tienen en cuenta, la duración de la carga, la condición de servicio, la temperatura, la estabilidad lateral, el tamaño de la sección y la distribución lateral de cargas.

Las tensiones de referencia han sido incorporadas al reglamento a través de suplementos. En el suplemento 1 se indican las tensiones de referencia para madera aserrada (MA), en el suplemento 2 para madera laminada encolada para uso estructural (MLE) y en el suplemento 3 para madera de sección circular. Las Tablas 1 y 2 resumen las propiedades de las distintas especies forestales extraídas del suplemento 1 y 2 correspondientes a la última actualización del año 2015. Donde $\mathbf{F_b}$ es la tensión de diseño a flexión; $\mathbf{F_t}$ es la tensión de diseño a tracción paralela a las fibras; $\mathbf{F_v}$ es la tensión de diseño a corte paralelo a las fibras; $\mathbf{F_{cp}}$ es la tensión de diseño a compresión perpendicular a las

fibras; $\mathbf{F_c}$ es la tensión de diseño a compresión paralela a las fibras; **E** el módulo de elasticidad; $\mathbf{E_{0,05}}$ el módulo de elasticidad para situaciones críticas; $\mathbf{E_{min}}$ el módulo de elasticidad para la estabilidad de vigas y columnas y $\boldsymbol{\rho_{0,05}}$ el valor característico de la densidad con un contenido de humedad del 12%. Además cada especie forestal tiene asociada una norma IRAM para su clasificación, así al Pino Paraná le corresponde la IRAM 9662-1 (IRAM 9662-1, 2006), al Eucalipto Grandis la IRAM 9662-2 (IRAM 9662-2, 2006), al Pino Taeda y Elliotis la IRAM 9662-3 (IRAM 9662-3, 2006) y al Álamo la IRAM 9662-4 (IRAM 9663-4, 2015). Esta última incorporada en el año 2015.

Como tensión de referencia se define al valor del percentil del 5% de una serie de ensayos indicados en las normas IRAM 9663 (IRAM 9663, 2011) y IRAM 9664 (IRAM 9664, 2011) para una duración de carga de 10 años afectada por un coeficiente de seguridad de 2.

Tabla 1: Tensiones de referencia extraídas del Suplemento 1 – CIRSOC 601

	DESIGNACIÓN	CLASIF	F_b N/mm2	F_t N/mm2	F_V N/mm2	F_{CP} N/mm2	F_C N/mm2	E N/mm2	$E_{0.05}$ N/mm2	E_{min} N/mm2	$\rho_{0.05}$ kg/m3
MADERA ASERRADA	Pino Parana	CLASE 1	10.6	6.3	1.1	1.0	7.5	13300	8900	5700	440
		CLASE 2	6.6	4.1	0.7	0.8	6.3	11400	7700	4900	390
		CLASE 3	5.0	3.1	0.6	0.8	5.3	10000	6700	4200	390
	Eucalipto Grandis	CLASE 1	9.4	5.6	0.9	1.8	7.2	12000	8100	5100	430
		CLASE 2	7.5	4.4	0.8	1.7	6.6	10800	7200	4600	430
		CLASE 3	5.6	3.4	0.6	1.5	5.6	10000	6700	4200	430
	Pino Ellioti/Taeda	CLASE 1	6.2	3.7	0.7	0.9	6.0	7700	5200	3300	420
		CLASE 2	3.2	1.9	0.4	0.8	4.5	6500	4300	2700	390

Tabla 2: Tensiones de referencia extraídas del Suplemento 2 – CIRSOC 601

	DESIGNACIÓN	CLASIF	F_b N/mm2	F_t N/mm2	F_V N/mm2	F_{CP} N/mm2	F_C N/mm2	E N/mm2	$E_{0.05}$ N/mm2	E_{min} N/mm2	$\rho_{0.05}$ kg/m3
MADERA LAMINADA	Pino Ellioti/Taeda	GRADO 1	6.3	3.5	0.7	0.9	6.3	11200	7500	4700	420
		GRADO 2	4.1	2.3	0.4	0.8	4.1	6700	4500	2800	390
	Pino Parana	GRADO 1	7.5	4.1	0.8	1.0	7.5	13400	9000	5700	460
		GRADO 2	6.3	3.5	0.7	0.9	6.3	11600	7800	4900	400
	Eucalipto Grandis	GRADO 1	7.5	4.1	0.8	1.8	7.5	13400	9000	5700	430
		GRADO 2	6.6	3.7	0.8	1.7	6.6	11600	7800	4900	430
	Álamo	GRADO 1	6.3	3.5	0.7	0.9	6.3	9400	6300	4000	400
		GRADO 2	5.6	3.2	0.6	0.9	5.6	8500	5700	3600	400

3. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA VIGAS

Se realiza una descripción del procedimiento indicado en el reglamento CIRSOC 601 para diseño de vigas sometidas a flexión. Se verifican las tensiones de flexión, corte y aplastamiento en los apoyos. También se verifican los estados de servicio mediante el control de deformaciones y vibraciones. A continuación, se exponen las expresiones para determinar los factores de ajuste y luego se presenta el procedimiento de diseño para vigas simplemente apoyadas sometidas carga distribuida.

3.1 Factores de ajuste

Mediante estos factores se ajustan las tensiones de referencia a las condiciones en que será sometida la estructura de madera.

Factor de duración de carga, $\mathbf{C_D}$

Este factor tiene como objetivo considerar la duración de la carga o combinación de carga a que estará sometida la viga. Se determina de acuerdo a la combinación de carga predominante. Este factor

es indistinto si se trata de madera laminada o madera aserrada para uso estructural. Para una combinación de cargas que incluya cargas de distinta duración actuando simultaneamente, se debe aplicar el factor $\mathbf{C_D}$, correspondiente a la carga de menor duración. En la tabla 3 se muestran los valores del factor utilizados en el diseño de vigas sometidas a flexión.

Tabla 3: Factor de ajuste $\mathbf{C_D}$

DURACIÓN DE LA CARGA	C_D	TIPO DE CARGA	
Permanente	0,90	D	Peso Propio
10 años (duración normal)	1,00	L	Sobrecarga de uso
2 meses	1,15	S	Nieve
10 minutos	1,60	W	Viento

Para determinar $\mathbf{C_D}$ se debe afectar a todas las combinaciones de carga posible por sus factores y evaluar cual produce los mayores efectos, expresión (1).

$$U=\left\langle \frac{D}{0,90} \middle| \frac{D+L}{1,00} \middle| \frac{D+S}{1,15} \middle| \frac{D\pm W}{1,60} \middle| \frac{D+L+S}{1,15} \right\rangle_{MAX} \quad (1)$$

Factor de condición de servicio, $\mathbf{C_M}$

Tiene como función considerar la humedad a que estará sometida la viga durante el período de vida útil. Se determina en función de la humedad promedio de la madera, H_P%, y de la humedad máxima, H_M%, para madera laminada encolada y para madera aserrada rectangular según la tabla 4.

Tabla 4. Factor de condición de servicio, $\mathbf{C_M}$, para MA y MLE.

TIPO	CONDICIÓN	F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E, E_{min}
MAR	Hp<16% y Hm<19%	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Hp<16% o Hm>19%	0,85(1)	1,00	0,97	0,67	0,80(1)	0,90
MLE	Hp<16%	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Hp>16%	0,80	0,87	0,87	0,53	0,73	0,83

(1) para F_b<7,9N/mm^2, C_M=1 y para F_C<5,2N/mm^2, C_M=1

Factor de temperatura, $\mathbf{C_t}$

Los valores de tensiones de referencia se corresponden con temperaturas menores a 40ºC. Por lo tanto, para estas condiciones el factor C_t=1 para temperaturas mayores el factor disminuye y su valor se debe considerar de la tabla 4.3-4 del reglamento CIRSOC 601. Se excluye de este trabajo dichas condiciones.

Factor de distribución lateral de cargas, $\mathbf{C_r}$

Este factor considera que cuando un conjunto de elementos estructurales se encuentra conectado a través de un sistema continuo que asegure la distribución lateral de cargas, y que los elementos se encuentran con separaciones similares, la resistencia de diseño de referencia se podrá incrementar en un 10% (**C_r=1,10**). Para los demás casos el factor resultará igual a la unidad. Para considerar este factor todos los elementos deben diseñarse para cargas permanentes y cargas variables. El reglamento deja abierta la posibilidad de utilizar otros métodos para determinar este factor aunque no indica que metodos se deben seguir. Cabe mencionar que la norma chilena, NCH1198 (NCH 1198, 2010), permite utilizar un valor de C_r=1,15 pero establece ciertas condiciones sobre el sistema rígido de

distribución de cargas (elementos no distanciados más de 60cm y entablonado de no menos de 5cm, entre otros).

Factor de tamaño, $\mathbf{C_F}$, y factor de volumen, $\mathbf{C_V}$

El tamaño de la sección tiene incidencia sobre la tensión de referencia. En el diseño es considerado mediante el factor de volumen, $\mathbf{C_V}$, para madera laminada encolada y mediante el factor de forma, $\mathbf{C_F}$, para madera aserrada. La tensión de referencia para MLE esta referenciada para una sección de 150 mm x 600 mm y en MA para una sección de 150 mm de alto. Los valores de los factores han sido limitados en el reglamento a 1,10 para el caso de MLE y a 1,30 para MA.

Las expresiones (2) y (3) determinan los valores de los coeficientes para MA y MLE respectivamente. En las expresiones **d** es la altura y **b** el ancho de la sección en milímetros.

$$C_F = \left(\frac{150}{d}\right)^{0,20} \leq 1,30 \tag{2}$$

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,10 \tag{3}$$

En la Figura 1 se muestra a la izquierda la variación de $\mathbf{C_V}$ y a la derecha la variación de $\mathbf{C_F}$. Puede observarse que en el caso de MLE para secciones de menos de 250mm de altura el coeficiente alcanza su máximo, de 1,10 y para secciones de MA el máximo se alcanza en secciones de 45mm aproximadamente.

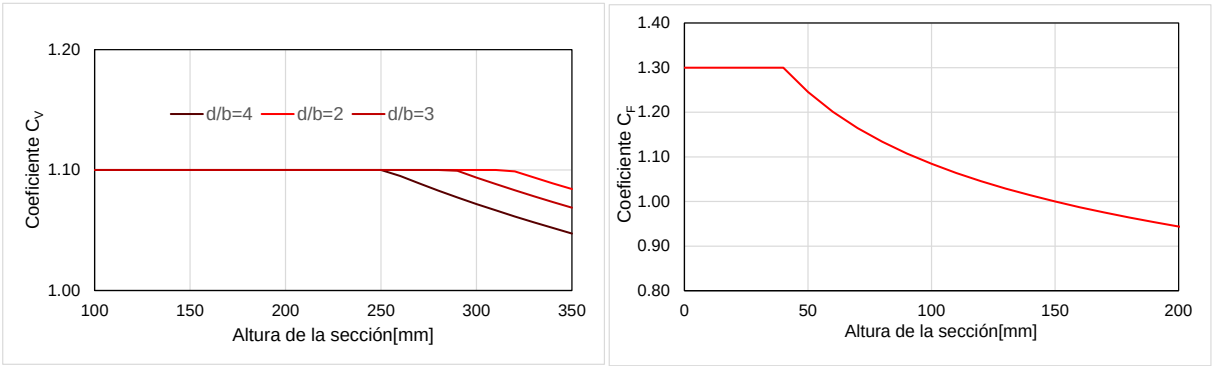


Figura 1: Izquierda. Variación de factor $\mathbf{C_V}$ y derecha variación de factor $\mathbf{C_F}$.

Factor de estabilidad lateral de la viga, $\mathbf{C_L}$

La estabilidad lateral de vigas se introduce a través del factor $\mathbf{C_L}$, este factor es indistinto para MA o para MLE. Cuando no existen problemas de estabilidad lateral su valor será igual a la unidad, por el contrario, si existen problemas de estabilidad lateral este factor será inferior a 1 reduciendo la tensión de referencia. Secciones de madera con relaciones entre alto y ancho menores o iguales a 1 no presentan problemas de estabilidad, entonces $\mathbf{C_L}$ =1.

El reglamento permite dos formas de considerar este fenómeno, (i) mediante el control de la esbeltez de la sección a través de disposiciones constructivas que eviten el desplazamiento y giro de apoyos, y el desplazamiento de la sección comprimida y (ii) mediante expresiones analíticas basadas en ensayos y estudios teóricos.

Respecto del punto (i) en la tabla 5 se hace referencia a las disposiciones constructivas indicadas en el reglamento. Solo se han indicado secciones con relación de esbeltez hasta 5, relaciones mayores no son frecuentes en la práctica profesional. En este aspecto vale destacar que la norma chilena, NCH1198, solicita el impedimento de todo el borde comprimido para relaciones d/b>4 a diferencia de nuestro reglamento que lo solicita a relaciones mayores de 2.

Tabla 5: Disposiciones constructivas para controlar estabilidad lateral.

$1 < d/b \leq 2$	Se deben restringir los apoyos al giro y desplazamiento
$2 < d/b \leq 5$	Se debe impedir giro de apoyos y sectores que reciben cargas concentradas. Y controlar desplazamiento de sección comprimida.

Para el método analítico, basado en estudios teóricos y ensayos experimentales, según establece el CIRSOC 601, se debe determinar primero la esbeltez lateral de la viga, $\mathbf{R_B}$, de acuerdo a la expresión (4)**,** la cual depende de las dimensiones de la sección transversal y la longitud efectiva de pandeo lateral, $\mathbf{L_E}$. En la tabla 3.2.1-1 del reglamento CIRSOC 601 se indican las longitudes, $\mathbf{L_E}$, para distintos casos de carga y distancias de apoyos transversales. Para el caso de vigas simplemente apoyadas, con **L/d>7**, sometidas a carga distribuida y sin apoyos transversales la longitud efectiva de pandeo resulta $\mathbf{L_E}$ = 2,06 **L** (siendo L la longitud de apoyo de la viga). Cabe mencionar que el factor $\mathbf{R_B}$, no debe superar el valor de 50. Si se observa la Figura 2, se deduce que para condiciones habituales no hay riesgo de superar este valor.

Con el factor $\mathbf{R_B}$, se debe determinar la tensión crítica de pandeo, $\mathbf{F_{bE}}$, según expresión (5). El módulo de elasticidad $\mathbf{E'_{min}}$ se obtiene de los valores de referencia, tabla 1 y 2, afectado por los factores $\mathbf{C_M}$ y por $\mathbf{C_t}$.

Finalmente con el valor $\mathbf{F^*_b}$ (Tensión de referencia ajustada por todos los valores, excepto $\mathbf{C_L}$) se determina el factor $\mathbf{C_L}$, utilizando la expresión (6).

$$R_B = \sqrt{\frac{l_E\, d}{b^2}} \leq 50 \tag{4}$$

$$F_{bE} = \frac{1{,}2\, E'_{min}}{{R_B}^2} \tag{5}$$

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1{,}9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1{,}9}\right]^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0{,}95}} \tag{6}$$

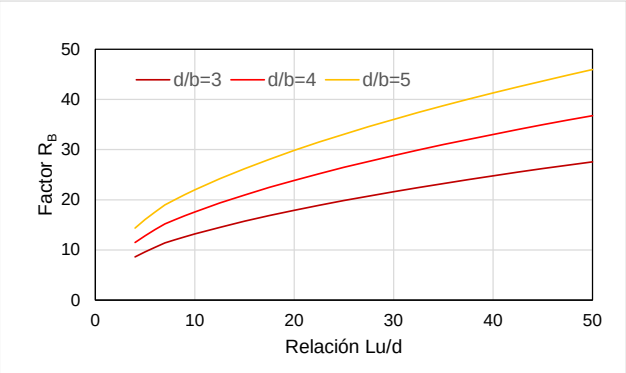


Figura 2: Variación del factor $\mathbf{R_b}$ en función de Lu/d.

3.2 Verificación de resistencias

El proceso de diseño consiste en verificar que las demandas generadas por las cargas y sus combinaciones en las vigas no superen las tensiones de referencia afectadas por los factores de ajuste.

En el diseño a flexión la verificación se hace mediante la expresión (7) para madera aserrada u (8) para madera laminada encolada de uso estructural. En las expresiones **M**, es el momento flexional de demanda asociado a la combinación de carga que produzca los efectos más desfavorables teniendo en cuenta la duración de la carga y **S** es el módulo resistente elástico de la sección transversal evaluada en correspondencia con el momento **M.**

$$f_b \leq F_b^*$$

$$\frac{M}{S} = \frac{6\,M}{b\,d^2} \leq F_b\,C_D\,C_M\,C_t\,C_L\,C_F\,C_r \quad (7)$$

$$\frac{M}{S} = \frac{6\,M}{b\,d^2} \leq F_b\,C_D\,C_M\,C_t\,C_L\,C_V\,C_r \quad (8)$$

En el diseño al corte horizontal (paralelo a la dirección de las fibras) de miembros flexionados se debe plantear mediante la expresión (9), donde **V** es el esfuerzo de corte máximo y **Q** el momento estático de una sección. Para sección rectangular se considera Q=(b d^2)/8).

$$f_v \leq F_v^* \qquad \frac{V\,Q}{I\,b} = \frac{3\,V}{2\,b\,d} \leq F_v \quad C_D\,C_M\,C_t \quad (9)$$

En cuanto a resistencia se refiere, por último, se debe verificar la compresión perpendicular a las fibras, generalmente en los apoyos, según la expresión (10), donde **P** es la carga de compresión y **A** es el área bruta de la sección en el apoyo (para el caso de secciones rectangulares, **A=b d**).

$$f_{c\perp} \leq F_{c\perp}^* \qquad \frac{P}{A} = \frac{P}{b\,d} \leq F_{c\perp}\,C_D\,C_M\,C_t \quad (10)$$

3.3 Verificación de las condiciones de servicio

Verificadas las condiciones de resistencia de una viga de madera sometida a carga distribuida es necesario verificar las condiciones de servicio mediante el control de las deformaciones y las vibraciones en el caso que puedan afectar el confort humano.

Respecto del módulo de elasticidad, **E**, el reglamento permite utilizar el valor promedio, a diferencia de los valores de resistencia donde se utiliza el valor correspondiente al percentil del 5%. No obstante, se deja expresado que si el proyectista lo cree conveniente puede utilizar el $\mathbf{E_{0,05}}$ correspondiente al módulo de elasticidad percentil 5%. En el suplemento 1 y 2 del reglamento se indican ambos valores para MA y MLE respectivamente. Cabe destacar que la relación entre ambos, y considerando un factor de variación del 0,20 (propio de las especies consideradas), ronda 1,50.

La deformación de una viga se determina como la suma de una deformación instantánea, $\mathbf{\Delta_{i(CD)}}$, y una deformación diferida, $\mathbf{\Delta_{i(LD)}}$. La deformación diferida, está afectada por la duración de la carga y el contenido de humedad de la viga. Se determina como el producto de la deformación instantánea de las cargas de larga duración, $\mathbf{\Delta i_{(LD)}}$, por un factor $\mathbf{K_{cr}}$ que tiene en cuenta la tipología y estado de la madera, Tabla 6.

Como carga de larga duración se considera a las cargas permanentes, **D**, y las cargas por uso que permanezcan durante 10 años. En este punto el proyectista debe definir qué porcentaje de las cargas vivas por uso, **L,** y cargas de nieve, **S**, permanecerán durante 10 años.

Tabla 6: Factor **K_{cr}** para la determinación de deformación diferida en vigas.

Factor K_{cr}	**Condición**
1,50	Madera aserrada y madera laminada encolada cargadas en estado seco y que su condición de servicio sea en condición estado seco (**C_M=1,00**)
2,00	Madera aserrada y madera laminada encolada cargadas en estado seco y condición de servicio en estado húmedo (**C_M<1,00**)
3,00	Madera aserrada o sección circular cargadas en estado verde y que secan bajo carga. (No se consideran en este trabajo)

Para el control de las deformaciones debe tenerse en cuenta que deformaciones superiores a L/300 comienzan a ser visibles afectado la parte estética de la estructura de madera y para deformaciones superiores a L/200 pueden verse afectados los elementos estructurales. En la tabla 3.2.3-1 del reglamento CIRSOC 601 se indica que la deformación instantánea producida por todas las cargas variables no debe superar L/360. También indica que cuando se considera la deformación total (instantánea + diferida) no se debe superar el valor de L/300 para viviendas y oficinas, L/240 para comercio y L/200 para construcciones de baja ocupación.

Para el control de las deformaciones de servicio también es importante el control de las vibraciones, sobre todo en los entrepisos. El reglamento establece un procedimiento sencillo para verificar las condiciones dinámicas de los entrepisos y evitar perjuicios en el confort humano. Cabe señalar que el control de las vibraciones es muy dependiente de la distribución de masas y el amortiguamiento presente en el entrepiso, no obstante, una aproximación se puede realizar con la siguiente verificación.

Controlar la rigidez del entrepiso para que su frecuencia de vibración sea superior a 8Hz y de ser posible superior a 12Hz. La frecuencia del entrepiso puede ser determinada mediante la expresión (11)**.** Donde **L,** es la longitud libre de la viga, **E'** es el módulo de elasticidad ajustado de la viga, **I**, es el momento de inercia de la viga y **m_{ua},** la masa del entrepiso por unidad de área. También el reglamento establece una condición que indica que una carga de 1,5kN no puede generar una deformación instantánea mayor que un determinado valor, según se indica en la expresión (12), limitado a 1,5mm.

$$f_0 = \frac{\pi}{2\,L^2}\sqrt{\frac{E'I}{m_{ua}}} > 8Hz \qquad (11)$$

$$\Delta_{i(1kN)} \leq \frac{7{,}5}{L^{1{,}2}} mm \leq 1{,}5mm \qquad (12)$$

4. DESCRIPCIÓN DE LA APLICACIÓN

Se presenta una planilla de cálculo interactiva que permite el diseño de vigas de madera aserrada y madera laminada encolada, de sección rectangular, simplemente apoyadas, sometidas a cargas distribuidas. Se verifican las condiciones de resistencia y servicio, según los lineamientos del CIRSOC 601. La planilla consta de una pantalla donde el operador carga los datos y obtiene los resultados.

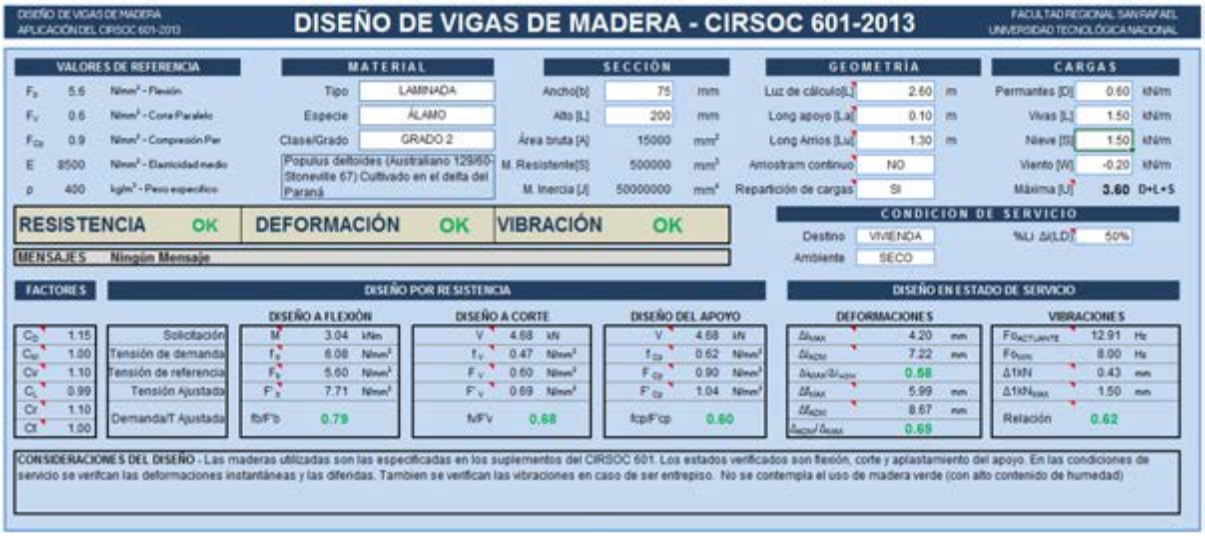


Figura 3: Imagen de la pantalla de la planilla de cálculo

4.1 Carga de datos

Las celdas que puede modificar el usuario se diferencian por tener fondo blanco y se encuentran en la parte superior de la planilla.

(i) Material. Se debe indicar el tipo de material, la especie y la clase o grado dependiendo si es MA (madera aserrada) o MLE (madera laminada encolada para uso estructural). Admite todas las especies indicadas en el Suplemento 1 y Suplemento 2 del CIRSOC 601.

(ii) Sección. Se debe ingresar las dimensiones nominales de la sección. Ancho (**b**) y Alto (**d**) en milímetros.

(iii) Geometría. Se debe indicar la luz libre de cálculo, **L**, la longitud del apoyo, **La**, y la longitud libre entre arriostramiento, **Lu**. Todas las unidades en metros. También se debe indicar si el sistema tiene arriostramiento continuo y si tiene un sistema de repartición de cargas laterales.

(iv) Cargas. El sistema permite ingresar carga permanente, **D**, carga de uso, **L**, carga de nieve, **S**, y carga de viento, **W**. La carga de viento puede ser ingresada con signo negativo en caso de ser succión. Unidades en kN/m.

(v) Condiciones de servicio. Se debe indicar el destino de la construcción (vivienda, comercial o industrial). El ambiente en el cual estará sometida la viga (seco o húmedo) y el porcentaje de carga viga considerado como larga duración.

4.2 Obtención de resultados

Los resultados se actualizan automáticamente a medida que el usuario modifica los datos. En el cuadro gris sobre le centro de la pantalla la aplicación indica si es el diseño es correcto, OK, o no es correcto, ERROR, desde el punto de vista de la resistencia, la deformación y la vibración.

(vi) Estado de carga máxima. Muestra al usuario la carga máxima en función de las combinaciones de carga establecidas en el punto 1.4 del reglamento. Se considera la duración de las distintas combinaciones en la determinación de valor mayor. A la derecha del valor se muestra la combinación de cargas que produce el mayor efecto. En caso de que la succión del viento sea preponderante el valor se mostrará en negativo.

(vii) Factores de ajuste. Se muestran los factores de ajuste y sus correspondientes valores. Factor de duración de la carga, C_D, determinado según tabla 3 (Tabla 4.3-2 del CIRSOC 601). Factor de condición de servicio, C_M, según tabla 4 (Tabla 4.3-3 y tabla 5.3-2 del CIRSOC 601). Este factor se define en función del ambiente definido en la carga de datos (v). El coeficiente de forma, C_f, para MA se define con la expresión (2), que corresponde a la expresión 4.3-1 CIRSOC 601). El coeficiente

de volumen, C_v, para MLE se define con la expresión (3), (expresión 5.3-1 CIRSOC 601). El coeficiente de estabilidad lateral, C_L, según las expresiones (4), (5) y (6) (punto 3.2.1 del CIRSOC 601). El factor de distribución lateral de cargas, C_r, en función de la casilla de repartición de cargas. El factor de temperatura, C_t, para los alcances de la planilla se adopta siempre un valor igual a 1.

(viii) Diseño a flexión. Se indica el momento de demanda, **M**, y la tensión de demanda, f_b, en función del módulo resistente. Luego la tensión de referencia del material, F_b, y la tensión ajustada, F'_b, en función de los factores de ajuste (Tabla 4.3-1 para MA y Tabla 5.3-1 para MLE del CIRSOC 601). Por último, se muestra la relación f_b/F'_b.

(ix) Diseño a corte. Se indica el esfuerzo de corte, **V**, y la tensión de demanda, f_v. La tensión de referencia, F_v, y la tensión de corte ajustada, F'_v, en función de los factores de ajuste (Tabla 4.3-1 para MA y Tabla 5.3-1 para MLE del CIRSOC 601). Por último, la relación f_v/F'_v.

(x) Diseño del apoyo. Se verifica la compresión perpendicular a las fibras. **V,** es el esfuerzo de corte. f_{cp}, la tensión de demanda, obtenida como V/(b La). F_{cp}, la tensión de referencia al corte perpendicular a las fibras y F'_{cp} la tensión ajustada. Por último, se muestra la relación entre tensión de demanda y tensión ajustada.

(xi) Verificación de las deformaciones. (a) Deformaciones instantáneas. Δi_{MAX} indica la deformación máxima producida por las cargas variables. Se considera el sentido de aplicación de cargas, en caso de ser preponderante el viento en succión se mostrará un valor negativo (aunque también se sigue mostrando el valor positivo). Debajo se indica la deformación instantánea admisible, Δi_{ADM}, en función del destino de la viga de madera, Tabla 3.2.3-1 del CIRSOC 601.

(xii) Verificación de las deformaciones. (b) Deformaciones diferidas. Las deformaciones diferidas se obtienen como $\Delta f_{MAX} = K_{cr}\ \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)}$, donde K_{cr} está en función de la condición del ambiente, cargado en (v). $\Delta_{i(LD)}$ representan las deformaciones producidas por las cargas de larga duración. Este valor se obtiene en función de la carga de uso, **L**, afectado por $\%L_i$, indicado en el punto (v). El resto de la deformación de las cargas diferidas será indicado en $\Delta_{i(CD)}$.

Para la determinación de las deformaciones se utiliza el E_{med}. La planilla muestra la relación de deformación diferida respecto de la deformación admisible, Tabla 3.2.3-1 del CIRSOC 601.

(xiii) Verificación de las vibraciones. Se determina la frecuencia actuante, F_o, en función de la carga permanente, **D**, y un porcentaje de la carga viva, **L**, definido por $\%L_i\ \Delta_{i(LD)}$, cargado en el punto (v). Se establece como frecuencia mínima, F_{0min}, 8Hz. También se indica la deformación producida por una carga de 1kN y la deformación permitida por el reglamento para esta carga. Para finalizar, se muestra la relación entre demandas y suministros en deformaciones.

4.3 Mensajes al usuario

En el cuadro inferior pueden aparecer una serie de mensajes al usuario para informarle de algunas cuestiones relacionadas al diseño de la viga.

(a) Si L_U (Longitud de arriostramiento lateral) es mayor que **L** (Longitud de la viga) indicará al usuario que debe reducir la longitud L_U.

(b) La relación de esbeltez lateral de viga, R_b, no debe superar de 50. Si sucede se indicará un mensaje.

5. EJEMPLO NUMÉRICO DE APLICACIÓN

Con el objeto de mostrar la aplicación desarrollada se realiza un ejemplo del diseño de una viga. Se considera el ejemplo de aplicación M.4.E.1 del Manual de Aplicación de los Criterios de diseño adoptados en el reglamento Argentino de Estructuras de Madera (MANUAL CIRSOC 601, 2013). En la Figura 4 se muestra la geometría de la viga en cuestión. Teniendo en cuenta que el manual se encuentra disponible a la sociedad, no se realiza una transcripción del mismo, solo se muestran las

pantallas de la aplicación con la carga de datos y se realizan comentarios sobre los resultados obtenidos.

En la Figura 5 se muestra la pantalla de la aplicación con los datos cargados. Se ha indicado que se posee un sistema rígido sobre la viga. Luego se harán comentarios al respecto.

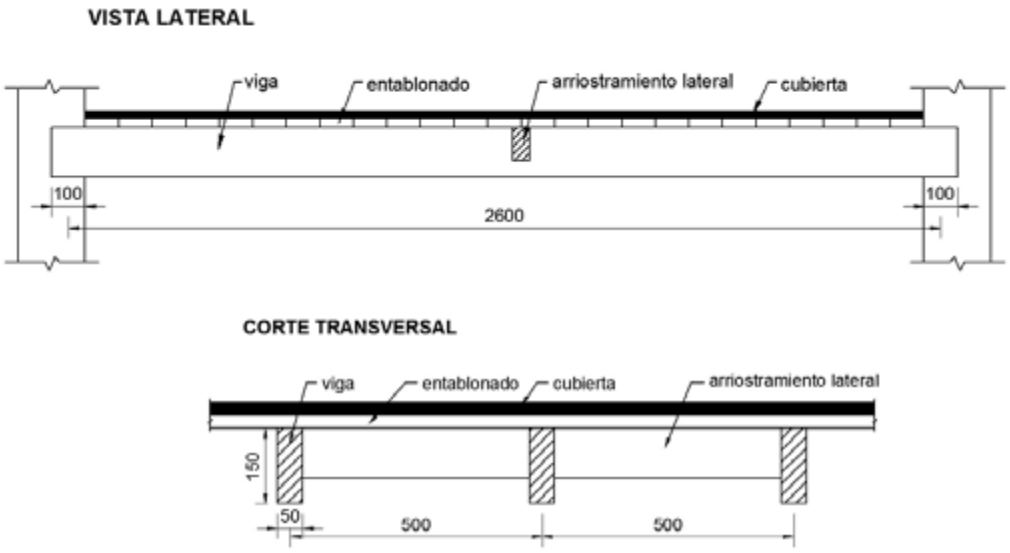


Figura 4: Esquema estructural del ejemplo M.4.E.1. Figura extraída del Manual

El ejemplo en el punto **a** indica determinar la combinación de carga más desfavorable considerando el factor de duración de carga, $\mathbf{C_D}$. En la planilla puede observarse debajo de las cargas, la combinación más desfavorable de 1,70 kN/m, y a su derecha a que combinación representa (D+L). Esto se corresponde con el factor $\mathbf{C_D}$ mostrado en la parte inferior izquierda, C_D=1**.**

El punto **b.i** del ejemplo se solicita verificar la resistencia a flexión de la viga. Cabe destacar que por las condiciones geométricas de la sección el factor de estabilidad lateral de vigas, $\mathbf{C_L}$, es igual a uno (se encuentra impedido de rotar el borde comprimido de la sección). Pero a los efectos didácticos en el ejemplo se ha determinado el factor $\mathbf{C_L}$, como si no hubiese un diafragma que controlase el pandeo lateral de la viga, resultando un $\mathbf{C_L}$=0,98. Esto motiva la diferencia que existe en el valor de la tensión de referencia ajustada en flexión, $\mathbf{F'_b}$, entre el ejemplo valor de 8,10 N/mm^2 y la aplicación computacional de 8,25 N/mm^2.

El punto **b.ii** solicita la verificación de la resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras. Si se comparan los resultados resultan idénticos.

El punto **b.iii** solicita la verificación de los apoyos (compresión perpendicular a las fibras). Se verifica la coincidencia de los resultados obtenidos con la aplicación.

El punto **b.iv** solicita la verificación de las condiciones de servicio, deformaciones. Primero se controlan las deformaciones instantáneas, obteniéndose similares valores entre la aplicación y el ejemplo. En el caso de la deformación final, incluyendo la deformación diferida en el tiempo, también se logran resultados idénticos. En este caso no se verifican los límites impuestos en el reglamento, la planilla muestra un valor de relación de 1,24 para deformación diferida y además muestra un mensaje de ERROR en el cuadro principal de la aplicación.

Figura 5: Pantalla de la aplicación con los datos del ejemplo M.4.E.1

Cabe destacar en este punto que se ha considerado el 100% de la carga viva actuando durante los 10 años ($\%L_i\Delta_{i(LD)}=100\%$), esto generalmente no es así, y el diseñador puede variar dicho factor a los efectos de considerar que porcentaje de carga viva estará realmente durante por lo menos 10 años. En la Figura 6 se muestra que si el porcentaje de carga viva, **L**, que afectará la deformación diferida es del 50% la deformación última se reduce de 10.77mm a 9.70mm (aunque tampoco verifica las condiciones impuestas por el reglamento).

Por último, el punto **b.v** solicita la verificación de las vibraciones. Los resultados obtenidos entre la aplicación y el ejemplo son similares a los obtenidos en la Figura 6. Es decir que para la determinación de la masa activa se consideró, además de la carga permanente, **D**, el 50% de la carga viva, **L.**

Como puede observarse, mediante la aplicación, es posible llegar a los mismos resultados obtenidos de ejemplo. Vale destacar la ventaja de la aplicación de permitir al usuario interactuar con las distintas variables a los efectos de observar los resultados obtenidos.

Figura 6: Pantalla de la aplicación con ($\%L_i\Delta_{i(LD)}=50\%$)

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se muestra un estudio sobre la aplicación del Reglamento CIRSOC 601 para el diseño de vigas de madera simplemente apoyadas sometidas a cargas distribuidas. Verifica estados de resistencia flexional, corte paralelo a la dirección de las fibras y compresión perpendicular a la dirección fibras. También estados de servicio en deformaciones y vibraciones.

El trabajo concluye con una aplicación computacional para uso académico y profesional que realiza el diseño y permite al usuario interactuar con los parámetros para observar la incidencia de cada uno en el resultado final.

Como objetivo cercano se plantea la incorporación de vigas de sección circular. Como objetivo general lograr incorporar el diseño a tracción y compresión y por último el diseño de uniones. Todo esto con el objetivo de difundir el reglamento CIRSOC 601.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Tecnológica Nacional por el apoyo dado para el desarrollo del proyecto de investigación. Al Secretario de Ciencia y Tecnología de la Facultad Regional San Rafael, Ing. Felipe Genovese, por el soporte de financiamiento necesario para acceder al equipamiento y el apoyo para realización del proyecto de investigación.

REFERENCIAS

[1] CIRSOC 601, Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, Argentina, 2013.
[2] DIN 1052, Design of timber structures - General rules and rules for buildings, 2008.
[3] CCS87, Codigo de Construcciones Sismo Resistente para la Provincia de Mendoza, Argentina, 1987.
[4] NDS, National Design Specification for Wood Construction, USA: American Forest & Paper, 2005.
[5] NCH 1198, Madera – Construcciones en madera – Cálculo., Chile: Instituto Nacional de Chile, 2010.
[6] IRAM 9662-1, Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas, Argentina: Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2006.
[7] IRAM 9662-2, Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas de Eucalyptus grandis, Argentina: Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2006.
[8] IRAM 9662-3, Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas por resistencia, Parte 3: Tablas de pino taeda y elliotti (Pinus taeda y elliottii)., Argentina: Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2006.
[9] IRAM 9663-4, Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas por resistencia, Parte 4: Tablas de – Tablas de álamo ‘australiano 129/60’ y ‘Stoneville 67’, Argentina: Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2015.
[10] IRAM 9663, Estructuras de Madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas, Argentina: Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2011.
[11] IRAM 9664, Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y densidad., Argentina: Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2011.
[12] MANUAL CIRSOC 601, Manual de Aplicación de los Criterios de diseño adoptados en el Reglamento Argentino, 2013.

ANÁLISE ESTRUTURAL EM PÓRTICO DE MADEIRA ROLIÇA DE EUCALIPTO (*CORYMBIA CITRIODORA*) DO EDIFÍCIO ESCOLA DE MARCENARIA

STRUCTURAL ANALYSIS IN ROUND WOOD FRAME OF EUCALYPTUS (*CORYMBIA CITRIODORA*) OF ESCOLA DE MARCENARIA BUILDING

Takashi Yojo [(1)], Raphael J.B. Pigozzo [(2)], Maria José de Andrade Casimiro Miranda [(3)], Cassiano Oliveira de Souza [(4)], Sergio Brazolin [(5)]

(1) Dr Engenheiro Civil, pesquisador, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, Brasil
(2) Mestre Biólogo, assistente de pesquisa, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, Brasil
(3) Mestre em Ciência e Tecnologia de Madeiras, pesquisadora, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, Brasil
(4) Físico, assistente de pesquisa, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, Brasil
(5) Dr Biólogo, pesquisador, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, São Paulo, Brasil
Endereço de contato: yojos@ipt.br

Código de identificação: T6-42

Resumo

Este trabalho apresenta os resultados de uma avaliação estrutural de telhado do Edifício Escola de Marcenaria, localizado no Parque Anhanguera, em São Paulo, SP. A estrutura, construída com um sistema de pórticos de madeira roliça parafusada, apresentou deformação em forma de flecha acima do valor permitido na norma ABNT NBR 7190:1997 Projeto de Estruturas de Madeira. Foi feita a investigação das causas da deformação dos pórticos, através da verificação do projeto executivo, da situação da estrutura na edificação realizada por meio de inspeção da estrutura no local e da análise estrutural de modelo construído com o auxílio do programa SAP 2000 (versão 14). O cálculo estrutural com informações do projeto executivo resultou em flecha acima do valor máximo normativo o que promoveu o acúmulo de água sobre o telhado. Com esse aumento de carga, ocorreu a ruptura de peças de madeira das vigas dos pórticos. Pode-se concluir, pela análise realizada, que o modelo estrutural inadequado utilizado no projeto executivo, sem a consideração da deformação das ligações, resultou um erro no cálculo da flecha dos pórticos. Em vista da situação, recomendou-se a interdição imediata da edificação e escoramento de todos os pórticos até que medidas corretivas fossem realizadas.

Palavras chave: estrutura de madeira; pórtico; projeto executivo; análise estrutural

Abstract

This article describes the results of an evaluation done on the roof structural timber of Edificio Escola de Marcenaria, located in Parque Anhanguera, Sao Paulo, Brazil. The structural, which was assembled in a frame composed of round bolted poles, which presented a deflection higher than allowed by ABNT NBR 7190:1997 – "Projeto de Estruturas de Madeira". The root cause analysis of deformation of structure was done through the executive Project, the information obtained in the site inspection and the simulation using the software SAP 2000 (version 14). After the numerical simulation it was possible to notice that the larger deformation was due to lack of stiffness between connections and poles. Considering the flexibility of connection in the deflection calculus, it was observed a deflection increase. As consequence, the roof was overloaded due to accumulation of rain, leading to break up of some poles. According to this analysis, the structural model adopted in the executive project was considerate inadequate, and it was recomended to interdit and strengthen the structure.

Keywords*: wood structure, frame, executive Project, strucutural analysis*

1. INTRODUÇÃO

Foi solicitado ao IPT a avaliação estrutural de pórticos de madeira roliça do telhado do edifício denominado de Escola de Marcenaria, localizado no Parque Anhanguera, no município de São Paulo. Em fevereiro de 2012 foi relatada a observação de flechas nos pórticos no início da execução da obra. Com o decorrer do tempo, observou-se um aumento das flechas, o que ocasionou o acúmulo de água da chuva sobre o telhado. Por indicação de um engenheiro calculista foi realizada a sobre-elevação dos pórticos para reestabelecer a inclinação mínima de 3% da cobertura. A obra foi entregue em 17 de dezembro de 2012 e após um ano foi comunicado ao responsável que a estrutura apresentava risco de queda. Após reunião com o Departamento de Parques e Áreas Verdes - DEPAVE da prefeitura de São Paulo, órgão responsável pelo edifício, foi realizado o escoramento provisório do pórtico mais problemático, situação mantida até o momento desta avaliação. O Laboratório de Árvores, Madeiras e Móveis - LAMM do Centro de Tecnologia de Recursos Florestais - CT-FLORESTA do IPT realizou a avaliação das causas da deformação do pórtico, considerando as informações do projeto executivo e dados coletados pela equipe do IPT na estrutura.

Para modelar o comportamento estrutural a deformação devida às ligações flexíveis parafusadas foi considerada. A premissa básica foi a montagem de pórtico formado por madeiras roliças interagindo com os parafusos devidamente vinculados, em vez de se utilizar os coeficientes de rigidez propostos pelo Eurocode 5. A deformação devida às ligações flexíveis foi obtida como sendo a somatória das deformações dos parafusos à flexão. As flechas no pórtico podem ser assim obtidas, cujos resultados são equivalentes ás aquelas obtidas com a utilização dos coeficientes das ligações. A análise estrutural do pórtico foi feita por método de elementos finitos com os parâmetros dos postes de madeira e parafusos.

2. OBJETIVO

Investigar as causas da formação da flecha excessiva nos pórticos de madeira roliça da estrutura de telhado do Edifício Escola de Marcenaria, verificando-se a premissa de cálculo de projeto executivo e o estado da obra.

3. METODOLOGIA

3.1 Leitura do projeto executivo

Os pontos importantes observados nessa planta foram as distâncias entre os componentes do pórtico e as dimensões idealizadas para as peças de madeira roliça (postes) e para as uniões madeira/madeira e madeira/metal. Além dessas informações, para os cálculos estruturais, foram utilizados os dados sobre a espécie de madeira e suas características mecânicas; os tipos e valores dos carregamentos utilizados; as tolerâncias admitidas de desvios de projeto e os coeficientes de majoração aplicados.

3.2 Levantamento das características do pórtico do edifício

Foram medidos os perímetros dos postes da viga principal do lado esquerdo do pórtico através de fita métrica, na região entre os Pilares 2 e 3, para determinação do diâmetro. O tipo e execução das uniões foram observados, assim como o comportamento da estrutura. Problemas de rupturas, rachaduras e demais defeitos mecânicos nas peças e na estrutura foram registrados.

A flecha foi definida como a diferença entre a posição inicial da viga principal do pórtico indicada no projeto e sua posição após o carregamento. Para determinar a flecha real do pórtico foram realizadas medidas, com trena laser, das alturas da viga principal até o piso em diferentes pontos entre

os pilares internos. Em seguida a flecha foi calculada corrigindo-se os valores medidos com o diâmetro das peças e a inclinação indicada no Projeto.

Foram coletados segmentos dos três postes que compõem a viga principal para identificação botânica, determinação da densidade de massa aparente e de retenção do tratamento preservativo.

3.3 Análise estrutural

A documentação do projeto executivo disponibilizado ao IPT não incluiu o memorial de cálculo estrutural utilizado. Portanto, para a análise estrutural o Laboratório realizou o cálculo com as informações constantes na planta fornecida e segundo a norma ABNT NBR 7190:1997 - Projeto de estruturas de madeira.

O modelo da estrutura foi construído no programa SAP 2000 (versão 14) como um conjunto de elementos representando os postes e as uniões parafusadas, além de sua geometria. Em seguida foi aplicada a carga de peso próprio da estrutura e obtida a flecha teórica da viga principal e esforços internos dos elementos.

3.3.1 Avaliação da flecha teórica

A flecha teórica obtida no modelo foi avaliada segundo a norma ABNT NBR 7190:1997. Nessa norma, a flecha máxima admitida para a carga devido ao peso próprio deve ser inferior a 1/200 do vão libre.

Para o cálculo estrutural da flecha a norma indica o uso do **módulo de elasticidade efetivo** ($E_{c0,ef}$), que é o produto do valor médio dessa propriedade da madeira por **coeficientes de modificação** em função da classe de carregamento da estrutura ($k_{\mathrm{mod},1}$), da classe de umidade admitida ($k_{\mathrm{mod},2}$) e classificação da madeira ($k_{\mathrm{mod},3}$), conforme abaixo.

$$E_{c0,ef} = k_{\mathrm{mod},1} \times k_{\mathrm{mod},2} \times .k_{\mathrm{mod},3} \times .E_{c0,m} \quad (1)$$

Onde

$E_{c0,m}$ é a média do módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras a 12% de teor de umidade.

3.3.2 Cálculo dos esforços internos

Para o cálculo dos esforços internos foi aplicada a carga decorrente do peso próprio da estrutura e a carga adicional, decorrente do acúmulo de água da chuva sobre a cobertura.

As forças normais de tração e compressão e os momentos fletores foram determinados com o uso do programa SAP 2000. Em seguida esses dados foram utilizados para o cálculo da tensão atuante de projeto ($\sigma_{N+M,d}$), que é a soma da tensão atuante das forças normais (tração ou compressão) (σ_{Nd}) e da tensão atuante por flexão (σ_{Md}), majorados segundo a norma ABNT NBR 7190:1997 pelo fator de 1,3.

$$\sigma_{N+M,d} = 1{,}3 \times (\sigma_N + \sigma_M) \quad (2)$$

A tensão atuante de projeto por compressão ou tração é dada por:

$$\sigma_{Nd} = \frac{F_d}{A} \quad (3)$$

Onde

F_d é a força de compressão ou tração de projeto;

A é área da da seção transversal.

A tensão atuante de projeto por flexão é dada por:

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{W} \tag{4}$$

Onde

M_d é o momento fletor atuante de projeto;

W é o momento resistente da seção transversal.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Projeto executivo

Um módulo do pórtico (metade da estrutura) corresponde a três peças de madeira roliça (postes) unidos, formando uma viga composta (viga principal), duas vigas simples, três pilares, elementos de travamento, uniões parafusadas e fundações (Figura 1). O diâmetro de projeto das vigas e dos pilares foi de 300 mm.

Além desses, também foram levados em consideração para o cálculo estrutural o diâmetro dos barrotes (250 mm) e das terças (190 mm).

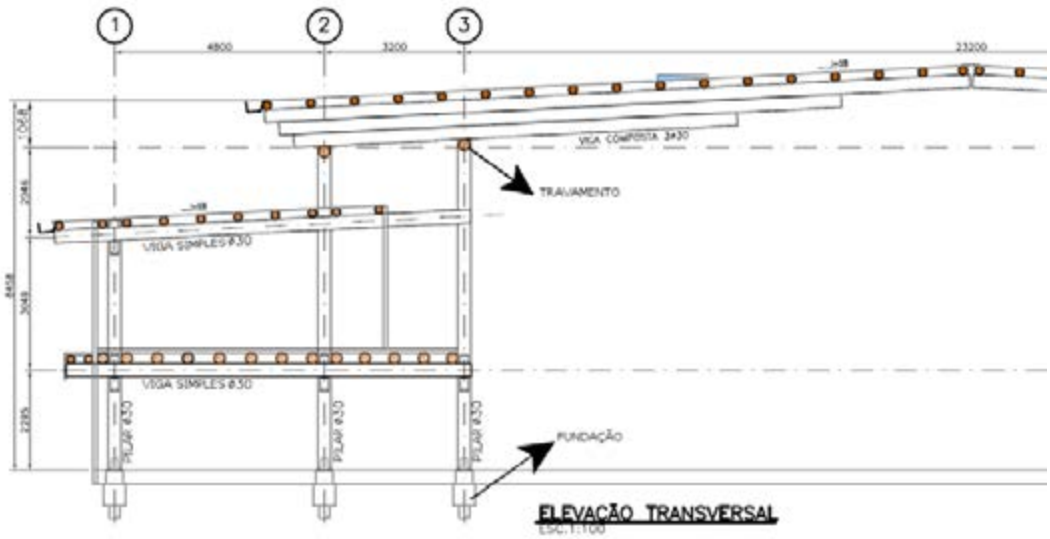


Figura 1: Desenho do módulo básico do pórtico retirado da planta disponibilizada.

Na Figura 2, para união das três peças da viga composta foi indicada a utilização de 44 estribos internos com 19 mm de diâmetro e 22 cunhas metálicas (100 x 100 mm x 7,5 mm de espessura). O espaçamento entre os estribos variou de 200 mm a 400 mm, sendo que a maior parte foi de 300 mm. As cunhas estavam separadas a cada 600 mm.

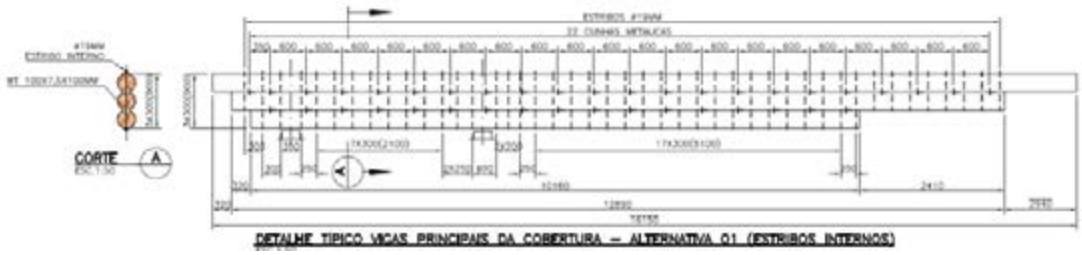


Figura 2: Desenho da viga composta (principal) do pórtico detalhando a alternativa de união utilizada na edificação.

A união da viga composta aos pilares foi idealizada utilizando-se duas chapas metálicas de 16 mm de espessura conectadas por parafusos passantes. Foi indicada a utilização de três parafusos de 22 mm de diâmetro em cada poste da viga e nove parafusos no pilar (Figura 3).

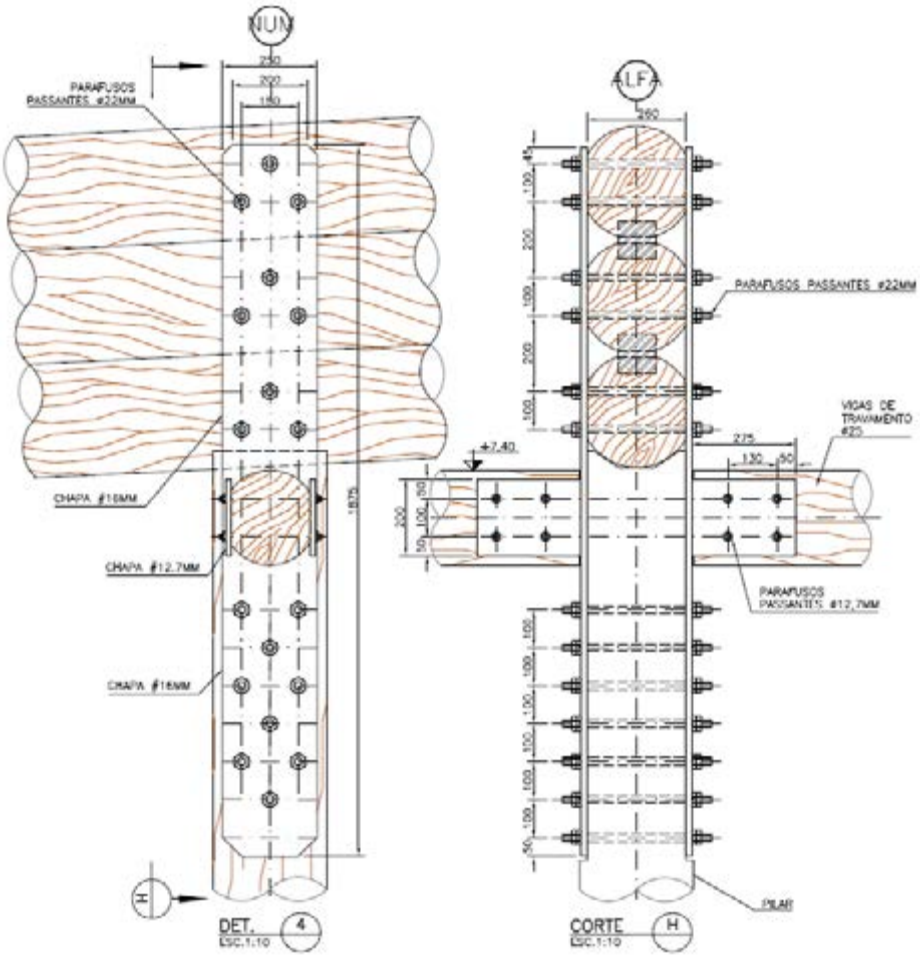


Figura 3: Detalhe da união entre as vigas compostas e os Pilares 2, 3, 4 e 5 do pórtico.

A madeira indicada no projeto foi eucalipto citriodora, cujo nome científico é *Corymbia citriodora*. As propriedades médias dessa espécie de madeira indicadas no projeto e aplicadas no cálculo estrutural foram:

Densidade da madeira: 999 kg/m^3;
Resistência à flexão: 123,6 MPa;
Resistência à compressão paralela às fibras: 62 MPa;
Resistência ao cisalhamento: 10,7 MPa.

Esses valores correspondem aos encontrados na norma ABNT NBR 7190:1997 - Projeto de estruturas de madeira - Anexo E para madeira a 12% de umidade.

Demais valores utilizados para os cálculos estruturais foram as cargas do revestimento do piso (100 kgf/m^2) e do material de cobertura (25 kgf/m^2).

Outras informações necessárias para o cálculo estrutural e que não constavam no projeto executivo foram obtidas da literatura. São elas:

Módulo de elasticidade a compressão axial ($E_{c0,m}$) da madeira de *Corymbia citriodora*: 18.421 MPa;

Módulo de elasticidade do aço: 210 000 MPa.

4.2 Características do pórtico

O Pórtico 1 apresentado na Foto 1 se encontrava escorado por um andaime tubular na região central das vigas compostas. É possível observar a curvatura dos postes dessas vigas, em especial na peça superior, devido ao efeito de flexão. Nessa foto também é possível se notar a sobre-elevação relatada a partir de calços dispostos sob as terças.

Foto 1: Vista das vigas compostas do Pórtico 1 apoiadas no andaime. As setas indicam os calços sob as terças que sustentam a cobertura do telhado.

No local, foram observados outros pórticos com deformações decorrentes do peso próprio. Portanto, além da flecha no Pórtico 1, foram medidas também as flechas do Pórtico 3, com situação semelhante, e do Pórtico 2, que apresentava menor deformação (Tabela 1).

Além do efeito de flexão da viga composta, contribuiu também para a deformação dos Pórticos 1 e 3 a ocorrência de ruptura dos postes na região apoiada sobre o Pilar 3, como pode ser observado nas Fotos 2 e 3.

Tabela 1: Flechas medidas nos Pórticos 1, 2 e 3.

Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3	
Distância do Pilar 3 (m)	Flecha total (mm)	Distância do Pilar 3 (m)	Flecha total (mm)	Distância do Pilar 3 (m)	Flecha total (mm)
0,5	0	0,5	0	0,5	0
2,0	-116	2,0	-60	2,0	-81
4,0	-321	4,0	-116	4,0	-213
6,0	-479	6,0	-206	6,0	-372
8,0	-829	8,0	-427	8,0	-554
10,0	-1141	10,0	-644	10,0	-857
10,8	**-1239**	11,4	-750	11,2	**-994**
11,7	-1205	11,8	**-755**	12,0	-980
12,4	-1114	13,2	-619	13,2	-845
14,4	-725	15,2	-403	15,2	-538
16,4	-399	17,2	-185	17,2	-303
18,4	-232	19,2	-109	18,9	-191
20,1	-143	21,2	-59	21,2	-66
22,4	-23	22,7	0	22,7	0
22,7	0	-	-	-	-

Obs: Os valores das flechas foram determinados a partir da diferença das medidas com a elevação do pórtico, segundo o projeto, em diferentes distâncias do Pilar 3. Os valores em negrito indicam a flecha máxima encontrada na viga composta.

No primeiro dia de inspeção houve ocorrência de chuva e foi possível se verificar a consequência da deformação para o acúmulo de água sobre a cobertura do telhado. Na região do Pórtico 1 apoiada com andaime, havia na cobertura um orifício feito como medida paliativa para o escoamento da água acumulada sobre o telhado. Mesmo com os calços sob as terças do telhado (Foto 1), foi observada a formação de poças de água sobre a cobertura (Foto 4).

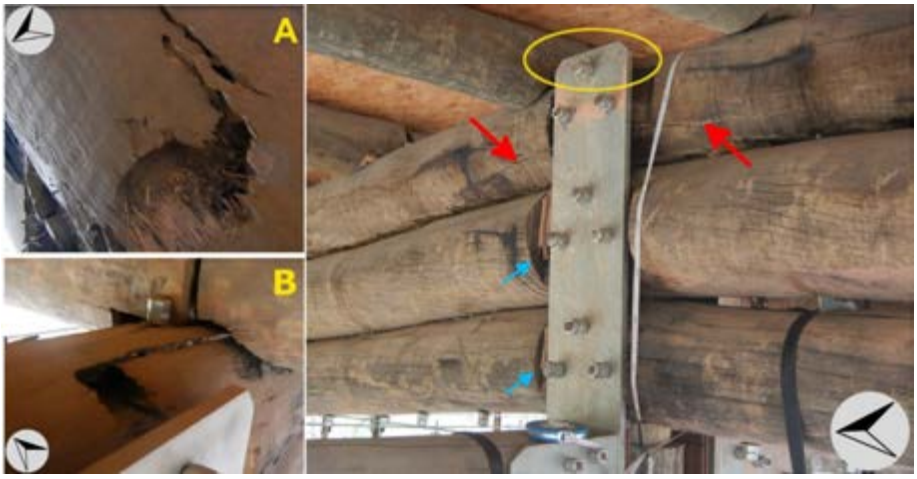


Foto 2: Vista lateral do Pórtico 1, na região do Pilar 3. É possível observar rachaduras longitudinais (setas vermelhas) e o recorte na peça para encaixe da placa metálica (setas azuis). As imagens A e B são destaques da superfície acima do poste superior, indicando a ruptura da peça.

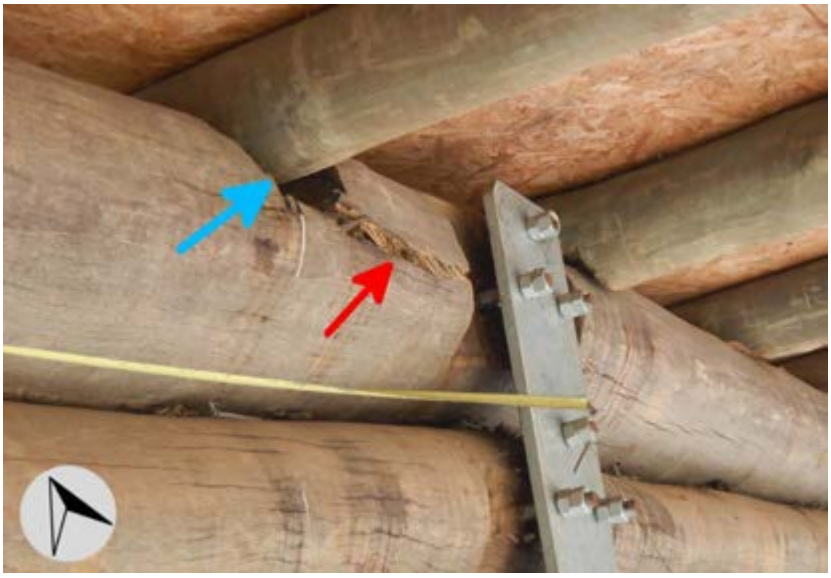


Foto 3: Ruptura no Pórtico 3, no Pilar do eixo 3. As setas indicam parte da ruptura, observada na lateral.

Foto 4: Depressão na cobertura do telhado causada pela deformação do Pórtico 2.

Os resultados das medidas de diâmetro dos postes que compõem a viga principal esquerda do Pórtico 2, assim como a identificação botânica, as densidades de massa e retenção do produto preservativo determinados nos segmentos coletados dessas peças são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Diâmetro, densidade de massa, retenção do produto preservativo e identificação botânica dos postes do Pórtico 2, lado esquerdo.

Segmento (Poste)	Diâmetro (mm)	Densidade de massa (kg/m^3)	Retenção do produto preservativo (kg/m^3)	Identificação botânica
Superior	344	999	12,4	eucalipto, *Corymbia citriodora*, Myrtaceae
Intermediário	366	955	16,7	
Inferior	306	959	21,3	

A madeira identificada como eucalipto (*Corymbia citriodora*) está de acordo com o tipo indicado no projeto executivo. Os diâmetros e densidade de massa determinados, apresentaram pouca

diferença com relação ao indicado nesse projeto. Portanto, na análise estrutural foram utilizados os dados apresentados no projeto: diâmetro de 300 mm, densidade de massa a 12% de umidade de 999 kg/m^3 e as propriedades mecânicas do eucalipto informadas na norma ABNT:NBR 7190:1997. Contudo foram observados defeitos de rachaduras longitudinais e recortes nos postes da viga composta (Foto 2). Os recortes nas peças foram realizados para ajuste de encaixe entre as peças (chapa metálica e terças). Um dos recortes foi realizado em uma região de máxima solicitação e pode ter contribuído para a ruptura de uma das vigas do Pórtico 3 (Foto 3).

A análise da retenção de produto preservativo apresentou valores de concentração elevados para os elementos cobre, cromo e boro indicando a utilização do preservativo CCB. As retenções determinadas encontram-se muito próximas ou acima da concentração mínima exigida (12,8 kg/m³) para a categoria de uso 5 (contato com o solo, água doce e outras situações favoráveis à deterioração, como engaste em concreto e alvenaria) na norma ABNT NBR 16143 2013 - Preservação de Madeiras Sistemas de Categorias de Usos. As determinações também sugeriram a utilização de processo de tratamento preservativo de madeiras sob pressão em autoclave.

Pode-se verificar no projeto executivo a indicação de tratamento por pincelamento do produto preservativo CCA. Tal indicação não é recomendada, pois o processo de preservação por pincelamento confere uma proteção superficial a madeira e o produto CCA é de uso exclusivo para o tratamento industrial em autoclave.

4.3 Análise Estrutural

Para esta análise foi elaborado um modelo estrutural que considerou a rigidez das uniões flexíveis oriundas das ligações parafusadas. Esse modelo consistiu em um sistema de pórticos com vigas compostas de três postes unidos por meio de estribos internos (parafusos passantes), apoiados e unidos em pilares de madeira roliça (Figura 4).

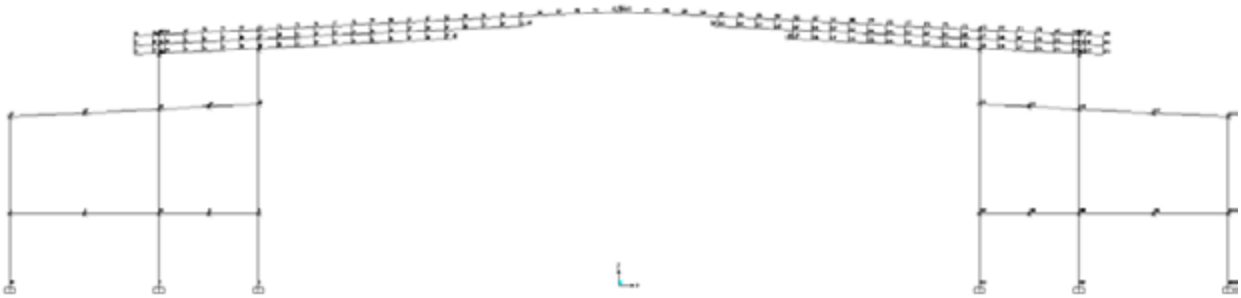


Figura 4: Esquema estrutural com o eixo de todos os elementos estruturais correspondentes à Figura 1.

Para o cálculo estrutural, o modelo construído considerou as seguintes hipóteses:

Viga composta com rigidez resultante das uniões dos três postes com os parafusos passantes, tendo um valor intermediário entre três postes soltos e três postes monolíticos.

União da viga composta com o Pilar 2 de rigidez determinada pela interação dos parafusos, placas metálicas e peças de madeira.

Pilar 3 com rigidez resultante da interação de uniões e peças de madeira, permitindo deslocamento do ponto de união com a viga composta nesse eixo.

As uniões parafusadas foram modeladas como ligações flexíveis oriundas da flexão dos parafusos.

4.3.1 Avaliação da flecha teórica

Na data de avaliação, a obra apresentava dois anos de sua conclusão. Logo, para o cálculo do módulo de elasticidade efetivo ($E_{c0,ef}$) empregado no modelo foi utilizado o coeficiente de modificação para classe de carregamento de dois anos ($k_{\mathrm{mod},1} = 0{,}7$), indicado na norma ABNT NBR 7190:1997.

$$E_{c0,ef} = 0{,}7 \times 18421 = 12895\ MPa \tag{5}$$

A flecha teórica obtida no modelo considerando apenas a carga de peso próprio foi de 722 mm (Figura 5). O valor máximo da flecha medida no Pórtico 2 (755 mm) foi apenas 4% maior que o teórico. Isso indica que o modelo de cálculo é adequado para a avaliação estrutural do pórtico em questão.

A flecha máxima admissível estabelecida pela norma ABNT NBR 7190:1997 é de 116 mm (1/200 do vão livre de 23,20 m). A flecha teórica está **seis vezes** maior do que a máxima admitida, indicando que a estrutura precisaria ser redimensionada para atender a este requisito.

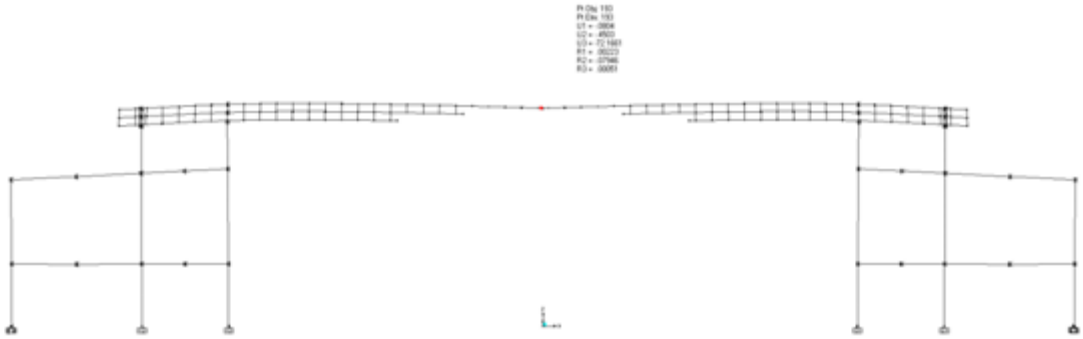


Figura 5: Flecha de 722 mm no ponto central do pórtico.

4.3.2 Cálculo dos esforços internos

Para determinar as causas da ruptura dos postes, foram analisados os esforços internos de compressão/tração e flexão concentrados nos pontos das vigas compostas imediatamente acima dos pilares internos (3 e 4). Nesse ponto, denominado de engastamento, os momentos fletores atingem o valor máximo.

Nesta análise, além da carga de peso próprio da estrutura, foi adicionada a carga calculada decorrente do volume de água possível de ser acumulado devido à flecha do Pórtico 2 (Tabela 1). Esse volume foi de 9,56 m^3, o que equivale a 9 560 kgf de peso extra na temporada de chuva. É importante ressaltar que esse peso adicional acarreta aumento da flecha e consequente aumento da capacidade de acúmulo de água.

Nas forças normais atuantes (*F*), obteve-se o valor máximo por tração no poste superior de 22 897 kgf e o valor máximo de compressão no poste inferior de 19 669 kgf (Figura 6). A tensão atuante de tração no poste superior foi calculada considerando o valor máximo de tração conforme abaixo.

$$\sigma_{Nd} = \frac{F_d}{A} = \frac{22897}{706{,}8} = 32{,}39\ kgf/cm^2 \cong 3{,}2MPa \tag{6}$$

Para o cálculo da tensão atuante de flexão (σ_M) foi utilizado momento fletor máximo (*M*) do poste superior da viga composta, visto que na inspeção foi observada sua ruptura nos Pórticos 1 e 3 (Fotos 2 e 3 respectivamente). Esse valor foi de 2.234.299 kgf cm (Figura 7).

Por se tratar de uma peça de madeira roliça de 300 mm de diâmetro (ϕ), atravessada por parafusos passantes de 19 mm de diâmetro (d), o momento resistente da seção transversal (W) utilizado no cálculo de σ_M foi obtido conforme abaixo:

$$W = \frac{I}{\phi/2} = \frac{\frac{\pi\phi^4}{64} - \frac{d\phi^3}{12}}{\phi/2} = \frac{\pi\phi^3}{32} - \frac{d\phi^2}{6} = \frac{\pi \times 30^3}{32} - \frac{1{,}9 \times 30^2}{6} = 2365{,}7\ cm^3 \quad (7)$$

A tensão atuante por flexão foi calculada conforme abaixo:

$$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{2234299}{2365{,}7} = 944\ \text{kgf/cm}^2 \cong 94{,}4\ \text{MPa} \quad (8)$$

A tensão solicitante de projeto ($\sigma_{M+N,d}$), resultante da soma das tensões acima e majorada pelo fator de 1,3, conforme estabelecido na ABNT NBR 7190:1997 foi obtida conforme abaixo:

$$\sigma_{N+M,d} = 1{,}3 \times (\sigma_N + \sigma_M) = 1{,}3 \times 104{,}7 = 127\ MPa \quad (9)$$

O valor da tensão solicitante foi maior que o valor de resistência à flexão média da madeira de eucalipto (*Corymbia citriodora*) de 123,6 MPa, indicado no projeto e na norma ABNT NBR 7190:1997. Isso demonstra que foi ultrapassada a resistência da madeira com o acúmulo de água na cobertura, levando à ruptura das vigas compostas dos Pórticos 1 e 3.

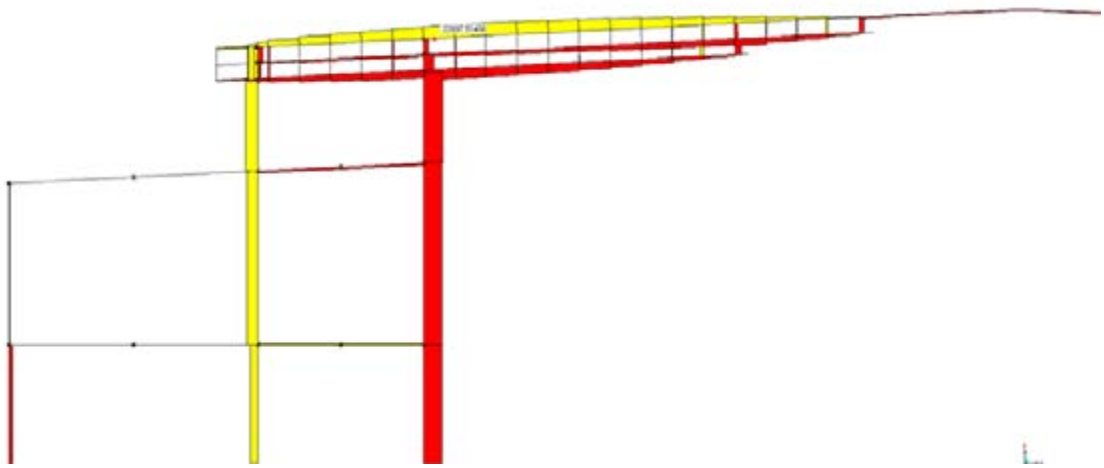


Figura 6: Diagrama de forças normais. A tração (amarelo) e compressão (vermelho) máximas na viga composta foram respectivamente de 22 897 kgf e 19 669 kgf.

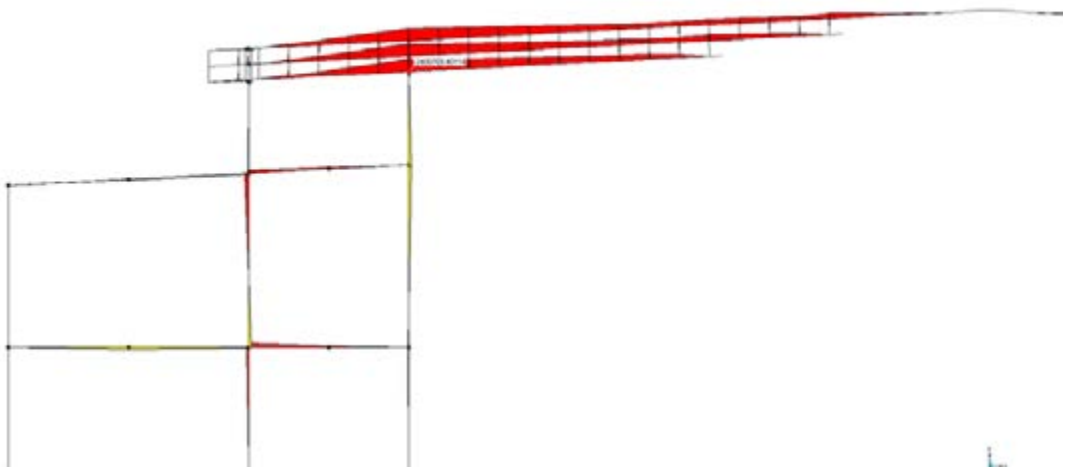


Figura 7: Diagrama de momentos fletores. O valor máximo no poste superior foi de 2 234 299 kgf cm.

5. CONCLUSÕES

Com base na análise estrutural que considera as deformações oriundas das uniões parafusadas, concluiu-se que o projeto executivo não atendeu às exigências de flecha e resistência estabelecidas na Norma NBR 7190:1997.

Concluiu-se, também, que em decorrência do erro de cálculo da flecha nesse projeto executivo, a geometria da cobertura permitiu o acúmulo de água proveniente de chuva causando a ruptura dos postes que compõem as vigas compostas dos pórticos.

Finalmente, foi recomendada a interdição imediata da edificação e escoramento de todos os pórticos até que medidas corretivas fossem realizadas.

AGRADECIMIENTOS

Agradecimentos à empresa **Central Company** por autorizar a publicação deste trabalho sem impor quaisquer restrições.

REFERENCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Projeto de Estruturas de Madeira – ABNT NBR 7190, ABNT, 1997, Rio de Janeiro, Brasil.

EVALUACIÓN DE LA SERVICIABILIDAD VIBRATORIA DE ENTREPISOS DE MADERA

ASSESSMENT OF VIBRATIONAL PERFORMANCE OF TIMBER FLOORS

Mario W. E. Toledo [(1)] (P), Liz G. Nallim [(2)], Facundo J. Bellomo [(2)], Marcelo Cruz [(3)]

(1) Magíster en Ing. Estructural, Profesor Adjunto, Fac. de Ingeniería, UNSa - CIUNSa, Salta, Argentina.
(2) Dr. enIngeniería, Fac. de Ingeniería, UNSa- Investigadora/or CONICET, Salta, Argentina.
(3) Alumno Fac. de Ingeniería, UNSa- becarioEVC-CIN 2017, Salta, Argentina.
Dirección de contacto: mwtoledo@unsa.edu.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T6-43

Resumen

Los sistemas de entrepisos de madera se utilizan en construcciones de edificios públicos y privados en la ciudad de Salta-Argentina. La tipología utilizada está integrada por un sistema machihembrado de tablas que apoyan sobre vigas de madera. La baja masa los hace sensibles a cargas dinámicas inducidas por actividades humanas. La evaluación de las características dinámicas es de fundamental importancia para la verificación y estudio de la serviciabilidad vibratoria. El objetivo de este trabajo es llevar a cabo un estudio comparativo de los criterios de serviciabilidad (estados límites de servicios) con los análisis de resistencia (estados límites de resistencia), establecidos en el Reglamento de Estructuras de Madera CIRSOC 601. Para cumplir este objetivo se presentan una serie de resultados, tanto en forma gráfica como en tablas, que permiten comparar y establecer conclusiones en relación a la severidad de los criterios reglamentarios.

En trabajos previos se presentaron y evaluaron resultados experimentales obtenidos del estudio de entrepisos de Pino Elliottis construidos en laboratorio con diferentes combinaciones de luces. Esto permitió calibrar un modelo numérico tridimensional que se utiliza en este trabajo. Partiendo de este modelo se realizaron diversos estudios paramétricos considerando como variables la luz y la escuadría de vigas de entrepiso. A efectos de lograr una visualización adecuada de los resultados obtenidos se presentan gráficos tridimensionales que permiten apreciar cómo influyen las diferentes combinaciones de luces y escuadrías en las condiciones de serviciabilidad establecidas. A partir de este estudio se pueden inferir conclusiones interesantes en relación a los criterios establecidos por la normativa vigente.

Palabras clave: entrepisos de madera; estados límites de servicio; serviciabilidad vibratoria

Abstract

Timber floors systems are widely used in public and private buildings in the city of Salta-Argentina. The typology used, in general, consists of a tongue and a groove system of boards that are supported by wooden beams. The low mass makes them sensitive to dynamic loads by human activities. The evaluation of dynamic characteristics has importance for the verification and study of vibration comfort. The objective of this work is to carry out a comparative study of vibration comfort criteria (serviceability limit state) with the resistance analyzes (ultimate limit state), they were established in the CIRSOC 601 Wood Structures Regulation. To meet this goal a series of results are presented both graphically and in tables, which allow to compare and establish conclusions regarding the severity of the regulatory criteria. In previous work, experimental results obtained from the study of timber floors systems constructed in the laboratory with different combinations of spans are presented. This allowed us to calibrate a three-dimensional numerical model that is used as the basis for this work. Starting from this model, several parametric studies were carried out considering as spans variables and the moment of inertia of beams. In order to obtain an adequate visualization of results, three-dimensional graphics are presented that allow appreciating how the different combinations of variable influence the conditions of serviceability. From this study can be inferred interesting conclusions in relation to the design criteria established by current regulations.

Keywords*: timber floors; serviceability limit state; vibration comfort*

1. INTRODUCCIÓN

Los entrepisos de madera en la ciudad de Salta – Argentina se utilizan en construcciones destinadas tanto a edificios públicos como privados. En ambos casos la tipología utilizada, en general, está integrada por un sistema machihembrado de tablas que apoyan sobre tirantes de madera. La baja masa de los entrepisos, los hace más sensibles a cargas dinámicas inducidas por actividades humanas tales como caminar o correr, frente a las típicas losas de hormigón o entrepisos de viguetas premoldeadas con capa de compresión. La particularidad mencionada para entrepisos de madera puede afectar sensiblemente la serviciabilidad estructural. Para resolver este problema resulta necesario adecuar y/o optimizar el comportamiento dinámicas de la estructura, ya sea modificando la masa, la rigidez o las propiedades de amortiguamiento. La solución más viable y técnicamente conducente, en general, es modificar la rigidez.

La sensibilidad humana a las vibraciones depende de la frecuencia de resonancia del sistema entrepiso-acción dinámica aplicada (persona caminando). El umbral de percepción humana está en un rango de entre 4 y 8 Hz, por lo que si se “ajusta” el límite de la primera frecuencia a un valor determinado (superior a 8 Hz, por ejemplo) se disminuye el nivel de percepción de este tipo de vibraciones por parte de las personas.

Las primeras propuestas de diseño en términos de serviciabilidad estaban dirigidas a controlar las deflexiones verticales estáticas. Básicamente, se establece una deflexión límite que es función, por ejemplo,de la luz del entrepiso (L/600). Otros métodos usaron diferentes parámetros límites, tal como la deflexión debida a una carga puntual unitaria.Trabajos posteriores, demostraron que los sistemas seguían generando problemas de vibraciones excesivas aún cumpliendo las condiciones de control de deflexiones.Luego, las investigaciones se enfocaron de tal manera que sea posible tener en cuenta también las propiedades dinámicas del sistema. Se puede mencionar la consideración de la deflexión por carga puntual unitaria en combinación con la respuesta (en velocidad) a un impulso unitario; frecuencia fundamental y aceleración; y deflexión por carga puntual en combinación con la frecuencia fundamental.Estos artículos dieron origen a diferentes criterios que sirvieron de base para distintas normativas [1].Algunas de ellas, sólo abordan el problema limitando las deflexiones verticales provocadas por sobrecargas uniformes [2]. Las normas finlandesa y argentina, por ejemplo, adoptan criterios más globales [3]. El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601 [4] fija las condiciones de servicios y resistencia que éstas deben cumplir. Estas condiciones se basan en las recomendaciones de diseño de estructuras de maderas dadas por el EUROCODE 5 [5].

El objetivo de este trabajo es llevar a cabo un estudio comparativo de los criterios de serviciabilidad (estados límites de servicios) con los análisis de resistencia (estados límites de resistencia), establecidos en el Reglamento CIRSOC 601. Para cumplir este objetivo se presentan una serie de resultados, tanto en forma gráfica como en tablas, que permiten comparar y establecer conclusiones en relación a la severidad de los criterios reglamentarios.

Este trabajo se enmarca en Proyectos de Investigación (CIUNSA 2219 y 2436), en el cual se evaluaron las características dinámicas y mecánicas de diferentes elementos estructurales, cuyos estudios sirvieron de base para el presente desarrollo.

2. METODOLOGÍA

2.1 Características de los entrepisos de madera analizados

Los entrepisos analizados corresponden a sistemas constructivos típicos en la zona. La estructura está conformada por vigas separadas entre sí 0,50 *m* de madera de Pino Elliottis de clase de resistencia tipo 1, según se detalla en la sección 2.2. Las vigas se encuentran conectadas a través de un sistema transversal de tablas que se conectan entre sí por un sistema tipo macho-hembra. Este sistema

machihembrado se une a las vigas a través de tornillosauto-perforantes de 6” x1½” (3,6*mm*x 38*mm*). En la Figura 1 se muestra el esquema analizado.

Con el propósito de realizar un estudio paramétrico del comportamiento de entrepisos, se tomaron como variables el ancho, el alto y la luz de las vigas. Resultaron de esta manera 186 configuraciones diferentes, las cuales se obtienen considerando:

a) Seis (6) momentos de inerciadiferentes que resultan de variar el ancho (*b*) y la altura (*d*) de la sección transversal de la viga (ver Tabla 1);

b) Treinta y un (31) longitudes diferentes que resultan de variar *l*desde 2 *m* hasta 5 *m* con una variación entre éstas de 0,1 *m*.

Tabla 1: Configuraciones analizadas

Escuadría vigas	Ancho *b* [*mm*]	Alto *d* [*mm*]	$I = \frac{bd^3}{12}$ [mm^4]
2” x 5”	50	125	8138020.83
2” x 6”	50	150	14062500.00
3” x 6”	75	150	21093750.00
4” x 6”	100	150	28125000.00
3” x 8”	75	200	50000000.00
4” x 8”	100	200	66666666.67

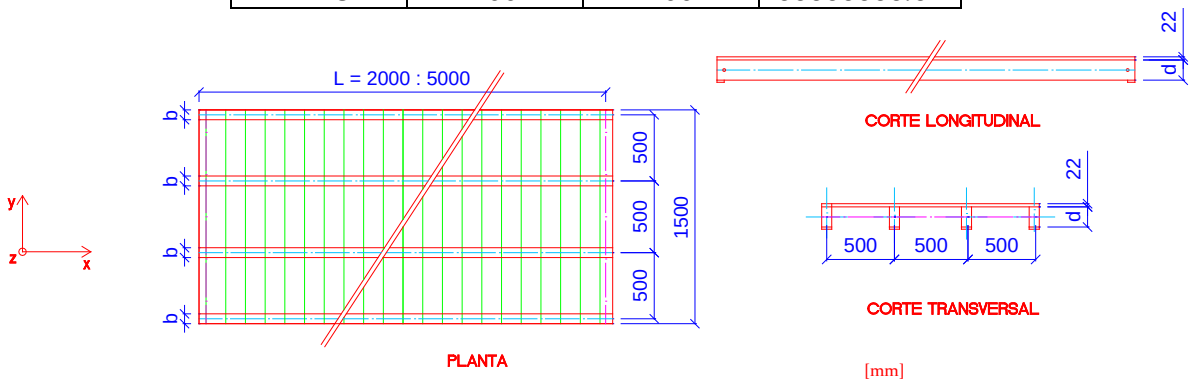


Figura 1: Características geométricas de los entrepisos

2.2 Material, condiciones de apoyo y de servicio, cargas consideradas.

En todos los casos el material considerado corresponde a Pino Elliottis procedente de Misiones (Argentina) caracterizadas con clase de resistencia tipo 1, considerando los valores de referencia dados por el suplemento 1 Tabla S.1.1.3-3 y Tabla S.1.1.3-4 [4]. En todos los casos se consideró un contenido de humedad en servicio que corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales ventilados o espacios semicubiertos (estado seco-contenido de humedad promedio anual menor al 16%). La densidad considerada en estas condiciones se muestra en Tabla 2.

Las condiciones de apoyo del entrepiso son variables muy importantes a tener en cuenta al momento de evaluar la respuesta dinámica de este tipo de estructuras. En este trabajo se optó por considerar modelos simples, dejando para estudios posteriores el análisis más detallado de este aspecto. Las condiciones de apoyo propuestas para este análisisconsisten en dos bordesparaleloscon restricciones traslacionales a nivel de eje de tirantes y dos bordes libres.

Como condiciones de servicio se considera la viga colocada en estado seco en clima interior. Se adoptan las siguientes cargas actuantes *D*=0.15 a 0.26 kN/m^2 variando según la tipología, sobrecarga

de uso correspondiente a oficinas: L= 2.5 kN/m^2. El borde superior comprimido de la viga se considera impedido de rotar y de desplazar lateralmente en los extremos y en el centro.

En la Tabla 2 se resumen las características mecánicas consideradas.

Tabla 2: Valores de diseño de referencia Pino Elliottis – CIRSOC 601

Clase de resistencia	F_b $[N/mm^2]$	F_V $[N/mm^2]$	$F_{c\perp}$ $[N/mm^2]$	E $[N/mm^2]$	ρ $[kg/m^3]$
1	6.2	0.7	0.9	7700	420

3. Condiciones de servicioversus condiciones de resistencia

El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601, al analizar el comportamiento de los miembros flexionados, establece que para la verificación de las condiciones de servicio se deben controlar las deflexiones y las vibraciones, en tanto que para la verificación de las condiciones de resistencia se debe verificar la resistencia a la flexión, corte y resistencia a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras en el apoyo.

3.1 Control de deflexiones

El Reglamento CIRSOC 601 recomienda que se deben cumplir dos condiciones:

a) Las deflexiones instantáneas originadas por las cargas variables $\triangle_{i(V)}$ no debe superar $\boldsymbol{l/360}$:

$$\triangle_{i(V)} \leq \boldsymbol{l/360};\ \triangle_{i(L)} = \frac{\mathbf{5}\,.\,\boldsymbol{L}\,.\,\boldsymbol{l^4}}{\mathbf{384}\,.\,\boldsymbol{E'}\,.\,\boldsymbol{I}} \leq \boldsymbol{l/360};\ \boldsymbol{E'} = \boldsymbol{E}.\boldsymbol{C_M}.\boldsymbol{C_t} \qquad (1)$$

Las deflexiones instantáneas, en este caso las debidas sólo a la sobrecarga de servicio L, se calcula con $\triangle_{i(L)}$, L es la sobrecarga de servicio, $\boldsymbol{l}$es la luz de cálculo, $\boldsymbol{E'}$ es el módulo de elasticidad ajustado;$\boldsymbol{C_M} = \boldsymbol{C_t} = \mathbf{1}$son los factores de condiciones de servicio y de temperatura los cuales se adoptan con valores unitarios por tratarse de viga en clima interior; $\boldsymbol{I}$es el momento de inercia de la viga; E es el módulo de elasticidad (Tabla 2).

b) La deflexión final neta originada por la totalidad de las cargas $\triangle_{\boldsymbol{fnet}}$no debe superar$\boldsymbol{l/300}$ y propone la siguiente ecuación para el cálculo de las deflexiones diferidas:

$$\triangle_{\boldsymbol{fnet}} = \boldsymbol{K_{cr}}.\triangle_{\boldsymbol{i(LD)}} + \triangle_{\boldsymbol{i(CD)}} \leq \boldsymbol{l/300} \qquad (2)$$

donde $\triangle_{\boldsymbol{fnet}}$ es la deflexión neta final producida por la totalidad de las cargas;$\boldsymbol{K_{cr}}$es el factor de deflexión dependiente del tiempo, se adopta en este caso $\boldsymbol{K_{cr}} = \mathbf{1,5}$(viga cargada en estado seco y con una condición de servicio que corresponde al estado seco); $\triangle_{\boldsymbol{i(LD)}}$ y $\triangle_{\boldsymbol{i(CD)}}$ son la deflexión instantánea producida por las cargas de larga duración y la deflexión por las cargas de corta duración, respectivamente. Las deflexiones instantáneas debidas al peso propio D se calculan con la siguiente expresión:

$$\triangle_{\boldsymbol{i(D)}} = \frac{\mathbf{5}.\,\boldsymbol{D}\,.\,\boldsymbol{l^4}}{\mathbf{384}\,.\,\boldsymbol{E'}\,.\,\boldsymbol{I}} \qquad (3)$$

En las Tablas 3 y 4 se muestran las deflexiones instantáneas originadas por las cargas variables $\triangle_{\boldsymbol{i(V)}}$y la deflexión final neta originada por la totalidad de las cargas. En ambas tablas se ha incluido una última fila que contiene los resultados límites calculados según lo establecido por el Reglamento CIRSOC 601 para cada luz analizada. Asimismo, es posible observar con otro color las tipologías de vigas que cumplen con la prescripción reglamentaria. En ambas tablas queda claro que las tipologías

que se adecúan a los requerimientos límites se encuentran por debajo de la diagonal de estas tablas, lo cual es coherente desde el punto de vista conceptual.

Tabla 3: Deflexión instantánea debida a las acciones variables $\triangle_{\mathbf{i(V)}}$ $[mm]$ – CIRSOC 601

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	4.2	5.1	6.1	7.3	8.6	10.1	11.9	13.8	16.0	18.4	21.0	24.0	27.2	30.8	34.7	39.0	43.6	48.7	54.2	60.1	66.5	73.4	80.8	88.8	97.4	106.5	116.3	126.7	137.9	149.7	162.3
2"x6"	2.4	2.9	3.5	4.2	5.0	5.9	6.9	8.0	9.2	10.6	12.2	13.9	15.8	17.8	20.1	22.6	25.2	28.2	31.3	34.8	38.5	42.5	46.8	51.4	56.3	61.6	67.3	73.3	79.8	86.7	93.9
3"x6"	1.6	1.9	2.3	2.8	3.3	3.9	4.6	5.3	6.2	7.1	8.1	9.3	10.5	11.9	13.4	15.0	16.8	18.8	20.9	23.2	25.7	28.3	31.2	34.3	37.6	41.1	44.9	48.9	53.2	57.8	62.6
4"x6"	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.4	4.0	4.6	5.3	6.1	6.9	7.9	8.9	10.0	11.3	12.6	14.1	15.7	17.4	19.2	21.2	23.4	25.7	28.2	30.8	33.7	36.7	39.9	43.3	47.0
3"x8"	0.7	0.8	1.0	1.2	1.4	1.7	1.9	2.2	2.6	3.0	3.4	3.9	4.4	5.0	5.6	6.3	7.1	7.9	8.8	9.8	10.8	11.9	13.2	14.5	15.8	17.3	18.9	20.6	22.4	24.4	26.4
4"x8"	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4	1.7	1.9	2.2	2.6	2.9	3.3	3.8	4.2	4.8	5.3	5.9	6.6	7.3	8.1	9.0	9.9	10.8	11.9	13.0	14.2	15.5	16.8	18.3	19.8
Condición: < l /360	5.6	5.8	6.1	6.4	6.7	6.9	7.2	7.5	7.8	8.1	8.3	8.6	8.9	9.2	9.4	9.7	10.0	10.3	10.6	10.8	11.1	11.4	11.7	11.9	12.2	12.5	12.8	13.1	13.3	13.6	13.9

Tipologías que cumplen con la condición$\Delta_{i(V)} \leq l/360$

Tabla 4: Deflexiones neta final $\triangle_{\text{fnet}} = K_{cr}.\triangle_{\text{i(LD)}}[mm]$- CIRSOC 601

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	6.6	8.0	9.7	11.5	13.7	16.1	18.8	21.9	25.3	29.2	33.4	38.1	43.2	48.9	55.1	61.9	69.2	77.3	86.0	95.4	105.5	116.5	128.3	141.0	154.5	169.1	184.6	201.2	218.9	237.7	257.7
2"x6"	3.8	4.7	5.6	6.7	7.9	9.4	10.9	12.7	14.7	16.9	19.4	22.1	25.1	28.4	32.0	35.9	40.2	44.9	49.9	55.4	61.3	67.7	74.5	81.9	89.8	98.2	107.3	116.9	127.2	138.1	149.7
3"x6"	2.6	3.1	3.8	4.5	5.4	6.3	7.4	8.6	9.9	11.4	13.1	14.9	16.9	19.2	21.6	24.2	27.1	30.3	33.7	37.4	41.4	45.7	50.3	55.2	60.6	66.3	72.4	78.9	85.8	93.2	101.0
4"x6"	2.0	2.4	2.9	3.4	4.1	4.8	5.6	6.5	7.5	8.7	9.9	11.3	12.9	14.5	16.4	18.4	20.6	23.0	25.6	28.4	31.4	34.7	38.2	41.9	46.0	50.3	54.9	59.8	65.1	70.7	76.6
3"x8"	1.1	1.3	1.6	1.9	2.3	2.7	3.2	3.7	4.2	4.9	5.6	6.4	7.2	8.2	9.2	10.4	11.6	12.9	14.4	16.0	17.7	19.5	21.5	23.6	25.9	28.3	30.9	33.7	36.6	39.8	43.1
4"x8"	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	2.1	2.4	2.8	3.2	3.7	4.3	4.9	5.5	6.2	7.0	7.9	8.8	9.8	11.0	12.2	13.4	14.8	16.3	18.0	19.7	21.5	23.5	25.6	27.9	30.3	32.8
Condición: < l /300	6.7	7.0	7.3	7.7	8.0	8.3	8.7	9.0	9.3	9.7	10.0	10.3	10.7	11.0	11.3	11.7	12.0	12.3	12.7	13.0	13.3	13.7	14.0	14.3	14.7	15.0	15.3	15.7	16.0	16.3	16.7

Tipologías que cumplen con la condición$\triangle_{\text{fnet}} \leq l/300$

3.2 Control de Vibraciones inducidas por el tránsito humano

Para minimizar las vibraciones originadas por el tránsito humano el Reglamento CIRSOC 601propone: a) controlar la rigidez del entrepiso a través de asegurar un valor mínimo de su frecuencia natural de vibración $\boldsymbol{f_1}$; y b) limitar su deflexión instantánea bajo la acción de una carga concentrada de $1kN$.

a) De no emplearse métodos más precisos de cálculo, para entrepisos simplemente apoyados, se recomienda que la frecuencia natural de vibración sea superior a 8 *Hz*, la que se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{f_1 = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{E'I}{m_{ua}}} > 8\ Hz} \qquad (4)$$

Donde $\boldsymbol{l}$ es la luz de cálculo, $\boldsymbol{E'}$es el módulo ajustado Ec. (1); I es el momento de inercia de la sección transversal de los miembros existentes en una franja de entrepiso con ancho igual a 1 m y $\boldsymbol{m_{ua}}$es la masa del entrepiso por unidad de área. En Tabla 5 se muestra las frecuencias fundamentales obtenidas utilizando este criterio.

Tabla 5: Frecuencia fundamental$f_1 = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{E'I}{m_{ua}}}[Hz]$ CIRSOC 601 (considerando D)

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	36.5	33.1	30.2	27.6	25.4	23.4	21.6	20.0	18.6	17.4	16.2	15.2	14.3	13.4	12.6	11.9	11.3	10.7	10.1	9.6	9.1	8.7	8.3	7.9	7.5	7.2	6.9	6.6	6.3	6.1	5.8
2"x6"	46.4	42.0	38.3	35.1	32.2	29.7	27.4	25.4	23.7	22.0	20.6	19.3	18.1	17.0	16.0	15.1	14.3	13.5	12.8	12.2	11.6	11.0	10.5	10.0	9.6	9.2	8.8	8.4	8.0	7.7	7.4
3"x6"	51.8	47.0	42.8	39.1	36.0	33.1	30.6	28.4	26.4	24.6	23.0	21.5	20.2	19.0	17.9	16.9	16.0	15.1	14.3	13.6	12.9	12.3	11.7	11.2	10.7	10.2	9.8	9.4	9.0	8.6	8.3
4"x6"	55.3	50.2	45.7	41.8	38.4	35.4	32.7	30.3	28.2	26.3	24.6	23.0	21.6	20.3	19.1	18.1	17.1	16.2	15.3	14.5	13.8	13.2	12.5	12.0	11.4	10.9	10.5	10.0	9.6	9.2	8.8
3"x8"	73.7	66.9	60.9	55.8	51.2	47.2	43.6	40.5	37.6	35.1	32.8	30.7	28.8	27.1	25.5	24.1	22.8	21.5	20.4	19.4	18.4	17.5	16.7	16.0	15.2	14.6	13.9	13.4	12.8	12.3	11.8
4"x8"	78.0	70.7	64.4	59.0	54.1	49.9	46.1	42.8	39.8	37.1	34.7	32.5	30.5	28.6	27.0	25.5	24.1	22.8	21.6	20.5	19.5	18.6	17.7	16.9	16.1	15.4	14.7	14.1	13.5	13.0	12.5

Tipologías que cumplen con la condición$f_1 > 8\ Hz$

El cálculo que se muestra en Tabla 5 se realizó con la masa por unidad de área m_{ua} correspondiente a la carga permanente *D*, el Manual de Aplicación de los Criterios de Diseño adoptados en el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera [6], recomienda estimar también la frecuencia f_1 suponiendo que un porcentaje de la sobrecarga de uso *L* actúa en forma simultánea con el peso propio. En Tabla 6 se muestra el cálculo de la frecuencia fundamental considerando la presencia simultánea de *D+0,5L*.

Tabla 6: Frecuencia fundamental $f_1 = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{E'I}{m_{ua}}}\,[Hz]$ - CIRSOC 601 (considerando *D+0,5L*)

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	11.7	10.6	9.6	8.8	8.1	7.5	6.9	6.4	6.0	5.6	5.2	4.9	4.6	4.3	4.0	3.8	3.6	3.4	3.2	3.1	2.9	2.8	2.6	2.5	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.9
2"x6"	15.3	13.9	12.6	11.6	10.6	9.8	9.0	8.4	7.8	7.3	6.8	6.4	6.0	5.6	5.3	5.0	4.7	4.5	4.2	4.0	3.8	3.6	3.5	3.3	3.2	3.0	2.9	2.8	2.7	2.5	2.4
3"x6"	18.5	16.8	15.3	14.0	12.9	11.9	11.0	10.2	9.4	8.8	8.2	7.7	7.2	6.8	6.4	6.0	5.7	5.4	5.1	4.9	4.6	4.4	4.2	4.0	3.8	3.7	3.5	3.4	3.2	3.1	3.0
4"x6"	21.2	19.2	17.5	16.0	14.7	13.5	12.5	11.6	10.8	10.1	9.4	8.8	8.3	7.8	7.3	6.9	6.5	6.2	5.9	5.6	5.3	5.0	4.8	4.6	4.4	4.2	4.0	3.8	3.7	3.5	3.4
3"x8"	28.2	25.6	23.3	21.3	19.6	18.1	16.7	15.5	14.4	13.4	12.5	11.7	11.0	10.4	9.8	9.2	8.7	8.2	7.8	7.4	7.1	6.7	6.4	6.1	5.8	5.6	5.3	5.1	4.9	4.7	4.5
4"x8"	32.1	29.1	26.5	24.3	22.3	20.6	19.0	17.6	16.4	15.3	14.3	13.4	12.5	11.8	11.1	10.5	9.9	9.4	8.9	8.4	8.0	7.6	7.3	6.9	6.6	6.3	6.1	5.8	5.6	5.4	5.1

Tipologías que cumplen con la condición $f_1 > 8\ [Hz]$

b) La deflexión instantánea producida por una carga concentrada de $1kN$ ubicada en el centro del vano, $\Delta_{i(1kN)}$, no debe exceder los límites indicados:

$$\Delta_{i(1kN)} = \frac{(1kN)l^3}{48E'I} \leq \frac{7{,}5}{l^{1,2}}\,[mm] \leq 1{,}5\ [mm] \qquad (5)$$

En la Tabla 7 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 7: Deflexión instantánea por carga concentrada 1 *kN*: $\Delta_{i(1kN)}\ [mm]$ - CIRSOC 601

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	1.33	1.54	1.77	2.02	2.30	2.60	2.92	3.27	3.65	4.05	4.49	4.95	5.45	5.97	6.53	7.13	7.76	8.42	9.12	9.86	10.64	11.46	12.32	13.22	14.16	15.15	16.18	17.26	18.38	19.56	20.78
2"x6"	0.77	0.89	1.02	1.17	1.33	1.50	1.69	1.89	2.11	2.35	2.60	2.87	3.15	3.46	3.78	4.12	4.49	4.87	5.28	5.71	6.16	6.63	7.13	7.65	8.19	8.77	9.36	9.99	10.64	11.32	12.03
3"x6"	0.51	0.59	0.68	0.78	0.89	1.00	1.13	1.26	1.41	1.56	1.73	1.91	2.10	2.30	2.52	2.75	2.99	3.25	3.52	3.80	4.10	4.42	4.75	5.10	5.46	5.84	6.24	6.66	7.09	7.55	8.02
4"x6"	0.38	0.45	0.51	0.59	0.66	0.75	0.85	0.95	1.06	1.17	1.30	1.43	1.58	1.73	1.89	2.06	2.24	2.44	2.64	2.85	3.08	3.32	3.56	3.82	4.10	4.38	4.68	4.99	5.32	5.66	6.01
3"x8"	0.22	0.25	0.29	0.33	0.37	0.42	0.48	0.53	0.59	0.66	0.73	0.81	0.89	0.97	1.06	1.16	1.26	1.37	1.48	1.60	1.73	1.86	2.00	2.15	2.30	2.47	2.63	2.81	2.99	3.18	3.38
4"x8"	0.16	0.19	0.22	0.25	0.28	0.32	0.36	0.40	0.45	0.49	0.55	0.60	0.66	0.73	0.80	0.87	0.95	1.03	1.11	1.20	1.30	1.40	1.50	1.61	1.73	1.85	1.98	2.11	2.24	2.39	2.54

Tipologías que cumplen con la condición $\Delta_{i(1kN)} < 1{,}5\ [mm]$

3.3 Verificación de resistencias

El criterio de resistencia que establece CIRSOC 601 se basa en las verificaciones de flexión, corte paralelo a la dirección de las fibras y resistencia a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras. Las Expresiones de diseño para la flexión son

$$f_b \leq F_b'; \quad f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}; \quad F_b' = F_b.C_D.C_M.C_t.C_L.C_F.C_r \qquad (6)$$

f_b es la tensión producida por el momento flector actuante *M*. F_b' es la tensión de diseño en flexión ajustada, F_b es el valor de diseño de referencia (Tabla 2); $c_D = 1$ es el factor de duración de la carga, que se adopta unitario para la combinación de carga *D+L*; $C_M = C_t = 1$ ya que la viga se considera en clima interior; c_L es el factor de estabilidad lateral de la viga, se adopta como hipótesis $c_L = 1$ ya que el sistema de tablas machihembrado constituye un arriostramiento continuo del borde comprimido de las vigas con capacidad para prevenir el pandeo lateral y los apoyos extremos están impedidos de desplazarse y rotar; c_r es el factor de distribución lateral de cargas, se adopta $c_r = 1{,}1$ por ser vigas conectadas por medio de un sistema transversal continuo; C_F es el factor de tamaño dado por:

$$c_F = \left(\frac{150}{d}\right)^{0,2} \leq 1{,}3 \qquad (7)$$

La verificación de la resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras establece:

$$f_V \leq F_V^{'}; f_V = \frac{V.Q}{I.b} = \frac{3.V}{2.b.d}; \quad F_V^{'} = F_V.C_D.C_M.C_t \tag{8}$$

$F_V^{'}$ y F_V son la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras de referencia (Tabla 2) y ajustada, respectivamente; $C_D = C_M = C_t = 1$; V es la reacción o máximo esfuerzo de corte.

La verificación de la resistencia a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras en el apoyo (artículo 3.6.2.) está dado por:

$$f_{c\perp} = \frac{V}{b.\ z} \leq F_{c\perp}^{'} F_{c\perp}^{'} = F_{c\perp}.C_D.C_M.C_t \tag{9}$$

donde $f_{c\perp}$ es la tensión perpendicular a la dirección de las fibras en el apoyo, V está distribuido en el área neta de contacto igual al producto de$b$(ancho viga) y $z$es la longitud de apoyo en cada extremo, en este trabajo se adopta $z = 100\,mm$; $F_{c\perp}^{'}$y $F_{c\perp}$ son las tensiones de diseño en compresión perpendicular a las fibras de referencia (Tabla 2) y ajustada, respectivamente.

En tablas 8, 9 y 10 se presentan los resultados. En todos los casos se ha resaltado con color verde las tipologías que cumplen con la prescripción reglamentaria.

Tabla 8: Resistencia a flexiónf_b[N/mm^2]

F'_b	Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
7.1	2"x5"	5.1	5.6	6.1	6.7	7.3	7.9	8.6	9.3	10.0	10.7	11.4	12.2	13.0	13.8	14.7	15.6	16.5	17.4	18.3	19.3	20.3	21.3	22.4	23.5	24.6	25.7	26.9	28.1	29.3	30.5	31.7
6.8	2"x6"	3.5	3.9	4.3	4.7	5.1	5.5	6.0	6.5	6.9	7.4	8.0	8.5	9.1	9.6	10.2	10.8	11.5	12.1	12.8	13.5	14.2	14.9	15.6	16.4	17.1	17.9	18.7	19.6	20.4	21.3	22.1
6.8	3"x6"	2.4	2.6	2.9	3.2	3.4	3.7	4.0	4.4	4.7	5.0	5.4	5.7	6.1	6.5	6.9	7.3	7.7	8.2	8.6	9.1	9.6	10.0	10.5	11.0	11.6	12.1	12.6	13.2	13.8	14.3	14.9
6.8	4"x6"	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.1	3.3	3.6	3.8	4.1	4.4	4.6	4.9	5.2	5.6	5.9	6.2	6.5	6.9	7.3	7.6	8.0	8.4	8.8	9.2	9.6	10.0	10.4	10.9	11.3
6.4	3"x8"	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.1	2.3	2.5	2.7	2.9	3.1	3.3	3.5	3.7	3.9	4.2	4.4	4.7	4.9	5.2	5.4	5.7	6.0	6.3	6.6	6.9	7.2	7.5	7.8	8.2	8.5
6.4	4"x8"	1.0	1.1	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	2.5	2.7	2.8	3.0	3.2	3.4	3.5	3.7	3.9	4.1	4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.5	5.7	6.0	6.2	6.5

Tipologías que cumplen con la condición$f_b \leq F_b^{'}$

Tabla 9: Resistencia al corte f_V[N/mm^2]

Escuadría\Luz	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	2.70	2.80	2.90	3.00	3.10	3.20	3.30	3.40	3.50	3.60	3.70	3.80	3.90	4.00	4.10	4.20	4.30	4.40	4.50	4.60	4.70	4.80	4.90	5.00
2"x5"	0.32	0.33	0.35	0.37	0.38	0.40	0.41	0.43	0.44	0.46	0.48	0.49	0.51	0.52	0.54	0.56	0.57	0.59	0.60	0.62	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.73	0.75	0.76	0.78	0.79
2"x6"	0.27	0.28	0.29	0.31	0.32	0.33	0.35	0.36	0.37	0.39	0.40	0.41	0.42	0.44	0.45	0.46	0.48	0.49	0.50	0.52	0.53	0.54	0.56	0.57	0.58	0.60	0.61	0.62	0.64	0.65	0.66
3"x6"	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45
4"x6"	0.14	0.14	0.15	0.16	0.16	0.17	0.18	0.18	0.19	0.20	0.20	0.21	0.22	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.29	0.29	0.30	0.31	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34
3"x8"	0.14	0.14	0.15	0.16	0.16	0.17	0.18	0.18	0.19	0.20	0.20	0.21	0.22	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.29	0.29	0.30	0.31	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34
4"x8"	0.10	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.16	0.16	0.17	0.17	0.18	0.18	0.19	0.19	0.20	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23	0.23	0.24	0.24	0.25	0.25	0.26

Tipologías que cumplen con la condición$f_V \leq 0{,}7\text{N/mm}^2$

Tabla 10: Resistencia a la compresión perpendicular a las fibras$f_{c\perp}$ [N/mm^2]

Escuadría\Luz	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	2.70	2.80	2.90	3.00	3.10	3.20	3.30	3.40	3.50	3.60	3.70	3.80	3.90	4.00	4.10	4.20	4.30	4.40	4.50	4.60	4.70	4.80	4.90	5.00
2"x5"	0.26	0.28	0.29	0.30	0.32	0.33	0.34	0.36	0.37	0.38	0.40	0.41	0.42	0.44	0.45	0.46	0.48	0.49	0.50	0.52	0.53	0.54	0.56	0.57	0.58	0.60	0.61	0.62	0.63	0.65	0.66
2"x6"	0.27	0.28	0.29	0.31	0.32	0.33	0.35	0.36	0.37	0.39	0.40	0.41	0.42	0.44	0.45	0.46	0.48	0.49	0.50	0.52	0.53	0.54	0.56	0.57	0.58	0.60	0.61	0.62	0.64	0.65	0.66
3"x6"	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45
4"x6"	0.14	0.14	0.15	0.16	0.16	0.17	0.18	0.18	0.19	0.20	0.20	0.21	0.22	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.29	0.29	0.30	0.31	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34
3"x8"	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.44	0.45
4"x8"	0.14	0.14	0.15	0.16	0.17	0.17	0.18	0.19	0.19	0.20	0.21	0.21	0.22	0.23	0.23	0.24	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.32	0.32	0.33	0.34	0.35

Tipologías que cumplen con la condición$f_{c\perp} \leq F_{c\perp}^{'} = 0{,}9\ N/mm^2$

4. MODELACIÓN NUMÉRICA

Toledo y colaboradores [4] realizaron modelaciones tridimensionales de entrepisos con tipologías y materiales similares, utilizando el programa comercial de elementos finitos SAP 2000 [7]. Las vigas fueron modeladas utilizando elementos sólidos tipo “Solid 3D”, en tanto que el sistema de tablas machimbradas se simuló con elementos lámina tipo “Shell thin”. Las conexiones entre las tablas y los tirantes con tornillos fueron modeladas de acuerdo a lo propuesto por Glisovic *et al.* [8], empleando elementos de conexión tipo “Link 2 nodos” considerándolos como vínculos elásticos y cuyas características se resumen en la Tabla 11.

En la Figura 2 se muestran las formas modales asociadas a los dos primeros modos flexionales.

Tabla 11: Características mecánicas elementos de Conexión

Elemento	Rigidez axial [*N/mm*]	Rigidez al corte [*N/mm*]	Rigidez rotacional [*N-mm*]
Conectores Link	1,2 x 10^9	1,2 x 10^3	180

En las Tablas 12 a 16 se muestran los resultados obtenidos con la modelación tridimensional con elementos finitos. En todos los casos se ha resaltado en color verde las tipologías que cumplen con las prescripciones reglamentarias en cada caso.

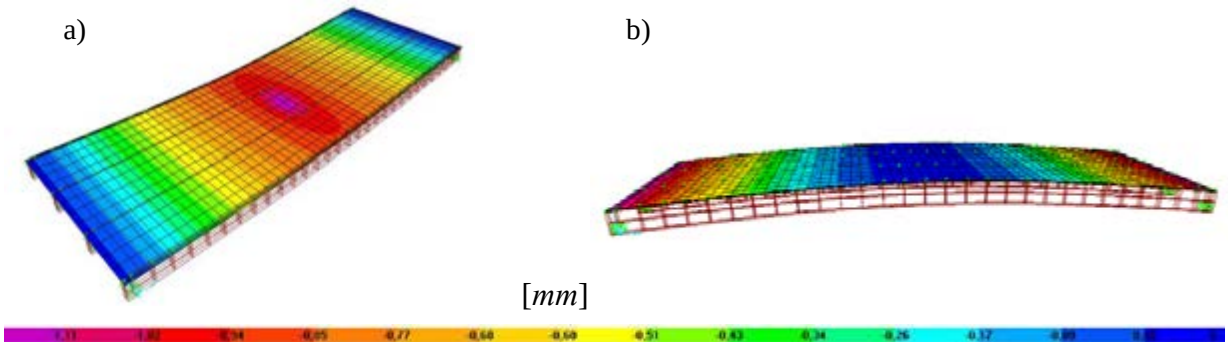


Figura 2: Campo de desplazamiento para entrepiso de luz *l*= 4 *m, b*=50 *mm; d*=150 *mm*.
a) Carga unitaria de 1 *kN*; b) Primer modo de vibración.

La Tabla 12 muestra las deflexiones máximas obtenidas cuando se aplica al modelo una sobrecarga uniformemente distribuida *L*= 2,5 *kN/m*^{2}. La Tabla13 presenta las deflexiones máximas debidas a la acción conjunta del peso propio y la sobrecarga *L* mayorada por el factor de deflexión dependiente del tiempoK_{cr}. Las Tablas 14 y 15 muestran las frecuencias fundamentales obtenidas considerando, respectivamente, la masa correspondiente al peso propio (D) y la masa debida al peso propio más una participación del 50% de la sobrecarga de servicio considerada (D+0.5L). Finalmente, la Tabla 16 muestra las deflexiones máximas debidas a la aplicación de una carga puntual de 1 *kN* en el centro de la luz.

Tabla 12: Deflexión instantánea debida a las acciones variables $\triangle_{i(V)} \leq l/360$ $[mm]$ - SAP

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	4.2	5.2	6.1	7.3	8.5	10.1	11.7	13.7	15.7	18.7	21.7	24.2	26.6	30.2	33.8	38.2	42.5	47.6	52.7	58.7	64.6	71.6	78.5	86.5	94.5	103.8	113.1	123.4	133.7	145.5	157.4
2"x6"	2.6	3.1	3.6	4.4	5.1	6.0	6.9	8.1	9.2	10.7	12.1	13.9	15.6	17.8	19.9	22.4	24.9	27.9	30.9	34.4	37.9	42.0	46.0	50.7	55.4	60.9	66.3	72.3	78.3	85.2	92.1
3"x6"	1.8	2.1	2.5	3.0	3.5	4.1	4.7	5.5	6.3	7.2	8.2	9.4	10.5	12.0	13.4	15.1	16.8	18.8	20.8	23.1	25.4	28.2	30.9	34.0	37.2	40.9	44.6	48.6	52.5	57.2	61.8
4"x6"	1.4	1.6	1.9	2.3	2.6	3.1	3.6	4.2	4.7	5.5	6.2	7.1	8.0	9.0	10.1	11.4	12.7	14.2	15.7	17.4	19.2	21.2	23.3	25.6	28.0	30.8	33.6	36.6	39.6	43.1	46.5
3"x8"	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.4	2.8	3.2	3.6	4.1	4.6	5.2	5.8	6.5	7.2	8.1	8.9	9.9	10.9	12.1	13.2	14.6	15.9	17.5	19.2	20.8	22.4	24.4	26.4
4"x8"	0.7	0.8	0.9	1.1	1.2	1.4	1.6	1.9	2.1	2.4	2.7	3.1	3.5	3.9	4.4	4.9	5.5	6.1	6.8	7.5	8.2	9.1	10.0	11.0	12.0	13.2	14.5	15.7	16.9	18.4	19.9
Condición: < l /360	5.6	5.8	6.1	6.4	6.7	6.9	7.2	7.5	7.8	8.1	8.3	8.6	8.9	9.2	9.4	9.7	10.0	10.3	10.6	10.8	11.1	11.4	11.7	11.9	12.2	12.5	12.8	13.1	13.3	13.6	13.9

Tabla 13: Deflexión neta final totalidad de las cargas $\triangle_{fnet} = K_{cr}.\triangle_{i(LD)} \leq l/300\ [mm]$ - SAP

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	6.7	8.2	9.6	11.6	13.5	16.0	18.5	21.7	24.8	29.5	34.3	38.2	42.1	47.9	53.6	60.4	67.3	75.4	83.5	92.9	102.4	113.4	124.4	137.0	149.7	164.4	179.2	195.5	211.7	230.5	249.2
2"x6"	4.1	4.9	5.8	6.9	8.1	9.5	11.0	12.9	14.7	17.0	19.3	22.1	24.9	28.3	31.6	35.7	39.7	44.4	49.2	54.7	60.3	66.8	73.2	80.7	88.1	96.9	105.6	115.1	124.6	135.6	146.6
3"x6"	2.8	3.4	4.0	4.8	5.6	6.6	7.6	8.8	10.06	11.6	13.2	15.1	17.0	19.3	21.6	24.3	27.1	30.3	33.5	37.3	41.1	45.5	49.9	55.0	60.0	66.0	72.0	78.4	84.9	92.4	99.9
4"x6"	2.2	2.7	3.1	3.7	4.3	5.1	5.8	6.8	7.8	8.5	9.3	11.2	13.0	14.8	16.5	18.6	20.7	23.2	25.7	28.5	31.4	34.8	38.1	42.0	45.9	50.5	55.1	60.0	64.8	70.5	76.3
3"x8"	1.4	1.6	1.9	2.2	2.6	3.0	3.4	4.0	4.5	5.2	5.9	6.7	7.5	8.5	9.5	10.7	11.8	13.2	14.6	16.3	17.9	19.8	21.7	23.9	26.0	28.7	31.3	34.0	36.8	40.0	43.2
4"x8"	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.4	2.7	3.1	3.5	4.0	4.6	5.2	5.8	6.6	7.3	8.2	9.1	10.2	11.3	12.5	13.8	15.2	16.7	18.3	20.0	22.1	24.1	26.2	28.2	30.7	33.1
Condición: < l /300	6.7	7.0	7.3	7.7	8.0	8.3	8.7	9.0	9.3	9.7	10.0	10.3	10.7	11.0	11.3	11.7	12.0	12.3	12.7	13.0	13.3	13.7	14.0	14.3	14.7	15.0	15.3	15.7	16.0	16.3	16.7

Tabla 14: Frecuencia fundamental $f_1 = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{E'I}{m_{ua}}} > 8\ [Hz]$- SAP (considerando *D*)

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	37.0	33.8	30.7	28.2	25.8	23.9	22.0	20.5	19.0	17.8	16.6	15.6	14.6	13.7	12.9	12.2	11.5	10.9	10.3	9.8	9.3	8.9	8.5	8.1	7.7	7.4	7.1	6.8	6.5	6.2	6.0
2"x6"	46.0	42.1	38.2	35.2	32.2	29.8	27.5	25.6	23.7	22.2	20.7	19.4	18.2	17.2	16.1	15.3	14.4	13.7	12.9	12.3	11.7	11.1	10.6	10.1	9.6	9.2	8.8	8.5	8.1	7.8	7.5
3"x6"	50.1	45.8	41.6	38.3	34.9	32.4	29.9	27.9	25.8	24.2	22.5	21.2	19.8	18.7	17.6	16.6	15.7	14.9	14.1	13.4	12.7	12.1	11.5	11.0	10.5	10.1	9.6	9.2	8.8	8.5	8.1
4"x6"	52.6	48.2	43.7	40.3	36.8	34.2	31.5	29.3	27.2	25.4	23.7	22.3	20.8	19.6	18.5	17.5	16.5	15.6	14.8	14.1	13.4	12.7	12.1	11.6	11.0	10.6	10.1	9.7	9.3	8.9	8.6
3"x8"	69.3	63.5	57.7	53.2	48.7	45.2	41.6	38.8	36.0	33.7	31.4	29.5	27.6	26.1	24.5	23.2	21.9	20.8	19.6	18.7	17.7	16.9	16.1	15.4	14.7	14.0	13.4	12.9	12.3	11.9	11.4
4"x8"	72.0	66.1	60.1	55.4	50.7	47.1	43.4	40.4	37.5	35.1	32.7	30.7	28.8	27.2	25.5	24.2	22.8	21.6	20.5	19.5	18.5	17.6	16.8	16.0	15.3	14.6	14.0	13.4	12.9	12.4	11.9

Tabla 15: Frecuencia fundamental $f_1 = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{E'I}{m_{ua}}} > 8\ [Hz]$ - SAP (considerando D+0,5L)

Escuadría\Luz	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
2"x5"	11.6	10.6	9.7	8.9	8.1	7.6	7.0	6.5	6.0	5.6	5.2	4.9	4.6	4.4	4.1	3.9	3.7	3.5	3.3	3.1	3.0	2.8	2.7	2.6	2.4	2.3	2.2	2.1	2.1	2.0	1.9
2"x6"	14.8	13.6	12.4	11.5	10.5	9.8	9.0	8.4	7.8	7.3	6.8	6.4	6.0	5.7	5.3	5.0	4.7	4.5	4.3	4.1	3.8	3.7	3.5	3.3	3.2	3.0	2.9	2.8	2.7	2.6	2.5
3"x6"	17.6	16.2	14.8	13.7	12.6	11.7	10.8	10.1	9.4	8.8	8.2	7.7	7.2	6.8	6.4	6.0	5.7	5.4	5.1	4.9	4.6	4.4	4.2	4.0	3.8	3.7	3.5	3.4	3.2	3.1	3.0
4"x6"	20.0	18.4	16.7	15.5	14.2	13.3	12.3	11.5	10.6	9.9	9.3	8.7	8.2	7.7	7.3	6.9	6.5	6.2	5.8	5.5	5.3	5.0	4.8	4.6	4.4	4.2	4.0	3.8	3.7	3.5	3.4
3"x8"	25.3	23.4	21.6	20.0	18.5	17.2	16.0	15.0	13.9	13.1	12.2	11.5	10.8	10.2	9.6	9.1	8.6	8.2	7.7	7.4	7.0	6.7	6.3	6.1	5.8	5.5	5.3	5.1	4.9	4.7	4.5
4"x8"	28.0	26.0	24.1	22.4	20.7	19.4	18.0	16.8	15.7	14.7	13.8	13.0	12.2	11.5	10.8	10.3	9.7	9.2	8.7	8.3	7.9	7.5	7.2	6.9	6.6	6.3	6.0	5.8	5.5	5.3	5.1

Tabla 16: Deflexión instantánea por carga concentrada 1 *kN*: $\Delta_{i(1kN)} < 1{,}5\ [mm]$ - SAP

Escuadría\Luz	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	2.70	2.80	2.90	3.00	3.10	3.20	3.30	3.40	3.50	3.60	3.70	3.80	3.90	4.00	4.10	4.20	4.30	4.40	4.50	4.60	4.70	4.80	4.90	5.00
2"x5"	1.03	1.16	1.29	1.46	1.62	1.81	2.00	2.21	2.43	2.69	2.95	3.24	3.53	3.85	4.18	4.54	4.91	5.33	5.76	6.22	6.67	7.14	7.62	8.21	8.80	9.54	10.28	10.82	11.35	12.06	12.77
2"x6"	0.70	0.78	0.85	0.95	1.04	1.15	1.26	1.39	1.51	1.67	1.82	1.99	2.16	2.35	2.54	2.75	2.96	3.21	3.46	3.73	4.00	4.29	4.58	4.91	5.24	5.72	6.20	6.47	6.73	7.14	7.55
3"x6"	0.54	0.59	0.65	0.71	0.77	0.85	0.92	1.00	1.09	1.19	1.29	1.41	1.52	1.65	1.78	1.92	2.06	2.23	2.39	2.57	2.75	2.95	3.15	3.37	3.59	3.95	4.30	4.45	4.59	4.86	5.12
4"x6"	0.46	0.50	0.54	0.59	0.64	0.69	0.75	0.81	0.87	0.95	1.03	1.11	1.20	1.29	1.39	1.50	1.60	1.73	1.85	1.99	2.13	2.27	2.42	2.59	2.75	3.05	3.35	3.43	3.51	3.72	3.93
3"x8"	0.36	0.38	0.40	0.43	0.46	0.49	0.52	0.56	0.59	0.64	0.68	0.73	0.78	0.83	0.88	0.94	1.00	1.08	1.15	1.22	1.30	1.38	1.47	1.56	1.65	1.87	2.08	2.08	2.08	2.20	2.32
4"x8"	0.33	0.34	0.36	0.38	0.40	0.42	0.45	0.47	0.50	0.53	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.81	0.86	0.92	0.97	1.03	1.09	1.16	1.23	1.30	1.48	1.67	1.65	1.62	1.71	1.79

5. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A fin de comparar los resultados, se realizaron representaciones gráficas en tres dimensiones (3D), tomando en el plano horizontal las variables empleadas para el estudio paramétrico, es decir la luz (*l*) y el momento de inercia (*I*). En el eje vertical se representa de manera adimensional la respuesta estudiada. La adimensionalización se llevó a cabo dividiendo la variable obtenida por el valor límite exigido por la prescripción reglamentaria. De esta forma se define claramente la superficie que limita el comportamiento que se encuentra dentro o fuera de los límites establecidos.

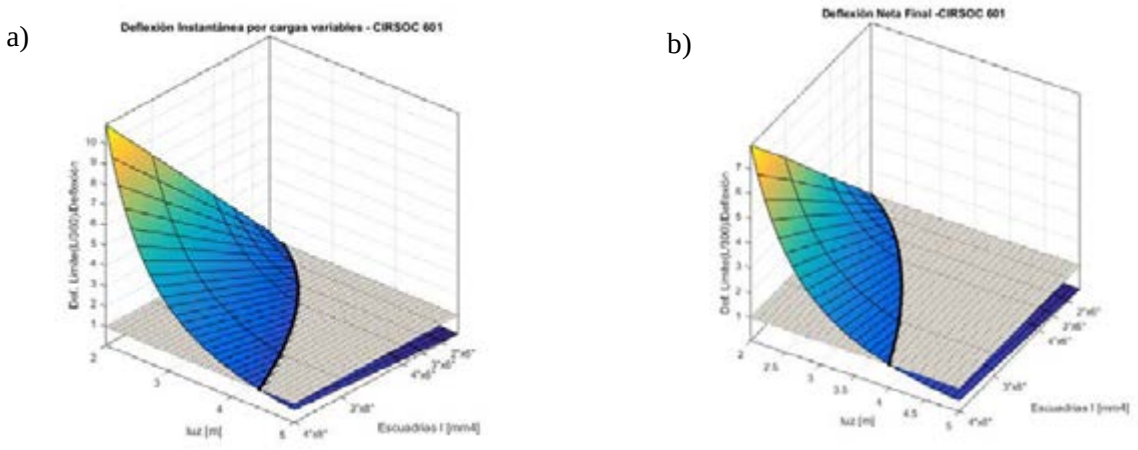


Figura 3: Control de deflexiones – CIRSOC 601: a) Deflexión instantánea por cargas variables variables $\triangle_{i(V)} \leq l/360$; b) Deflexión neta final $\triangle_{fnet} = K_{cr}.\triangle_{i(LD)} \leq l/300$

A efectos de hacer comparables las distintas figuras en todos los casos la representación se ha llevado a cabo de manera que lo que se encuentre por encima del plano límite cumple con los requisitos reglamentarios.

En las Figuras 3 y 4 se muestran las condiciones de servicios: control de deflexión y de vibración, respectivamente, de acuerdo a lo propuesto por CIRSOC 601.

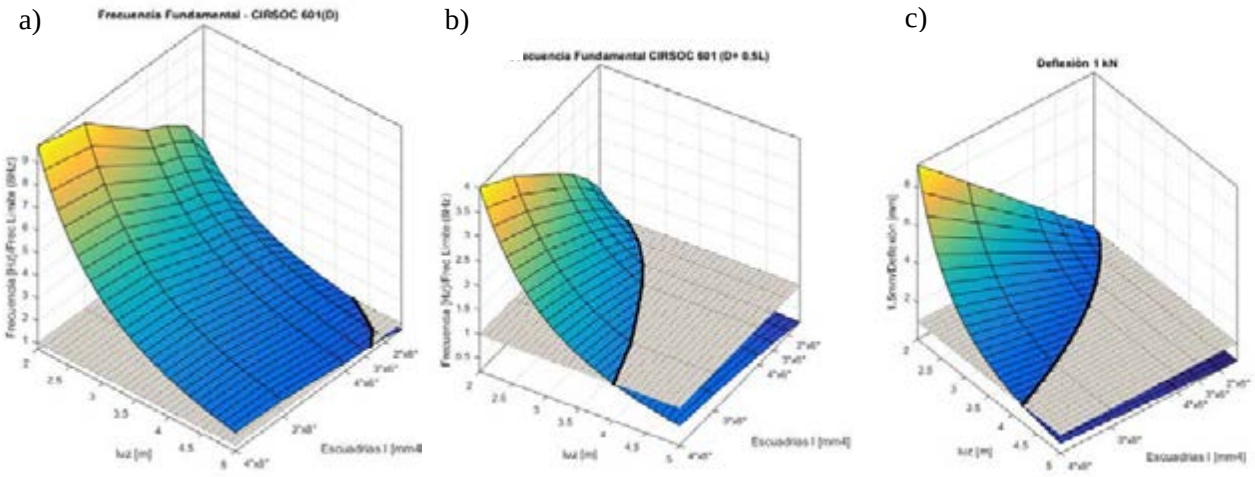


Figura 4: Control de vibraciones – CIRSOC 601: a) Frecuencia fundamental $f_1 > 8\ [Hz]$considerando solo peso propio (D); b) Frecuencia fundamental $f_1$considerando (D+0,5L); c) Deflexión instantánea por carga concentrada 1 kN: $\Delta_{i(1kN)} < 1{,}5\ [mm]$.

En la Figura 5 se presentan las condiciones de resistencias. Se observa que tanto la condición de resistencia al corte como de compresión perpendicular a la fibra no son determinantes, en tanto que la condición de flexión es la más importante.

En la Figura 6 se presentan de manera unificada las curvas que se obtienen de la intersección de las superficies de las Figuras 3, 4 y 5 con la superficie de comportamiento límite de las condiciones prescriptas tanto para las condiciones de servicio como de resistencia. En la misma se puede apreciar claramente que el diseño es controlado por las condiciones de servicios a través de la deflexión neta final (Tabla 4). Para el tipo de material y condiciones de contorno estudiadas en este trabajo, las restricciones reglamentarias que más influencia tienen y que por lo tanto son determinantes en el diseño,son la deflexión neta final, la deflexión por carga unitaria 1 kN y la frecuencia debida a

D+0.5L. Se observa también, que las condiciones de resistencia (Tabla 8, 9 y 10) para las hipótesis mencionadas, no condicionan el diseño estructural de los entrepisos.

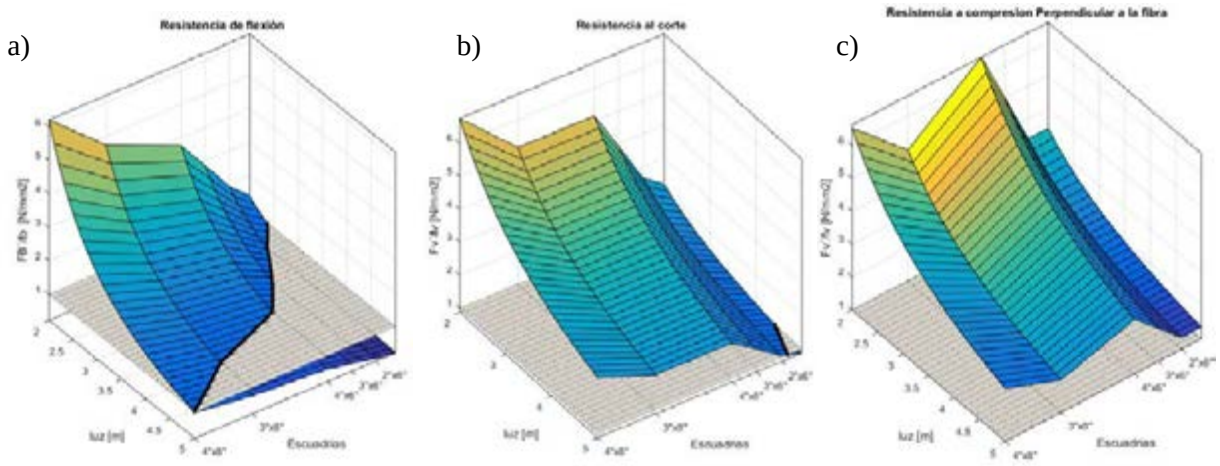


Figura 5: Verificación de resistencias – CIRSOC 601: a) Resistencia a flexión; b) Resistencia al corte; c) Resistencia perpendicular a la fibra

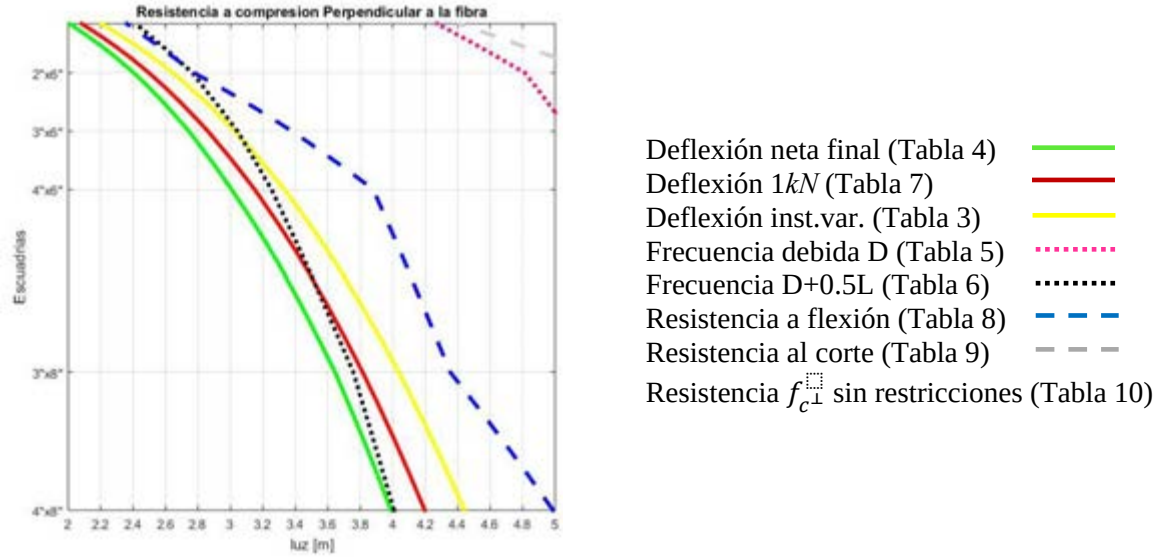


Figura 6: Condiciones de servicio versus condiciones de resistencia – CIRSOC 601

Por último, en las Figuras 7 y 8 se representan las superficies correspondientes al control de deflexiones (Fig.7) y control de frecuencias (Fig.8) obtenidas con los modelos tridimensionales de elementos finitos y aquellas obtenidas empleando las expresiones propuestas en la reglamentación. Se observa una buena concordancia en los resultados obtenidos aplicando ambas metodologías. También es posible notar una mayor dispersión en el caso de la determinación de las deflexiones, lo cual es esperable ya que se trata de la obtención de una respuesta local, mientras que las frecuencias fundamentales corresponden a respuestas globales de la estructura.

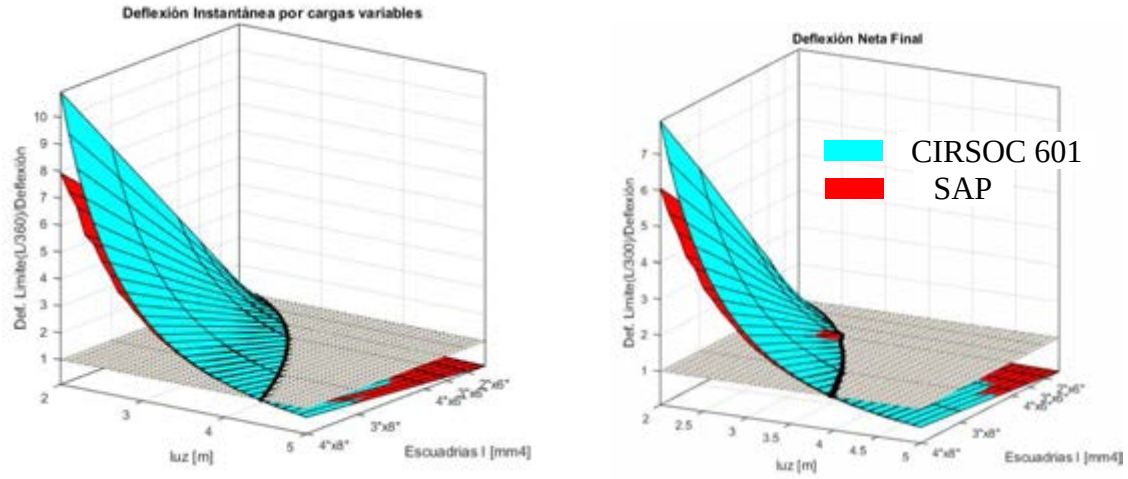


Figura 7: Comparación de resultados CIRSOC – SAP: Control de deflexiones: a) Deflexión instantánea por cargas variables variables; b) Deflexión neta final $\triangle_{fnet} = K_{cr}.\triangle_{i(LD)} \leq l/300$

6. CONSIDERACIONES FINALES

En este trabajo se lleva a cabo un estudio comparativo de los criterios de serviciabilidad vibratoria, deflexiones límites y estados límites de resistencia, establecidos en el Reglamento de Estructuras de Madera CIRSOC 601. Se presentan una serie de resultados, tanto en forma gráfica como en tablas, que permiten comparar y establecer conclusiones en relación a la severidad y aplicabilidad de los criterios reglamentarios.

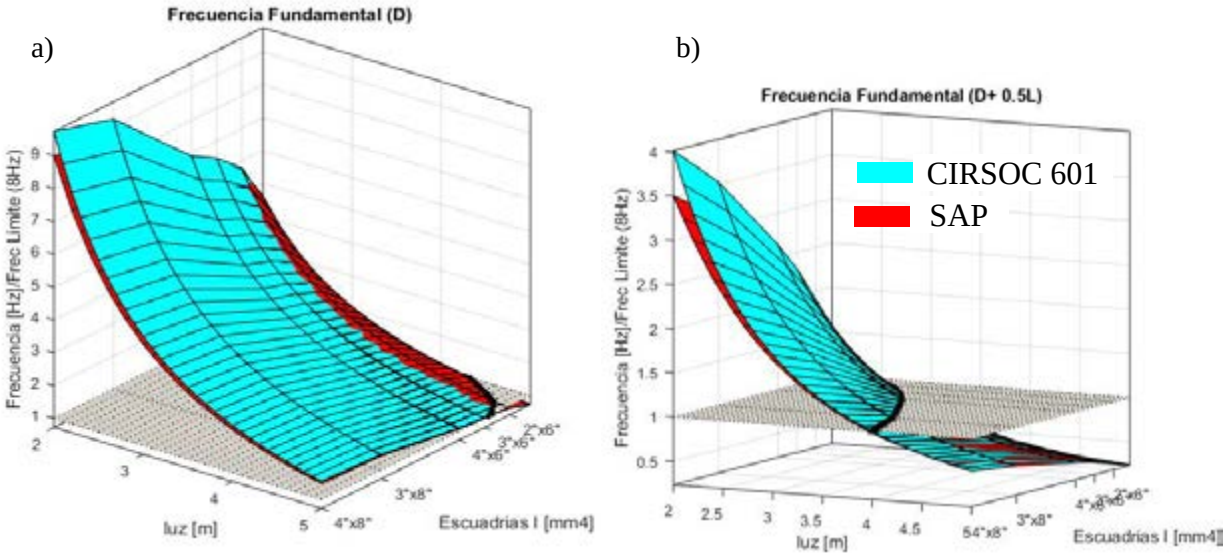


Figura 8: Comparación de resultados CIRSOC – SAP: Control de vibraciones: a) Frecuencia fundamental f_1 considerando (D); b) Frecuencia fundamental f_1 considerando $(D+0,5L)$;

Se realizaron diversos estudios paramétricos considerando como variables la luz y la escuadría de vigas de entrepiso de material y condiciones de contorno fijas, lo que permitió establecer conclusiones respecto a la influencia de las diferentes combinaciones de luces y escuadrías en las condiciones de serviciabilidad establecidas. Los resultados obtenidos demuestran que el diseño es controlado por las condiciones de servicios a través de la deflexión neta final.

En futuros trabajos, se plantea analizar mediante estudios paramétricos similares diferentes condiciones de contorno y tipologías de material.

REFERENCIAS

[1] Zhang B., Rasmussen B., Jorissen A., Harte, A., 'Comparison of vibrational serviceability criteria for design of timber floors among the European Union countries'. *EngineeringStructures*.**52** (2013) 592-607.
[2] Opazo A. I., Donoso D. y Benedetti F., 'Evaluación de la serviciabilidad vibratoria de pisos de madera en viviendas de interés social'. *XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Noviembre 2014, Uruguay. (2014)
[3] Toledo M.W.E., Nallim L.G., Bellomo F., 'Evaluación de las características dinámicas y serviciabilidad vibratoria de entrepisos de madera', *XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Noviembre 2016, Asunción, Paraguay.
[4] Reglamento Argentino de Estructuras de Madera. Reglamento CIRSOC 601. Edición julio 2013.INTI – CIRSOC. www.inti.gob.ar/cirsoc.
[5] The European Committee for Standardization (CEN), EN 1995-1-1 (2004). EUROCODE 5: Design of timber structures. General − Common rules and rules for buildings.
[6] Manual de aplicación de los criterios de diseño adoptados en el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601. Con ejemplos desarrollados y comentados y Tablas auxiliares para el cálculo. Edición julio 2013. INTI-CIRSOC. www.inti.gob.ar/cirsoc.
[7] CSI. SAP 2000 Versión 14. "Linear and Non-linearstatic and Dinamic Analysis and Design of Three - Dimensional Structures". Computers and Structures, Inc. Berkeley, USA.(2014).
[8] Glisovic I., Stevanovic B. 'Vibrational behavior of timber floors'. *Proceeding of 11th World Conference on Timber Engineering*, Trentino, June. (2010).

PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE VIVIENDAS EN MADERA

PROPOSAL OF A CLASSIFICATION OF WOODEN HOUSING

Victor A. De Araujo [1,2] (P), Juliana C. Barbosa [1,3], Maristela Gava [1,3], José N. Garcia [4], Alexandre J. D. de Souza [3], Antonio F. Savi [1,3], Elen A. M. Morales [1,3], Julio C. Molina [1,3], Juliano S. Vasconcelos [1,5], André L. Christoforo [6], Francisco A. R. Lahr [1,7]

(1) Investigadores de Madera, Grupo de Investigación LIGNO, Itapeva. Brasil
(2) Ingeniero Industrial Maderero y Estudiante de Doctorado-Directo, USP-ESALQ, Piracicaba, Brasil
(3) Profesores Doctores, UNESP-Itapeva, Itapeva, Brasil
(4) Profesor Titular Doctor, USP-ESALQ, Piracicaba, Brasil
(5) Ingeniero Industrial Maderero y Maestro en Ingeniería Urbana, Tree Paper, Itapeva, Brasil
(6) Profesor Doctor, UFSCar, São Carlos, Brasil
(7) Profesor Titular Doctor, USP-EESC, São Carlos, Brasil
Dirección de contacto: engim.victor@yahoo.de; (P) Presentador

Código de identificación: T7-01

Resumen

Un sistema de viviendas que utiliza la madera en su estructura coincide con cualquier proceso de construcción que integra, con coherencia y equilibrio, uno o más conjuntos de elementos y / o subsistemas estructurales hechos ese material. Siendo así, una vivienda en madera es todo aquel sistema que utiliza esa materia prima en su estructura y o en sus paredes, de modo puro o mixto con otros materiales. A pesar de su popularidad, las viviendas en madera no tienen una clasificación estandarizada para definir y organizar sus principales aspectos. En la literatura de las construcciones en madera, la mayoría de los autores hacen énfasis en los sistemas estructurales para grandes luces (puentes, techos, hangares, etc.). Así, la clasificación de viviendas en madera es un tema tortuoso de la literatura, teniendo en cuenta diversos criterios y análisis de diferentes aspectos, junto con los pocos estudios y sus asuntos limitados en ese tema particular. Este estudio se realizó en dos partes: el estado del arte de las técnicas constructivas de viviendas en madera producidas comercialmente en todo el mundo y la propuesta global de la clasificación estandarizada para cubrir e incluir dos de los principales aspectos analizados, en este caso, el nivel de fabricación y el origen cronológico. Dieciséis tipologías constructivas de viviendas en madera fueron analizadas y clasificadas. Esa clasificación debe ayudar a la mejor comprensión para la distinción de las viviendas en madera comercialmente producidas, difundiendo sus conceptos y posibilidades como productos maderables.

Palabras clave: producto lignocelulósico; construcción; casa de madera

Abstract

A housing system that uses wood in its structure coincides with any construction process that integrates, with coherence and balance, one or more set of elements and/or structural subsystems made with this raw material. Therefore, a wooden house is any system that uses this raw material in its structure and or walls, pure or mixed with other materials. Despite its popularity, wooden houses do not have a standardized classification to define and organize their main aspects. In the literature of wooden buildings, most authors emphasize structural systems for large spans (bridges, roofs, hangars, etc.). Thus, wooden housing classification reflects a tortuous theme of literature, considering many criteria and analysis of different aspects, along with few studies and limited subjects for this particular theme. This study was formed by two parts: the state of the art about the wooden housing techniques commercially produced worldwide, and the proposal of the standardized classification to cover and enclose the main aspects analyzed in this particular topic, i.e., manufacturing level and chronological origin. Sixteen construction typologies of wooden housing were analyzed and classified. This classification should assist in a better understanding of distinct wooden housing techniques commercially produced worldwide, diffusing their concepts and possibilities as forestry-timber products.

Keywords*: lignocellulosic product; construction; wooden house*

1. INTRODUCCIÓN

Un sistema de construcción puede ser considerado un proceso que presenta altos niveles de industrialización y organización, y se compone de un conjunto de elementos y componentes que se interrelacionan e integran el proceso [1]. Brevemente, ese sistema de construcción es un conjunto de elementos y actores que actúan recíprocamente en la función de producción, con la integración de cada elemento en la construcción de un edificio [2].

Siendo así, una vivienda en madera es todo aquel sistema que utiliza esa materia prima en su estructura y o en sus paredes, de modo puro o mixto con otros materiales. Los sistemas de viviendas en madera incorporan técnicas que utilizan materialmente partes estructurales de madera [3] (Tabla 1 y Figura 1).

Tabla 1: Técnicas de viviendas en madera y sus vocablos en Español y en Inglés [3]

Vocablos en Inglés	Vocablos en Español
Hut or *Mocambo*	Choza (Cabaña) o *Mocambo*
Rammed Earth	Tapial o Tierra Apisonada
Wattle and Daub	Bahareque o Bareque
Colombage or Half-timbered Frame	Estructura Mixta en Madera y Albañilería
Laft hus or Scandinavian former log house	Casa Primitiva Escandinava de Troncos o *Laft*
Log-cabin or American former log house	Casa Primitiva Norteamericana de Troncos
Log-homes	Casa de Troncos
Clapboard and Wainscot	Tabla y Tapajuntas o Tabla y Listón Delgado
Double Wall of Nailed Clapboards	Doble Pared con Tablas Clavadas
Horizontal Clapboards Between Studs	Tablas Horizontales entre Pilares
Timberframe or Post-and-beam	Entramado Pesado
Woodframe (Balloon or Platform)	Entramado Ligero (Globo o Plataforma)
Mobile and Modular Homes	Viviendas Moviles e Viviendas Modulares
Nautical Houses	Casas Náuticas
Houses on Wheels	Casas sobre Ruedas

Choza o cabaña presenta un techo de paja, arbustos o hojas con estructuras en materiales locales de origen lignocelulósica. A partir de influencias indígenas y africanas [4], las cabañas antiguas se han encontrado en África, Asia y América, con estructuras de madera con vanos de 10 metros o más grandes [5].

Tapial se basa en la compactación de ciertos suelos, en moldes en forma de cajas, en la que dos tablones de madera se separan por un perno espaciador [6]. El suelo húmedo se distribuye en los moldes, sin exceder 7 centímetros por capa, apisonando el suelo a 30 centímetros de altura [7].

Bareque es hecho de estructuras de bambú o de madera dispuestas en dos direcciones (horizontal y vertical o atirantada) entre las plantas, creando una estructura independiente [7]. Los muros de tierra podrían ser utilizados como bases para el techo (con relativa facilidad), o paredes más altas podrían ser formadas para elevar el techo [8].

Colombage o estructura mixta en madera y albañilería es ampliamente utilizado en viviendas rurales vernáculas, con elementos de madera verticales y horizontales limitados a la parte superior de la fachada [9]. Esa técnica es hecha con cuadros de madera verticales, normalmente arriostrados, y con albañilería en los espacios entre esas piezas [10].

Una casa primitiva escandinava de troncos o *laft* es una técnica escandinava de vivienda hecha con troncos de madera, utilizando juntas en las esquinas de las paredes de troncos [11]. Sus troncos son cortados de modo que puedan mantenerse en posición horizontal en la parte superior de la otra [12], y por eso, *laft* es simple y rápida de construir [13].

La casa primitiva norteamericana de troncos es el primer método de construcción con prácticas artesanales en madera maciza [14]. Esos troncos son mellados en los extremos, haciendo con que cada miembro (tronco) sea enclavado [10]. Las estructuras pueden ser construidas con troncos verdes, pero hay algunas limitaciones cuando se utilizan pequeños troncos [15].

Las casas de troncos son hechas con troncos de madera industrializados, en otras palabras, con elementos prefabricados y troncos industrializados en tornos [3]. Los troncos pueden ser producidos en muchas formas, por ejemplo, superficies verticales pueden variar para fines estéticos, mientras que las horizontales generalmente reflejan consideraciones térmicas y estructurales [16]. Así, los troncos o tablones prefabricados son superpuestos y estructuralmente interconectados por juntas o ranuras [14].

Generalmente hechas con madera de pino, las casas de tabla y tapajuntas son aquellas con una estructura que se caracteriza por la textura vertical (externamente) [17]. Las estructuras son independientes y formadas por tablas superiores e inferiores (interconectadas a través de pilares delgados fijos entre el techo y el piso), tablas e tapajuntas (para sellar las juntas de las tablas) [18].

Las casas de doble pared con tablas clavadas son formadas por una pared compuesta simple, con dos cubiertas de tablas clavadas en una estructura delgada y compacta de madera aserrada. Popular en Brasil, esa técnica presenta tablas horizontalmente orientadas en su superficie exterior y tablas verticales internamente, asegurando un acabado diferente para esas superficies [3].

Las casas de tablas horizontales entre pilares son las viviendas hechas con tablas horizontales prefabricadas y unidas por juntas machihembradas, estabilizadas lateralmente por pilares [3]. Esa técnica constructiva ha sido ampliamente utilizada por personas con mayores poderes adquisitivos, especialmente como una segunda opción como cabañas, casas de playa o campo, chalets etc. [19]. En general, esas casas son producidas en kits prefabricados en madera verde, cuyas paredes pueden sufrir ajustes en el montaje y en su período inicial de ocupación [20].

El entramado pesado constituye en las casas con una estructura robusta de troncos o bloques aserrados de madera, por ejemplo, poste y viga [3]. Es una estructura auto portante de madera con conexiones entre elementos de madera [21], las cuales pueden ser fabricadas a mano (mortaja y espiga) o por procesos sofisticados de carpintería [22].

Los modernos entramados ligeros se pueden dividir en dos tipos según su estilo de pared: globo o plataforma [23]. Los dos estilos se distinguen de los entramados pesados por el uso de madera delgada de prefabricación simple y debido al uso de clavos de acero. Además, esa técnica requiere un pequeño equipo de trabajo mínimamente cualificado y herramientas rudimentarias [24]. El globo es una estructura de madera formada por esqueletos con largas piezas de madera sellada con paneles robustos de madera [3]. De evolución moderna y racionalizada, el entramado plataforma presenta piezas de madera cortas [3], que forman una plataforma sobre la cual se levantan las paredes exteriores e interiores [25].

Casas modulares son viviendas transportables fabricadas en módulos estructurales de madera, basado en técnicas como madera laminada cruzada (CLT) o técnicas “sandwich” como entramado ligero [3]. Se derivan de caravanas estáticas, especialmente aquellas con dimensiones más grandes para el propósito de vivienda permanente, refiriéndose a unidades de viviendas prefabricadas en plantas industriales, transportadas, e instalado en cualquier lugar [26].

Casas náuticas consisten en las casas flotantes en madera y paneles, por ejemplo, grandes yates y viviendas flotantes [3]. Algunas casas flotantes no son motorizadas, es decir que son estacionarias en un punto fijo [27], y por el contrario, otras casas náuticas pueden tener sus propios motores. [28].

Populares en la América del Norte, las casas sobre ruedas son vehículos que se utilizan para la vivienda y o recreación, los cuales son hechos de madera y paneles, por ejemplo, autocaravanas, camiones y caravanas [3]. La mayoría de las autocaravanas están diseñadas como un cuerpo de madera y aluminio insertado en un chasis de autobús [29].

La Figura 1 ilustra esas técnicas de viviendas en madera.

Figura 1: Viviendas en madera: (a) choza [30], (b) tapial [31], (c) bareque [32], (d) estructura mixta en madera y albañilería [33], (e) casa primitiva escandinava de troncos [34], (f) casa primitiva norteamericana de troncos [35], (g) casa de troncos [36], (h) tabla y tapajunta [37], (i) doble pared con tablas clavadas [38], (j) tablas horizontales entre pilares [39], (k) entramado pesado [40], (l) entramado ligero plataforma [41], (m) casa modular en madera laminada cruzada [42], (n) casas náuticas [43], y (o) casas sobre ruedas [44].

2. CLASIFICACIONES DE LOS SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS EN MATERIALES LIGNOCELULÓSICOS

El tema de los sistemas de viviendas en madera es un tema muy relevante para la literatura de la construcción, debido a la presencia de diferentes clasificaciones, cada una con su propio enfoque particular. Por cuenta de las clasificaciones desconectadas y o la falta de un orden estándar para las viviendas en madera, una situación nebulosa se ha observado en los países donde, culturalmente, la utilización de la madera en elementos de construcción es más aceptado y o popular [3].
Por otra parte, muchos autores tratan las casas de madera como un asunto único del tema de las estructuras de madera, generando imprecisión con enfoques incompletos y generalistas [3].
Meyer-Bohe [45] adoptó criterios basados en cuatro métodos de prefabricación de madera:

a) Construcción con entramados o esqueletos: formado por un esqueleto autoportante, lo cual es arriostrado por diagonales y sellado por capas masivas o dobles;
b) Construcción con materiales compuestos: pared estructural formada por un “sandwich” o por tableros compuestos;
c) Construcción con placas masivas: paredes masivas independientes, prefabricadas como paredes de dos dimensiones y montadas con grúas o gatos hidráulicos;
d) Construcción con piezas tridimensionales: piezas volumétricas completas, con bajo nível de montaje (por ejemplo, casas móviles), montadas con grúas.

Morgado et al. [46] definieron los sistemas estructurales en madera a través de geometrías de elementos, tales como:

a) Componentes lineares;
b) Componentes planos;
c) Componentes tridimensionales;
d) Componentes mixtos.

En paralelo, Mello [47] redefinió la clasificación de sistemas de construcción con respecto al tiempo, por medio de dos categorías:

a) Técnicas tradicionales: consisten en técnicas antiguas que han existido desde lo principio de la humanidad hasta el período anterior a la industrialización de elementos en madera;
b) Técnicas modernas: son las técnicas recientes que surgieron durante el periodo industrial hasta la actualidad.

Con eso, el uso de materiales compuestos de madera y piezas prefabricadas es su línea divisoria entre las dos categorías [3].
En otra línea de argumentación, Pozo [48] propuso una clasificación de viviendas de madera basada en dos aspectos de su fabricación: en la zona de obras y producción en planta industrial.
En este caso, la fabricación de construcciones de madera se define por medio de los siguientes sistemas [48]:

a) Vernacular: industrialización totalmente ausente, con la producción de todos los elementos a base de madera en la zona de obra;
b) Habilitado: nivel industrial reducido, sin el uso de paneles de madera y con una fuerte cantidad de trabajo en la zona de obra;
c) Precortado: actividad industrial basada en la prefabricación de elementos de madera para el montaje de piezas acabadas en la zona de obra;
d) Prefabricación de paneles y/o componentes: alto nivel industrial, con el uso de paneles de madera, vigas industrializadas, y elementos pre ensamblados (arcos, celosías, etc.);
e) Prefabricación volumétrica: nivel industrial completo, donde la zona de obra recibe los módulos terminados solamente para su fusión final.

La clasificación de las viviendas de madera es un tema tortuoso de la literatura, teniendo en cuenta muchos criterios, y el análisis de diferentes aspectos de muchos autores. Así, un sistema de constricción de viviendas en madera puede ser clasificado por más de un género o atributo [3].

Ese escenario atípico permite la posibilidad de la creación de una clasificación amplia, planeada y estandarizada.
Con eso, este estudio tiene dos partes: el estado del arte de las técnicas de viviendas en madera producidas comercialmente en todo el mundo y la propuesta de clasificación estandarizada para cubrir y rodear los principales aspectos analizados en este tema en particular, es decir, el nivel de fabricación y el origen cronológico [3].

3. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE SISTEMAS DE VIVIENDAS EN MADERA

Las viviendas en madera pueden ser mezcladas con otros materiales o integralmente producidas con piezas de madera y elementos. Ese segundo estilo está compuesto por una casa con todas las piezas y habitaciones, excluyendo acabados y detalles, en madera y sus derivados. A su vez, una vivienda mixta es estructuralmente hecha con madera, pero puede presentar otros materiales en el acabado de las paredes (metal, plástico y ladrillos) y algunas habitaciones (lavabo, baño, lavandería y cocina) en albañilería, adobe, etc., mientras que una casa de troncos se hace totalmente en madera, y los entramados ligeros utilizan el cartón yeso (*drywall*) en las paredes internas [3].

Luego, en un esfuerzo por superar los aspectos incompletos de las clasificaciones publicadas anteriormente, esta investigación considera un enfoque combinado basado en una síntesis de dos principios utilizados en otros estudios. La síntesis se basa en un estudio exhaustivo de los sistemas de vivienda de madera. En el presente trabajo se definieron los sistemas de vivienda de madera y sus principales características para ayudar en la distinción y clasificación de los mismos, tras revisar la literatura mundial (por ejemplo, libros, artículos de revistas y científicos, informes técnicos, documentos gubernamentales y sitios web de las empresas). A partir de los datos recogidos, se observó una falta de estandarización para las clasificaciones de las técnicas residenciales de madera. Por lo tanto, es necesario crear una clasificación estándar de los sistemas de viviendas en madera para cubrir todas las tipologías existentes, destacando sus identidades más evidentes [3].

El diseño de la clasificación propuesta trata los parámetros interconectados, lo que refleja una definición más precisa para futuras evaluaciones de las técnicas de vivienda de madera. A través de los principios establecidos por Mello [11], los sistemas de madera se definen en base a sus orígenes cronológicos, es decir, tradicionales o modernos. Simultáneamente, la clasificación de edificios considera su nivel de industrialización, o sea, las intensidades de trabajo en obra o en la planta industrial, basado en los conceptos de Pozo [48]. Aquí, se propone combinar los aspectos de estos dos enfoques. La Figura 2 muestra la clasificación completa de las casas de madera.

En la Figura 2, la línea discontinua indica que el sistema es semiindustrializado, lo que significa que el sistema tiene algunas fases de industrialización en plantas industriales apropiadas; sin embargo, la clasificación también depende de la demanda de trabajo realizado en obra, presentado en un sistema mixto. La línea continua indica sólo un tipo de sistema de producción, referido únicamente a los niveles de producción en obra (hechos a mano) o de industrialización total, según su origen. A pesar de la complejidad del diagrama presentado, su intención es obtener una cobertura más amplia de muchos sistemas de construcción existentes, estructuralmente producidos con la madera y/o sus derivados estructurales (tableros y vigas de madera). Aparte de la tipología de casa modular, la plataforma de madera y las casas náuticas son formas modernas de obtener una vivienda industrializada. Sin embargo, las dos últimas técnicas también pueden ofrecer una posibilidad de producción artesanal en el sitio de construcción, o sea, en obra [3].

Además, el punto más importante sobre la creación de esa clasificación está relacionado con la estandarización de los términos técnicos para las tipologías de viviendas de madera (Tabla 1 y Figura 2). El objetivo es evitar conceptos erróneos con respecto a la identificación de estos sistemas de construcción basados en madera, así como evitar malentendidos sobre las características de cada técnica en madera para la habitación (Figura 1) [3].

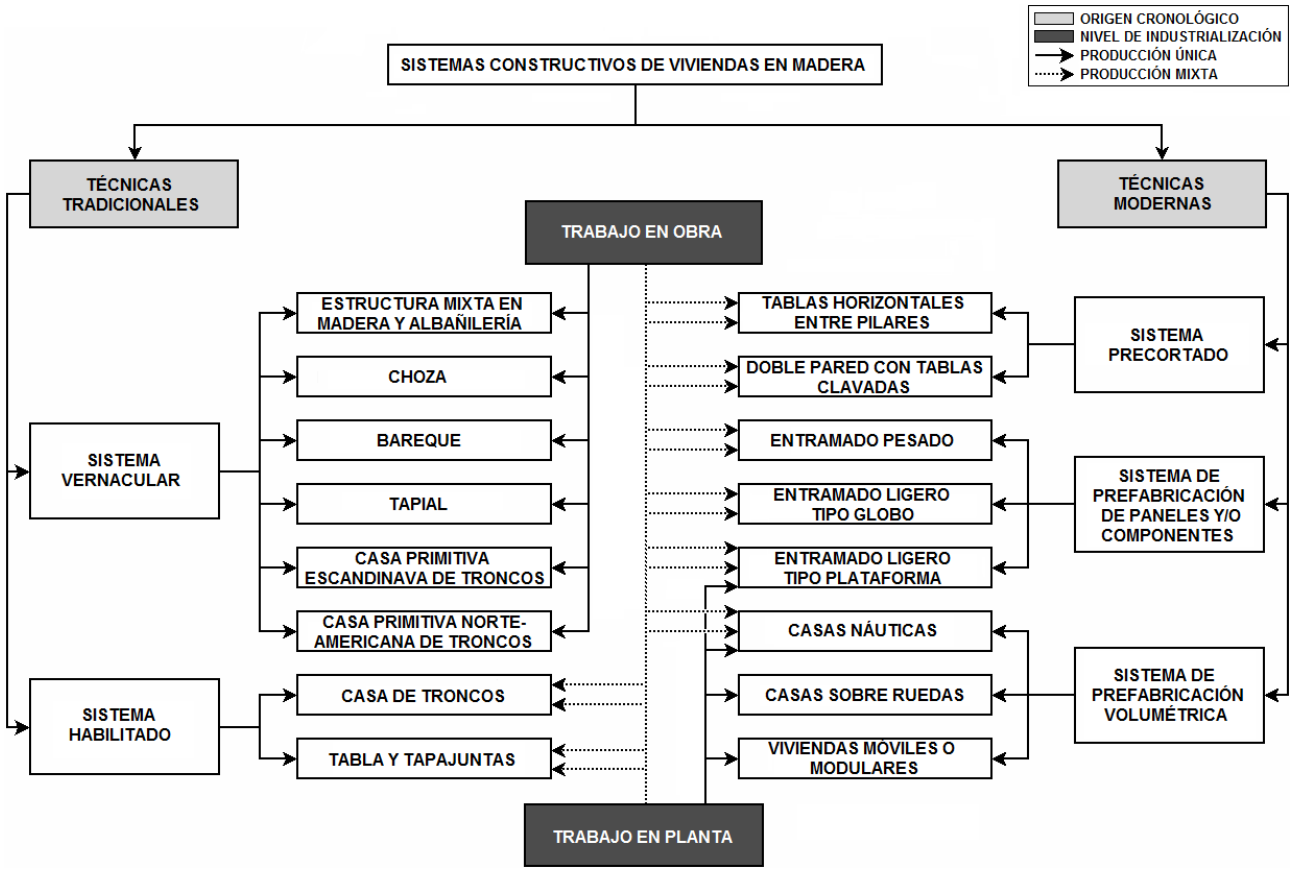


Figura 2: Clasificación de los sistemas constructivos de viviendas en madera [3].

Esta herramienta proporciona claridad para identificar y comparar fácilmente todos los sistemas de vivienda en madera para los profesionales de las cadenas de silvicultura y construcción civil, por ejemplo, ingenieros, técnicos, proveedores, fabricantes y empresarios, así como para los lectores, académicos, investigadores y clientes. La clasificación propuesta (Figura 2) y la estandarización de los términos en las lenguas inglesa y española para cada tipología en madera (Tabla 1) tiene como objetivo mitigar cualquier incomprensión sobre el tema [3].

En los círculos científicos, las descripciones técnicas pretenden poner orden a ese tema, lo que permite a todos estudiar, comparar y citar ejemplos similares con un término común, es decir, estandarizados, contribuyendo a una mejor comprensión por parte de los autores y lectores [3].

Para el ámbito corporativo, cuando la publicidad de las viviendas en madera es creada por sus fabricantes, es fundamental que todos los profesionales usen el mismo lenguaje, porque un estándar aceptado y habitual es aún inexistente [3].

En el ámbito del mercado, una lista unificada es importante porque los consumidores podrían conocer mejor y comparar las técnicas existentes de acuerdo con los siguientes aspectos [3]:

a) Niveles de industrialización: los clientes podrían comprobar los niveles de producción, desde lo hecho en mano (artesanía) hasta los industriales, ordenando las técnicas según la velocidad y el tipo de montaje, racionalización de las materias primas, costos, etc.;
b) Cronología: los mismos clientes podrían verificar el sistema tipológico de las viviendas de acuerdo con su característica en el tiempo, es decir, de los estilos más antiguos a los modernos.

Por último, hay espacios para más otras ordenaciones de viviendas de madera, por ejemplo, por otros puntos de vista o parámetros, como aspectos estructurales, estilos arquitectónicos, grados de sostenibilidad, rangos de coste, categorías de peso, volumen y especies de madera, etc.[3].

Además, otros sistemas de construcción de madera también podrían insertarse en el futuro, mientras que nuevas tipologías basadas en madera son creadas, modificadas o refinadas y/o las técnicas de prototipo recientes alcanzan buenos niveles de popularidad en todo el mundo.

4. CONCLUSIONES

De lo precedente, concluye que [3]:

1) La clasificación propuesta, que agrupa los sistemas de construcción de viviendas en madera más populares, tiene como objetivo ayudar en la distinción y reordenamiento entre las técnicas existentes. Por lo tanto, este estudio estandariza (en un solo diagrama) las técnicas de vivienda en madera disponibles comercialmente con respecto a los caracteres vernáculos, tradicionales y contemporáneos. Por otra parte, es esperado que esta disposición pueda facilitar en la comprensión y la distinción de todas las técnicas de construcción realizadas con madera para habitación;
2) Antes de este estudio, había una falta de estandarización en la industria y literatura, lo que resultó en una interpretación imprecisa de las técnicas de construcción, ya que muchos sistemas no fueron mencionados o tratados de manera general, por lo que los informes no abordaron los detalles del edificio que diferencian unos a los otros. Por lo tanto, esa clasificación propuesta se centra en la creación de un estándar de selección, que es más completo y profundo en el agrupamiento de viviendas comercialmente hechas con madera y/o sus derivados estructurales;
3) Este diagrama podría servir de referencia global, utilizando parámetros y directrices establecidos, permitiendo a las industrias forestal-maderera y de la construcción avanzar con la industrialización y la innovación tecnológica de los productos forestales, a través de la gama de modelos disponibles en todos los países.

AGRADECIMIENTOS Y OTRAS INFORMACIONES

Este estudio es basado en el artículo de De Araujo et al. [3].

REFERENCIAS

[1] Sabbatini, F.H., ‘Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos – formulação e aplicação de uma metodologia’. PhD. Tesis, USP, São Paulo (1989).
[2] San Martin, A.P., ‘Método de avaliação de tecnologias de edificação para a habitação de interesse social sob o ponto de vista da gestão dos processos de produção’. M.S. tesis, UFRGS, Porto Alegre (1999).
[3] De Araujo, V.A., Cortez-Barbosa, J., Gava, M., Garcia, J.N., Souza, A.J.D., Savi, A.F., Morales, E.A.M., Molina, J.C., Vasconcelos, J.S., Christoforo, A.L., Lahr, F.A.R. ‘Classification of wooden housing building systems’. *BioResources* **11** (3) (2016) 7889-7901.
[4] Freyre, G., ‘Sobrados e mucambos’. 16th Ed (Global, São Paulo, 2006).
[5] Kahn, L., ‘Shelter’. (Shelter Publications, Bolinas, 1973).
[6] Encyclopedia Britannica, ‘Post and lintel system’. (2012). (http://global.britannica.com/EBchecked/topic/472032/post-and-lintel-system).
[7] Viñuales, G.M., ‘Tecnología y construcción con tierra’. *Apuntes* **20** (2) (2007) 220-231.
[8] Graham, T. ‘Wattle and daub: craft, conservation and Wiltshire case study’. M.S. tesis, University of Bath, Bath (2004).
[9] Tosolini, P., ‘Other itineraries: modern architects on countryside roads’. *The Journal of Architecture* **13** (4) (2008) 427-451.

[10] Kniffen, F., Glassie, H., 'Building in wood in the Eastern United States'. *Geographical Review* **56** (1) (1966) 40-66.
[11] Mello, R.L., 'Projetar em madeira: uma nova abordagem'. M.S. tesis, UnB, Brasília (2007).
[12] Clementz, C.A., Flatland, R., 'Laft og lafting, fokus på tre'. (Norsk Treteknisk Institutt / Trefokus, Oslo, 2008).
[13] Bonde, N., Baittinger, C., Bartholin, T., Paulsen, T., Stylegar, F.A., 'Old houses in Greenland – standard houses for Greenland. Dendrochronological studies'. Proceedings of the Northern Worlds Conference, (Copenhagen, 2014).
[14] Neufert, P., Neff, L., 'Casa•apartamento•jardim: projetar com conhecimento•construir corretamente'. (Editorial Gustavo Gili, Barcelona, 2013).
[15] Rowell, R.M., Black, J.M., Gjovik, L.R., Feist, W.C., 'Protecting log cabins from decay'. (Forest Products Laboratory, Madison, 1977).
[16] Kretschmann, D.E., 'Commercial lumber, round timbers, and ties'. in: 'Wood handbook: wood as an engineering material'. (Forest Products Laboratory, Madison, 2010).
[17] Imaguire Junior, K., Imaguire, M.R.G., 'A casa de araucária'. (Instituto Arquibrasil, Curitiba, 2011).
[18] Berriel, A., 'Arquitetura de madeira: reflexões e diretrizes de projeto para concepção de sistemas e elementos construtivos'. PhD tesis, UFPR, Curitiba, (2009).
[19] Cesar, S.F., 'Chapas de madeira para vedação vertical de edificações produzidas industrialmente: projeto conceitual'. PhD tesis, UFSC, Florianópolis, (2002).
[20] Casema, 'Manual de montagem'. 2nd Ed (Casema, Bom Jesus dos Perdões, 1998).
[21] Benson, T., 'The timber-frame home: design, construction, finishing'. (Taunton Press, Newtown, 1997).
[22] Wacker, J.P., 'Use of wood in buildings and bridges'. in: 'Wood handbook: wood as an engineering material'. (Forest Products Laboratory, Madison, 2010).
[23] Anderson, L.O., 'Wood-frame house construction'. (Forest Products Laboratory, Washington, 1975).
[24] Lanier, G.M., Herman, B.L., 'Everyday architecture of the mid-Atlantic: looking at buildings and landscapes'. (Johns Hopkins, Baltimore, 1997).
[25] American Wood Council, 'Details for conventional woodframe construction'. (AF&PA, Washington, 2001).
[26] Gutierrez, R.M., 'Casas móveis: experiência na região Oeste do Paraná'. M.S. tesis, USP, São Paulo, (2008).
[27] Parry, M.H., 'Aak to Zumbra: a dictionary of the world's watercraft'. (Mariners' Museum, Newport, 2000).
[28] Loois, G., van der Weiden, T.C.J., Hoekstra, K.J., 'Technical set-up and use of PV diesel systems for houseboats and barges'. *Sol. Energ. Mat. Sol. Cells* 35 (1994) 487-496.
[29] Eure, M., 'The everything family guide to RV travel & campgrounds: From choosing the right vehicle to planning your trip – all you need for your adventure on wheels'. (Adams Media, Avon, 2005).
[30] Adams, T., 'Ancient Japanese houses 1'. (2005). (http://darthmiller.deviantart.com/art/Ancient-Japanese-Houses-1-15663155).
[31] Construction Zone, 'Project: the perch'. (2008). (czphx.com/work-rammed-earth.html).
[32] Rowan, J.P., 'Wattle & daub house: Jamestown settlement, Jamestown-VA'. (2012). (www.rowanpix.com/american%20history/Colonial%20America/ pages/8wattle.htm).
[33] Volles, P., 'Casa Nr2 concluída'. (2011). (http://casasenxaimel.com.br).
[34] Tinnoset Bygg og Laft, 'Laft'. (2004).

(www.tinnosetbyggoglaft.no/?pageid=6).
[35] Farkas, B., 'Traditional log cabin building methods'. (2011). (log-cabin-adventures.com).
[36] Gratia Grupa, 'Gallery'. (2005). (http://www.srub.lv/eng/gallery.html).
[37] Itacasas, 'Casa em madeira'. (2014). (www.itacasasparana.com.br/casa-em-madeira/).
[38] Casas Condor, 'Produtos'. (2010). (http://www.casascondor.com.br/produtos.html).
[39] Brasil Casas, 'Obras realizadas'. (2012). (http://brasilcasas.net.br/obras-realizadas/).
[40] Canada's Log People Inc., 'Post & beam accents'. (1999). (www.canadaslogpeople.com /design-elements/post-and-beam-accents.html).
[41] Tecverde, 'Portfólio: casa Amelie'. (2016). (http://www.tecverde.com.br/portfolio/).
[42] Cagnon, S., Pirvu, C., 'CLT handbook'. (FPI, Québec, 2011).
[43] Boardman, B., 'Postcard from an estuary'. (2011). (www.architectureweek.com/2011/ 0914/building_1-1.html).
[44] Burke, N., ''Rollottes' European style Gypsy caravans'. (2013). (humble-homes.com/rollottes-european-style-gypsy-caravans/).
[45] Meyer-Bohe, W., 'Prefabricación: manual de la construcción de piezas prefabricadas'. (Editorial Blume, Barcelona, 1969).
[46] Morgado, L., Guedes, M.C., Ferreira, J.G., Cruz, H. 'Classificação de sistemas de construção em madeira para habitação'. Proceedings of the Congresso Construção 2012: 4th Congresso Nacional, (Coimbra, 2012).
[47] Mello, R.L. 'Projetar em madeira: uma nova abordagem'. M.S. tesis, UnB, Brasília, (2007).
[48] Pozo, J.P. 'Manual de diseño para maderas del grupo Andino'. 1st Ed (Junta Del Acuerdo de Cartagena/PADT REFORT, Lima, 1984).

PROJETOS DE ARTEFATOS ARQUITETÔNICOS EM MADEIRA PERFILADA ROLIÇA DE REFLORESTAMENTO BASEADOS NO POLIEDRO DE DA VINCI

PROJECTS OF ARCHITECTURAL ARTIFACTS IN PROFILED ROUNDWOOD FROM REFORESTATION BASED ON DA VINCI POLYHEDRON

Decio Gonçalves [(1)] (A), Francisco Antonio Rocco Lahr [(2)], André Pina de Mesquita [(3)], Luana Canal Mattos Arêas [(4)]

(1) Prof. Dr., Universidade UNICEP/São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(3) Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, São Paulo, Brasil
(4) Graduanda em Arquitetura e Urbanismo, UNICEP/São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil
Endereço de contato: dg@sc.usp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T7-02

Resumo

Este artigo trata de projetos arquitetônicos em madeira, tendo o Poliedro de Leonardo da Vinci, como base refletiva. O sistema estrutural é projetado em elementos em madeira, conectados por meio de ligações metálicas do tipo Mero ou similar. As lajes são formadas por vigas e solidarizadas em um pilar central composto, por três pilares simples. Os pisos são de tábuas de assolho em madeira e os fechamentos em painéis de *Wood frame*. Instalações hidráulicas e elétricas são aparentes projetadas com preocupações ecológicas. Os artefatos arquitetônicos resultantes podem ser implantados em terrenos ditos difíceis, de topografia variável, com apenas um ponto de contato no solo, por meio de um pilar em concreto armado, tendo em sua parte superior um console, tipo cálice, para receber toda a estrutura em madeira. O objetivo deste artigo é apresentar artefatos arquitetônicos em madeira roliça e que impacte de forma mínima o local de implantação.

Palavras chave: projetos de artefatos arquitetônicos em madeira perfilada roliça; impacto mínimo no sítio de implantação

Abstract

This article deals with the design of architectural artefacts in timber, having the Polyhedron of Leonardo da Vince reflective base. The structural system is designed in timber elements, connected by means of metallic connections of the type Mero or similar. The slabs are formed by beams and joined in a central pillar composed by three simple pillars or one timber massive pillar. The floors are of timber floorboards and the closings in wood frame panels. Hydraulic and electrical installations are apparent designed with ecological concerns. The resulting architectural artifacts can be deployed in difficult terrain, with variable topography, with only one point of contact in the ground, by means of a reinforced concrete pillar, with a calyx-type console in its upper part to receive the entire structure in timber. The purpose of this article is to present architectonic artifacts made of round wood, and impacts the site of implantation.

Keywords*: architectural artifact projects in round timber; minimum impact on the site of deployment*

1. PRESENTAÇÃO

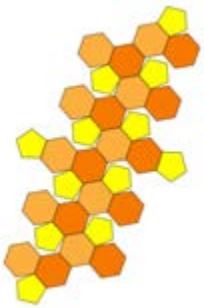
Este trabalho de pesquisa trata da concepção de projetos de artefatos arquitetônicos em madeira, podendo ser utilizados para diferentes programas funcionais, como residências unifamiliares, usos institucionais, entre outros, tendo como ponto de partida o *Poliedro de Leonardo da Vince* (1452-1519), nascido na Itália, na cidade de Vinci, situada na região da Toscana, no período glorioso do *Renascimento*. O *Poliedro de Da Vinci*, segundo o próprio, denominava-se *Ycocedron Abscisus*, ou como conhecemos hoje, o *Icosaedro Truncado*, tecnicamente um sólido Arquimedes, este poliedro sólido é composto por vinte hexágonas, e doze pentágonos, apresentando 60 vértices e 90 arestas, no caso da *Bola*, 180 barras. As barras compõem os hexágonos e pentágonos, nos quais foram adotadas peças duplas para compensar os esforços compressão e tração, pois em análise inicial de cálculo efetuada previamente, constatou-se que havia necessidade de barras duplas e não simples. Um dos aspectos que merecem a atenção de cálculo é que, como os nós são rígidos, aparecem esforços devido aos momentos em suas peças, fato deveras preocupante, que deve ser evitado a todo custo. Outra razão preponderante é na montagem do sistema estrutural, o seu *esqueleto*, entendido como modular e dotado com características de racionalidade construtiva. A duplicação das barras duplas possibilita que os hexágonos e os pentágonos possam ser construídos na carpintaria de forma isolada, sendo seus elementos unidos por ligações metálicas do tipo sistema *Mero* ou similar. Este sistema é feito de barras e globos, pelo qual pode se construir qualquer estrutura triagonal (define-se como triagonal o sistema que forma um triângulo com três barras e três globos e que pode combinar uma série de triângulos no espaço tridimensional, de tal forma que cada barra faça parte de pelo menos dois triângulos. Segundo Munari [1], 2001, "...o princípio da construção triagonal não é invenção do homem, mas constitui um princípio básico da natureza, no sentido exato do termo. A ideia do *Mero* é de Max Mengeringhausen, para aplicação nas construções aeronáuticas e industrias". Posteriormente, à invenção de Max e ainda segundo Munari: "...Karl Otto usou o sistema na construção de muitos pavilhões da Exposição de Berlim e então o sistema *Mero* tornou-se conhecido do grande público, contemporaneamente muitos outros construtores orientaram-se para estruturas metálicas desse tipo, tais como Fuller, Mannesmann, Makowkie, Fentiman". A partir do *Poliedro de Da Vinci* e com o uso do sistema *Mero*, surgiram modernamente ideias que originaram, entre outras, as famosas cúpulas de Buckminster Fuller. A bola futebol (*soccer*), ou simplesmente *Bola de Da Vince* ou *BOLA,* objeto deste artigo, toma emprestada a ideia de Da Vinci na concepção espacial do sistema estrutural, empregando hexágonos e pentágonos, com lados de igual dimensão, como a ideia original de Da Vinci, unindo-os por meio de ligações metálicas. Quando pensada a *Bola* para artefatos arquitetônicos em madeira, podem resultar em programas funcionais dos mais distintos, como residências unifamiliares, chalés, pousadas, usos institucionais, entre outros. As lajes são formadas por vigas perfiladas roliças nas dimensões de 13 cm de diâmetro nominal e solidarizadas em um pilar central composto, por três pilares simples, podendo ser também uma peça única de diâmetro de 40 cm. Os pisos são de tábuas de assolho em madeira e os fechamentos internos e externos, em painéis de *Wood frame* ou chapas de *DryWall,* feitas com gesso cartonado. A vantagem deste sistema estrutural é que, como acentuou o Arquiteto Lúcio Costa, trata-se de uma *ossatura independente*, portanto as paredes não são elementos estruturais, podendo ser alocadas onde for mais apropriado. As instalações complementares, hidráulicas e elétricas, bem como a de lógica, são aparentes, projetadas com preocupações ecológicas. Os artefatos arquitetônicos resultantes podem ser implantados em terrenos ditos difíceis, de topografia variável, com apenas um ponto de contato no solo, por meio de um pilar em concreto armado, tendo em sua parte superior um console, tipo cálice, para receber toda a estrutura em madeira.

O objetivo deste artigo é apresentar artefatos arquitetônicos em madeira roliça, levando em consideração suas especificidades e com o propósito de propor programas funcionais dos mais variados, podendo ser implantados em terrenos ditos "difíceis" e cause mínimo impacto ao seu sítio de implantação.

2. ESTADO DA ARTE E DA TÉCNICA

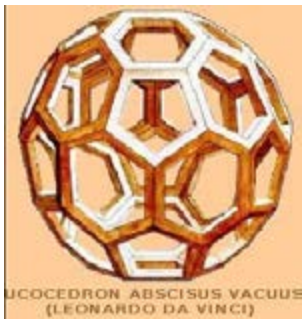
Basicamente o *estado da arte* remete à concepção do *Poliedro de Da Vince*, pensado por Leonardo Da Vince, como descrito anteriormente. Uma particularidade interessante neste processo criativo, é que Da Vince adota o princípio da igualdade dimensional entre os lados destes dois polígonos, o hexágono e o pentágono, dispostos no plano formam uma figura plana, com seus pontos de interseção bem definidos na Figura 1, (a), com os seus vazios bem pronunciáveis. Quando se juntam os seus lados, fechando-o completamente, passa a ter uma configuração espacial que remete a bola de futebol (*soccer*) atual [Figura 1 (b)].

A ideia projetual da *Bola de Da Vince*, ou simplesmente, *BOLA*, foco deste trabalho de pesquisa, partindo da bola de futebol, adaptando-a, por meio da inserção de lajes, no caso três, para compatibilizar vários programas funcionais, como, residências unifamiliares, chalés para repouso, centro culturais, usos institucionais, entre outros. Ela pode perfeitamente ser implantada em terraplanos, bem como, terrenos de difícil topografia, com declividades variadas, para isso, utiliza de apenas um pilar de apoio no solo de concreto armado, suportando toda a estrutura da *BOLA,* conforme indicado esquematicamente na Figura 1 (c).



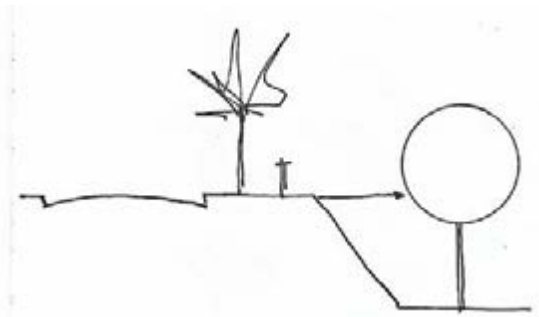
Disposição dos 20 hexágonos e 12 pentágonos do *Poliedro de Da Vince*, no plano

(a)



O *Poliedro de Da Vince*

(b)



Croqui, em corte, da implantação da *BOLA* no sítio de implantação

(c)

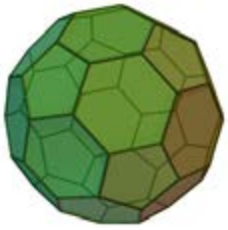
Figura 1

No que se refere ao *estado da técnica* predominam de forma acentuada as ligações metálicas, pois delas, especificamente no caso do *Sistema Mero*, ou mais precisamente o *Nó ou Globo Universal Mero*, de forma mais relevante. Trata-se de um poliedro de 18 faces, sendo que um poliedro, com estas faces, pode ser construído com 24 globos *Mero* e 48 barras de mesmo comprimento, remetendo a uma esfera, em que no meio de cada face há um furo rosqueado que se dirige para o centro do globo, sendo que os furos rosqueados dispõem-se de tal maneira a formar tetraedros e cubos, ao passo. Este poliedro ficará estável se cada quadrado tiver uma diagonal, aplicado nas construções aeronáuticas e industriais A relevância deste globo é tão prevalente que projetistas e construtores como Fuller, Mannesman, Makowski e Fetiman valeram-se dele para projetar e construir suas estruturas metálicas, com programas funcionais bem variados, principalmente o de *Exposições Internacionais* [1].

Figura 2: Globo do *Sistema Mero* [1]

No caso da *BOLA* [Figura 3, (a)], imagem digitalizada, adotaram-se resoluções, ainda em desenvolvimento de pesquisa, para as ligações metálicas, remetendo ao *Sistema Mero*, fazendo-se uma variação do tema de forma mais simples, funcional e prática. A primeira possibilidade parte de uma esfera de alumínio estrutural, a *bola de alumínio*, com furos feitos conforme ângulos previamente definidos do projeto e com furos em seu interior, onde se rosqueiam pinos metálicos de aço, a segunda, anéis de tubos de aço [Figuras 3 (b) e 3 (c)].

A Figura 3 (c), apresenta os anéis em relação a um pino de aço central. A montagem final é mostrada na Figura 3 (d).

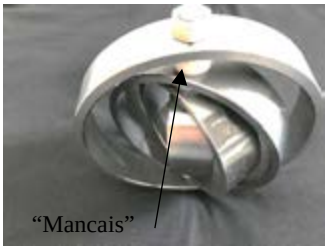


A estrutura digitalizada

(a)

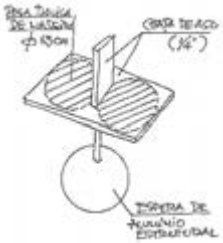
Anéis, acima (peso: 2.366 gramas); esfera de alumínio de12,5 cm (peso: 3060 gramas), abaixo, à esquerda e esfera de alumínio de 7,5 cm, abaixo à direita (peso: 673 gramas)

(b)



Anéis rotacionados, para receberem as conexões nas diferentes direções das barras duplas de madeira; com diâmetros de 6,5, 3 1/2, 2 1/2 e 1 1/2 polegadas

(c)



Croqui, mostrando as chapas soldadas ao pino rosqueado na esfera/anéis

(d)

Figura 3

No caso dos anéis [Figura 3 (c)], são inseridos "mancais" entre os mesmos, feitos com o material *Poliacetal*, devido às diferentes dimensões de diâmetros e espessuras das paredes dos tubos. O *Poliacetal* é um material termoplástico polimerizado, a partir do formaldeído, sua qualidade principal é suportar esforços por um longo período de tempo, a temperaturas elevadas, como é o caso da *BOLA*. As ligações ficam colocadas externas à estrutura e sujeitas às intempéries), relativamente flexível, conservando a posição original do conjunto, apesar dos esforços de tração, compressão e devido e aos momentos, originados pelos nós rígidos das ligações. Estes anéis metálicos concêntricos podem girar em torno do pino metálico, posicionando-se em vários ângulos, para compatibilizar a configuração espacial das peças dos hexágonos e dos pentágonos da *BOLA*.

3. MATERIAIS

3.1 Madeira de reflorestamento

A utilização da madeira como material na construção de edifícios remonta há milhares de anos. Na Grécia antiga, com mais ênfase na passagem do período pré-socrático para o helênico, nota-se com maior visibilidade o emprego da madeira de forma consistente na estrutura de *Templos*. A madeira, um elemento da Natureza, portanto renovável, com grande oferta exige pouca energia para o seu processamento, sendo agradável ao tato, entre outras inúmeras qualidades.

O uso responsável da utilização do material madeira do Brasil e no mundo tem requerido uma abordagem bastante específica no sentido de propiciar condições criteriosas que privilegiam o seu processamento e seu emprego industrial de forma sustentável. No Brasil, o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis – IBAMA é o órgão definidor e regulador desta atividade para sua racional preservação, inclusive no que se refere à emissão de registro de produtos preservativos de madeira.

Segundo este Instituto, um dos tópicos mais relevantes da preservação da madeira no Brasil está relacionado com a diminuição da pressão sobre as florestas nativas, desta forma, o aumento da vida útil da madeira resulta em uma maior conservação dos recursos naturais florestais do Brasil. Tem havido por parte do setor de preservação de madeiras um acentuado estimulo ao reflorestamento no Brasil, devido à larga gama de espécies de reflorestamento para tais fins, como o pinus e o eucalipto, constituindo-se em alternativa viável para a substituição do uso das madeiras nativas, uma vez que essas espécies são passiveis de tratamento. Recentemente foi adotada pela legislação brasileira a obrigatoriedade do uso de madeira preservada nos serviços de utilidade pública, tendo como paradigma os setores elétrico e ferroviário. Devido à relevância da questão, referente aos riscos envolvidos em sua preservação, o Instituto salienta que: “A atividade de preservação de madeiras, envolve a utilização de produtos químicos, na sua grande maioria, altamente tóxicos e que, se não utilizados corretamente podem causar danos à saúde dos trabalhadores e ao meio ambiente. Para que os benefícios dos preservativos de madeira superem os seus riscos, o IBAMA vem intensificando e ampliando diariamente suas atividades específicas” (www.ibama.gov.br, acesso em 02/07/2013).
No caso do sistema estrutural que foca este artigo é priorizado o uso da madeira perfilada roliça de reflorestamento e, o aço 1045 para as ligações metálicas (LM).

A concepção do sistema parte de premissa da essencialidade do emprego de madeira de reflorestamento, dando ênfase às espécies pinus (*soft wood*) e eucalipto (*hard wood*), cada utilizada conforme suas características físicas mais adequadas para a sua aplicação, no caso adotou-se o eucalipto clonado.

Segundo Hellmeister [2], a madeira como matéria orgânica participa: “como um dos mais importantes fatores de equilíbrio biológico da natureza, a mesma tem explicação para sua formação como vegetal do mais alto nível de desenvolvimento”.

Em relação ao apodrecimento, algumas espécies são suscetíveis ao ataque de organismos em circunstâncias específicas, porém estas têm sua durabilidade prolongada quando previamente tratadas com substâncias preservativas.

Outros materiais estruturais, como o aço e o concreto armado, são produzidos por processos altamente poluentes, antecedidos por agressões ambientais consideráveis para a obtenção de matéria-prima.

Com relação à resistência da madeira ao fogo, segundo Moura Pinto [3], referindo-se a considerar-se uma estrutura segura em condições de incêndio, a mesma acentua que é àquela que: “com ou sem proteção contra incêndio tem grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes em temperatura elevada, de forma a evitar o seu colapso”.

Pelas suas características específicas a madeira torna-se um excelente material para ser usado como elemento estrutural, tanto em estruturas de pequenos e médios portes, quanto em megaestruturas. A

madeira possui grande flexibilidade ao meio ambiente, apresentando possibilidades de aproveitamento, com perda não significativa de material nas reformas e ampliações, além de um fator altamente importante - a baixa demanda de quantidade de energia para a sua extração e processamento quando comparada a outros materiais.

O Brasil, sendo um país privilegiado em termos de diversidades de espécies provenientes de florestas naturais e artificiais, apresenta algumas espécies de alto rendimento para emprego em elementos constituintes estruturais.

Depreende-se daí, que a madeira possui qualidades especiais para construções civis, dotada de características únicas de aplicabilidade, pela sua facilidade de manuseio e alto índice de trabalhabilidade, apresentando, apesar de sua densidade diminuta em relação a outros materiais, grande resistência mecânica.

A madeira de reflorestamento empregada na *BOLA* apresenta níveis de desempenho estruturais bastante satisfatórios, mostrando-se, neste contexto, como alternativa projetual e construtiva excelente para aplicação em diversos programas funcionais, podendo ser implantado em diferentes declividades e terrenos de difícil acesso.

Tabela 1: Dados comparativos de diferentes materiais estruturais. Fonte: Revista Brasileira em Engenharia Agrícola e Ambiental – Relatório PIT/SP [4].

Material	Densidade (kN/m^3)	Energia para produção (MJ/m^3)	Resistência (Mpa)	Relação entre valores de resistência e densidade
Concreto	24	1920	20,3	0,84
Aço	78	234000	250,4	3,21
Madeira	9	630	90,5	10,0

Da Tabela 1, pode-se observar a alta resistência da madeira em relação à densidade, mostrando como a madeira propicia a produção de estruturas leves e resistentes. Outro aspecto que favorece a madeira é o fato de que o crescimento, a extração e o desdobro de árvores envolvem baixo consumo de energia, além de não provocarem prejuízo ao meio ambiente, desde que seja feito o devido manejo da área de extração.

Com relação à tecnologia da *BOLA* é possível visualizar vantagens do sistema, seu design favorece a distribuição de esforços, de forma a diminuir o número de apoios necessários no solo. Na realização dos cálculos estruturais verificou-se que a estrutura é leve quando comparada a outros sistemas estruturais, o que acarreta fundações menos robustas [5].

Como se pôde ver até então, sua tecnologia, além de uma inovação de produto, pode ser observada como uma inovação de processo, dado que a sua montagem é muito particular frente o das tecnologias similares. Em comparação ao processo padrão realizado pelas tecnologias similares, esta tecnologia requer pouco espaço no canteiro de obras, isso porque os módulos da estrutura podem ser transportados em pallets, ocupando menos espaço no veículo de carga.

3.2 Aço para Ligações Metálicas (LM)

O aço é o material mais versatil e o mais relevante das ligas metálicas conhecidas pelo ser humano, sua produção mundial, no ano de 2005, foi superior a 1.132 milhões de toneladas, nesse contexto o Brasil representou cerca 32 milhões de toneladas, o nono produtor mundial.[6]. Trata-se de uma liga metálica de ferro e carbono, com um percentual de 0,03 % a 2,00% de paricipação de carbono, que lhe confere maior ductilidade (capacidade de o material se deformar sob a ação das cargas – inserção do autor), permitindo que não se quebre quando é dobrado para a execução da armaduras [www.portaldoconcreto.com.br, acesso em 09/12/2016)

Nas ligações metálicas (LM) da *BOLA* empregam-se aços estruturais, em função de sua resistência, ductividade e outras outras propriedades, são adequados para uso em elementos que suportam cargas, usualmente com limites de escoamento que variam de 95 MPa a 370 MPa.

A seguir, apresenta-se uma Tabela com as carterísticas constantes físicas do aço que podem ser adotadas em todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas que comprovam a excelência de suas propriedades físicas como elemento estrutural:

Tabela 2: Constantes físicas do aço [7]

Características físicas de aços estruturais na faixa normal de temperaturas atmosféricas	Valores
Módulo de deformação longitudinal ou Módulo de elasticidade (*E*)	200.000 MPa
Coeficiente de Poisson ν	0,3
Coeficiente de dilatação térmica β	12 x 10^{-6} por ^{0}C
Massa específica ρ_0	7850 kg/m^3

Estas propriedades físicas são adaptadas às condições da *BOLA* para a determinação por meio de esforços de compressão e tração dos deslocamentos relativos correspondentes, consequentemente às deformações e por final, a força convencionada *Fc*, para o cálculo do número de cavilhas de madeira por ligação metálica (LM), caso sejam especificadas (Lei de Hook).

A *BOLA* emprega ligações (LM) com chapas soldadas, utilizando elementos estruturais de madeira (barras) conectadas por chapas e solidarizadas por meio de cavilhas de madeira. No caso, madeira com madeira, a ligação é feita pelo contato direto das peças, por concavidades das mesmas e solidarizadas por parafusos autoatarraxantes.

A espessura da chapa de aço para as ligações metálicas (LM) será determinada por cálculo específico conforme a Norma 8800:1986 – "Projeto de execução de estruturas de aço em edifícios" [8], bem como o número de conectores por (LM). Também, far-se-á necessário para o cálculo da estabilização da estrutura o uso da Norma NBR 6123:1988 [9] "Forças devidas ao vento em edificações".

Devido às suas características de tratamento da madeira, sua fabricação e acuidade dimensional foi especificada a madeira perfilada roliça da firma PLANTAR de Belo Horizonte/MG, o eucalipto clonado AMARU, Classe C60, com densidade de 670kg/m^3, ou similar. Uma das características essencial, refere-se às peças duplas que apresentam uma concavidade que oferece maior área de contato entre as peças, consequentemente melhor distribuição de esforços entre as peças, como se vê na Figura 4.

Figura 4: Madeira perfilada roliça, mostrando o diâmetro cheio e o com concavidade [10].

As ligações apresentam-se como um dos elementos constituintes da *BOLA* de maior relevância na desta tecnologia, pois tornam possível uma configuração espacial do sistema estrutural agradável ao olhar e essencialmente lógica.

As ligações metálicas (LM) transladam os esforços nas barras, de maneira a simular, as fibras dos componentes de uma árvore (no caso da árvore, nós rígidos) Desta forma, possibilitam que estes esforços axiais sejam contínuos ao longo da estrutura, resultando em reduções das dimensões das peças, trazendo como consequência, uma esbelteza das formas da estrutura (os comprimentos das peças de madeira são no máximo de quatro metros, para compatibilizar com os comprimentos das carrocerias usuais de caminhões).

4. METODOLOGIA

A análise inicial foi feita, resultando diâmetro dos elementos estruturais das barras duplas com 13 cm cada e avançou-se no desenvolvimento das ligações metálicas. O cálculo final será elaborado por programa específico, como o *CYPECAD*, por exemplo, devido a sua compatibilidade com a Norma ABNT NBR 7190:1997 (em fase final de atualização) [11].

Pressupõe-se que, a montagem que remete ao brinquedo *LEGO*, seja feita de modo simples, prático e rápido, pois os hexágonos e os pentágonos já vêem montados da carpintaria. Após a locação do pilar de concreto armado, tendo na sua parte superior uma viga em forma hexagonal de seção retangular, tipo *taça de champanhe*, onde a estrutura de madeira se ancora, é iniciada a montagem no canteiro de obras da estrutura propriamente dita, utilizando uma grua de pequeno porte.

A própria estrutura ao ser montada para cima serve de cimbramento para os demais elementos estruturais a serem montados.

Um dos itens mais relevantes para a montagem do sistema estrutural da *BOLA* foi a determinação dos ângulos que determinam os hexágonos e os pentágonos. A sequência de montagem da estrutura seguirá a mesma sequência que originou a maquete, fazem-se no piso da carpintaria um molde do hexágono e um molde do pentágono, levando em consideração que esta estrutura se desenvolve no espaço e não no plano, daí a complexidade da questão.

5. PROJETO ARQUITETÔNICO DE UM PROGRAMA FUNCIONAL

5.1 Estudo de caso: Residência unifamiliar com área construída de 260 m^2

O partido arquitetônico deste projeto é o próprio *Poliedro de Da Vince*, o projeto se compõe de quatro pavimentos, o primeiro, o mezanino, o superior e o inferior (caracterizado como um depósito e entrada ao artefato arquitetônico pelas vagas de autos), sendo que o acesso principal à *BOLA*, se dá por meio de uma plataforma de acesso de madeira, ao primeiro pavimento.

O *leitmotiv* deste projeto foi que sua implantação no sítio fosse feita de forma a impactar o mínimo possível seu entorno, privilegiando uma Arquitetura Bioclimática “preocupada na sua integração com o clima local, visando à habitação centrada sobre o conforto ambiental do ser humano e sua repercussão no planeta. Considerou-se também, a Arquitetura Sustentável, continuidade mais natural da Bioclimática, levando em consideração, também, a integração do edifício (do artefato arquitetônico inserção do autor) à totalidade do meio ambiente...” [12].

A seguir, seguem a maquete (executada pelo autor) na escala 1:30 e as perspectivas digitalizadas, como também, as plantas, elevações e cortes deste estudo de caso, feitas pela Graduanda terceiranista do curso de Arquitetura e Urbanismo da UNICEP/São Carlos, Luana Canal Mattos Arêas (coautora deste artigo):

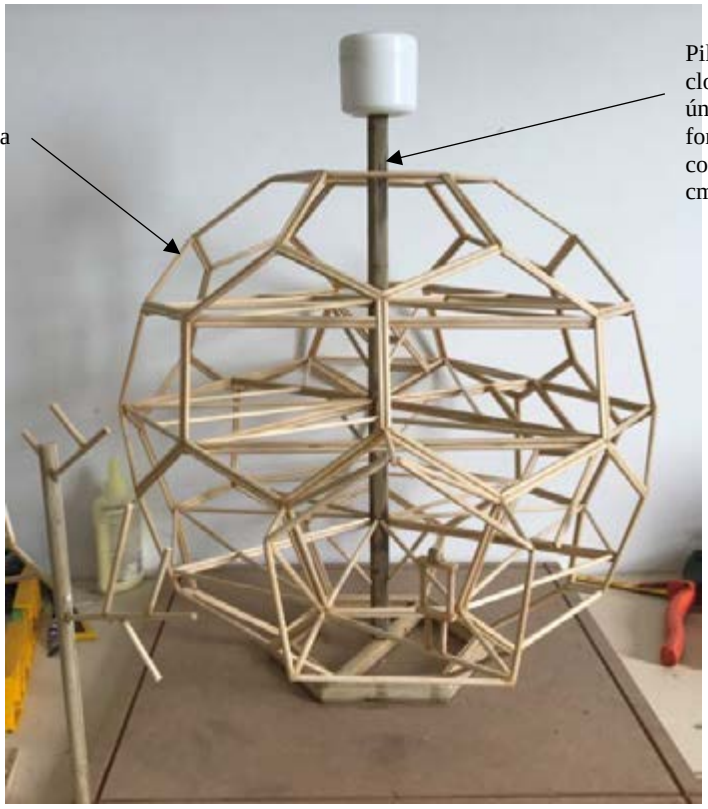
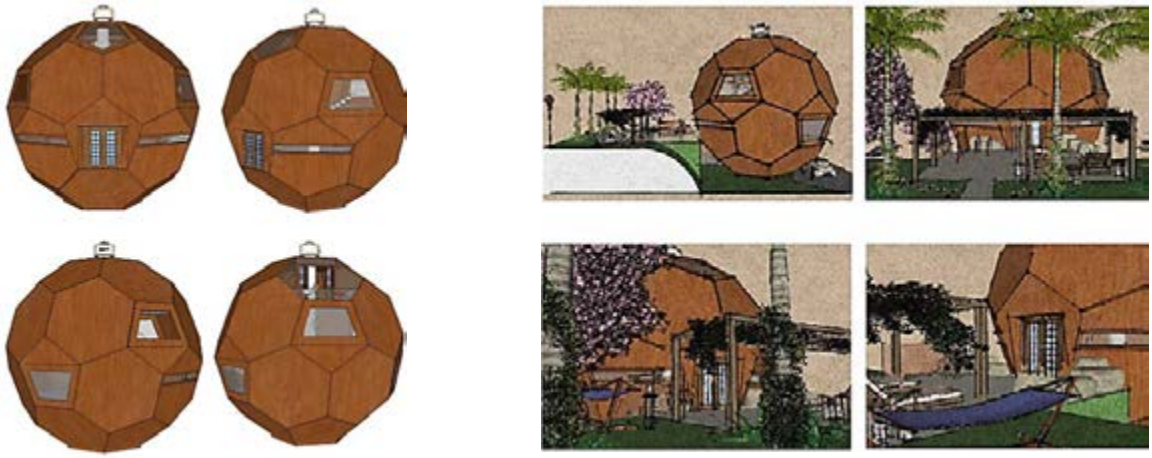
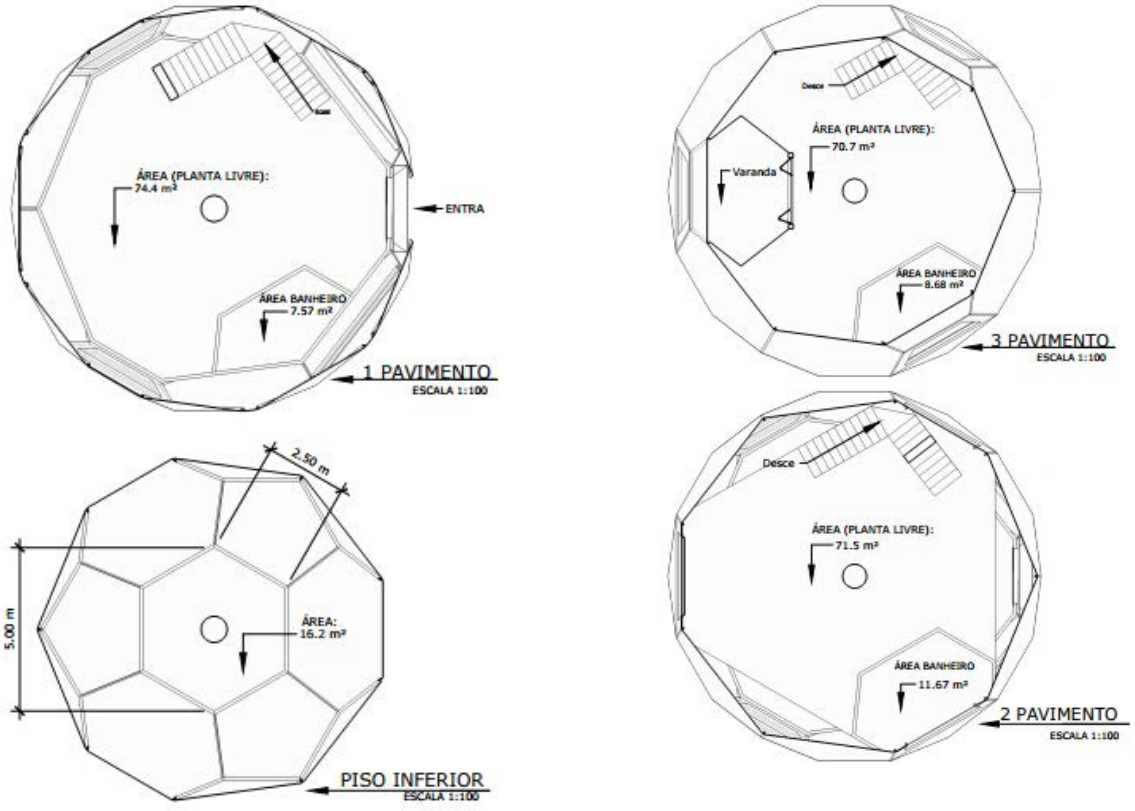


Figura 5: Maquete na escala 1:30, feita com palitos de madeira, para *algodão doce*, com diâmetro de 3,5 mm em média e cavilhas de eucalipto clonado no diâmetro de 16 mm para o pilar central, executada pelo autor.



(a) (b)

Figura 6: Perspectivas



(a) (b)

Figura 7: Plantas

6. RELEVÂNCIA DO PROJETO DE PESQUISA

Projetar artefatos arquitetônicos em terrenos de declividades variadas sempre foi um desafio para os arquitetos, no Brasil Marcos Acayaba e o casal Aflalo, Marta e Marcelo, exemplares neste quesito, contando ambos, com a essencial participação do engenheiro civil, Hélio Olga Jr, proprietário da *ITA Construtora* de São Paulo e responsável pelos respectivos cálculos estruturais. Internacionalmente, uma pequena obra, mas de valor arquitetônico, *The Israel House* (1994) [13], singular e inovadora, possibilita com sua leveza estrutural, tornar possível inserir o artefato de forma a impactar minimamente o seu sítio, em terreno de topografia variável.

(a) (b)

Figura 8: The Israel House.

A *BOLA* é mais um projeto que se propõe a enfatizar que é possível implantar-se artefatos arquitetônicos de forma simples e natural em os chamados terrenos “difíceis”, além do mais vem

comprovar que o arquiteto ao adotar como partido uma figura geométrica, ou mesmo um elemento da natureza, como inspiração e por recorrência suas estruturas, possibilitam livre pensar, sem "engessar" sua criatividade, como é o pensamento corrente, ou seja, projeto arquitetônico e sistema estrutural caminham juntos.

7. CONCLUSÕES

Este projeto tem por foco aspectos de uma Arquitetura Bioclimática, causando o mínimo impacto ambiental, sendo sua construção feita com critérios de racionalidade construtiva, visando o conforto de seus usuários.

AGRADECIMENTOS

À UNICEP/São Carlos, sua Direção e Coordenação do curso de Arquitetura e Urbanismo, esta, na pessoa da Professora Doutora Ana Lúcia Cerávolo, pelo apoio na participação de professores e alunos para a difusão da cultura acadêmica. À USP/São Carlos e em particular aos Professores Carlito Calil Jr. e Francisco Antonio Rocco Lahr do LaMEM/SET/EESC/USP, pelas informações preciosas para a elaboração e desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS

[1] Brunari, B. 'DESIGN E COMUNICAÇÃO VISUAL', Editora Martins Fontes, São Paul, 2001.
[2] Hellmeister, J. C. 'CARACTERÍSTICAS'. I ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, Ebramem, Anais, Volume 1. LaMEM/SET/ EESC/USP, Julho de 1983.
[3] Moura, E. P. 'ESTUDO DA TAXA DE CARBONIZAÇÃO DA MADEIRA E SUA RELAÇÃO COM A RESISTÊNCIA DE PEÇAS ESTRUTURAIS'. IX ENCONTRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. Ebramem. LaMEM/SET/ EESC/USP, Julho de 2004.
[4] Programa de Investigação da Tecnologia – PIT. 'Relatório de investigação tecnológico'. AGÊNCIA DE INOVAÇÃO. USP/SP, Setembro de 2007.
[5] Calil Jr, C.; Rocco Lahr, F. A.; D., A. A. 'Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira'. Editora Manole, São Paulo. 2003
[6] Isaia, G. C. 'MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO CIVIL e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais'. Editor Geraldo C. Isaia, Volume 2, 1ª. Edição, São Paulo, 2007.
[7] Pfeil, W.; Pfeil, M, 'Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático de Acordo com a ABNT NBR 8800:2008'. Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro, 2009.
[8] ASSOCIAÇÂO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT NBR 8800:1986. 'Projeto e execução de estruturas de aço em edificações - Método dos elementos finitos'. Rio de Janeiro, 1986.
[9] ASSOCIAÇÂO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT NBR 6123:1988. 'Forças devidas ao vento em edificações'. Rio de Janeiro, 1988.
[10] Cabral, R. 'AMARU: TECNOLOGIA FLORESTAL PARA A CONSTRUÇÃO CIVIL'. Editado por AMARU-Montana, Brasil, Fevereiro de 2016.
[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 7190:1997. 'Projeto de estruturas de madeira'. Rio de Janeiro. 1997.
[12] Corbella, O.; Yannas, S. 'EM BUSCA DE UMA ARQUITETURA SUSTENTÁVEL PARA OS TRÓPICOS – CONFORTO AMBIENTAL'. Editora Revan, Rio de Janeiro, 2003.
[13] Stungo, N. 'The New Wood Architecture'. Published by Laurence King Publishing, London, 1998.

ASPECTOS AMBIENTAIS DO LIGHT WOOD FRAME PARA HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL NO SUL DO BRASIL

LIGHT WOOD FRAME ENVIRONMENTAL ASPECTS FOR LOW-COST HOUSING IN THE SOUTH OF BRAZIL

Rodrigo Vargas Souza [(1)] (A), Lisiane Ilha Librelotto [(2)], Alexandra Lima Demenighi [(3)], Andrea Salomé Jaramillo Benavides [(4)]

(1) M.e. Arq., Doutorando, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil
(2) Dra. Engª., Professora, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil
(3) M.a.Arqª., Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil
(4) M.a.Arqª., Doutoranda, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil
Endereço de contato: arquitetura.rodrigo@hotmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T7-04

Resumo

O Sistema construtivo *Light Wood Frame* pode ser uma alternativa para diminuir os impactos ambientais gerados na construção de habitações de interesse social (HIS) na região sul do Brasil, no entanto, ainda há poucas informações sobre o desempenho ambiental deste sistema construtivo no território nacional. Por este motivo, o presente artigo tem como objetivo, apresentar uma avaliação ambiental dos subsistemas piso, parede e cobertura de uma habitação de interesse social construída com o *Light Wood Frame*. O método utilizado para a avaliação foi baseado em critérios e pontuações, identificando as principais cargas ambientais ocorridas ao longo do ciclo de vida dos subsistemas da HIS a partir do estudo de caso de um projeto. Os resultados deste artigo possibilitam a visualização do desempenho ambiental dos subsistemas da HIS, tanto de maneira individual como conjunta, classificando-os em faixas de desempenho e também definindo um indicador único para a tomada de decisão.

Palavras chave: avaliação ambiental; sistema plataforma em madeira; *Light Wood Frame*; habitação de interesse social

Abstract

The Light Wood Frame Construction System may be an alternative to reduce the environmental impacts generated in the construction of low-cost houses in the southern region of Brazil, however, there is still little information on the environmental performance of this construction system in the national territory. For this reason, this article aims to present an environmental assessment of the floor, wall and cover subsystems of a low- cost house built with Light Wood Frame. The method used for the evaluation was based on criteria and scores, identifying the main environmental loads that occurred throughout the life cycle of low-cost house subsystems from the case study of a project. The results of this article make it possible to visualize the environmental performance of low-cost housing subsystems, both individually and jointly, by classifying them into performance bands and also defining a single indicator for decision making.

Keywords: *environmental assessment; wooden platform system; Light Wood Frame; low-cost house*

1. INTRODUÇÃO

O setor da construção civil tem sido apontado como tendo papel significativo para o alcance de sociedades mais sustentáveis, pois a construção de edificações consome bastante energia e gera muitos resíduos. Assim, a adoção de sistemas construtivos que minimizem o desperdício no canteiro de obras e a utilização de materiais renováveis nas construções são alternativas para diminuir o impacto ao ambiente.

Nos últimos anos surgiram pequenas empresas no sul do Brasil, que buscando alternativas construtivas com baixo impacto ambiental, mais rápidas e econômicas, adotaram o *Light Wood Frame* como solução construtiva para edificação térrea, predominantemente, para atender a demanda de Habitações de Interesse Social (HIS). Recentemente a comissão do Sistema Nacional de Avaliação Técnica (SINAT) aprovou a DATec n° 020 possibilitando o financiamento do sistema construtivo *Light Wood Frame* para a construção de unidades habitacionais unifamiliares térreas isoladas ou geminadas. O primeiro conjunto habitacional, construído com o *Light Wood Frame*, financiado pela Caixa Econômica Federal foi o residencial Haragano, localizado na cidade de Pelotas no estado do Rio Grande do Sul (Figura 1). O empreendimento entregue em 2013, atende a primeira faixa do Programa Minha Casa Minha Vida, que inclui famílias com renda mensal de até três salários mínimos. Foram construídas 280 unidades habitacionais de 45m², incluindo 270 sobrados geminados e dez casas térreas.

Figura 1: Residencial Haragano, Pelotas (RS)
Fonte: ABDI (2015)

As florestas plantadas no Brasil ocupam, aproximadamente, 4,8 milhões de hectares, dos quais, cerca de 3,0 milhões de ha correspondem a reflorestamentos com eucalipto e 1,5 milhão a reflorestamentos com pinus, sendo a maioria das plantações efetuadas pelas indústrias do setor ou por iniciativa de alguns estados (BRDE, 2003, ACR, 2014).

A região sul do Brasil se destaca pela produtividade florestal sendo superior em produtividade a dos Estados Unidos e África do Sul e tendo a maior área de floresta plantada de *Pinus spp* do Brasil com 1.281.307 ha (SBS, 2005; ACR, 2014), conforme Tabela 1.

Tabela 1: Área plantada com Pinus na região sul do Brasil (ha)

Estado	Área planta de Pinus Spp (ha)
Paraná	605.130
Santa Catarina	539.377
Rio Grande do Sul	136.800
Regiãosul	**1.281.307**
Total Brasil	**1.562.782**

Fonte: Adaptado de ACR (2014)

Laroca (2002) afirma que a madeira de reflorestamento é uma alternativa para a melhoria das condições de vida da população de baixa renda. Quanto ao aspecto florestal e ambiental, a madeira de reflorestamento pode ser plantada e manejada para este fim, garantindo estoques para as gerações futuras. Sob o ponto de vista socioeconômico, pode gerar oportunidades de trabalho em regiões com vocação florestal nas várias etapas da cadeia produtiva (serrarias, fábricas de componentes, carpintaria e usinas de tratamento). Com um baixo investimento de capital é possível transformar a produção centralizada pela descentralizada em forma de cooperativas ou de pequenas empresas.

O objetivo da produção de HIS sustentáveis é um esforço conjunto de vários segmentos (silvicultura, serrarias, fabricantes, projetistas e construtores) e, principalmente, integrando profissionais de diversas áreas do conhecimento que possam interagir nos aspectos político, cultural, ambiental e, inclusive em dimensões éticas e estéticas.

Diante destas condições relevantes, do potencial da cadeia produtiva do Pinus para fornecimento de matéria-prima e da disponibilidade de financiamento do sistema construtivo *Light Wood Frame* para a construção de unidades habitacionais unifamiliares, este trabalho tem por objetivo apresentar a avaliação ambiental dos subsistemas piso, parede e cobertura de uma habitação de interesse social construída com o *Light Wood Frame*. O método utilizado para a avaliação foi baseado em critérios e pontuações, identificando as principais cargas ambientais ocorridos ao longo do ciclo de vida dos subsistemas da HIS a partir do estudo de caso de um projeto. Os resultados deste artigo possibilitam a visualização do desempenho ambiental dos subsistemas da HIS, tanto de maneira individual, como conjunta, classificando-os em faixas de desempenho e, também, definindo um indicador único para a tomada de decisão.

Este artigo está organizado em cinco seções: Avaliação ambiental de edificações, Habitação de interesse social avaliada, Método de pesquisa, Resultados e discussões da avaliação ambiental e Conclusões. Na seção avaliação ambiental são apresentados os elementos comuns a grande parte dos métodos existentes, que serviram como base para a definição do método a ser utilizado para a avaliação ambiental. Em Habitação de interesse social é a apresentado o projeto utilizado para estudo de caso. Em Método de pesquisa, é descrito o método utilizado para a avaliação ambiental. Na seção Resultados e discussões da avaliação ambiental, são apresentados e discutidos os resultados da avaliação ambiental. E, finalmente, são apresentadas as conclusões obtidas neste trabalho.

2. AVALIAÇÃO AMBIENTAL DE EDIFICAÇÕES

Avaliações de desempenho ambiental de edificações são procedimentos que determinam em que medida um edifício pode influenciar o ambiente, de modo que o projeto de construção ou de operação pode ser alterado para reduzir danos ambientais e aumentar a qualidade dos serviços oferecidos (GRAHAM, 2000).

Na tentativa de estabelecer-se uma compreensão abrangente e permitir uma mensuração dos impactos relacionados aos processos de produção, passou-se a usar a Análise de Ciclo de Vida (ACV). Segundo TAVARES e LAMBERTS (2005), a ACV de uma edificação se inicia na fabricação dos

materiais de construção, passa pelo transporte dos mesmos até o sítio das construções, pela obra propriamente dita, prolongando-se pela vida útil da edificação até a demolição e a deposição final dos materiais.

A metodologia de análise do ciclo de vida apresenta dificuldades para aplicação direta nas avaliações de edificações. Por isso, metodologias específicas para esse fim foram desenvolvidas e, praticamente todas elas, têm suporte em ferramentas computacionais, devido ao volume de dados envolvidos. Há métodos distintos, enquanto uns lidam com critérios prescritivos e com informações qualitativas, outros buscam englobar também dados quantitativos e elementos da ACV. A abordagem estritamente quantitativa é uma tendência verificada nos novos métodos e ferramentas desenvolvidos, mas que é dependente, do aumento do conhecimento sobre os mecanismos naturais desencadeados pelas atividades humanas (KUHN, 2006).

Segundo GRIGOLETTI e SATTLER (2002), as ferramentas baseadas em critérios qualitativos ou prescritivos são potencialmente mais fáceis de serem adaptadas às realidades que não sejam de seus países de origem, embora apresentem grande subjetividade. Já ferramentas que buscam quantificar impactos ambientais fornecem resultados mais precisos, porém, baseiam-se em bancos de dados específicos a países ou regiões para os quais foram desenvolvidos. Essa característica limita suas aplicações no contexto brasileiro, já que não existe ainda um banco de dados de referência (SILVA et al. 2003).

A aplicação das diferentes ferramentas de avaliação ambiental de edificações irá fornecer diferentes resultados, não diretamente comparáveis. Além disso, quando utilizadas fora de seu contexto de origem, os resultados podem não representar a realidade que se pretende avaliar. Essas diferenças, nos resultados obtidos, decorrem das diferenças entre os aspectos ambientais selecionados, os escopos e os limites definidos para a avaliação e a metodologia adotada em cada ferramenta para a identificação dos impactos (IEA ANNEX 31, 2001).

SILVA (2003) afirma que, embora sejam poucas as ferramentas voltadas à avaliação ambiental de edificações, as quais sigam rigidamente a metodologia de ACV, praticamente todas elas extraem do método o conceito de avaliar impactos ao longo do ciclo de vida, o que faz transparecer em suas estruturas o uso de alguns elementos comuns aos da ACV. Segundo OLIVEIRA (2005), é possível identificar nos sistemas de avaliação, apesar das diferenças, um conjunto mais ou menos comum de elementos e de etapas, dispostos dentro de uma sequência, que permite aos usuários fornecerem dados e obterem resultados de desempenho ou de potenciais impactos associados à produção e ao uso da edificação. Estas etapas sequenciais são: **a definição de metas e do escopo, a definição de fronteira, a definição de critérios e a apresentação dos resultados.**

3. HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL AVALIADA

Para o estudo de caso deste artigo, foi usado o projeto da habitação de interesse social desenvolvido de acordo com o Sistema Construtivo *Light Wood Frame*e os princípios de coordenação modular decimétrico, na dissertação de ESPÍNDOLA (2010).

A mesma apresenta 46,50 m² distribuídos em dois dormitórios, banho e sala e cozinha integrados (Figura 2), para atender uma família de 4 pessoas com renda de até 3 salários mínimos.

A escolha do sítio para localização da HIS foi definido no distrito dos Ingleses do Rio Vermelho, em Florianópolis, SC, tendo como objetivo a simulação de uma situação real para implantação de habitações de interesse social.

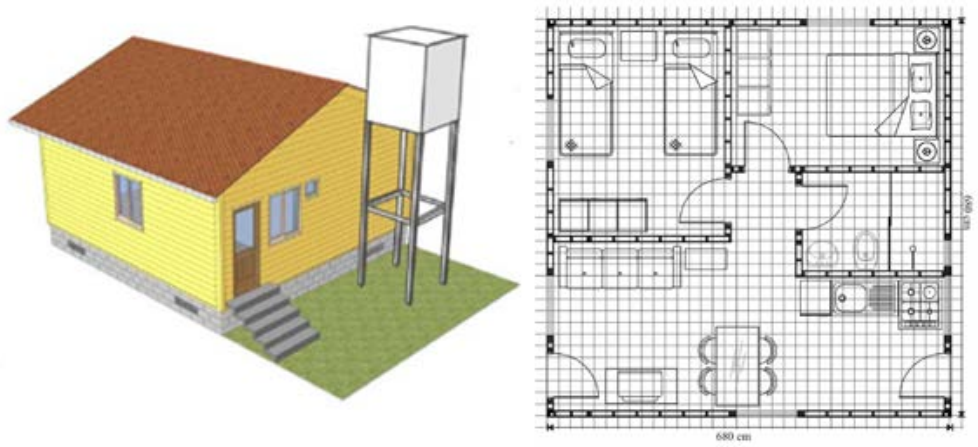


Figura 2: Perspectiva e planta baixa de 46,50 m² do protótipo da HIS
Fonte: ESPÍNDOLA (2010)

A HIS é composta pela justaposição de subsistemas com função estrutural, denominados fundação, piso, paredes (painéis modulares) e cobertura. A fundação é composta por blocos de concreto, o piso, em forma de plataforma, é composto por um conjunto de vigas contraventadas por peças intermediárias, peças de fechamento lateral externo e chapas estruturais na superfície superior das vigas. As paredes são compostas pelos painéis coordenados propostos para os vãos modulares: 60 cm × 280 cm, 120 cm × 280 cm e 240 cm × 280 cm e, a cobertura, é composta por 9 treliças pré-fabricadas em madeira, chapas OSB e telhas cerâmicas. A Figura 3 apresenta estes subsistemas.

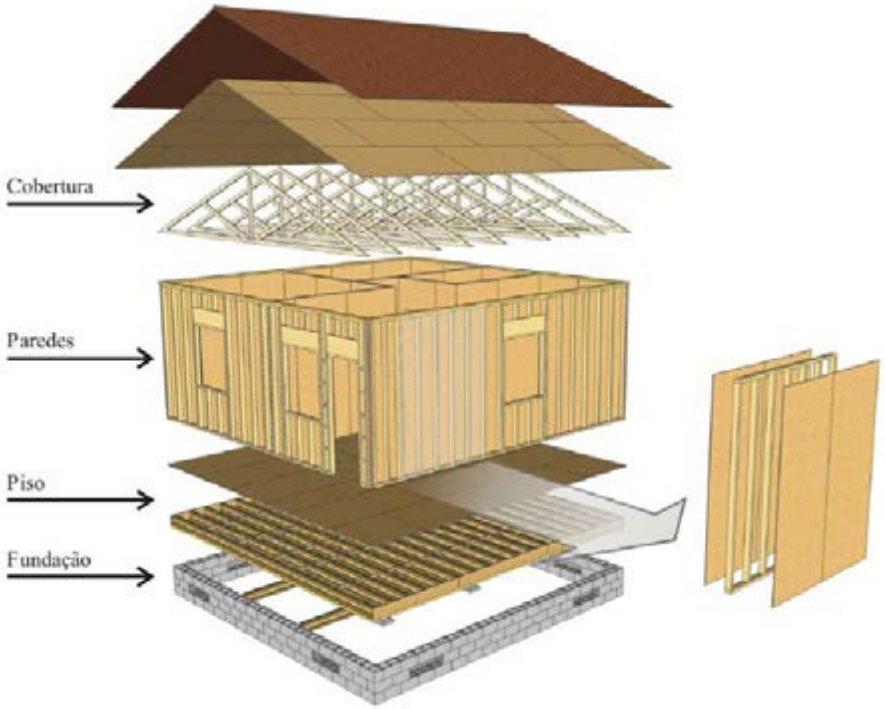


Figura 3: Subsistemas (elementos) estruturais do *Light Wood Frame*
Fonte: ESPÍNDOLA (2010)

4. MÉTODO DE PESQUISA

Para a avaliação do ciclo de vida da HIS, optou-se por um método que tem sua estrutura definida a partir de elementos e de etapas sequenciais comuns à metodologia tipicamente utilizada em uma ACV e normatizada pela ISO 14.040. Porém sua estrutura foi simplificada, devido à falta de um banco de dados consistente no contexto brasileiro. Assim, foi definido um método híbrido, baseado em critérios e pontuações.

4.1 Definições iniciais

O o**bjetivo** (e escopo) da avaliação é identificar as cargas e os potenciais impactos ambientais ocorridos nos subsistemas de uma habitação construída com o*Light Wood Frame*. Para isto, foram selecionados critérios ambientais relacionados e passíveis de caracterização no contexto brasileiro, e que são tradicionalmente incluídos em ferramentas de análise de ciclo de vida.

As **fronteiras** definidas paraeste trabalho são:

- a avaliação ambiental apenas dos subsistemas piso, parede e cobertura, por serem comuns ao Sistema *Light Wood Frame*, sendo excluídos o subsistema fundação que pode variar dependendo da topografia do terreno e os subsistemas hidráulico e elétrico, devido os mesmos serem comuns a diferentes sistemas construtivos;
- os critérios selecionados estão classificados em dois grupos, **consumo de energia** e **emissão e geração de resíduos**, e foram caracterizados nas etapas delimitadas, conforme Figura 4. Está delimitação foi feita pela dificuldade das empresas madeireiras informarem os dados referentes às etapas de manejo, silvicultura e colheita.

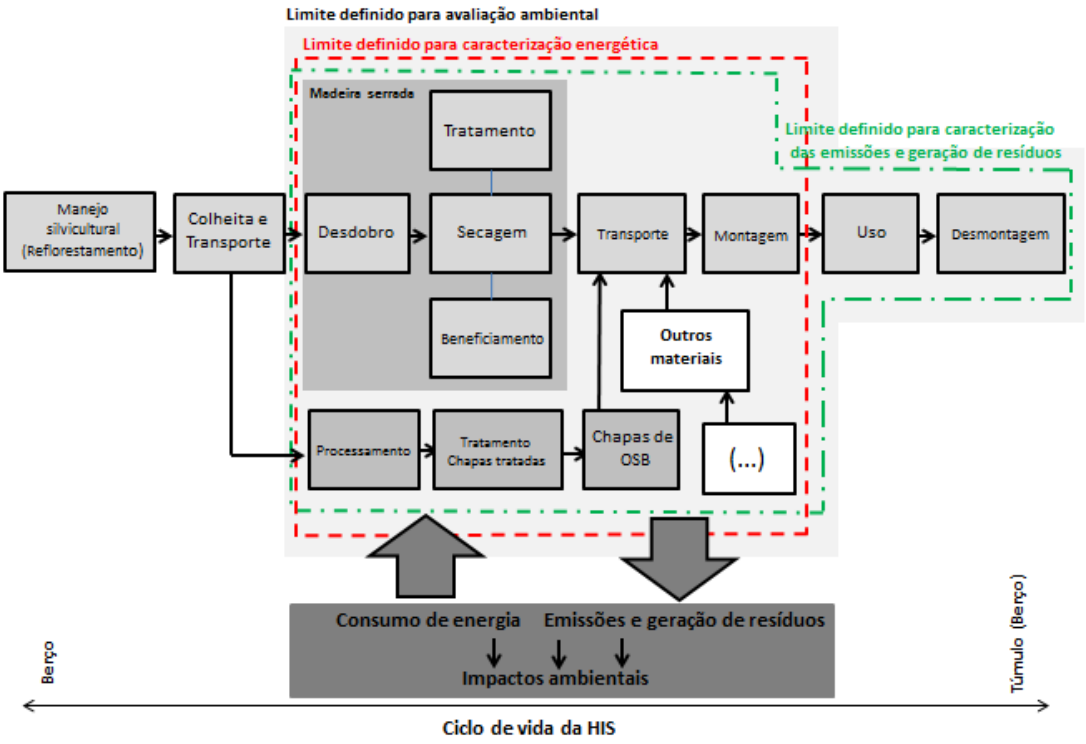


Figura 4: Consumo de energia e emissão e geração de resíduos nas etapas delimitadas para estudo

4.2 Critérios ambientais

Os critérios selecionados foram baseados nos métodos e nas ferramentas de avaliação ambientais existentes (FINEP, 2007) e em trabalhos que utilizaram métodos híbridos no contexto nacional (KUHN, 2006, OLIVEIRA, 2005 e SPERB 2000). Na Tabela 2 são apresentados os 8 critérios selecionados, com suas possíveis repercussões ambientais nas etapas delimitadas neste estudo.

Tabela 2: Critérios ambientais selecionados com suas possíveis repercussões ambientais nas etapas delimitadas neste estudo.

Critério	Repercussões ambientais (possíveis)	Etapas do ciclo de vida que ocorrem as repercussões ambientais
Quantidade de CO_2 armazenado da habitação	Diminui a concentração de CO_2 na atmosfera, contribuindo para a diminuição do aquecimento global.	Manufatura, montagem, uso
Consumo de energia e emissões de CO_2 decorrentes do transporte	Aquecimento global, acidificação, toxidade humana e dos ecossistemas, diminuição dos recursos abióticos.	Transporte
Emissão de resíduos perigosos	Toxidade humana e dos ecossistemas, diminuição dos recursos abióticos.	Manufatura, montagem, uso e desmontagem (disposição final)
Consumo de energia para o processo de manufatura	Aquecimento global, acidificação, toxidade humana e dos ecossistemas, diminuição dos recursos abióticos e bióticos[1].	Manufatura
Consumo de energia para construção	Aquecimento global, acidificação, toxidade humana e dos ecossistemas, diminuição dos recursos abióticos e bióticos[1].	Montagem (construção)
Consumo de recursos reaproveitados	Diminui os impactos relacionados (direta e indiretamente) a utilização dos recursos abióticos e bióticos.	Manufatura e desmontagem (disposição final)
4.2.1.1 **Consumo de recursos com potencial de reciclagem**	Diminui os impactos relacionados (direta e indiretamente) a utilização dos recursos abióticos e bióticos.	Manufatura e desmontagem (disposição final)
4.2.1.2 **Perdas decorrentes do processo de construção**	Diminui os impactos relacionados (direta e indiretamente) a utilização dos recursos abióticos e bióticos.	Montagem (construção)

[1] Depende da fonte de energia

Os dados necessários para a caracterização ambiental dos subsistemas da HIS foram obtidos por meio da literatura técnica, por entrevistas e aplicação de questionários e acompanhamento em obras. Foram acompanhadas construções de duas residências, uma de 42 m² construída no método artesanal e, outra de 346 m², construída no método semi-industrializado (método dos painéis montado no local) na cidade de Florianópolis. Também para a etapa de construção foram feitas entrevistas e aplicados questionários em 4 construtoras especializadas no Sistema *Light Wood Frame* na região sul do Brasil. Os dados relacionados aos materiais de construção foram obtidos por meio de entrevistas e aplicação de questionários em 20 empresas de materiais de construção localizadas nas regiões sul e sudeste.

4.3 Apresentação dos resultados

Os resultados das caracterizações ambientais são apresentados em um gráfico em forma de perfil de desempenho ambiental para cada critério usado, resultando em classificação da edificação.

Na elaboração do perfil de desempenho, para cada critério avaliado, determinam-se as faixas de desempenho a partir dos limites máximos e mínimos. Essas faixas foram divididas em 5 intervalos iguais. O intervalo de melhor desempenho recebeu o conceito A, com peso 5, enquanto o intervalo de pior desempenho recebeu o conceito E, com peso 1. A avaliação global dos subsistemas é obtida

a partir da média dos conceitos obtidos em cada critério avaliado, os quais seriam classificados com A, B, C, D ou E.

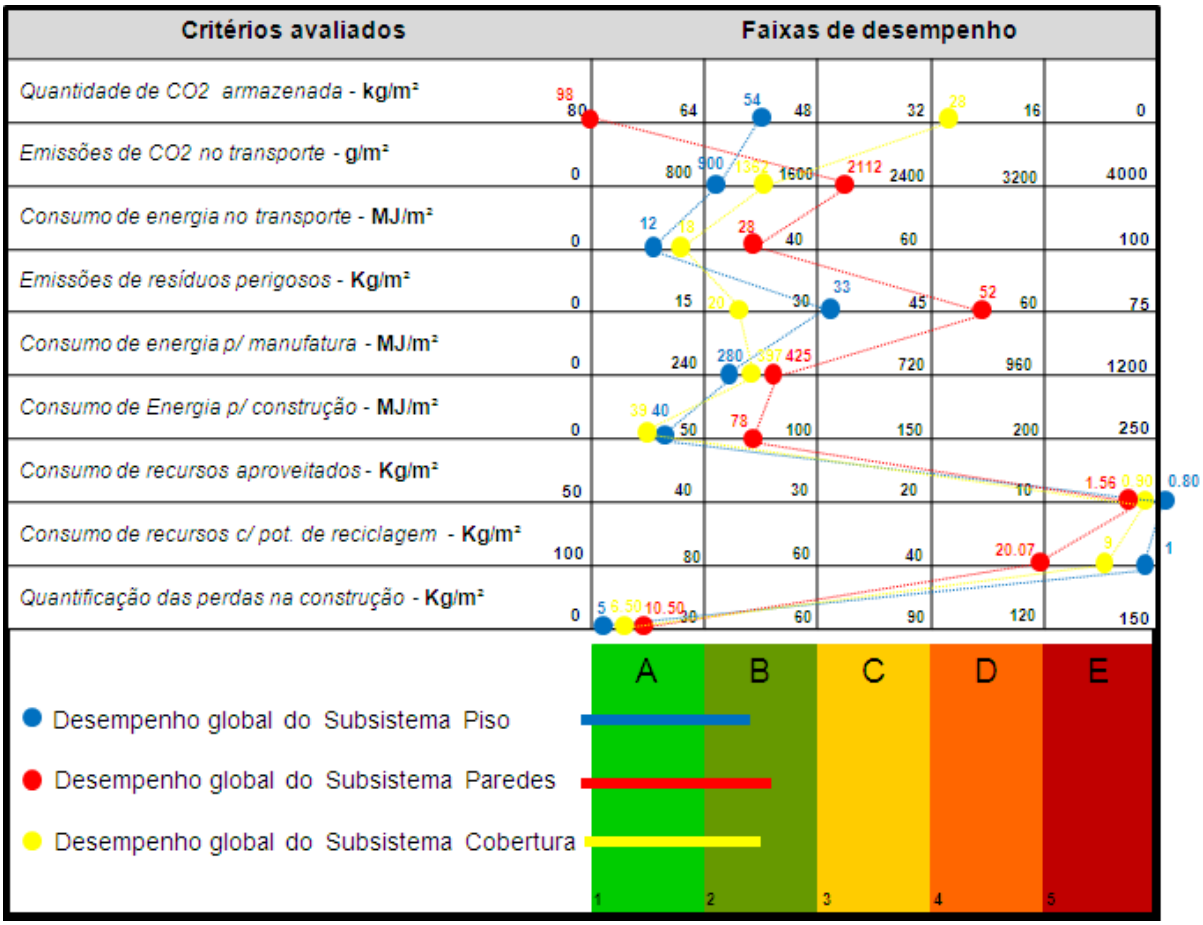
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES DA AVALIAÇÃO AMBIENTAL

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados da avaliação ambiental dos subsistemas piso, paredes e cobertura da HIS de 46,50 m².

5.1 Avaliação ambiental da HIS

No perfil de desempenho da Tabela 3, é apresentando o desempenho dos subsistemas piso, paredes e cobertura, calculados em função da área do piso da edificação (46,50 m²). Nele constam os critérios avaliados, as faixas de desempenho, o desempenho de cada subsistema em cada critério avaliado e a classificação final atribuída ao subsistema. Os resultados foram expressos em função da área.

Tabela 3: Perfil de desempenho ambiental dos três subsistemas

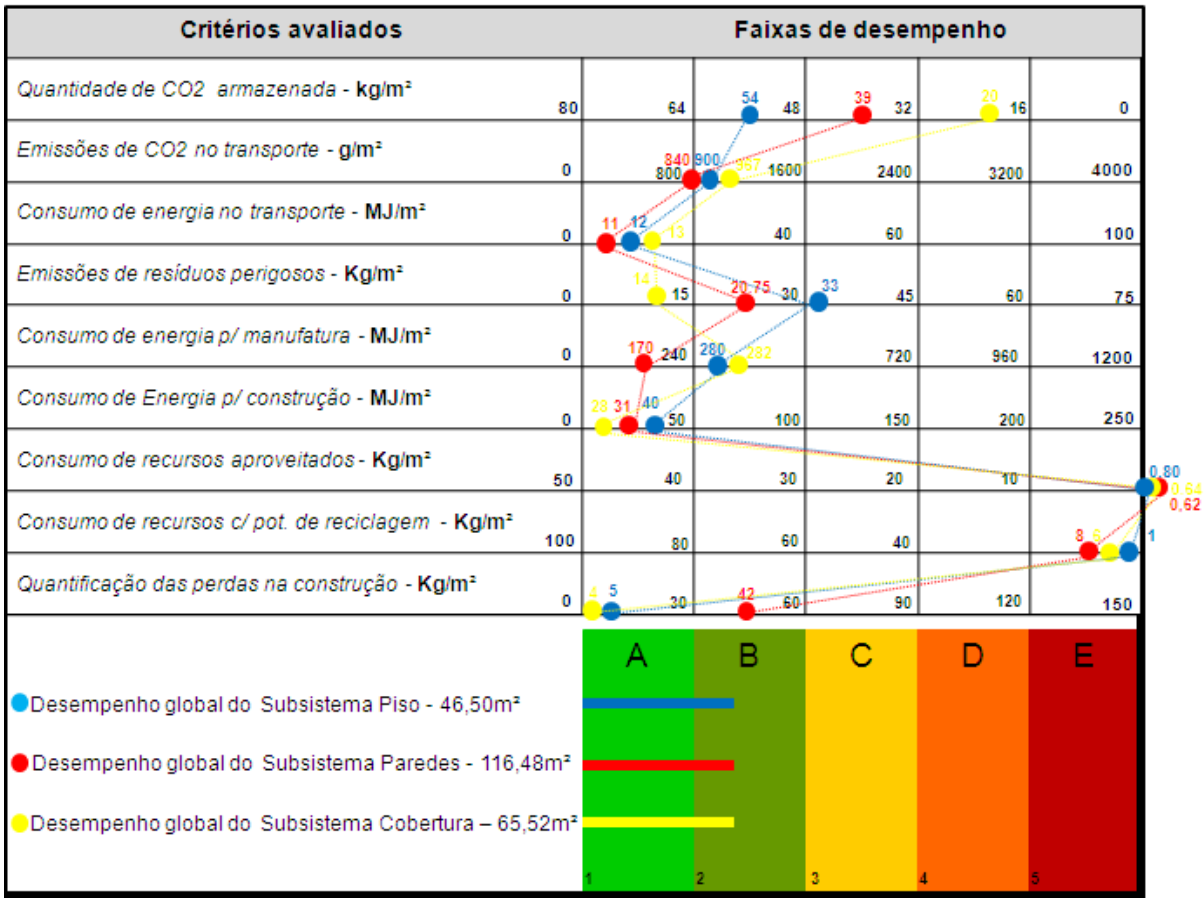


Os três subsistemas apresentaram desempenho similar, obtendo índice de desempenho B. Os critérios que mais repercutiram positivamente, classificados em índice A, foram a quantidade de CO_2 armazenada, o consumo de energia no transporte, o consumo de energia para construção e as perdas na construção. Já as repercussões mais negativas, que obtiveram índice de desempenho E, foram o consumo de recursos aproveitados e o consumo de recursos com potencial de reciclagem.

No perfil de desempenho da Tabela 4, é apresentado o desempenho dos subsistemas em função da área construída do próprio subsistema: piso com 46,50 m² construídos, paredes com 116,48 m² considerando aberturas e cobertura com 65,52 m², considerando os beirais e superfícies inclinadas.

Verificou-se que, mesmo com está diferenciação de área, os subsistemas mantiveram o desempenho com um índice total B, tendo as mesmas caracterizações com repercussões positivas e negativas.

Tabela 4: Perfil de desempenho ambiental considerando as áreas de superfícies dos subsistemas



Os subsistemas piso, paredes e cobertura apresentaram diferentes resultados de desempenho na caracterização da quantidade de CO_2 armazenada, pois este critério está relacionado à massa da madeira utilizada em cada subsistema. Os subsistemas paredes e piso apresentaram desempenhos A e B respectivamente, pois suas massas são predominantemente compostas de madeira. Porém na Tabela 4, o subsistema parede apresenta um desempenho C, devido à presença de uma massa significativa do gesso acartonado. Já a cobertura foi o subsistema que obteve o menor desempenho, ficando com D, devido à sua maior massa ser procedente das telhas cerâmicas.

O consumo de energia e as emissões de CO_2 relacionadas ao transporte obtiveram desempenho A e B, respectivamente. Eles apontam para uma relação de distâncias sustentável, entre as indústrias fabricantes e a HIS. E também confirma o saldo de 8.180,50 kg de CO_2 armazenado nos três subsistemas, o que é equivalente à emissão de 40 casas construídas como o Sistema *Light Wood Frame* com as mesmas características da habitação em estudo.

As caracterizações relacionadas à etapa de construção mostram que o *Light Wood Frame* tem bom desempenho no "canteiro de obras". Já a energia embutida nos subsistemas, considerando os processos de manufatura dos materiais, de transporte e de construção, também apresenta um bom desempenho, entre A e B, apontado para um conteúdo energético satisfatório em seu ciclo de vida.

O valor total de emissões de resíduos perigosos foi de 4.897,30 kg, mas mesmo com esta quantidade de emissões, os três subsistemas tiveram desempenhos B, considerando a área de 46,50 m².

As caracterizações que tiveram repercusões negativas, com desempenho E, foram o consumo de recursos aproveitados e o consumo de recursos com potencial de reciclagem.

O desempenho relativo ao consumo de recursos está relacionado ao fato da maior parte dos materiais usados nos subsistemas não serem de origem de reaproveitamento ou não terem nas suas composições insumos reaproveitáveis. O baixo desempenho relacionado ao consumo de recursos com potencial de reciclagem é devido ao uso de materiais como a madeira tratada e a Placa de OSB, que representam massas significativas dentro dos subsistemas e não podem ser reciclados na atual conjuntura nacional.

Na forma usada para a apresentação dos resultados da avaliação ambiental dos subsistemas, constatou-se certa limitação decorrente da introdução de subjetividade para a definição do indicador único de desempenho: A, B, C, D ou E. Segundo OLIVEIRA (2005), a avaliação e a interpretação dos resultados são procedimentos críticos para métodos e sistemas de avaliação ambiental devido à introdução de subjetividade para a seleção de uma alternativa, frente às necessidades do usuário.

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi feita a análise de aspectos ambientais de um HIS de 46,50 m² em madeira projetada segundo os princípios de coordenação modular no Sistema *Light Wood Frame*, localizada em Florianópolis, SC. Para a análise foram coletados dados na literatura técnica, por meio de acompanhamento em obras e de entrevistas em construtoras especializadas no *Light Wood Frame* e empresas fabricantes de materiais de construção civil.

O método utilizado para análise tem sua estrutura definida a partir de elementos e de etapas sequenciais comuns à metodologia tipicamente utilizada em uma ACV. Porém sua estrutura foi simplificada, devido à falta de um banco de dados consistente no contexto brasileiro.

A avaliação ambiental indicou que a HIS projetada no Sistema *Light Wood Frame* apresentou um desempenho considerado B para a região de Florianópolis.

As **caracterizações** dos subsistemas da HIS que apresentaram desempenho entre A e B foram **emissões e consumo de energia nos transportes**, mostrando a importância da utilização de materiais locais para a diminuição dos impactos ambientais. **O consumo de energia na manufatura e na construção** aponta para um bom desempenho da HIS no que se refere aos gastos energéticos, e as **perdas na construção,** que foram de 9,87%, confirmando o bom desempenho do Sistema Plataforma na minimização de resíduos dentro do "canteiro de obras".

A **quantidade de CO_2 armazenada** obteve uma classificação distribuída entre A e D. Mesmo assim, é possível afirma que nesta caracterização os subsistemas tiveram um desempenho satisfatório. Pois os três subsistemas armazenaram juntos 8.383 t de CO_2, o equivalente a uma média de emissões de um automóvel de passageiros durante 1 ano e 4 meses.

As caracterizações com desempenho abaixo de C foram as **emissões de resíduos perigosos,** o **consumo de recursos com potencial de reciclagem** e o **consumo de recursos reaproveitados**. Estas caracterizações negativas são decorrentes, principalmente, do uso de tratamento (CCA) na madeira, que emite resíduos perigosos e não possibilita que a mesma seja reaproveitada ou reciclada no final do seu ciclo de vida. Na caracterização de consumo de recursos reaproveitados, a madeira também contribui para este desempenho negativo, porém a mesma, de certa forma, não pode ser classificada nesta caracterização por ser um material que não incorpora insumos em sua manufatura, a não serem os componentes químicos. Mas este desempenho negativo é confirmado pelos outros materiais empregados nos subsistemas, que tem suas massas representativas, tais como as placas de

OSB, as placas de gesso acartonado e as telhas cerâmicas que apresentam em suas composições, baixo ou nulo de insumos reaproveitados.

REFERÊNCIAS

[1] ABDI. Manual da construção industrializada - conceitos e etapas. Volume 1: conceitos e etapas. Brasília, 2015.
[2] BRDE. Florestamento na região sul do Brasil: uma análise econômica. Diretoria de planejamento Banco, Regional de desenvolvimento do Extremo Sul, Diretoria de planejamento (BRDE): Brasília, setembro, 2003.
[3] ACR. Anuário estatístico de base florestal para o estado de santa catarina. Associação Catarinense de Empresas Florestais: Lages, fevereiro de 2014.
[4] SBS. Fatos e Números do Brasil Floresta. Sociedade Brasileira de silvicultura: Novembro de 2005.
[5] LAROCA, C. A. Habitação social em madeira: uma alternativa viável. Dissertação de mestrado em Ciências Florestais. Universidade Federal do Paraná: Curitiba, 2002.
[6] GRAHAM. P. The role of building environmental performace assessment in design.Envionmental Design Guide. Maio, 2000.
[7] TAVARES, S. F; LAMBERTS, R. Consumo de energia para construção, operação e manutenção das edificações residenciais no Brasil. In VIII Encontro Nacional sobre Conforto no Ambiente Construído, ENCAC 2005. Maceió, AL. Outubro de 2005.
[8] KUHN, E. A. Avaliação da sustentabilidade ambiental do protótipo de habitação de interesse social alvorada. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.
[9] GRIGOLETTI, G. C.; SATTLER, M. A. Impactos ambientaisassociados a materiais de construção – Análise de ferramentas existente. In: NUTAU, 2002. São Paulo. Anais… São Paulo: NUTAU/USP, 2002.
[10] IEA ANNEX 31-ENERGY-RALATED ENVIRONMENTAL IMPACT OF BUILDINGS.Directoryof tools. 2001.
[11] SILVA, V. G. Avaliação da sustentabilidade de edifícios de escritórios brasileiros: diretrizes e base metodológica. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
[12] OLIVEIRA, D. P. Contribuições para a avaliação ambiental de subsistemas de cobertura emhabitações de interesse social. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.
[13] ESPÍNDOLA, L.R. Habitação de interesse social em madeira conforme os princípios de coordenação modular e conectividade. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2010.
[14] FINEP. Metodologias de avaliação de desempenho ambiental de edifícios: estado atual e discussão metodológica – documento 5 - habitação mais sustentável. São Paulo, 2007.
[15] SPERB, M. R. Avaliação de tipologias habitacionais a partir da caracterização de impactos ambientais relacionados a materiais de construção. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA DA HAUFF E SUCESSORAS CONSOLIDADAS EM SÃO PAULO E MINAS GERAIS, BRASIL

ASSESSMENT HAUFF'S TIMBER STRUCTURES AND SUCCESSORS CONSOLIDATED IN SÃO PAULO AND MINAS GERAIS, BRAZIL

Leandro Dussarrat Brito [(1)] (A), Carlito Calil Junior [(2)]

(1) Post-Doctoral Researcher Structural Engineering, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Brazil
(2) PhD. Full Professor, Department of Structural Engineering, Laboratory of Wood and Wood Structures, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Brazil
Endereço de contato: leandro.3dr@outlook.com.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T7-05

Resumo

As grandes estruturas de madeira no Brasil surgiram com a origem da Empresa HAUFF de Engenharia, cuja produção de estruturas de madeira contribuiu fortemente no avanço tecnológico da indústria madeireira na construção civil e de produtos engenheirados de madeira no país. Os sistemas estruturais de madeira do tipo HAUFF foram construídos em diversas regiões do Brasil. No entanto, este trabalho apresenta uma avaliação do estado de conservação de estruturas históricas tipo HAUFF consolidadas entre as décadas 20 a 60, nos Estados de São Paulo e de Minas Gerais, Brasil. Com base em documentações descritivas, fotos, publicações, e inspeções realizadas "in loco" entre o período de 2010 a 2014, este artigo apresenta exemplos de estruturas históricas de madeira, construídas para diversas finalidades de uso, dando foco nos sistemas de coberturas em estruturas de madeira, que constituía a maior parte da produção da HAUFF e de empresas sucessoras a ela.

Palavras chave: engenharia; estruturas de madeira; construções históricas; avaliação; conservação

Abstract

The large timber structures in Brazil originated with the engineering company HAUFF, whose production of timber structures contributed in great to the technological advance of the industry of construction engineering with wood in the country. Timber structural systems of the type HAUFF were built in several regions of Brazil. However, this work presents an assessment on the conservation of historical structures type HAUFF consolidated between the decades 20 to 60, in the São Paulo State and Minas Gerais State, Brazil. Based on descriptive documentation, photographics, publications and "in loco" inspections between the period from 2010 to 2014, this paper offers examples of historic roof timber structures and for other purposes built by HAUFF, focusing on roof timber structural systems that constitute most of HAUFF's production and successor companies.

Keywords: *engineering; timber structural; historical buildings; assessment; conservation*

1. INTRODUÇÃO

O Eng. Civil Erwin Hauff, fundador da empresa HAUFF, nasceu em Viena, Áustria, formou-se em Engenharia Civil em 1920 pela Universidade Técnica de Munique. No final da Primeira Guerra Mundial, Erwin Hauff mudou-se para o Brasil, onde em suas pesquisas ficou fascinado com a qualidade e diversidade de espécies de madeiras de árvores tropicais brasileiras, observadas em seus trabalhos. Seu prestígio internacional veio através da Universidade Técnica de Munique, que lhe conferiu o grau honorário de Professor Palestrante por sua contribuição à área de estruturas de madeira construídas no Brasil (CÉSAR, 1991).

A experiência de Erwin Hauff na área de Estruturas de Madeira e seu conhecimento na aplicação tecnológica desse nobre material, na época, contribuíram para a formulação da primeira norma brasileira para projetos em estruturas de madeira NB-11/51, que logo inspirou no surgimento de outras empresas sucessoras de execução de obras emblemáticas em estruturas de madeira.

Na atualidade, em alguns municípios, ainda existem diversas estruturas tipo HAUFF consolidadas e em uso. Porém para a utilização adequada é fundamental que se avalie o estado de conservação e as condições de segurança estrutural, principalmente diante as necessidades de intervenções em manutenções e/ou reforços que atendam suas modificações em função ao tipo de uso atual em serviço. Para tais avaliações têm sido empregado as técnicas não destrutivas [(Calil JUNIOR, 2011); (BRITO, 2011); (BRITO et al, 2012); (BRITO, 2014); (BRITO et al, 2016)].

Conforme CÓIAS (2011) a atenção especial voltadas a profissionais (Engenheiros e Arquitetos), na preocupação ao emprego de metodologias e técnicas de avaliação, a fim de conservar e/ou recuperar estruturas de edificações existentes para mantê-las em uso adequadamente é uma grande tendência mundial na questão da sustentabilidade. Com esta atitude é possível reduzir a geração de resíduos e o consumo de materiais, que certamente geraria durante o processo construtivo de uma nova estrutura no local da existente.

Diante desse contexto e da importância histórica dessas estruturas em madeira, fundamental para o conhecimento da evolução tecnológica em construções em madeira no Brasil, mas infelizmente ainda pouco reconhecidas pelo Patrimônio Histórico na maioria dos Municípios, este trabalho apresenta uma avaliação do estado de conservação de oito estruturas históricas tipo HAUFF consolidadas entre as décadas 20 a 60, nos Estados de São Paulo e Minas Gerais, Brasil.

1.1 Objetivo

O objetivo principal deste trabalho foi pesquisar, avaliar “in loco” e documentar o estado de conservação de oito obras existentes em uso, consolidadas nos Estados de São Paulo e Minas Gerais, construídas entre as décadas 20 a 60, com o intuito de catalogar os principais tipos sistemas estruturais de grandes estruturas de madeira que constituía a maior parte da produção da HAUFF e de empresas sucessoras a ela.

1.2 Justificativa

Tendo em vista a grande importância histórica e acadêmica em pesquisas sobre as estruturas com sistemas tipo HAUFF e empresas sucessoras a ela, construídas entre as décadas 20 a 60, ainda existentes e em uso em diversas localidades no Brasil, sente-se a necessidade pesquisar mais sobre esse tema, a fim de firmar a importância no reconhecimento dessas estruturas, visando principalmente a conservação e o uso adequado dessas estruturas, que vem sendo substituídas equivocadamente por outros materiais alternativos, devido a falta de conhecimento tanto da importância histórica, quanto do comportamento e de fatores que influenciam na durabilidade adequada da madeira. Além disso, constantemente tem-se observado a ausência de avaliações para manutenções preventivas e/ou corretivas, em muitas dessas estruturas, infelizmente ainda pouco reconhecidas pelo Patrimônio Histórico dos Municípios.

2. METODOLOGIA

Esse trabalho foi realizado, através de sistêmicas pesquisas fundamentadas com base em documentações descritivas, fotos, publicações, com intuito apresentar exemplos de sistemas estruturas de madeira tipo HAUFF, construídos para diversas finalidades de uso, dando foco nos sistemas de coberturas em estruturas de madeira, que constituía a maior parte da produção da HAUFF e de empresas sucessoras a ela. Além do embasamento teórico de registros de projetos, documentações, fotos e publicações catalogadas em acervos técnico-científicos, arquivados na Biblioteca do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, para os levantamentos, entre o período de 2010 a 2014, também foram realizadas visitas técnicas “in loco” com registros de fotos digitais capturadas durantes as inspeções. As avaliações foram embasadas pela técnica de inspeção visual, que consiste em levantamentos de anomalias superficiais, visíveis a olho nu, através de inspeções detalhadas, com o intuito de diagnosticar os sintomas de manifestações patológicas e/ou causas de anomalias estruturais.

3. BREVE HISTÓRICO

O Eng. Civil Erwin Hauff, nasceu em Viena, Áustria, formou-se em Engenharia Civil em 1920 pela Universidade Técnica de Munique. No final da Primeira Guerra Mundial, Erwin Hauff mudou-se para o Brasil, onde em suas pesquisas ficou fascinado com as qualidades e as diversidades de espécies de madeiras de árvores nativas, das florestas tropicais brasileiras, onde pode observar as características e as propriedades físicas, nos resultados de seus trabalhos. Erwin Hauff coletou amostras de uma grande variedade de espécies, observando seu comportamento de secagem, seus defeitos naturais e sua trabalhabilidade. Seu prestígio internacional veio através da Universidade Técnica de Munique, que lhe conferiu o grau honorário de Professor Palestrante por sua contribuição à área de estruturas de madeira construídas no Brasil (CÉSAR, 1991).

Com sua experiência adquirida e empenho na prestação de serviços de projetos e construções nessa área, Erwin Hauff em 1928 fundou a empresa de HAUFF. Como diretor da HAUFF, Erwin projetou e construiu diversos tipos de sistemas de estruturas em madeira tais como: coberturas para armazéns, depósitos, hangares; estruturas especiais de pontes; cimbramentos dentre outras obras, em São Paulo, SP.

Segundo CÉSAR (1991), dentre as três fases da empresa HAUFF, a primeira se destacou das demais pela inovação tecnológica em estruturas de madeira que a empresa introduziu na engenharia de construção. No início a característica marcante da empresa nas elaborações de seus projetos, foi pelo uso de sistemas treliças HAUFF, com peças múltiplas ligadas com cavilhas de madeira, formando os nós dos elementos estruturais das treliças (Figura 3.1). Esses sistemas treliçados em madeira foram amplamente utilizados em projetos estruturais de cimbramentos, de pontes rodoviárias e ferroviárias, torres, e coberturas em geral. Entre as estruturas de madeira construídas pela HAUFF para servir de pontes rodoviárias, merece destaque a Ponte Guarulhos, por ter sido considerada, a ponte com maior vão livre da América do Sul naquela época, com 52 metros de vão entre os apoios, e o tabuleiro com 3,30 metros largura (Figura 3.2a). Outro exemplo significativo de ponte de madeira construída no mesmo período é a estrutura da ponte com arcos triarticulados construída sobre o rio Tietê na cidade de São Paulo. Essa ponte com 48m de comprimento possuía um vão livre de 38m. Assim como a Ponte Guarulhos, as madeiras foram tratadas com o produto de preservativo carbolineum-type e as fundações da infraestrutura de ambas eram em concreto armado (CALIL, 2011). A Figura 3.2b demonstra uma vista parcial desta ponte.

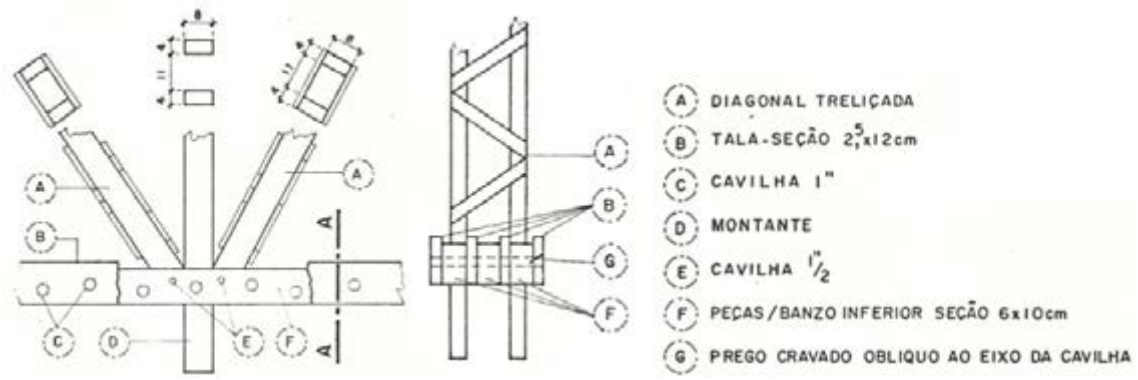


Figura 3.1: Exemplo de NÓ de ligação com peças múltiplas de treliças HAUFF. Fonte: (CÉSAR, 1991)

(a) (b)

Figura 3.2: (a) Antiga Ponte Guarulhos com 52m de vão livre (E. Hauff & Cia.; CT 2, 1935); (b) Antiga ponte sobre o Rio Tietê, com 48m de comprimento e 38m de vão livre (E. Hauff & Cia.; CT 2, 1935).

Outro ramo na engenharia onde a HAUFF se destacou foi em projetos e construções de sistemas de cimbramentos para edifícios, onde era fundamentado na racionalidade da construção, com a reutilização das formas e dos elementos dos cimbramentos, durante as fases das construções. Um dos exemplos mais significativos foram os pórticos treliçados, utilizados como sistemas provisórios de cimbramentos na construção do Mercado Municipal de São Paulo (Figura 3.3), construído no período da E. HAUFF & Cia. Esses cimbramentos eram constituídos por pórticos treliçados biarticulados, com 17 metros de vão, construídos para um terço do comprimento da obra, visando o reaproveitamento desses elementos estruturais provisórios, como economia no custo total da obra (CÉSAR, 1991).

(a) (b)

Figura 3.3: Sistema de cimbramentos com pórticos treliçados biarticulados, com 17 metros de vão. (E. Hauff & Cia. Fonte: CT 2 apud CÉSAR, 1991)

Conforme já comentado, os sistemas de treliças HAUFF com peças múltiplas ligadas com cavilhas de madeira, predominaram no primeiro período em que a empresa era especializada em projetos e construções de coberturas em estruturas de madeira. Nesse período inicial, a HAUFF também foi dividido em dois períodos marcantes. Essa divisão ficou marcada em função do tipo de telhas usadas na cobertura onde a primeira fase, ocorrida entre 1925 e 1937, caracterizou-se pela utilização de telhas cerâmicas do tipo francesa (Figura 3.4).

(a) (b)

Figura 3.4: Sistema treliças HAUFF: Cobertura Ginásio de Esportes São Paulo Rink. (E. Hauff & Cia; Fonte: CT 2 apud CÉSAR, 1991).

No segundo período de projetos e construções com sistemas de treliças HAUFF, iniciado em 1937, caracterizou-se pelo uso de telhas onduladas de fibrocimento recém surgidas no mercado, naquela época, bem mais leves que as cerâmicas. Os elementos estruturais empregados nas treliças HAUFF, quanto se utilizavam as telhas de fibrocimento, apresentavam seções transversais mais esbeltas, quando comparados com os elementos de treliças do mesmo tipo e vão quando eram empregadas as telhas cerâmicas. No entanto, com a utilização de telhas de fibrocimento, e com os elementos estruturais de madeira mais esbeltas, passou a ser fundamental levar em consideração as ações de vento, de maneira mais rigorosa. Ocorrendo que em certas hipóteses, em que as pressões de sucção oriundas da ação do vento, pudessem gerar esforços maiores do que os decorrentes das cargas permanentes, tais peças mais esbeltas certamente não passariam no dimensionamento (Figuras 3.5a e 3.5b).

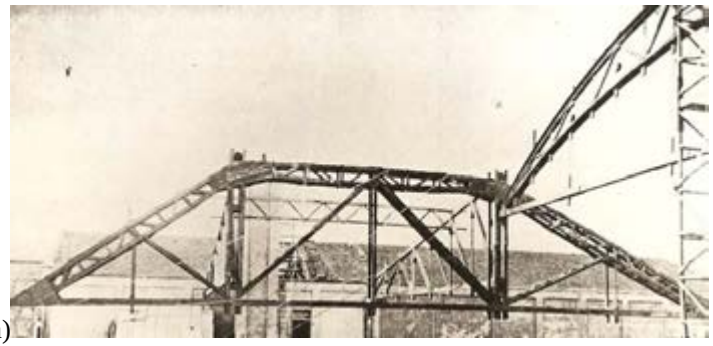
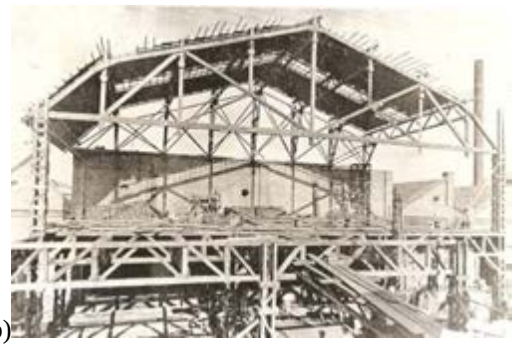
(a)  (b) 

Figura 3.5: (a) Treliça com vão livre aproximado de 16 metros, e banzo superior treliçado dimensionado para suportar a sobrecarga de cobertura com telhas cerâmicas tipo francesa (E. Hauff & Cia; CT 3); (b) Treliça com vão livre aproximado de 20 metros, dimensionada para suportar a sobrecarga de cobertura com telhas cerâmicas tipo francesa (E. Hauff & Cia; CT 3).

As estruturas de pórticos treliçados, também foram amplamente utilizadas para suportar cargas de coberturas com telhas cerâmicas, para vãos de até 20 metros. As terças idealizadas com sistemas de

treliças HAUFF de banzos paralelos, eram projetadas e dimensionadas para além de vencer os vãos entre os pórticos, também contribuírem aos sistemas de contraventamento (Figura 3.6).

(a) (b) (c)

Figura 3.6: Sistemas Estruturais de Pórticos com treliças HAUFF: sistemas de contraventamento composto por terças treliçadas de banzos paralelos e mãos francesas (E. Hauff & Cia).

Ainda nesse período, também era comum construções de estruturas de madeira com arcos treliçados triarticulados. A combinação da forma do arco e as características mecânicas das propriedades físicas da madeira nas resistências a tração e a compressão paralelas às fibras, resultavam numa uma solução estrutural que favorecia nas construções de arcos treliçados que poderiam vencer grandes, com o uso racional da madeira. Esta solução estrutural de arcos treliçados de madeira foi amplamente utilizada pela HAUFF, para vencer vãos entre 20m a 70m, em situações em que os arcos eram apoiados em paredes de alvenaria, colunas, vigas de concreto armado, ou em pilares treliçados de madeira (Figura 3.7).

(a)

(b)

Figura 3.7: Sistema Estrutural de coberturas com arcos treliçados de madeira: Hangar construído em 1949, no Aeroporto de Congonhas em São Paulo, com aproximadamente 70 metros de vão.

O sucesso da HAUFF nos anos 20, 30 e 40, além do amplo conhecimento e experiência do Erwin Hauff foi, sobretudo a sua disponibilidade em conseguir mão-de-obra qualificada, que era abundante naquela época devido a imigração estrangeira, que atraia para o Brasil um grande contingente de operários de nível médio, experientes e altamente qualificados em trabalhos de carpintaria, assim como para as demais tarefas da construção civil. Por vezes, a própria HAUFF trouxe vários técnicos europeus para treinar e qualificar seus trabalhadores, tanto no nível técnico quanto para a especialização na área de carpintaria, uma vez que o mercado de trabalho brasileiro atravessava por uma crise entre as décadas de 40 e 50. Esses profissionais estrangeiros foram, em grande parte, responsáveis pela formação expressiva de excelentes carpinteiros brasileiros.

Diante da excelência na qualidade dos projetos e das construções em estruturas em madeira, a HAUFF rapidamente se expandiu na prestação de serviços, consolidando obras expressivas também

em cidades do interior, em fase de crescimento, abrangendo mais expressivamente os Estado de São Paulo. Essa expansão da HAUFF no Estado de São Paulo serviu como inspiração para surgimento de outras empresas sucessoras de execução de obras emblemáticas em estruturas de madeira, no período compreendido entre 1929 e 1960, dentre elas destacam-se:

- No Estado de São Paulo: a "A SPILBORGHS & CIA. LTDA"; a "SOCIEDADE TEKNO LTDA" [CESAR, 1991); (BRITO et al, 2012)]; a "MONTANA S.A."; a "ALT GOPPERT & CIA LTDA; a CALLIA & CALLIA; e a "FIBR0TÉCNICA LTDA"; [(CÉSAR, 1991); (FERREIRA; CALIL JUNIOR, 2002); (CALIL, 2011)].
- No estado do Paraná: o "ESCRITÓRIO DE ENGENHARIA CAVIÚNA" em Rolândia e a "ESMARA LTDA" em Curitiba, (CÉSAR, 1991).

A experiência de Erwin Hauff na área de Estruturas de Madeira e seu conhecimento na aplicação tecnológica desse nobre material, na época, contribuíram para a formulação da primeira norma brasileira para projetos em estruturas de madeira NB-11/51 (CALIL JUNIOR, 2011).

4. AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES EM USO

4.1 Principais tipos de estruturas HAUFF e sucessoras consolidadas em São Paulo e Minas Gerais

Atualmente, tanto na grande São Paulo, quanto em algumas cidades do interior dos Estados de São Paulo e de Minas gerais, embora em muitos casos sem a preocupação com as manutenções preventivas, felizmente ainda existem em uso importantes estruturas de madeira com diversos tipos de sistemas estruturais, contruídas tanto pela HAUFF, quanto pelas empresas sucessoras a ela.

BRITO et al (2014), realizaram um levantamento quantitativo dos principais sistemas de coberturas históricas em estruturas de madeira tipo HAUFF, que foram construídas entre as décadas 40 e 60, onde foram identificados doze estruturas ainda existentes e em uso, consolidadas no Município de Poços de Caldas, Minas Gerais, Brasil [BRITO et al (2014); BRITO et al (2016)]. As Figuras 4.1.1 a 4.1.4 respectivamente, demonstram alguns exemplos dessas magníficas estruturas de madeira tipo HAUFF, tais como: cobertura lamelar; arcos de madeira tipo cambota; arcos de seção caixão I, compostos por madeiras serradas e compensados pregados lateralmente e arcos de seção I, compostos por madeiras serradas com alma de compensado travado com enrijeceres de madeira.

(a) (b) (c)

Figura 4.1.1: Cobertura de madeira lamelar semicilíndrica, do hangar do Aero Clube de Poços de Caldas. Fonte: [Aero Clube de Poços de Caldas, 1945]; Fotos recentes: Autores.

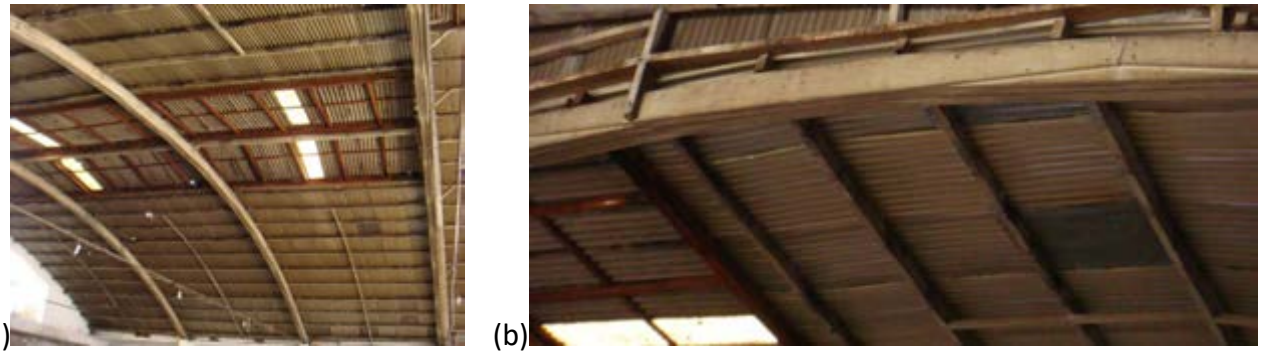


Figura 4.1.2: Cobertura com Arcos com tábuas cambotas pregadas. Fotos: Autores.

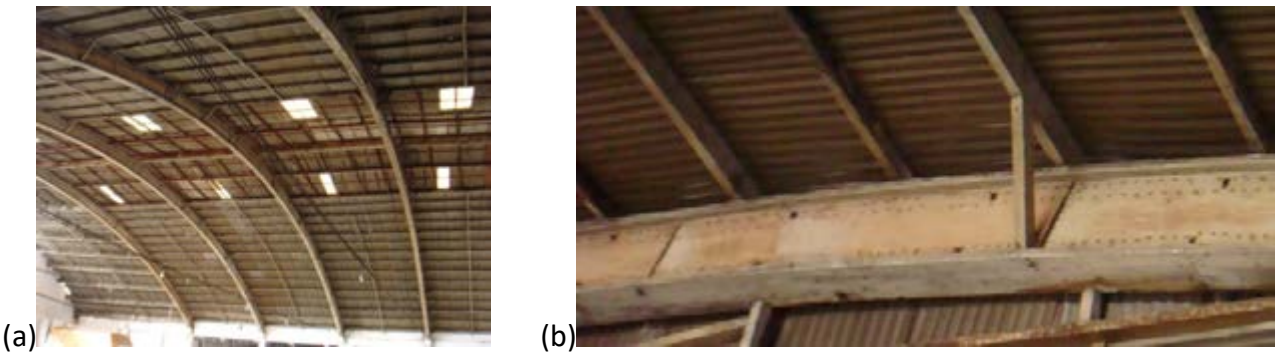


Figura 4.1.3: Cobertura com Arcos de seção caixão I, compostos por madeiras serradas e compensados pregados. Fotos: Autores.

Figura 4.1.4: Cobertura com Arcos de seção I, compostos por madeiras serradas com alma de compensado travado com enrijeceres de madeira, apoiados em consolos de concreto. Foto: Autores

4.2 Técnicas de inspeção visual e avaliação

Algumas pesquisas têm demonstrado que grande parte dessas estruturas, seja em função do seu tempo de existência ou ainda em situações de mudança ao tipo de uso para atender as necessidades contemporâneas, necessitam de manutenção e/ou reforços, sendo de extrema importância sua avaliação. Tem-se observado ausência de avaliações para manutenções preventivas e/ou corretivas, em muitas estruturas dessas importantes obras históricas, infelizmente ainda pouco reconhecidas pelo Patrimônio Histórico dos Municípios.

Para as avaliações realizadas neste trabalho, foram utilizadas as técnicas de inspeção visual, que consistem em levantamentos de anomalias superficiais, visíveis a olho nu, através de inspeções detalhadas, com o intuito de diagnosticar os sintomas de manifestações patológicas, nos elementos

de madeira, tais como, diferenças na coloração como manchas causadas por fungos emboloradores e ou apodrecedores, presenças de defeitos, perfurações causadas por cupins e ou brocas. Com essa técnica também pode ser possível identificar as causas relacionadas a anomalias estruturais, tais como: biodeterioração por proliferação de fungos e ataques de insetos, em função da presença de umidade na madeira devido a infiltrações; ausência ou erro de manutenções corretivas realizadas sem o acompanhamento de profissionais especialistas com conhecimento na área de madeiras. As Figuras 4.2.1 a 4.2.8 apresentam além das principais causas de manifestações patológicas, os principais tipos de danos estruturais, observados nas avaliações dessas oito estruturas históricas.

(a) Fotos: CALIL JUNIOR Fonte: CALIL JUNIOR (2011) (b)

Figura 4.2.1: Sistema de arcos com tábuas cambotas pregadas: manchas de umidades e fungos, oriundas de infiltrações pelo sistema de coletores de águas pluviais da cobertura.

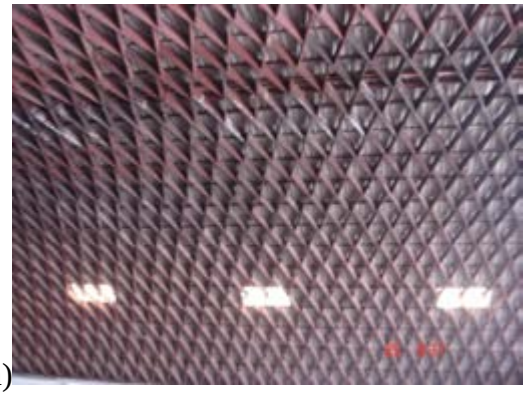
(a)  Fotos: CALIL JUNIOR (b)

Figura 4.2.2: Cobertura de madeira lamelar semicilíndrica: manchas de unidade, oriundas de infiltrações pelas telhas. Fonte: CALIL (2011)

(a) Fotos: CALIL JUNIOR (b)

Figura 4.2.3: Cobertura com treliças em balanço (estádio de futebol): falhas no sistema de contraventamento. Fonte: CALIL (2011)

(a) (b)

Figura 4.2.4: Cobertura de ginásio, com arcos e vigas de seção caixão I, compostos por madeiras serradas e compensados pregados: (a) ruptura de viga com manutenção inadequada, ocorrida na região biodeteriorada por proliferação de fungos oriundos de infiltrações pelas telhas. (b) Corrosão oriunda de urina de morcegos, em barras metálicas de travamento dos arcos I externos.
Fotos: BRITO (2011/2012)

(a) (b)

Figura 4.2.5: Cobertura de madeira lamelar semicilíndrica: (a) Deformações excessivas da estrutura lamelar, com grandes deslocamentos perceptíveis em inspeção visual geral; (b) ruptura de lamela, manchas de ações atmosféricas e de umidade na madeira oriundas de infiltrações pelas telhas.
Fotos: BRITO (2014)

(a) (b)

Figura 4.2.6: Cobertura com arcos de madeira laminada pregada: deformações pontuais nos arcos oriundas de cargas concentradas permanentes do lanternim; manchas de ações atmosféricas e de umidade na madeira oriundas de infiltrações pelas telhas.
Fotos: BRITO (2014)

(a) (b)

Figura 4.2.7: Cobertura com arcos de madeira laminada pregada: (a) deformações pontuais nos arcos oriundas de cargas concentradas permanentes do lanternim; manchas superficiais de ações atmosféricas e de umidade na madeira oriundas de infiltrações pelas telhas. (b) teste de picoteamento: nesse caso percebe-se as características visuais de Peroba Rosa sã, e observa-se que as manchas nesse ponto são meramente superficiais e não apresentam sinais de apodrecimento na madeira. Fotos: BRITO (2014)

(a) (b)

Figura 4.2.8: Arcos de madeira laminada pregada: vale destacar que em muitos casos, as manchas são apenas superficiais, devido ações atmosféricas, podendo aos olhos de um leigo, causar a falsa impressão de madeira com apodrecimento. São claramente perceptíveis as características visuais de Peroba Rosa Sã, nas seções serradas. Destaca-se que em casos como esse, pequenas manutenções e reparos de restauração, viabilizariam a conservação para o uso. Fotos: Autores

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A HAUFF foi uma empresa pioneira de tecnologias em estruturas de madeira, na transmissão de conhecimentos e experiências, por meio das suas obras construídas, que passaram a constituir exemplos de soluções estruturais e adotadas por muitas empresas do ramo. Pode-se dizer que a HAUFF foi a grande responsável pela formação da mão-de-obra estrangeira e nacional ligada à produção de estruturas de madeira, como mestres em carpintaria, desenhistas e projetistas, bem como favoreceu o enriquecimento da bagagem técnica de muitos engenheiros no Brasil.

Atualmente, no entanto, vale destacar que infelizmente tem sido muito comum no meio técnico, a substituição equivocada de magníficas estruturas históricas de madeira por estruturas com outros materiais alternativos, geralmente devido a falta de conhecimento dos profissionais envolvidos (engenheiros e arquitetos), tanto da importância histórica, quanto do comportamento estrutural e de fatores que influenciam na durabilidade e conservação adequada da madeira. A madeira envelhecida, quando não tratada periodicamente sua proteção superficial, pode apresentar certos tipos de manchas

ou aspectos de envelhecimento, devido às ações atmosféricas que geralmente são apenas superficiais, e que aos olhos de um leigo, ou até mesmo de profissionais (engenheiros e/ou arquitetos) sem conhecimento específico na área, podem causar a falsa impressão de madeira com apodrecimento. Além disso, constantemente tem-se observado a ausência de avaliações para manutenções preventivas e/ou corretivas, em muitas dessas estruturas, que infelizmente são pouco ou se quer reconhecidas pelo Patrimônio Histórico dos Municípios.

Também é de conhecimento do meio técnico-científico que independente do tipo de material de construção, todos possuem a durabilidade limitada, e que com as tecnologias atuais, consegue-se aumentar sensivelmente a vida útil da madeira, através de técnicas de preservações variadas BRITO et al (2014), com o emprego adequado e com boa execução das peças de madeira, esse material pode resistir por longos períodos de tempo, a exemplo de obras em madeira que atravessaram décadas de existência e persistem até a atualidade.

AGRADECIMENTOS

À Comissão de Pesquisa (CPq) do programa de Pós-Doutorado, ao Departamento de Engenharia de Estruturas e ao Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, pela oportunidade na realização deste trabalho.

Aos Presidentes e Colaboradores da Comissão Organizadora, do Comitê Diretivo, do Comitê Científico e à Universidad Nacional del Noroeste de Buenos Aires por proporcionar o CLEM+CIMAD 2017.

REFERÊNCIAS

[1] ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190:1997 – Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, Brasil (1997).
[2] BRITO; Leandro Dussarrat. Relatório Técnico: Laudo de Verificação da Estrutura da Cobertura do “Ginásio São Carlos Clube”. Orientado pelo Prof. Titular Dr. Carlito Calil Jr. no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira LaMEM/SET/EESC/USP. São Carlos (2011).
[3] BRITO, Leandro Dussarrat; CALIL NETO, Carlito; SARTORTI, Artur Lenz; CALIL JUNIOR, Carlito. Inspeção visual (NDT) da estrutura de cobertura Tipo Hauff do Ginásio São Carlos Clube. In: Anais XIII EBRAMEM 2012, Universidade Federal do Espírito Santo, UFES. Vitória (2012).
[4] BRITO, Leandro Dussarrat; SAAD, N. S. ; CALIL JUNIOR, C. Sistemas estruturais de coberturas de madeira tipo HAUFF consolidadas e existentes em Poços de Caldas, MG. In: XIV EBRAMEM - Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira. Natal (2014).
[5] BRITO, Leandro Dussarrat. Patologia em estruturas de madeira: metodologia de inspeção e técnicas de reabilitação. Tese (Doutorado) Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos (2014).
[6] BRITO, Leandro Dussarrat; et al. Historic HAUFF Timber Roofs in Poços de Caldas in Brazil. DOI: 10.5923. International Journal of Materials Engineering, Scientific & Academic Publishing (2016).
[7] CALIL JUNIOR, Carlito. Assessment of Historic Timber Structures in Brazil. SHATIS'11 International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures. Lisbon, Portugal (2011).
[8] CÉSAR, S. F. As estruturas Hauff de Madeira no Brasil. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos (1991).
[9] CÓIAS, V.. Qualificação dos profissionais e das empresas para a qualidade na reabilitação de estruturas de madeira. *CIMAD 11, 1º Congresso Ibero Latino Americano da Madeira na Construção*. Universidade de Coimbra, Portugal (2011).
[10] ERWIN. HAUFF & CIA. *Estruturas de Madeira*. Catálogo Técnico (CT 1, 1935).
[11] ERWIN. HAUFF & CIA. *Estruturas de madeira: telhados, pontes, cimbres.* (CT 2, 1935).
[12] ERWIN HAUFF Eng. Civil. *Madeiramentos modernos pelo sistema Hauff.* (CT 3, 1935).
[13] FERREIRA, N. S. S.; CALIL JUNIOR, C. Estruturas Lamelares de Madeira para Coberturas. Cadernos de Engenharia de Estruturas, n. 18, p. 109-138. São Carlos (2002).

ESTÁNDARES DE HABITABILIDAD Y RANKING DE DISCRIMINACIÓN BASADO EN SUSTENTABILIDAD DE CONSTRUCCIONES EN MADERA

HABITABILITY STANDARDS AND RANKING OF DISCRIMINATION BASED ON SUSTAINABILITY OF WOOD CONSTRUCTIONS

R. Garay [(1)] (P), M. Castillo [(2)], O. Fernández [(3)], J. Vergara [(4)]

(1) Académico, Profesor Asociado, Magister Ciencias e Industrias de la Madera, Universidad de Chile, Santiago, Chile
(2) Académico, Profesor Asociado, Dr. en Recursos Naturales y Sostenibilidad, Universidad de Chile, Santiago, Chile
(2) Académico, Ayudante, Magíster en Prevención de Riesgos. Universidad de Chile, Santiago, Chile
(3) Memorante, Ingeniería Forestal, Universidad de Chile, Santiago, Chile
Dirección de contacto: rgaray@uchile.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T7-06

Resumen

La habitabilidad de una vivienda debe dar cumplimiento a estándares de seguridad, confort y durabilidad. En Chile las disposiciones legales están en la ordenanza General de Urbanismo y Construcción. Los estándares de Confort Térmico, Verificación Mecánica, Resistencia al Fuego y Comportamiento Acústico han sido revisados y evaluados en prototipos de madera fabricados e instalados en 5 zonas térmicas del país, investigación financiada por FONDEF D09I1058. Esta información permitió crear manuales de fabricación, instalación, especificaciones técnicas y un proyecto de ley que regule estándares de viviendas de emergencia y de asentamientos transitorios que refugian a las personas tras desastres. Como resultado adicional, esta experiencia ha servido para hacer un análisis crítico del cumplimiento aislado de los estándares para viviendas sociales y edificaciones en madera, sin que se integren la sustentabilidad y priorización de criterios, por ejemplo el riesgo de toxicidad de aislantes térmicos y acústicos, que impactan sobre la resistencia al fuego. La protección de la madera, no siempre usa preservantes menos nocivos o recubrimientos base agua pensando en la sustentabilidad de la construcción. La verificación mecánica sólo se exige para obras de gran tamaño, pero no para todas las viviendas, aunque los Inspectores no poseen las competencias para asegurar su comportamiento frente a sismos e incendios simultáneamente. Estos análisis se incorporan en un ranking de discriminación multicriterios que ayuda a la toma de decisiones de diseño y mejoramiento en construcciones en madera.

Palabras clave: estándares de construcción de viviendas; protección de la madera; resistencia al fuego

Abstract

The housing habitability must comply with safety, comfort and durability standards. In Chile the legal dispositions are in the General Ordinance Of Urbanism and Construction. The thermal comfort, mechanical verification, fire resistance and acoustic behavior standards have been reviewed and evaluated in wood prototypes manufactured and installed in 5 thermal zones of the country, research funded by FONDEF D09I1058. This information allowed the creation of Manufacture, Installation, and Technical Specifications manuals and a bill aimed to regulate Emergency housing and transitional settlements that shelter people after disasters. As an additional result, this experience has served to make a critical analysis of the compliance of the isolated standards for social housing and wood buildings, without integrating the sustainability and prioritization of criteria, such as the risk of toxicity of thermal and acoustic insulation, which have an impact on fire resistance. Wood protection does not always use the least harmful preservatives or water based coatings keeping in mind the construction sustainability. Mechanical verification is only required for large buildings, but not for all dwellings, although the inspectors do not have the competences to ensure their behavior against earthquakes and fires simultaneously. These analysis are incorporated in a multi-criteria discrimination ranking that helps the decision-making on design and improvement in wood constructions.

Keywords*: housing construction standards; wood protection; buildings fire resistance*

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, Chile cuenta con un escenario que ofrece oportunidades para la construcción en madera, sin embargo, aún persisten obstáculos por diversos motivos como la alta combustibilidad del material y la fragilidad o precariedad que se asocia a este tipo de viviendas.

En el mercado mundial hay un aumento importante del uso de madera en construcción en altura, así como su validación como material sustentable. Este hecho despierta interés, pero en Chile coexiste con la preocupación por incendios, condición sísmica natural de Chile y la diversidad de climas que caracterizan al país, por lo se que ha gatillado la interrogante de si son suficientes los criterios normativos para asegurar la calidad en las viviendas de madera, considerandose hasta ahora, una respuesta “en construcción”, que está atravesando por modificaciones normativas que se están adoptando. Si bien, existen normativas que cubren los ámbitos de resistencia al fuego, resistencia sísmica, confort térmico, entre otras. Es posible notar que la realidad nacional dista bastante de los avances que hay en los países desarrollados con alta cultura de construcción en madera, situación que se contrapone con el potencial que existe en el país por la disponibilidad del recurso y las regiones a las que pertenece.

La normativa vigente aún no es suficiente, y hasta ahora sólo se ha abordado desde la perspectiva de cada criterio técnico analizado en forma aislada: confort térmico, acústico o resistencia sísmica ó al fuego, aunque los arquitectos al diseñar debiesen chequear la compatibilidad, esto queda sujeto sólo a confiar en su experiencia, pero no a normativas que así lo exijan. (Garay, 2016).

Un proyecto de contrucción pasa por una secuencia de eventos que parten con el diseño arquitectónico en donde se definen la ubicación y orientación de la(s) vivienda(s), limitación de espacios, planificación, tipo de uso, etc., por supuesto, siempre de acuerdo a las exigencias del mandante; luego el proyecto avanza al diseño estructural, en donde se especifica con mayor detalle los materiales y dimensiones de los elementos estructurales que le entreguen la resistencia mecánica adecuada; por lo que la construcción, debiera ser un fiel reflejo del diseño. El proyectista realiza esta labor basándose en la normativa legal vigente, en la medida de lo posible tomando en consideración recomendaciones del Código de Construcción Sustentable e incluso certificaciones de sustentabilidad y eficiencia internacionales, aunque estas últimas están muy fuera del alcance de proyectos de viviendas sociales.

Lo ideal es que durante todas las etapas de un proyecto, exista una integración y optimización del cumplimiento de los criterios técnicos, por lo que se requiere comunicación y coordinación entre proveedores, mandante, arquitecto, ingeniero y constructor con respecto a todos los elementos estructurales, no estructurales y materiales que se proyectan para la vivienda, y por cierto, debe conocerse el comportamiento que tendrán éstos ante la eventualidad de un incendio. Asumiendo que la obra deberá basarse en dos ejes estructurales ineludibles, la resistencia mecánica y la resistencia al fuego, por lo que los otros criterios deben cumplirse supeditados a los dos primeros.

Esto último, por lo general no es asumido con la relevancia que amerita, pues se diseña y construye bajo las normas, suponiendo una muy baja probabilidad de un incendio, sin embargo tras las experiencias se constata que hay varios aspectos no contemplados, tales como la toxicidad y opacidad de los humos, actualmente las medidas de resguardo que se toman son tan básicas como que el recinto cumpla con los requerimientos mínimos que exige la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC), no tomando en consideración que una buena elección de los elementos que compondrán la vivienda, pueden por ejemplo, permitir que el incendio no se propague a otras zonas, o bien, que el incendio se apague por el hecho de contar con una buena elección de materiales que garanticen que el fuego no se expanda superficialmente.(Hernández, 2008)

La construcción de una vivienda se debe diseñar teniendo en cuenta la relación entre materiales en sus funciones como estructurales, de protección y preservación de la madera; así como la compatibilidad de los materiales aislantes con la resistencia al fuego, cualidades pirógenas y térmicas

de los elementos de construcción, de sus materiales de revestimiento, e incluso, estas cualidades respecto al alhajamiento de las viviendas.

La normativa chilena aborda el comportamiento al fuego de los materiales, elementos y componentes de la construcción de acuerdo a una serie de normas, tales como: normas generales sobre prevención de incendios en edificios, normas de resistencia al fuego, normas sobre cargas combustibles en edificios, comportamiento al fuego, señalización en edificios, elementos de protección y combate contra incendios, detectores de humo y rociadores automáticos. Sin embargo, no se cuenta con una norma que clasifique los materiales de revestimientos para que la OGUC pueda hacer alusión a ella, siendo estos los principales causantes de la propagación del fuego dentro del recinto en los primeros segundos, luego de haberse declarado el incendio (Hernández, 2008).

Es por esto último que este trabajo indaga y trae a la discusión normativas extranjeras y la compara con la normativa nacional, qué entre otras no aborda suficientemente las características pirógenas como temperatura de ignición del material, combustión espontánea, poder calorífico, velocidad de llama, índice de oxígeno, análisis de gases, etc. Y entre las características térmicas, la conductividad térmica y la dilatación térmica sólo se analiazan bajo su rol en confort térmico, sin integrarse con su comportamiento frente al fuego. Tras el análisis, se plantea la importancia de una reestructuración de la normativa chilena, de manera que se adecúe a las exigencias de los distintos criterios técnicos y que contemple la necesidad de normalizar los tipos de materiales estructurales y de revestimiento que se deben evitar en estructuras destinadas a ciertos usos con el objeto de minimizar el riesgo de incendio, su velocidad de propagación, toxicidad, etc. Todo esto basado en una clasificación de materiales de construcción según su comportamiento al fuego siguiendo el ejemplo de las normativas extranjeras. Es por ello que nace el índice integrado de seguridad y sustentabilidad, una herramienta que pretende abordar una problemática que hasta el día de hoy, no ha sido solucionada, por medio de un completo análisis Multicriterio, que abarque las temáticas más importantes en la construcción y sea capaz de relacionarlas entre sí, para posteriormente obtener un indicador que señale la seguridad y sustentabilidad de las viviendas, con el objetivo de aumentar el conocimiento sobre la construcción en madera, sus reales ventajas y desventajas, además, de contribuir a la mejora de los requisitos ya propuestos en la matriz normativa chilena y el ordenamiento territorial.

La definición de criterios técnicos no debe entenderse como un mero mejoramiento visual de una vivienda, sino el cumplimiento estricto de un estándar, que se cumple según las disposiciones reglamentarias exigidas por la OGUC para las viviendas sociales, vale decir, se debe demostrar con pruebas y ensayos normalizados el cumplimiento de estos criterios. La validación es clave para transparentar el mercado, de esta forma se estará entregando un producto probado y validado a las personas más vulnerables de la sociedad. Ese es el concepto de estándar que se quiere traspasar a los proveedores y compradores de viviendas y edificaciones en madera, en general. Se requiere validar los criterios técnicos y poner la información a disposición de quienes la requieran, por ejemplo las autoridades para que se tomen decisiones informadas. Ya no es posible que los proveedores se limiten a ofrecer algún producto que presente ciertas mejorías atractivas y que el mercado se conforme con eso. Por ejemplo, cuando se debe cumplir con la normativa de confort térmico en el territorio nacional, significa que se debe probar que esto es efectivamente así, eso va a permitir crear un sistema de características comparables y verificables para el conjunto e interacción de diversos criterios técnicos, no de un por sobre el otro, tal como la inscripción de soluciones constructivas que existe en la división Técnica del MINVU.

1.1 Marco Conceptual y Normativo

Resistencia al Fuego. Es la cualidad de un elemento de construcción de soportar las condiciones de un incendio sin menoscabo de su función estructural y evitando que el incendio se transmita hacia el recinto contiguo al que el elemento separa. Esta cualidad se mide por el tiempo durante el cual el

elemento conserva la estabilidad mecánica, la estanquidad a las llamas, el aislamiento térmico y la no emisión de gases inflamables.

Existen dos variables que influyen en la rapidez con que se producen las etapas de un incendio:

- La Carga de combustible contenida al interior de la vivienda (Velásquez, 2010).
- El Sistema constructivo utilizado, este puede oponerse en mayor o menor medida al avance de las llamas, dependiendo de los revestimientos de protección y barreras físicas utilizadas (Velásquez, 2010).

Primera etapa/ Inicio. En esta etapa ocurre el desarrollo inicial, existe oxígeno adecuado y la combustión es relativamente completa, debido a esto, el incendio es más rápido, las llamas más vigorosas y la emisión de humo y calor son mínimos. Las temperaturas que se alcanzan van desde los 35 a 400 °C (Velásquez, 2010).

Segunda etapa/ Crecimiento. Dentro de esta etapa el incendio es muy difícil de controlar y la combustión de los elementos inflamables dentro de la vivienda es muy rápida. Además, la capacidad de resistencia de la estructura se ve afectada negativamente a medida que continúa el incendio. Pronto se consume el oxígeno y desciende su cantidad hacia el lugar del fuego. En ella aumentan las llamas y la temperatura sube de 400 a 550 °C (CORMA, 2007).

Tercera etapa/ Declinación Por ser una etapa de decline, el contenido de oxígeno ya no es suficiente para continuar con la combustión, por lo que el fuego retrocede hasta su punto de origen y posteriormente se mantiene en forma de brasas. La emisión de calor es muy elevada, con temperaturas de 550 hasta 1100 °C (CORMA, 2007).

En esta etapa, se presenta la parte más peligrosa, puesto que la combustión incompleta emite un humo denso, el cual se queda atrapado en el interior del edificio, en conjunto con los gases combustibles sobrecalentados, los cuales no llegan inflamarse por la falta de oxígeno. En el momento de que ingrese aire al lugar antes de evacuar los gases, se puede provocar una explosión súbita llamada back-draft (explosión de humo), la cual genera bastante daño a las estructuras y a las personas presentes (Velásquez, 2010).

La estructura de la vivienda colapsa y las llamas declinan, puesto que el material combustible ya ha sido consumido casi en su totalidad (Velásquez, 2010).

Artículo I. Propagación del fuego. En ocasiones, la falta de conocimientos presente en las personas les permite subestimar la peligrosidad de los humos, temperaturas y avance del incendio, por lo que, muchas veces la muerte de personas se debe a que estas vuelven a entrar en la vivienda incendiada, con el objetivo de salvar bienes materiales e incluso a seres queridos (Velásquez, 2010).

1.2 Carga combustible. Prevención de incendio en edificios. Clasificación de los edificios según su densidad de carga combustible. (NCh 1993 OF 87)

La posibilidad que un fuego inicial producido en un edificio se convierta en un incendio desastroso depende, entre otros factores, de la densidad de carga combustible que tenga y de su distribución. En consecuencia, es de utilidad clasificar los edificios según su densidad de carga combustible y su densidad de carga combustible puntual, la que variará según los materiales empleados en la construcción, en el alhajamiento y en el uso a que se destine el edificio.

En Chile, se establecen seis categorías para clasificar los edificios o sectores de ellos según su densidad de carga combustible y su densidad de carga combustible puntual máxima. Dicha clasificación se encuentra en la tabla 1. La determinación de la carga de combustible nace de la necesidad de estimar el riesgo de que un eventual fuego se convierta en incendio (NCh 1916Of 1999), esta carga depende de la cuantía y calidad pirógena de los materiales utilizados para la construcción de un edificio (NCh 1916Of 1999).

Tabla 1: Clasificación de edificios según su densidad de carga combustible puntual máxima.

Clasificación	Densidad de Carga Combustible MJ/m2	Densidad de Carga Combustible Puntual Máxima MJ/m2
Dc 1 (baja)	Hasta 500	Hasta 750
Dc 2 (media baja)	Más de 500 hasta 1000	Más de 750 hasta 1500
Dc 3 (media)	Más de 1000 hasta 2000	Más de 1500 hasta 3000
Dc 4 (media alta)	Más de 2000 hasta 4000	Más de 3000 hasta 6000
Dc 5 (alta)	Más de 4000 hasta 8000	Más de 6000 hasta 12000
DC 6 (especial)	Más de 8000	Más de 12000

Nota: Para clasificar un edificio o sector de él, se aplica la densidad de carga combustible mayor de ambas columnas de la tabla.

La norma chilena NCh 1914 OF 84 de Prevención de incendio en edificios Ensayo de reacción al fuego. Parte 1: Determinación de la no combustibilidad de materiales de construcción**,** establece un método de ensayo relativo a uno de los aspectos de la reacción al fuego de un material. Este método permite valorar la característica de dicho material a emitir, en las condiciones del ensayo, un calor superior a un nivel dado o a emitir, en las condiciones del ensayo, un calor superior a un nivel dado o a emitir llamas. Se aplica a los materiales o productos de construcción y/o edificación, que hayan recibido o no una capa de acabado; no es aplicable a la materia empleada en el acabado.

Actualmente existen estudios de carga combustible obligatorios para recintos industriales ya que la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC) lo establece así, sin embargo, este tipo de estudios aún no son de carácter obligatorio para viviendas, por lo cual se pretende avanzar en la regulación de este ámbito.

Matriz multicriterio. La evaluación multicriterio es un conjunto de técnicas que ayudan a la toma de decisiones (Voogd,1983:21) que permiten jerarquizar los distintos problemas y las opciones de acuerdo a su grado de atracción (Janssen y Rietveld, 1990:129).

Los análisis multicriterio y los modelos de decisión multiobjetivo entregan un análisis equilibrado de todas las facetas de los problemas de planificación (Nijkamp y Van Delft, 1977) lo que en la planificación territorial, abarcaría cada una de las partes del territorio susceptibles de ser evaluadas (Gómez y Barredo, 2005: 48).

Existen dos tipos de criterios utilizados para la asignación de valores dentro de la matriz: Los factores y los limitantes; un factor corresponde a un criterio que aprueba o desaprueba la capacidad de asentamiento de una alternativa específica para la actividad en consideración (Eastman et al., 1993:2) mientras que el limitante restringe la disponibilidad de las opciones en función de la actividad analizada, este criterio genera una capa binaria donde un código muestra la disponibilidad de las alternativas susceptibles a utilizar y otro muestra la no disponibilidad.

1.3 Normativa vigente respecto a la regulación del fuego en edificios

En la tabla 2, se resume la normativa oficial de prevención de Incendios en Edificios en Chile.

Tabla 2: Normas chilenas de seguridad y control de incendio exigibles por DS.594/99 MINSAL

NCh 382 of. 98 “Sustancias peligrosas - Terminología y clasificación general”
NCh 1411 of. 78 “Identificación de riesgos de materiales”
NCh 2120 /1 al 9/ of. 89 “Sustancias peligrosas – Parte 1 al 9: Clases 1 al 9”
NCH 2137 of. 92 “Sustancias peligrosas – Embalajes/envases – Terminología, clasificación y designación”
NCh 933 Terminología.
NCh 934 Clasificación de fuegos
NCh 935/1 Ensaye de resistencia al fuego - Parte 1: “Elementos de construcción general”
NCh 935/2 Ensaye de resistencia al fuego - Parte 2i: “Puertas y otros elementos de cierre”
NCh 2209 “Ensaye del comportamiento al fuego de elementos de construcción vidriados”
NCh 1914/1 Ensaye de reacción al fuego Parte 1: Determinación de la no combustibilidad de materiales de construcción”
NCh 1993 “Clasificación de los edificios según su carga combustible”
NCh 1974 “Pinturas - Determinación del retardo al fuego”
NCh 1977 “Determinación del comportamiento de revestimientos textiles a la acción de una llama”
NCh 1979 Determinación del comportamiento de telas a la acción de una llama.
NCh 2189 “Seguridad – Señalización de edificios – Condiciones básicas”

Tabla 3: Clasificación de Elementos constructivos según su resistencia al fuego

Clase	Duración (minutos)	
F0	≥ 0	< 15
F15	≥ 15	< 30
F30	≥ 30	< 60
F60	≥ 60	< 90
F90	≥ 90	< 120
F120	≥ 120	< 150
F150	≥ 150	< 180
F180	≥ 180	< 240
F240	≥ 240	

Fuente: NCh 1914 Of84

El cuestionamiento suele provenir de viviendas de madera mal diseñadas, que han mostrado llamas que se pueden propagar tan rápidamente que, en 2 minutos, se puede extenderse por toda la habitación donde empezó el fuego. En 3 minutos, todo lo que hay en una habitación puede calentarse lo suficiente como para estallar en llamas. En 5 minutos, dicha vivienda puede estar completamente en llamas (Velásquez, 2010).

Este análisis enmarca la importancia del diseño de las viviendas en cuanto a la disposición de los elementos y materiales. Tomando en cuenta los tiempos de resistencia que pueden soportar los elementos constructivos de una vivienda, incluyendo las condiciones exteriores e interiores de la misma, generando un índice integral que permita prevenir del riesgo, lo que ayudaría a generar construcciones mucho más sustentables en el tiempo y bastante más seguras para la población.

1.4 Objetivo General

Diseñar un índice integral de seguridad y sustentabilidad (IISS) para la construcción en madera para las zonas de interfaz urbano rural del Cajón del Maipo, en donde sea posible incluir los criterios

evaluativos de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC), y el código de construcción sustentable (CCS) por medio de una matriz Multicriterio.

1.5 Objetivos Específicos

Realizar una revisión e integración de las normas técnicas vigentes para viviendas (OGUC, CCS) y comparar con las normas de protección contra el fuego para proponer modificaciones; Ensayar la metodología de análisis de la carga de combustible al interior y exterior de la vivienda y Matriz Multicriterio como un nuevo criterio técnico; Generar una matriz multicriterio incluyendo carga de combustible (interior y exterior), vulnerabilidad de infraestructura crítica, condiciones del lugar de emplazamiento para la elaboración del IISS.

2. MATERIAL

Vivienda Modular fabricada en Paneles SIP, instalada en la comuna de La Pintana, Región Metropolitana, Santiago, CHILE.

Se diseña, fabrica, instala y evalúa prototipos de vivienda modular que deberá cumplir con criterios técnicos mínimos de habitabilidad, que garantice protección a las personas en distintos ámbitos de seguridad y confort, por lo que se adoptó como materialidad principal para la fabricación de la vivienda los paneles SIP, que son descritos a continuación:

Los paneles SIP **s**on paneles estructurales aislantes; conformados por un núcleo sin uniones, de material aislante térmico rígido y dos placas de comportamiento mecánico homogéneo; material que va unido con un adhesivo permanente de uso estructural, logrando un elemento solidario con capacidad para absorber solicitaciones estructurales. (INN, 2016). Las dimensiones en este estudio son 1,22 x 2,44 m, con un espesor total de 64 mm (en adelante SIP64), y su estructura básica está compuesta por:

- Alma: Poliestireno expandido de alta densidad (INN 1983, INN 1984) 15 kg/m^3 y 45 mm de espesor.
- Caras: Tableros estructurales de madera tipo OSB Standard, 1,22 x 2,44 m y 9,5 mm.
- Adhesivo: En base a poliuretano mono componente fragüe bajo presión y a alta temperatura.

Los detalles de los paneles se muestran en la Figura 1.

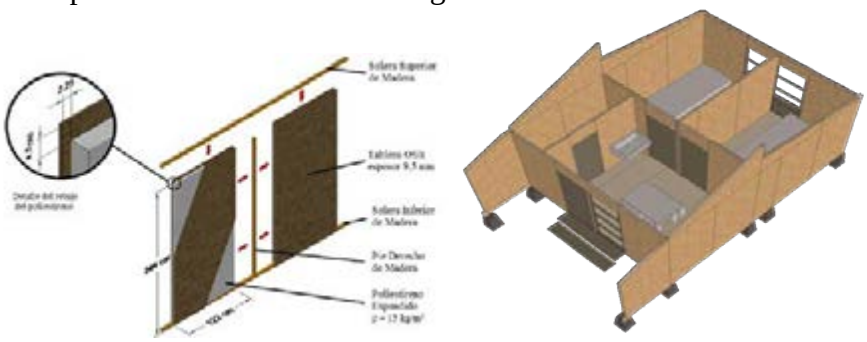


Figura 1: Sistema constructivo de muros y vista en 3D

Los prototipos se han construido con paneles SIP 64 mm en el espesor de aislación, incorporando una unión de pie derecho de 45 x45 mm (Figura 1), consecuentemente la resistencia mecánica de esta estructura es superior al sistema de unión patentado en 75 mm. Se sabe que los puentes térmicos se deben más a filtraciones de aire que al espesor del aislante, fallas de aislación, rendijas, ventanas y puertas, entre otras causas similares, entonces se privilegia evitar tales puentes y se fija el espesor en 64 mm, manteniendo el espesor de los tableros OSB en 9,5 mm y el aislante en muros a 45 mm, al

igual que los pies derecho y soleras superior e inferior. Esta estructura es liviana y fácil de montar (peso aproximado 32 Kg/ panel).

Además estas estructuras han sido diseñadas para que puedan ser fabricadas (Figura 2) en un taller con baja, mediana o alta implementación técnica, pues se estableció como propósito transferir la tecnología industrializada de fabricación de los paneles SIP a cualquier nivel de ejecución técnica. Particularmente se usa adhesivo de fraguado en frío mono componente aplicable con llana y presión ejercida por carga estática repartida transversalmente, así como prensas automatizadas de uso habitual en esta tecnología.

Los espesores de aislación en muros (45 mm) se mantienen constantes para todos los prototipos, independiente de la zona climática para evitar diferenciar más componentes, los que sí deben ser diferenciados son pisos y techumbres, como se explica más adelante.

Aunque el mapa climático de Chile describe zonas climáticas extremas en distintas partes del territorio, es un hecho que en cada región, así como hacia la cordillera, las zonas climáticas se vuelven más extremas, en un análisis global, se puede analizar el país en tres grandes zonas, así las viviendas en la zona norte, son preferentemente zonas climáticas 1 y 2, requieren ventilación, la protección exterior debe ser fundamentalmente frente a la irradiación solar, más que a efectos de lluvia, el confort térmico debe apuntar a proveer enfriamiento de día y mantención del calor en la noche. Otro aspecto relevante a contemplar es la ubicación en áreas de riesgo, peligros como excesiva carga combustible por zonas de interfaz urbano forestal o su cercanía a zonas de deslizamiento o inundaciones deben ser estudiadas en profundidad.

Por su parte en la zona central, mayoritariamente condiciones climáticas zona 3, 4 y 5, las condiciones de protección no son extremas, como fríos muy intensos o temperaturas muy altas, pero existen ambas condiciones además de lluvia que puede ser abundante. Por lo que la habitabilidad de estas viviendas debe procurar protección frente a diversos efectos climáticos. En concreto, la protección exterior debe ser resistente a lluvia y temperaturas altas y bajas, irradiación solar intermedia, los cambios climáticos entre invierno y verano son más marcados, por lo que debe procurarse un buen sellado y una buena condición de ventilación para cubrir ambas necesidades cuando el criterio a resolver es el confort térmico.

En el extremo sur, preferentemente zonas climáticas 6 y 7, las condiciones son más lluviosas, menores cambios de temperatura entre el día y la noche. Sin embargo, debido al cambio climático se observa temperaturas inusualmente altas si se analizan estadísticas históricas, por lo que la ventilación en verano es un tema de preocupación, pero es más gravitante la protección al frío en estas zonas, por lo que se considera más relevante la estanquidad al agua y sellado como criterios para estas condiciones. Estos criterios, se muestran en las Figura 2 con las diferencias que tendrán las viviendas según la condición climática.

Figura 2: Detalles terminaciones exteriores Zona Norte, Centro y Sur

En la Figura 3 se presenta los planos de arquitectura y una de las viviendas fabricadas.

Figura 3: Vista en planta y final.

Para las terminaciones exteriores de protección superficial se protegió los muros y la madera con esmalte al agua a dos manos, más aplicación de estuco elastómero. En cambio, en la zona sur, se revistió los muros con zinc 5V y luego se terminó con pintura del tipo acrílica especialmente formulada para el zincalum aplicada a dos manos, tanto en techumbre como en muros.

Pequeñas modificaciones fueron introducidas a los diseños, la conformación de los pisos cambia según los requerimientos de cada zona, las ventanillas superiores de ventilación (Figura 2), son más altas y se pueden abrir en la zona norte y central, en el sur son más bajas y permanecen cerradas, permitiendo el paso de luz. Asimismo, en el norte las puertas de acceso traseras de la vivienda son hasta el piso, permitiendo mejorar la ventilación y en el sur sólo son hasta la mitad del muro. Así mismo la terraza frontal ha sido protegida de la lluvia directa en el extremo sur, en cambio en el norte permanece completamente abierta.

OGUC establece para las viviendas sociales en Chile la obligatoriedad de uso de madera tratada para todos los componentes estructurales, en piso, muros y techo, esta condición no siempre se cumple para todo tipo de viviendas, está más arraigado el cumplimiento para la fabricación de vigas impregnadas para pisos, cerchas y menos arraigado en tabiquería de muros. Para esta investigación, en donde es importante equilibrar los costos y los beneficios, se optó por dar cumplimiento a la normativa en pisos, incorporando vigas impregnadas de 2x6” y el resto de la madera utilizada correspondió a madera seca dimensionada sin impregnar ya que la madera siempre queda protegida de exposición directa a la intemperie.

3. MÉTODO

Para generar el índice integrado es necesario realizar ciertos pasos, que se detallan a continuación:

Carga de combustible. Para hacer el cálculo de la carga de combustible es necesario realizar con antelación un inventario del lugar, esto implica realizar un dimensionamiento de la superficie del recinto o de las superficies, comenzando por la medición de altura de las habitaciones, a esto se le debe incluir las características de los materiales de cierre, separaciones y tabiquería (NCh 1916.Of99). Por último, se debe especificar los elementos almacenados en el interior de cada compartimiento, diferenciando por tipo de objeto y material de composición (NCh 1916.Of99).

Una vez reconocido los materiales de composición, se les asigna un valor predeterminado de calor de combustión, el cual está designado según la Norma Oficial Chilena NCh 1916.Of99 “Prevención de incendios en edificios - Determinación de cargas combustibles”.

La carga de combustible se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$C = Cc * M_1 + Cc_2 * M_2 + \ldots Cc_n * M_n$$ Fuente: INN, 1999

En donde

C: Es la carga de combustible expresada en MJ o Mcal.
Cc1…Ccn: Corresponde a calores de combustión de los materiales combustibles integrantes, expresados en MJ/kg o Mcal/kg.
M1…Mn: Masas de los materiales combustibles integrantes, de calores de combustión Cc1… Ccn respectivamente, expresadas en kg.

Para su utilización se debe conocer previamente la cantidad de los materiales involucrados, además de la composición de los objetos. De esta forma, se obtiene un cálculo estimado de la carga de combustible para un lugar determinado. Para finalizar se divide el total de la carga combustible por el área del lugar y así se obtiene la densidad media de carga de combustible.

Para el cálculo de la densidad de carga de combustible puntual máxima se utiliza la norma NCh 1993.Of.98, que establece un método para corregir eventuales distorsiones debido a almacenamientos puntuales. Para ello, se considera un área de 2 x 2 m (4 m^2) donde exista la mayor densidad de carga combustible.

Matriz Multicriterio. El desarrollo de la matriz implica ingresar los criterios (Tabla 3) que deben estar presentes en la evaluación y que permiten generar un rating de preferencias (Tabla 4) utilizando los índices aleatorios de Satty (Tabla 5).

Tabla 3: Criterios técnicos obligatorios y Voluntarios

Criterios técnicos obligatorios OGUC	Criterios incorporados en CCS
1. Resistencia sísmica	6. Entorno inmediato
2. Resistencia al Fuego	7. Impacto ambiental
3. Confort térmico	8. Residuos
4. Hermeticidad agua y aire	9. Materiales
5. Iluminación y Ventilación	10. Energía

Fuente: OGUC y Códigos de Construcción Sustentable. MINVU. 2016.

Tabla 4: Rating de Comparación

Rating	Comparación
1	igualmente preferida
3	moderadamente preferida
5	fuertemente preferida
7	muy fuertemente preferida
9	extremadamente preferida
2,4,6,8	rating recíproco

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5: Índice aleatorio de Satty

Total de alternativas	Índice aleatorio (RI)
3	0,58
4	0,9
5	1,12
6	1,24
7	1,32
8	1,41

Fuente Saaty, 1980

Luego de definir los criterios se procede al modelamiento del índice, para ello se utiliza el modelo de proceso analítico jerárquico de Thomas Saaty, que se divide en 8 etapas.

Descomponer el problema de decisión en una jerarquía de elementos interrelacionados: Se deben identificar a) meta general, b) los criterios (i=1,2,3…m) c) las alternativas (j=1,2,3…n). Para cada uno de los "m" criterios se deben repetir las etapas (2) a (5):

- Desarrollar la matriz de comparación por pares (MCP) en este paso se obtienen los ratings de importancia relativa entre las alternativas consideradas para cada uno de los criterios. Cuando se realiza la comparación de una alternativa con si misma se le asigna el valor 1.

Para ello se debe utilizar una escala que se señala a continuación:

- Desarrollar la matriz normalizada (MCN) dividiendo cada número de una columna de la MCP, por la suma total de la columna.
- Generar el vector de prioridad para el criterio calculando el promedio de cada fila de la MCN. Este promedio por fila representa el vector de prioridad de la alternativa con respecto al criterio considerado.
- La consistencia de las opiniones utilizadas en la MCP puede ser determinada a través del cociente de consistencia (RC). Un CR inferior a 0,10 es considerado aceptable. Para aquellos los casos en que CR sea mayor a 0,10, se deberá considerar nuevamente las ponderaciones. *El Cálculo del Cociente de consistencia se detalla más abajo.
- Luego de que la secuencia (2) -(3) -(4) -(5) ha sido ejecutada para todos los criterios, los resultados obtenidos en (4) son resumidos en una matriz de prioridad (MP), listando las alternativas por fila y los criterios por columna.
- Desarrollar una matriz de comparación de criterios por pares de manera similar a lo que se hizo para las alternativas en (2)- (3)- (4)
- Desarrollar un vector de prioridad global multiplicando el vector de prioridad de los criterios (7) por la matriz de prioridad de las alternativas (6).

La determinación del cociente de consistencia, se realiza por medio de 6 etapas:

- Para cada línea de la matriz de comparación por pares, determinar una suma ponderada en base a la suma del producto de cada celda por la prioridad de cada alternativa correspondiente.
- Para cada línea, dividir su suma ponderada por la prioridad de su alternativa correspondiente.
- Determinar la media λ máx del resultado de la etapa (2).
- Calcular el índice de consistencia para cada alternativa $CI = \frac{\lambda máx - n}{n-1}$
- Determinar el índice RI de la tabla 5.
- Determinar el cociente consistencia (CR): CR= CI/RI

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se diseñó, fabricó y evaluó viviendas modulares fabricadas en paneles SIP. Basado en Especificaciones técnicas que se generaron, se sistematiza la información según el índice que se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6: Índice de Especificaciones técnicas consideradas en las Viviendas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.1 Introducción	3.4. Revestimientos Exteriores
1.2 Gastos adicionales y obras preliminares	3.5 Tratamiento de Fachadas
2 Obra gruesa	3.6. Revestimientos Interiores
2.1. Excavaciones y movimientos de tierra	3.7 Cielos
2.2 Estabilización del terreno	3.8 Pavimentos
2.3 Fundaciones y Cimientos	3.9 Puertas
2.4 Sobrecimientos	3.10 Ventanas
2.5 Bases de Pavimentos	3.15 Pinturas y Barnices
2.6 Estructura Resistente	4 Instalaciones
2.7 Elementos verticales no soportantes	4.1. Agua Potable
2.10 Estructura de Techumbre	4.2. Instalación Alcantarillado
2.11 Cubiertas	4.3. Artefactos Sanitarios
3 Terminaciones	4.4. Evacuación de Aguas lluvias
3.1. Comportamiento al Fuego	4.6. Instalaciones Eléctricas
3.2. Aislación Térmica	4.9.Instalaciones domiciliarias de combustible
3.3. Aislación Acústica	5 Planimetría

Tanto las Edificaciones como los Elementos Constructivos Prefabricados que se integren al proyecto deben cumplir con los criterios técnicos que se especifican en la Tabla 7.

Tabla 7: Ponderaciones para Índice de Seguridad y Sustentabilidad (IISS)

Criterio Técnico	Escala Edificación	Escala Elemento	Nivel	Ponderación IISS
1	Resistencia Mecánica, de la Edificación Exigible sólo a grandes obras de Ingeniería	Ensayos de Resistencia Mecánica, del elemento constructivo elegido. Panel SIP 64	B	0,3
2	Elementos y Normativas de Resistencia al Fuego Exigibles sólo a edificios en Altura y Grandes Obras	Resistencia al Fuego, del elemento constructivo elegido Panel SIP 64	B	0,3
3	Estudio del Comportamiento Térmico. Exigibles a Todas las Viviendas sociales	Comportamiento Térmico del elemento constructivo elegido. Panel SIP 64	B	0,3
4	Verificación estructural Exigible sólo a estructuras de mayor envergadura	Verificación estructural del elemento constructivo elegido. Panel SIP 64	M	0,6
5	Comportamiento acústico, según condición de uso: Hospitales, discoteques, viviendas	Comportamiento acústico del elemento constructivo elegido. Panel SIP 64	M	0,3

- ***(B:Básico, M: Medio o A: Avanzado)

Evaluaciones Técnicas. 1.- Verificación Mecánica. La Figura 4, resume los resultados de las evaluaciones y estandarización mecánica de los elementos estructurales de la Vivienda, para este ejemplo Paneles SIP.

Figura 4: Resultados evaluaciones mecánicas

2. Verificación Resistencia al Fuego: La Figura 5, resume los resultados de las evaluaciones de resistencia al fuego de los elementos estructurales de la Vivienda, para este ejemplo Paneles SIP.

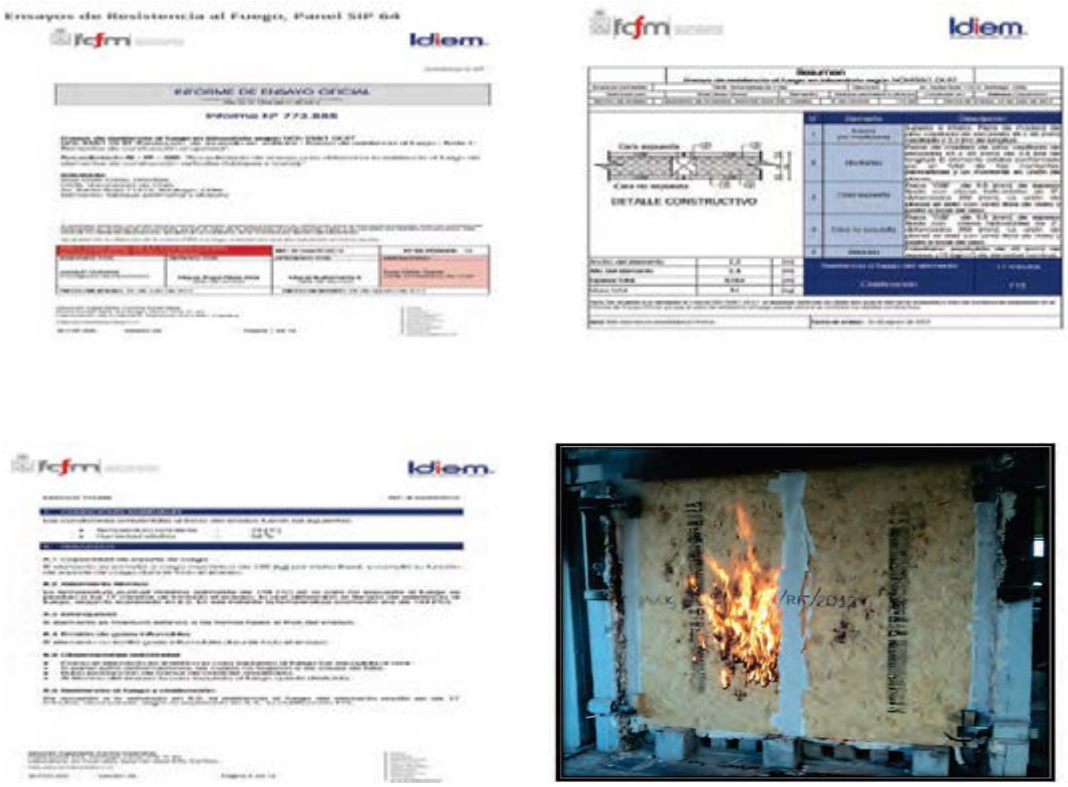


Figura 5: Resultados evaluaciones Resistencia al Fuego

3. Verificación Térmica. La Figura 6, resume los resultados de las evaluaciones confort térmico evaluado en la vivienda, para este ejemplo fabricada con Paneles SIP.

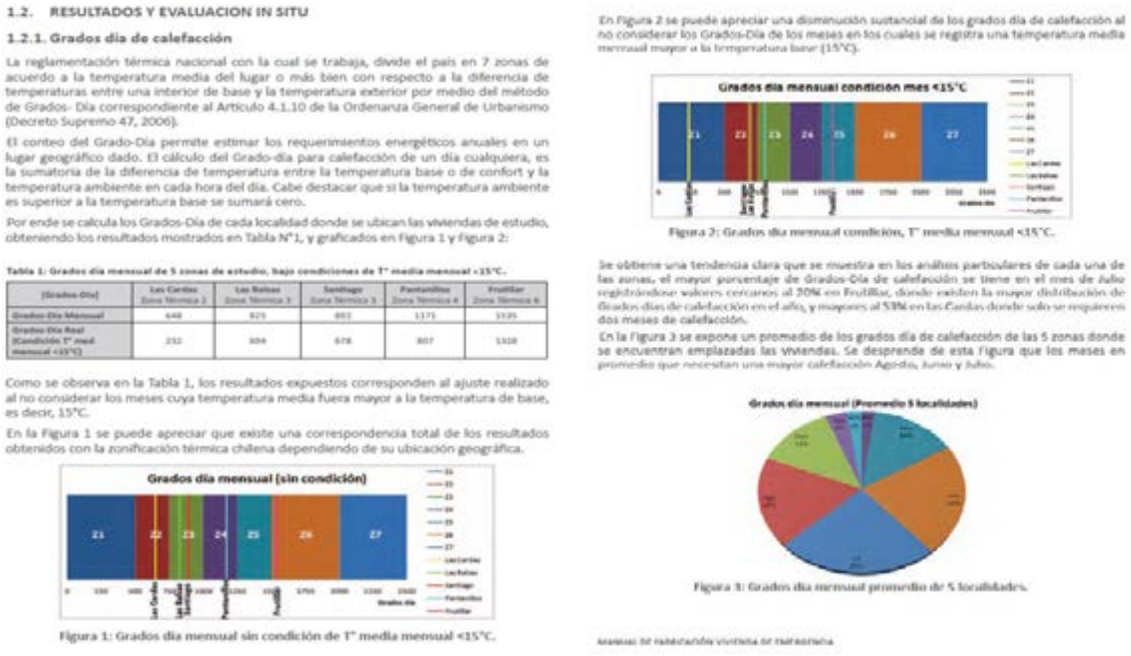


Figura 6: Resultados evaluaciones confort térmico

4. Verificación Acústica. La Figura 7, resume los resultados de las evaluaciones acústica de la vivienda, para este ejemplo fabricada con Paneles SIP.

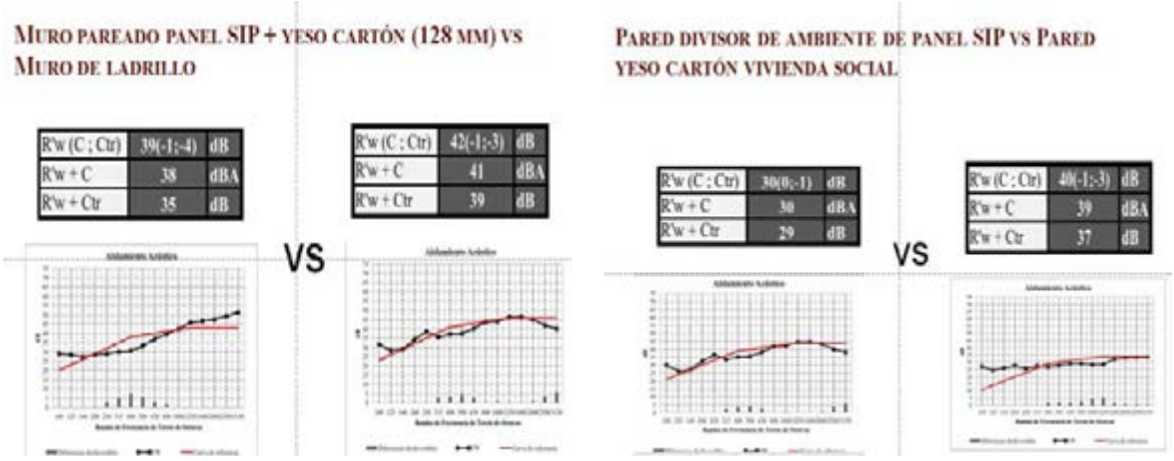


Figura 7: Resultados evaluaciones confort acústico

La Tabla 8 resume la Densidad de Carga Combustible Media y Puntual Máxima para la Vivienda.

Tabla 8: Resumen comparativo de carga combustible calculada/m^2

Sector	**Densidad de carga combustible media (mj/m^2)**	**Densidad de carga combustible puntual máxima (mj/m^2)**
Compartimiento	488	278.411

Matriz Multicriterio. Jerarquización de Factores por medio de comparación por pares de Satty. Razón de Consistencia = 0,06 (Aceptable).

Tabla 9: Matriz de jerarquización de factores

Criterios Resistencia al Fuego	Normativa Vigente NV	Actualización Normativa AN	Código de Construcción Sustentables CCS
Normativa vigente NV	1	1/3	0,125
Actualización Normativa AN	3	1	1/6
Código de Construcción Sustentables CCS	8	6	1
RC	**0,063**	**se acepta**	

Factores de Ponderación por criterio y normalizados para cada Variable incluida

0,7741935	**0,2580645**
0,8181818	**0,2727273**
0,6666667	**0,2222222**

Se crea un Índice Integrado de Seguridad y Sustentabilidad empleando ponderadores para los subcriterios, lo que implica el potenciamiento económico de la madera bajo estándares medibles

IISS: SUMATORIA DE MATRICES SEGÚN CRITERIOS, UBICACIÓN, CC EXTERNA
MMC1 = NV= 10
MMC1 = NV+AC = 10 +10=20
MMC1 = NV+AC + CCS = 10 +10+10=30

Como Ejemplo:

MMC1 puede ser equivalente a la evaluación de una vivienda social unitaria

MMC2 puede ser equivalente a la evaluación de la ubicación y del entorno inmediato de una vivienda social unitaria (incluye factores como factor de riesgo por área de emplazamiento, carga combustible por biomasa u otros).

MMC3 puede ser equivalente a una vivienda que incorpora recomendaciones de los CCS: preservante, pinturas amigables con el ambiente (base agua), edificio construido en madera, entre otros.

5. CONCLUSIONES

Este trabajo, más allá de la entrega de datos puntuales, pretendió crear elementos nuevos de validación de la madera puesta en servicio, mediante la evaluación y estandarización de los elementos constructivos a través del IISS, con ello la industria de la construcción podrá emplear un material homogéneo, cuyas características son conocidas y valoradas por el mercado.

Aporta el IISS para la agenda de construcción sustentable: soluciones habitacionales medibles de mejor calidad, más eficientes, que otorguen mayor confort y calidad de vida a las familias que las habiten.

Contribuye a aumentar la productividad del sector: mediante criterios de sustentabilidad medibles: (disponibilidad + calidad + costos): ello implica superar brechas normativas; romper prejuicios; incorporar tecnología. incorporación de estandarización.

Permite productores informados de las necesidades: Dar a conocer los requisitos que deben ser satisfechos por los proveedores de manera que se acerquen a satisfacer necesidad en el encadenamiento productivo

REFERENCIAS

[1] CORMA. 2007. Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera. Manual de Construcción de Viviendas de Madera. Unidad 15: Protección Contra El Fuego. p. 375 – 397.
[2] EASTMAN, J. R., KYEM, P. A., TOLEDANO, J. y JIN, W. 1993. Gis and decision Making, United Nations Institute for training and Research (UNITAR), Ginebra.
[3] GARAY, R.M; F. PFENNIGER; R, TAPIA; J, LARENAS. 2014. PROYECTO FONDEF. DO9I1058: Desarrollo de bases técnicas y normativas para prototipos de vivienda modular, con énfasis en soluciones de emergencia, bajo criterios técnicos, geográficos y económicos que mejoren su eficiencia y funcionalidad. INVI FAU Universidad de Chile. Santiago, Chile. (Descargable en: http://www.forestal.uchile.cl//investigacion/proyectos/114518/proyecto-fondef- d09i1058).
[4] GARAY, M. Y SILVA, R. 2011. Comportamiento de tableros a base de madera, durante ensayos de atenuación ultrasónica. Revista de la Construcción 10(3). 41-51
[5] GARAY, R. 2016. La problemática de la protección contra el fuego en la construcción de viviendas y su relación con otros criterios técnicos. V Congreso Red Iberoamericana de protección de la madera. RIPMA. Colonia, Uruguay.
[6] GÓMEZ, M. y BARREDO, J. 2005. “Sistemas de Información Geográfica y evaluación multicriterio en la ordenación del territorio”, 2°Edición, México. 279p.
[7] HERNÁNDEZ, J. 2008. Recopilación de información sobre comportamiento al fuego de elementos de construcción de viviendas. Tesis Ing. civil industrial. Universidad de Chile. 241p.
[8] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). Prevención de incendio en edificios – Ensayo de reacción al fuego- Parte 2: Determinación del calor de combustión de materiales en general. NCh1914/2. Santiago, Chile, 1985. 8p
[9] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). Prevención de incendio en edificios - Clasificación de los edificios según su densidad de carga combustible media y densidad de carga combustible puntual máxima. NCh 1993.Of.98. Santiago, Chile, 1993. 7p
[10] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). Prevención de incendios en edificios- Determinación de cargas de combustibles. NCh1916 Of1999. Santiago, Chile, 1999. 17p
[11] JANSSEN, R. y RIETVELD, P. (1990). “Multicriteria Analysis and GIS: An Application to Agricultural Landuse in The Nederlands”, en Scholten, H. y Stillwell, J. (eds) Geographical Information Systems for Urban and Regional Planning. Dordrecht, Kluwer.
[12] ORDENANZA GENERAL DE URBANISMO Y CONSTRUCCIONES. Titulo 4: De la Arquitectura. Capítulo 3: De las Condiciones de Seguridad Contra Incendio. 2009.
[13] SAATY, T. (1980). The analytical Hierarchy process. New York, Mc Graw Hill.
[14] VELÁSQUEZ, M. CRISTÓBAL J. “Diseño de los elementos constructivos de una vivienda de madera unifamiliar aislada según requerimientos mínimos de resistencia al fuego”. Tesis Ingeniero Constructor). Valdivia, Universidad Austral de Chile, Escuela de Construcción Civil, 2010. 89 p.
[15] VOOGD, H. (1983). Multicriteria Evaluation for Urban and Regional Planning. London, Pion.

MODELO REDUZIDO QUALITATIVO APLICADO NO ENSINO PARA PRÉ-AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ARCOS TRIARTICULADOS EM SISTEMAS ESTRUTURAIS MLC

QUALITATIVE REDUCED MODEL APPLIED IN TEACHING FOR PRE-EVALUATION OF TRIARTICULATED ARCH BEHAVIOR IN MLC STRUCTURAL SYSTEMS

Leandro Dussarrat Brito [(1)], Isabella Bortoloto Joviano Santos [(2)], Julia Lobo Ribeiro [(2)] (A), Laura Viegas Carvalho [(2)], Maria Raquel Sangaletti Lopes [(2)]

(1) Prof. Dr. na Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais no Campus de Poços de Caldas, Pós-doutorando pesquisador em Engenharia de Estruturas na Universidade de São Paulo (LaMEM/SET/EESC/USP). São Carlos, Brasil.
(2) Graduandas em Arquitetura e Urb., Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, P. de Caldas, Brasil.
Endereço de contato: leandro.3dr@outlook.com.br; (A) Apresentadora

Código de identificação: T7-08

Resumo

O conhecimento do comportamento estrutural é essencial e determinante para a idealização adequada de um projeto arquitetônico. É na concepção estrutural onde devem ser tomadas as premissas e mais importantes decisões na modelagem de uma estrutura, visando além dos aspectos estéticos, avaliações de segurança e economia. Uma das ferramentas intuitivas para pré-avaliar o comportamento de uma estrutura são os modelos reduzidos, que podem representar valores qualitativos similares ao comportamento de uma estrutura real. No entanto é fundamental que estudantes de Arquitetura e Engenharia tenham a habilidade de visualizar e compreender o comportamento das estruturas em diferentes hipóteses de ações e carregamentos, em função dos tipos de vinculações entre os elementos estruturais e entender a importância dos sistemas de contraventamento. Diante desses aspectos, o objetivo desse trabalho foi idealizar um modelo reduzido intitulado de ARCOS MLC com a intenção de apresentar exemplos práticos com conceitos essenciais para pré-avaliações qualitativas e intuitivas do comportamento do sistema de contraventamento, sob algumas hipóteses básicas de ações horizontais, a fim de demonstrar o quão é didática a aplicação desse modelo no ensino. Para validação qualitativa foram comparadas as deformadas no modelo reduzido, validando-as com os resultados obtidos a partir de simulações numéricas computacionais e compatibilizando-as com o comportamento o mais próximo do modelo real. Os resultados das deformadas validam que o comportamento do modelo reduzido é similar ao comportamento de uma estrutura real.

Palavras chave: estrutura; madeira; vínculos; arcos tri-articulados; arquitetura

Abstract

The knowledge of the structural behavior is essential and determinant for the adequate idealization of an architectural project. It is in the structural conception in which the premises and most important decisions must be taken in the modeling of a structure, aiming at aesthetic aspects, safety evaluations and economy. One of the intuitive tools to pre-evaluate the behavior of a structure is the reduced models, which may represent qualitative values similar to the behavior of a real structure. However, it is fundamental that students of Architecturing and Engineering have the ability to visualize and understand the behavior of the structures in different loads hypothesis, depending on the types of connections supports of the structural members and to understand the importance of the systems of bracing. In view of these aspects, the objective of this work was to idealize a reduced model entitled ARCOS MLC with the intention of presenting practical examples with essential concepts for intuitive and qualitative pre-evaluations of the behavior of the bracing system, under some basic hypotheses of horizontal loads, in order to demonstrate how didactic the application of this model in teaching. For qualitative validation, the deformed ones were compared in the reduced model, validating them with the results obtained from computational numerical simulations and making them compatible with the behavior closest to the real model. The results of the deformed ones validate that the behavior of the reduced model is similar to the behavior of a real structure.

Keywords*: structures; timber; glulam arches; connections supports; architecture*

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento e percepção/intuitiva do comportamento estrutural é essencialmente determinante para uma idealização adequada de um Projeto Arquitetônico em Madeira Laminada Colada (MLC) aliada na concepção e otimização do Projeto Estrutural. É logo na primeira etapa de um projeto, denominada de "Concepção Estrutural", onde devem ser tomadas as premissas e mais importantes decisões na idealização da forma arquitetônica aliada a modelagem da estrutura, visando além dos aspectos estéticos, garantir as condições de segurança e viabilidade econômica do empreendimento. Portanto, a "Concepção Estrutural" consiste na definição de todos os dados necessários para o cálculo da estrutura, tais como: escolha dos materiais, geometria; tipos de vinculações; hipóteses e combinações de ações e de carregamentos, intrínsecos ou extrínsecos a estrutura. Portanto é essencial que profissionais (Engenheiros e/ou Arquitetos) envolvidos em projetos estruturais tenham a habilidade intuitiva de visualizar e compreender o comportamento das estruturas, em função dos tipos de vinculações entre os elementos estruturais e entender a fundamental importância dos sistemas de contraventamento, quando submetidos a diferentes hipóteses e combinações de ações e de carregamentos.

Para isso, é fundamental que ainda no curso de graduação, os alunos (as) devam desenvolver a percepção intuitiva para compreender o comportamento local e global de uma determinada estrutura, desde a "Concepção Estrutural" até a Obra já em serviço, a fim de idealizar de maneira mais precisa o Projeto Arquitetônico aliado ao conhecimento e a percepção/intuitiva do comportamento estrutural essencial para a otimização na modelagem da estrutura.

Diante desses aspectos, uma das ferramentas intuitivas que podem favorecer uma pré-avaliação do comportamento estrutural de um determinado sistema é a utilização de modelos reduzidos, que quando idealizados corretamente podem representar valores qualitativos/intuitivos similares ao comportamento de uma estrutura real.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal a idealização original de um modelo estrutural em escala reduzida, intitulado "ARCOS MLC", associando ao sistema as "VIGAS MLC" (terças), que sugere uma inovação didática na metodologia de ensino na disciplina de Estruturas de Madeira, tanto na Arquitetura, quanto na Engenharia Civil, na aplicação de trabalhos práticos de concepção, projeto, cálculo e construção de modelos reduzidos qualitativos "MLC", para melhor compreensão do comportamento das estruturas. A intenção da construção do protótipo "ARCOS MLC" é demonstrar de maneira clara, prática e intuitiva, aspectos visuais qualitativos, essenciais para o entendimento do comportamento dos Sistemas Estruturais com arcos triarticulados de Madeira Laminada Colada (MLC), a fim de transferir o conhecimento teórico e analítico ao mesmo tempo em que o aluno(a) desenvolve "O feling" na habilidade de perceber e compreender esses conceitos complexos.

1.2 Justificativa

A metodologia didática no ensino contemporâneo, aplicada nas disciplinas de Estruturas, tanto na Arquitetura quanto na Engenharia Civil, geralmente em muitas universidades no Brasil, as aulas ainda têm predominado o modelo tradicional, em que a exposição dos conceitos estruturais é feita quase exclusivamente via cálculos analíticos manuais, geralmente, menosprezando noções na exploração em análises visuais qualitativas, seja na resistência em aplicações de trabalhos com construções de modelos reduzidos mais representativos, seja na resistência ao uso de softwares estruturais profissionais, o que geralmente dificulta a aprendizagem na compreensão dos conceitos teóricos na vertente perceptiva/intuitiva, que tem sido deixada de certa forma para segundo plano.

Vale salientar, que a aplicação desse trabalho em sala de aula, também tem funções expressivas em motivar nos alunos da Arquitetura e da Engenharia Civil o desenvolvimento de habilidades como:

a criatividade; o trabalho em equipe; e aplicação prática dos conhecimentos teóricos adquiridos, contribuindo significativamente no ensino/aprendizado de conceitos nas áreas de conhecimento de: resistência e propriedades dos materiais; mecânica e teoria das estruturas; sistemas estruturais e construtivos; concepção de projetos; técnicas montagem na execução.

Diante desse contexto, é fundamental, que dia após dia, o professor envolvido no ensino de Estruturas, se atualize as novas tecnologias, de tal maneira que deva transferir o conhecimento teórico e analítico ao mesmo tempo em que se deve desenvolver a percepção intuitiva "O feling" do aluno, através de trabalhos práticos de modelos reduzidos qualitativos, preferencialmente aliados com auxílio de modelagens computacionais parametrizadas gráficas e numéricas.

A escolha dos palitos de picolé para a construção dos elementos estruturais dos "ARCOS MLC" e das "VIGAS MLC", que compõem a idealização tridimensional do sistema estrutural desse modelo reduzido, foi utilizar um material capaz de simular de maneira mais aproximada possível, a geometria e as propriedades físicas de resistência e elasticidade na caracterização e composição dos materiais, valorizando sempre a questão ambiental, sustentável e a viabilidade econômica dos trabalhos.

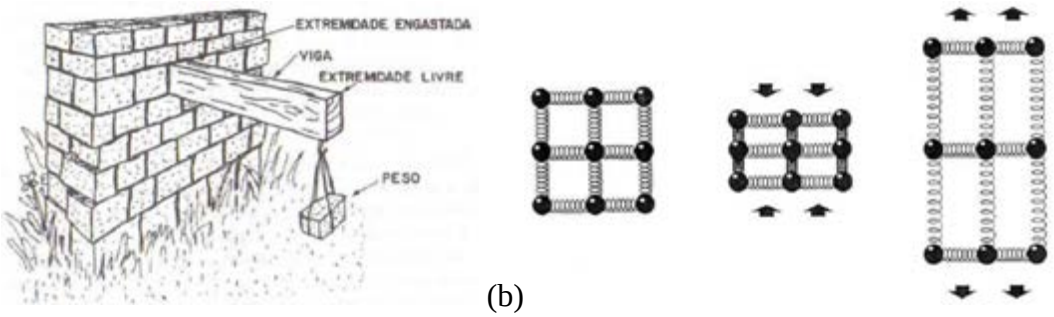
2. MATERIAIS E MÉTODOS

Na idealização, para a confecção dos elementos estruturais reduzidos dos "ARCOS MLC", assim como das "VIGAS MLC" (terças), foram utilizados palitos laminados de madeira (palitos de picolé), sobrepostos unidos por colagem, observando o posicionamento das lamelas, a fim de simular de maneira mais aproximada possível, a geometria e as propriedades físicas de resistência e elasticidade na caracterização e composição dos materiais, na intenção de promover uma representação das rigidezes das peças de madeira similar aos das rigidezes efetivas que seriam em elementos estruturais como esses numa estrutura MLC em escala real (modelo real). Para a colagem lamelas de palito de madeira foi utilizada cola do tipo adesivo instantâneo. Como solução para a representação das rótulas dos arcos triarticulados, foram utilizadas cantoneiras metálicas, fixadas com parafusos, conectores e arames. Para as ligações das terças aos arcos foram utilizadas dobradiças metálicas de 10mm x 10mm. Para uma representação ideal na simulação do sistema de contraventamento foram utilizados cordoalhas de aço de 1,4mm de diâmetro, com terminais fixados em ambas extremidades, simulando-os como conectores com olhais de articulação. Como recurso utilizado para ligar os conectores com olhais (das extremidades das cordoalhas de aço) às dobradiças, promovendo as articulações ideais, foram utilizados pregos de aço 08x08. A fim de representar o comportamento de rótulas nas placas de base foram utilizados, cantoneiras metálicas e terminais de alumínio, fixados com parafusos e arruelas em peças de plástico e MDF.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A modelagem de estruturas em modelos reduzidos é um mecanismo simplificado de estudo físico aplicado na engenharia civil e na arquitetura, onde é possível representar na forma mais realista possível, o comportamento de uma determinada estrutura. O emprego de modelos físicos reduzidos foi e tem sido uma ferramenta importantíssima para se avaliar o comportamento de sistemas estruturais da engenharia civil, amplamente empregados em diversos centros de pesquisa na avaliação do comportamento das estruturas (Nascimento Neto). Tais mecanismos foram pesquisados por estudiosos como Arquimedes, Leonardo Da Vinci, Galileu Galilei, dentre outros, que já tentaram anteriormente a construção dos modelos físicos, em escala reduzida, embora as enumeras tentativas, a realizações de construções só foram plausíveis após estudos na relação linear por Robert Hooke (1660) conhecida por "Lei de Hooke", e principalmente a descoberta da teoria da semelhança mecânica, por Isaac Newton. Um marco da aplicação na mecânica das estruturas é o trabalho publicado em 1638 por Galileu Galilei, onde é deduzido o valor da resistência à flexão de uma viga

de madeira engastada numa extremidade, avaliando a aplicação de uma carga concentrada (peso) na extremidade livre (Figura 3.1a).

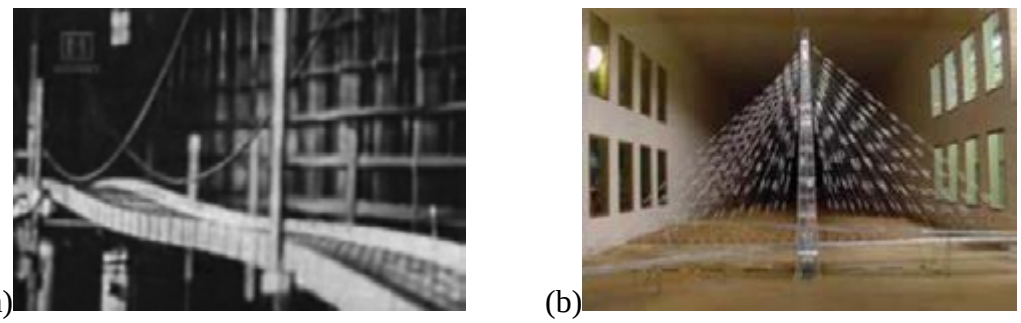


(a) (b)

Figura 3.1: Exemplos clássicos de estudos de modelos reduzidos aplicados em teorias da física: (a) Viga engastada de Galileu Galilei (BAZZO; PEREIRA, 2003); (b) Compressão e Tração com modelo de molas (FRANÇA FILHO; LINDENBERG NETO, 2004).

Quando aplicados tecnologicamente em ensaios de laboratório para avaliações de protótipos de estruturas reais, os modelos reduzidos são, em geral, de extrema complexidade, podendo ser empregados em situações que se faz necessário uma investigação mais aprofundada de um determinado sistema pouco conhecido, e que quando associado a análises de modelos numéricos, pode favorecer na comparação dos resultados a validação do estudo do comportamento real de uma determinada estrutura. Para avaliações de protótipos de projetos realísticos, os modelos reduzidos devem ser construídos segundo as leis da "Teoria da Semelhança", estudada inicialmente por Galileu Galilei (GALILEI, 1638), que demonstra que em aplicações de problemas de comparação de resistência das estruturas em escalas reduzidas, a simples semelhança geométrica não é suficiente. Para que um modelo possa representar um protótipo e/ou para que os resultados obtidos em ensaios com modelos possam ser validados aos protótipos, é preciso que, além da semelhança geométrica, os modelos sejam construídos com materiais que apresentem semelhança física, compatíveis em relação aos materiais do protótipo, observando-se a "Teoria da Semelhança".

Portanto, a maior dificuldade deste tipo de análise é encontrar o material adequado e as técnicas de fabricação para o modelo (CARNEIRO, 1996). Em estruturas especiais e em estruturas de pontes, tem se utilizado muito modelos no estudo de vibrações e do efeito das cargas dinâmicas nas estruturas. Tem sido comum o uso desses modelos para estudar problemas devido aos efeitos sísmicos e às ações de vento nas estruturas. Na Figura 3.2 são apresentados dois exemplos clássicos de modelos reduzidos para estudos da resposta dinâmica: estudo de caso da ponte de Tacoma Narrows e estudo em túnel de vento do complexo viário jornalista Roberto Marinho.



(a) (b)

Figura 3.2: Modelos reduzidos para estudos da resposta dinâmica em pontes: (a) Ponte de Tacoma Narrows (OLIVEIRA, 2008); (b) Estudo em túnel de vento complexo viário Roberto Marinho (SOUZA et al., 2008).

3.1 Modelos reduzidos aplicados no ensino

É fundamental que os profissionais (Engenheiros e/ou Arquitetos) envolvidos com projetos estruturais, tenham a habilidade de visualizar e compreender o comportamento das estruturas em diferentes hipóteses de combinações das ações e carregamentos, intrínsecas e extrínsecas à estrutura (HILSON, 1972). Para isso, ainda no curso de graduação, é essencialmente necessário que os alunos devam desenvolver a percepção espacial intuitiva, para compreender o comportamento local e global de uma determinada estrutura, desde a primeira fase na Concepção Estrutural até a Obra já em serviço, a fim de idealizar o Projeto Arquitetônico aliado ao conhecimento e percepção da importância da otimização na modelagem da estrutura, visando além de obter os aspectos estéticos, garantir maior precisão na avaliação das condições de segurança e viabilidade econômica do empreendimento.

O uso de modelos reduzidos qualitativos aplicados no ensino do comportamento de estruturas é uma atividade complementar que vem sendo desenvolvida há mais de 70 anos como uma ferramenta didática de auxílio na aprendizagem. Segundo HARRIS et al. (1999) apud OLIVEIRA (2008), um dos primeiros a utilizar modelos estruturais para demonstrações em sala de aula foi RATHBUN, que me 1934 utilizou blocos de madeira presos por arames para demonstrar o comportamento de um arco. Porém, segundo TEIXEIRA (2016), atualmente no "ensino de engenharia, a exploração desta vertente intuitiva é deixada de certa forma para segundo plano. A exposição dos conceitos estruturais é feita quase exclusivamente por via analítica, menosprezando noções qualitativas", o que dificulta a aprendizagem na compreensão dos conceitos teóricos.

Entretanto, graças a dedicação de alguns docentes, uma vertente acadêmica contemporânea em pesquisas tem defendido a importância da análise visual no comportamento de estruturas, através de modelos reduzidos qualitativos, como ferramenta de auxílio no ensino/aprendizagem nos cursos de graduação de Engenharia e de Arquitetura, citando-se como exemplos: HILSON (1972); SANTOS (1983); REBELLO (1992); PRAVIA (1995); SCHWARK (1996); RODRIGUES e HERMIDA (2006); OLIVEIRA (2008); SARAMAGO (2011); JAVARONI et al (2012); TEIXEIRA (2016), dentre outros.

PRAVIA a partir de 1994, com o intuito de aprimorar a didática de ensino nas disciplinas de aço e madeira, aplica trabalhos com construções de modelos reduzidos (Figura 3.3), com a finalidade de demonstrar o comportamento de sistemas de coberturas em estruturas de madeira, e relata que os resultados foram excelentes dados as respostas na motivação dos alunos ao utilizar tais modelos como aprendizado prático aliado ao teórico (PRAVIA, 1995).

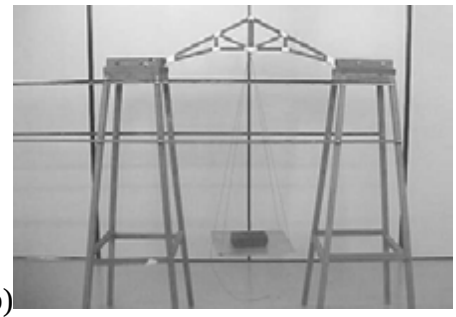
(a) (b) 

Figura 3.3: Modelos qualitativos de estruturas: (a) Sistema de cobertura em madeira com treliças howe (PRAVIA,1995); (b) Bancada de ensaios usada na competição MINITRUSS na LESE/UPF.

DUPLAT et al (2008), realizam um trabalho de estudo de ponte treliçada do tipo Warren Modificada, com banzos paralelos, utilizando palitos de picolé e cola, onde os objetivos foram além da construção a realização de testes de carga, como parte dos requisitos do processo de avaliação da disciplina Resistência dos Materiais da UNICAMP (Figura 3.4).

Figura 3.4: Modelo de ponte treliçada do tipo Warren Modificada construído com palitos de picolé. Fonte: (DUPLAT et al, 2008)

Segundo o Prof. MARGARIDO, no estudo das estruturas existem duas vertentes que devem ser seguidas, para que o aluno adquira a experiência, fundamental para conceber adequadamente uma estrutura: a da percepção intuitiva e a do conhecimento teórico de cálculo. Para isso, o professor deve desenvolver os conhecimentos teóricos ao mesmo tempo em que se desenvolve a percepção intuitiva do aluno (REBELLO, 2000).

É de conhecimento que cientificamente o cérebro humano é dividido seus hemisférios em funções distintas. No lado esquerdo, processam-se os raciocínios lógicos e analíticos, e no lado direito, os pensamentos intuitivos e sintéticos. Portanto, é fundamental que o profissional envolvido em projetos estruturais (Engenheiro e/ou o Arquiteto) encontre um equilíbrio entre a razão e intuição (BROHN, 1992) apud SCHWARK (1996). Uma referência bibliográfica muito interessante com abordagens ilustrativas sobre a concepção estrutural e a percepção visual do comportamento das estruturas é o livro “Sistemas Estruturais” de Heino Engel (2003).

Outro trabalho interessante realizado no Brasil é a COMPET, competição de pontes treliçadas de palitos de churrasco, organizada pelo PET/FECIV/UFU, realizada entre alunos de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia-MG e demais universidades. O objetivo da COMPET é motivar nos alunos da graduação o desenvolvimento de habilidades como a criatividade, o trabalho em equipe e aplicação dos conhecimentos técnicos adquiridos, onde destacam-se a aplicação de conhecimentos básicos de mecânica das estruturas, resistência e propriedades dos materiais no projeto e execução dos protótipos com palitos de churrasco (COMPET, 2011).

JAVARONI et al (2012), publicaram no COBENGE 2012, o trabalho do projeto acadêmico intitulado de “INTERPONTES”, que consiste numa competição de modelos reduzidos de pontes executadas com palitos de churrasco e cola tipo epóxi, organizado pela PRO JUNIOR em parceria com a Engenharia Civil da UNESP de Bauru, SP, que apresenta o planejamento do evento desde sua primeira edição, os resultados obtidos e o efetivo interesse e participação como motivação no aprendizado dos alunos.

4. IDEALIZAÇÃO ORIGINAL DO MODELO REDUZIDO “ARCOS MLC”

A metodologia didática no ensino contemporâneo, aplicada nas disciplinas de Estruturas, tanto na Arquitetura quanto na Engenharia Civil, geralmente em muitas universidades no Brasil, as aulas ainda têm predominado o modelo tradicional, em que a exposição dos conceitos estruturais é feita quase exclusivamente via cálculos analíticos manuais, geralmente, menosprezando noções na exploração em análises visuais qualitativas, seja na resistência em aplicações de trabalhos com construções de modelos reduzidos mais representativos, seja na resistência ao uso de softwares estruturais profissionais, o que geralmente dificulta a aprendizagem na compreensão dos conceitos teóricos na vertente perceptiva-intuitiva, que tem sido deixada de certa forma para segundo plano.

Observa-se que essa resistência pode estar relacionada a alguns fatores. À resistência em aplicações de trabalhos com construções de modelos reduzidos bem mais representativos no seu

comportamento estrutural, mesmo que utilizando materiais com custos bem acessíveis, talvez seja pelo tabu em se tornar um trabalho muito árduo, numa época em que tem sido frequente a redução na carga horária das disciplinas, ou até mesmo pela falta de iniciativa ou percepção da importância desse complemento no ensino. Já quanto à resistência ao uso de softwares estruturais profissionais e/ou científicos, como ferramenta de auxílio no ensino em simulações com modelagens computacionais paramétricas gráficas e numéricas, muitas vezes, até pouco tempo atrás a justificava era plausível, pela dificuldade financeira de muitas universidades, na aquisição desses sistemas computacionais, que geralmente são de alto valor comercial. No entanto, felizmente, esse cenário tem mudado, mesmo que lentamente, pois muitas empresas de softwares profissionais e/ou científicos, já perceberam essa problemática, e têm disponibilizado licenças temporárias gratuitas ou com valores simbólicos bem acessíveis, para universidades, pesquisadores e estudantes, no intuito de contribuir como uma ferramenta de apoio ao ensino, em trabalhos acadêmicos e em projetos de pesquisas sem fim comercial.

Diante desse contexto, BRITO (2016) tem desenvolvido um trabalho didático original, com aplicações práticas em sala de aula na disciplina de Arquitetura em Madeira, na idealização e montagem de elementos estruturais reduzidos “MLC”, confeccionados com peças sobrepostas de palitos laminados de madeira (palitos de picolé), unidos por colagem com adesivo instantâneo, que simulam de forma bem aproximada às características físicas e geométricas, nas formas das lamelas de elementos estruturais de vigas, de pilares e de arcos de Madeira Laminada Colada (MLC). As Figuras 4.1 a 4.6 demonstram idealização desse modelo, os elementos constituintes e o processo de montagem.

4.1 Elementos constituintes e montagem do modelo reduzido “ARCOS MLC”

Para a idealização e montagem do modelo em escala reduzida das “VIGAS MLC” (terças), assim como dos “ARCOS MLC”, foram utilizados palitos laminados de madeira (palitos de picolé), sobrepostos unidos por colagem, observando o posicionamento das lamelas, a fim de simular de maneira mais aproximada possível, a geometria e as propriedades físicas de resistência e elasticidade na caracterização e composição dos materiais, na intenção de promover uma representação das rigidezes das peças de madeira similar aos das rigidezes efetivas que seriam em elementos estruturais como esses numa estrutura MLC em escala real (modelo real). Para a colagem lamelas de palito de madeira foi utilizada cola do tipo adesivo instantâneo (Figuras 4.1 e 4.2).

Foto: (BRITO, 2016)

Figura 4.1: Processo de montagem: elementos estruturais reduzidos “ARCOS MLC”.

Para a representação das rótulas de topo dos arcos triarticulados, foram utilizadas cantoneiras metálicas para móveis, fixadas com parafusos, conectores e arames (Figura 4.3).

Foto: Autores

Figura 4.2: Processo de montagem: modelo reduzido “ARCOS MLC”.

Foto: (BRITO, 2016)

Figura 4.3: Elementos constituintes: ligações rótulas de topo.

A fim de representar os elementos de ligações das terças aos arcos foram utilizadas dobradiças metálicas de 10mm x 10mm (Figura 4.4a). Como solução para uma representação ideal na simulação do sistema de contraventamento foram utilizados cordoalhas de aço de 1,4mm de diâmetro, com terminais de compressão para fios fixados em ambas extremidades, simulando os conectores com olhais para articulação (Figura 4.4b). Como recurso para ligar os conectores olhais (das extremidades das cordoalhas de aço) às dobradiças, promovendo as articulações ideais, foram utilizados pregos de aço 08x08.

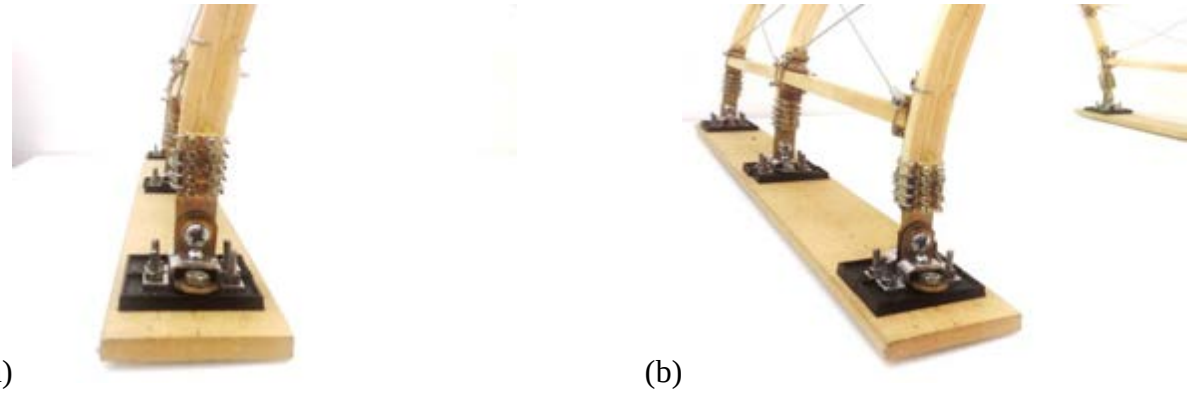
(a)

(b)

Fotos: (BRITO, 2016)

Figura 4.4: Elementos constituintes: ligações com terminais articulados, fixados nas extremidades das cordoalhas de aço de 1,4mm de diâmetro, que compõem o sistema de contraventamento da estrutura.

Com a intenção de representar o comportamento de rótulas, nas placas de base foram utilizados, cantoneiras metálicas e terminais de alumínio, fixados com parafusos e arruelas em peças de plástico e MDF (Figura 4.5).



(a) (b)

Foto: (BRITO, 2016)

Figura 4.5: Elementos constituintes: rótulas nas placas de base foram utilizados, cantoneiras metálicas e terminais de alumínio, fixados com parafusos e arruelas em peças de plástico e MDF.

Para o estudo foram apresentados exemplos práticos, para auxílio didático em sala de aula, com hipóteses de aplicação de carga concentrada pontual no modelo reduzido, a fim de obter uma pré-avaliação do comportamento das cordoalhas de aço (comprimidas; tracionadas) no sistema de contraventamento, e promover o "O feling" dos alunos do comportamento de estruturas especiais de ARCOS MLC, submetidas a ações horizontais (exemplo: avaliações hipóteses de deformações e do comportamento global da estrutura, simulações de ações de vento). Com o Modelo reduzido proposto, é possível fazer simulações qualitativas do comportamento físico, em dois tipos de modelos arquitetônicos parametrizados, de sistema estrutural tridimensional com: arcos abatidos (Figura 4.6a); e arcos mouriscos (Figura 4.6b).

(a) (b) Foto: (BRITO, 2016)

Figura 4.6: Modelo reduzido "Arcos MLC" simulações qualitativas do comportamento físico do sistema estrutural tridimensional com: (a) arcos abatidos; (b)e arcos mouriscos.

O modelo reduzido idealizado "ARCOS MLC" tem como objetivo essencial, auxiliar o aluno (a) numa pré-avaliação, a percepção do caminho dos esforços axiais de tração e de compressão, observando as deformações das cordoalhas de aço do sistema de contraventamento e o comportamento da estrutura, com exemplos de simulações, em certas hipóteses básicas de ações

horizontais, em função da intensidade e posição de uma carga concentrada hipotética, aplicada numa determinada região pontual na estrutura.

4.2 Modelo computacional paramétrico para simulação numérica

Para validação qualitativa foram comparadas as deformadas no modelo reduzido, em função da posição de aplicação de uma carga concentrada hipotética, validando-as com os resultados obtidos a partir modelagem computacionais paramétrica, supondo o sistema estrutural com arcos abatidos, para simulações gráficas e numéricas, com auxílio do software de análise estrutural Dlubal RSTAB 8.06 [sob a licença temporária para estudantes/universidades (LaMEM/SET/EESC/USP)], a fim de compatibilizá-las o mais próximo possível do que seria o comportamento de uma estrutura real (modelo real) como essa.

Como exemplificação, demonstra-se um estudo básico de avaliações qualitativas/intuitivas, a fim de facilitar a compreensão dos alunos(as) no entendimento do comportamento real de estruturas em ARCOS MLC, submetida, por exemplo, a certas hipóteses básicas de cargas horizontais oriundas de ações de vento (Figura 4.7).

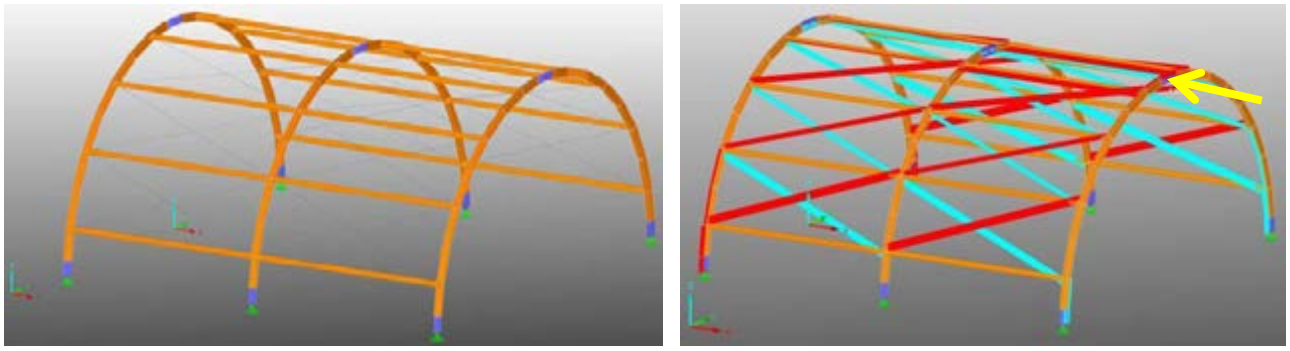


Figura 4.7: Exemplo de simulação com carga concentrada horizontal aplicada no topo do arco 3: (a) modelagem computacional paramétrica, admitindo o sistema estrutural com arcos abatidos; (b) resultado gráfico dos esforços axiais de tração e de compressão, nos tirantes do sistema de contraventamento, gerados na análise estrutural no Dlubal RSTAB 8.06. Fonte: (BRITO, 2016)

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse trabalho foi resultado de sucesso numa idealização original com incentivo e motivação em uma inovação didática na metodologia de ensino, desenvolvida e aplicada em trabalhos práticos em sala de aula, na disciplina de Estruturas de Madeira no curso de Arquitetura e Urbanismo.

Os resultados visualmente observados das deformadas constaram que o comportamento do modelo reduzido é realmente similar ao comportamento de uma estrutura real, que pôde ser validado com auxílio modelo computacional gráfico.

Essa validação dos resultados sugere elaborar alguns exercícios didáticos na aplicação da maquete estrutural para a pré-avaliação do comportamento de estruturas de ARCOS MLC com o objetivo de demonstrar o quão é versátil a aplicação desse modelo no ensino de graduação na Arquitetura, em sala de aula.

Conforme visto, no estudo das estruturas existem duas vertentes que devem ser seguidas, para que o aluno(a) absorva o conceito adquira uma certa experiência, essencial para conceber adequadamente uma determinada estrutura: a do conhecimento teórico de cálculo e a da percepção intuitiva. Para isso, é fundamental que o professor envolvido no ensino de análise de estruturas deva transferir o conhecimento teórico ao mesmo tempo em que se deve desenvolver a percepção intuitiva do aluno.

O resultado desse trabalho, sugere-se uma mudança na metodologia de ensino contemporâneo das disciplinas vinculadas a Área de Estruturas, implementando uma metodologia didática aplicada, complementada com trabalhos efetivamente práticos em sala de aula, a fim de motivar e promover uma efetiva compreensão do aluno no comportamento das Estruturas. Para isso, a aplicação de trabalhos práticos com modelos reduzidos qualitativos e intuitivos aliando a análises com simulações gráficas e numéricas/computacionais, pode ser uma ferramenta didática interessante, essencial para o bom aprendizado e desenvolvimento intelectual na percepção intuitiva do aluno, que é "O feling". O reconhecimento desse trabalho é parte de uma inovação didática na metodologia de ensino desenvolvida e aplicada pelo Prof. Leandro Dussarrat Brito no Curso de Arquitetura e Urbanismo, onde os resultados obtidos e o efetivo interesse dos alunos tem a acrescentado um incentivo motivador no aprendizado e desenvolvimento na percepção intuitiva sobre o comportamento das estruturas especiais em Madeira Laminada Colada (MLC).

AGRADECIMENTOS

À Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais Campus Poços de Caldas, segue nossos agradecimentos ao Curso de Arquitetura e Urbanismo, direcionados ao Coord. Prof. Luiz Paulo Cobra Monteiro, ao Coordenador de Atividades Complementares Temáticas Prof. Antônio Carlos Rodrigues Lorette, pela aceitação, compreensão e incentivo em publicar esse trabalho, e ao Ralph Landi responsável pelo laboratório de Maquetaria. A Dlubal pela fundamental iniciativa em disponibilizar licenças temporárias de softwares para pesquisadores, estudantes/universidades, no intuito de contribuir como ferramenta de apoio ao ensino, em projetos de pesquisa e em trabalhos acadêmicos. Aos Presidentes e Colaboradores da Comissão Organizadora, do Comitê Diretivo, do Comitê Científico e a Universidad Nacional del Noroeste de Buenos Aires, UNNOBA por proporcionar o CLEM+CIMAD 2017.

REFERÊNCIAS

[1] BAZZO, W. A.; PEREIRA, L. T. V. Introdução à Engenharia. 6ª Edição, DAUFSC. ISBN 85-328-0091-2. Florianópolis (2003).
[2] CARNEIRO, Fernando Lobo. Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos. 2. ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.
[3] COMPET (2011). Competição de pontes treliçadas de palitos de churrasco e outros materiais. Disponível em: <<http://www.petcivil.feciv.ufu.br/compet>> Acessado em 08/12/2016.
[4] DUPLAT, D. N et al. Estudo de ponte articulada do tipo Warren Modificada utilizando palitos de picolé. Trabalho de Resistência dos Materiais EM423, Engenharia Mecânica, UNICAMP. Campinas, 2008.
[5] ENGEL, H. Sitemas Estruturais. Ed. GG (Gustavo Gili). Barcelona, 2003.
[6] FRANÇA FILHO, L; LINDENBERG NETO, H. Resistência dos materiais com descrição, modelos e história dos conceitos. COBENGE 2004, Congresso Brasileiro de ensino de Engenharia, Brasília, 2004.
[7] HARRIS, H. G.; SABINS, G. M. Structural modeling and experimental techniques. 2nd ed. CRC Press LLC. Florida, 1999.
[8] HILSON, B. Basic structural behaviour via models. Crosby Lockwood. London, 1972.
[9] HOSSDORF, Heinz. Model analysis of structures. Van Nostrand Reinhold. New York, 1974.
[10] OLIVEIRA, M. S. Modelo estrutural qualitativo para pré-avaliação do comportamento de estruturas metálicas. Dissertação (Mestrado) Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2008.
[11] PRAVIA, Z. M. C.; BORDIGNON, R. Modelos intuitivos para ensino de estabilidade das estruturas. In: Anais COBENG 2000, Ouro Preto, 2000.
[12] PRAVIA, Z. M. C.; ORLANDO, D. Modelos qualitativos de treliças planas: construção e aplicação no ensino da análise e comportamento estrutural. In: Anais COBENGE 2001.
[13] PRAVIA, Z. M. C. A Construção permanente do laboratório de ensaios em sistemas estruturais (LESE) da Universidade de Passo Fundo. In: Anais COBENGE 2003.

[14] PRAVIA, Z. M. C. A; DREHMER, G. A.; DELLA VECHIA, A. F. Modelo qualitativos do comportamento da estabilidade lateral de treliças planas. In: COBENGE 2004.
[15] REBELLO, Y. C. P. Contribuição ao ensino de estruturas nas escolas de arquitetura. Dissertação (Mestrado) Faculdade de Arquitetura e Urbanismo de São Paulo. São Paulo, 1992.
[16] RODRIGUES, P. F. N.; HERMIDA, A. S. Modelagem de elementos básicos de estruturas para a análise qualitativa do comportamento estrutural. Revista de Ciência e Tecnologia, Universidade Iguaçu, V. 6, n. 1, jun. 2006.
SANTOS, J. A. Sobre a concepção, o projeto, a execução e a utilização de modelos fisicos quantitativos na engenharia de estruturas. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1983.
[17] SARAMAGO, R. C. P. Ensino de estruturas nas escolas de Arquitetura no Brasil. Dissertação (Mestrado) Arquitetura e Urbanismo, Escola de Engenharia de São carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.
[18] SCHWARK, M. P. Sugestões para um curso intuitivo de teoria das estruturas. Dissertação (Mestrado) Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1996.
[19] SOUZA, A. M. L.; ROCHA, M. M.; NÚNES, G. J. Z.; CARPEGGIANI, E. A.; PALUCH, M. Estudo em túnel de vento da resposta dinâmica do complexo viário jornalista Roberto Marinho. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Santiago, 2008.
[20] TEIXEIRA, G. A. S. Análise de estruturas porticadas através de modelação física. Dissertação (Mestrado) Engenharia Civil / Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2016.
[21] VIEIRA, I. A. Sugestões para o ensino de estruturas ao arquiteto. In: Encontro de Professores de Estrutura para Escolas de Arquitetura. Ed. FAU USP. São Paulo, 1974.
[22] ZANETINI, S. Aspectos do ensino de estruturas para arquitetos. In: Encontro de Professores de Estrutura para Escolas de Arquitetura. Ed. FAU USP. São Paulo, 1974.

EVALUACIÓN DE LA HUMEDAD RELATIVA INTERNA DE UNA CASA DE MADERA EN WOODFRAME: ESTUDIO DE CASO EN EL MUNICIPIO DE ITAPEVA-SP

EVALUATION OF THE INDOOR RELATIVE HUMIDITY OF A WOODEN HOUSE IN WOODFRAME: CASE STUDY AT ITAPEVA-SP CITY, BRAZIL

Juliano Souza Vasconcelos [(1)], Victor Almeida de Araujo [(2)], Carlos M. Gutiérrez Aguilar [(3)], Juliana Cortez Barbosa [(4)]

(1) Engenheiro industrial madeireiro, UFSCar/São Carlos-SP.Brasil.
(2) Engenheiro industrial madeireiro y estudiante de doutorado, USP-ESALQ/Piracicaba-SP. Brasil.
(3) Mg. Diseñador Industrial, docente Instituto Tecnológico Metropolitano, Medellín, Colombia y estudiante de doctorado, Universidade Federal da Bahia UFBa, Salvador, Brasil.
(4) Dra Profesora Universidade Estadual Paulista - UNESP - Engenharia Industrial Madeireira - Itapeva - SP Brasil.
Dirección de contacto: carlosgutierrez@itm.edu.co

Código de identificación: T7-09

Resumen

La humedad relativa del aire dentro de una habitación es un factor relevante para determinar el confort humano en una edificación. Este estudio evalúa la importancia de la verificación de la humedad relativa interior de construcciones de madera fabricadas con la técnica *woodframe*. La construcción evaluada se encuentra en el campus de Itapeva de la Universidad Estatal Paulista, en el Estado de Sao Paulo. En este estudio se presenta el comportamiento de la humedad en el interior de esta construcción *woodframe* en un período de evaluación ininterrumpida entre abril y diciembre, que comprende 259 días. Los resultados de la humedad relativa media se trataron estadísticamente después de la recolección de los datos realizado por un termo-higrómetro. Este instrumento se inserta dentro de la sala de la construcción *woodframe* durante el período analizado y presenta una humedad relativa interior promedio de 59,0%, con una desviación estándar de 7,8566. La humedad promedio fue comparada con la norma brasileña NBR-16401-2. El análisis de los resultados indica que la humedad relativa obtenida está dentro de la norma. En otros análisis, a través de los índices de la Organización Mundial de la Salud (OMS), la humedad relativa en esta construcción de madera está dentro de la norma ideal. Esta evaluación demostró que, en Brasil, la construcción *woodframe* conserva la humedad relativa interior en un nivel aceptable por la OMS.

Palabras clave: humidad relativa; ambiente interno; construcción en madera; *wood frame*

Abstract

The air relative humidity of an internal room is a relevant factor to determine the human comfort of a building. This study evaluates the importance of the verification of the indoor relative humidity of wooden constructions of wood frame technique. The built environment evaluated is located in the campus of Itapeva of São Paulo State University, at the São Paulo State. In this study is presented the behavior of the indoor humidity in this wood frame building to an uninterrupted evaluation period among April and December, comprising 259 days. The results of this average relative humidity were statistically treated after the data survey realized by a thermo-hygrometer. This instrument was inserted within the room of this wood frame building during this analyzed period, and it presented an average indoor relative humidity of 59.0%, with the standard deviation of 7,8566. Through the average humidity was possible to compare with the Brazilian standard NBR-16401-2. The analysis of the results points out that the relative humidity obtained is within the standard. In other analysis, through the indexes of the World Health Organization (WHO), the relative humidity in this wooden building is within the ideal standard. This evaluation showed that, in Brazil, the wood frame construction preserves the indoor relative humidity in acceptable levels by the WHO.

Keywords: *relative humidity; indoor room; wooden building; wood frame*

1. INTRODUCCIÓN

El municipio de Itapeva, así como otras localidades de gran altitud localizadas en el Estado de Sao Paulo, como Campos do Jordão, Apiaí y Botucatu, puede registrar temperaturas negativas durante el invierno. Otro aspecto de la meteorología que puede ser observado durante estos meses fríos consiste en la inversión térmica, la cual causa la niebla y la neblina. Estos factores contribuyen para la reducción de la visibilidad y la elevación del índice de la humedad relativa del aire. Durante los periodos matutinos este índice puede alcanzar valores mayores al 90%, y en los periodos vespertinos tal índice decrece, pudiendo registrar valores para la humedad relativa de hasta 40%.

La humedad relativa en ambientes cerrados puede influir en la calidad de las actividades que se realizan en estos. Por tal razón, se nota la necesidad de un estudio específico que indique el contenido de humedad relativa interna en las casas, de un modo general.

Como en el Brasil el mercado de casas de madera está en expansión, impulsado por sus ventajas de sustentabilidad, esta evaluación indicará el comportamiento en relación a la humedad para casas de madera de la tipología *woodframe* en la región de Itapeva.

La humedad es una propiedad física que se debe tener en cuenta en una construcción, ya que al tener una humedad alta por largos períodos de tiempo pueden aparecer hongos y moho generando no solo una apariencia negativa a la construcción sino también la posibilidad de contraer enfermedades.

Por otro lado, si la humedad relativa del aire dentro de la habitación es baja (menor al 30%), se pueden ocasionar problemas respiratorios y otras enfermedades.

1.1 Objetivo

El trabajo tiene como objetivo la evaluación de la humedad relativa del ambiente interno de una construcción en w*oodframe*, para verificar su calidad, conforme a la metodología determinada por la Organización Mundial de la Salud.

2. REVISION BIBLIOGRÁFICA

2.1 Madera

Canadian Wood Council (2004) define que la madera es un material higroscópico y semi-poroso. O sea, absorbe humedad y se hincha cuando las condiciones ambientales son húmedas y libera humedad y se contrae en períodos secos.

Esta habilidad de liberar o absorber humedad busca alcanzar un contenido de humedad que esté en equilibrio con el ambiente alrededor.

Como parte de este proceso natural, la madera puede absorber grandes cantidades de agua antes de alcanzar el nivel de humedad favorable al crecimiento de hongos deterioradores. La variación del contenido de humedad lleva a la madera a sufrir con el encogimiento y/o la hinchazón además del surgimiento de hongos y moho (Canadian Wood Council, 2004). [1]

2.2 Humedad

La humedad influencia fuertemente el desempeño y la durabilidad de los materiales de construcción y, por tanto, la transferencia de la humedad es un aspecto importante para la construcción y manutención de las edificaciones (Çencel, 2009). [2]

ASHRAE (2009) especifica que el contenido de humedad de una muestra de aire está dado como la relación entre la masa de vapor de agua y la masa de aire seco en la muestra. [3]

El aire atmosférico puede ser definido como una mezcla de aire seco y vapor de agua y la presión atmosférica es la suma de la presión del aire seco y de la presión del vapor de agua, que es llamada P_v. El aire puede contener apenas una determinada cantidad de humedad, donde, la razón entre la cantidad real de humedad en el aire y una determinada temperatura es llamada humedad relativa. La

humedad relativa del aire varía entre "cero" para el aire seco, hasta 100% para el aire saturado que no puede contener más humedad. La presión parcial del vapor de agua en el aire saturado es llamada presión de saturación P_{sat}. (Çencel, 2009). [2]

Esta presión de saturación consiste en la presión de ebullición del agua a una temperatura especifica.

Así, la cantidad de humedad en el aire es especificada por la expresión:

$$\varphi = \frac{P_V}{P_{sat}} \quad (1)$$

La humedad de un ambiente es el resultado de la cantidad de humedad producida en el interior de la construcción, de la humedad relativa del aire al exterior y de la tasa de cambio del aire proporcionado por el edificio.

La humedad es uno de los factores más importantes para la madera porque ocasiona cambios en la estabilidad dimensional. [4]

En este estudio de caso será discutida la humedad relativa en el interior de una construcción en *woodframe* localizada al suroeste paulista, en Brasil.

Moreto (2006) indica que el municipio de Itapeva se sitúa a una altitud de 684 a 720 metros, con una temperatura media anual de 20,3ºC, una precipitación pluviométrica del orden de 1.467,5 mm/año y una humedad relativa del aire de 76%. [5]

2.3 Parámetros de confort

Roriz (1987, *apud* Michaloski 2002) dice que una edificación será considerada confortable cuando atiende simultáneamente a un conjunto de factores tales como: niveles de iluminación, ruido, temperatura del aire, temperatura superficial, humedad relativa, ventilación, funcionalidad, tipo de vestuario utilizado por los usuarios de la habitación, entre otros factores. [6] [7]

La norma brasilera NBR 16401-2/2008 estipula como parámetros ambientales aceptables aquellos susceptibles de producir sensación de confort térmico en 80% o más de las personas de un grupo homogéneo. Se consideran grupos homogéneos de personas aquellas con ropa típica de la estación y ejerciendo actividades sedentarias.

El confort térmico en un determinado ambiente puede ser definido como la sensación de bienestar experimentada por una persona como resultado de la combinación satisfactoria, en ese ambiente, de la temperatura radiante promedio (TRM), la humedad relativa (HR), la temperatura ambiente (TA) y la velocidad relativa del aire (VA) con la actividad realizada allí y con la vestimenta usada por las personas. [8]

La Organización Mundial de Salud determina rangos de confort y de cuidados para que no ocasione daños a la salud humana. Esos rangos comprenden tres categorías: *ideal*, con humedad relativa del ambiente encima del 60%; *estado de atención*, para el rango de 30% a 60%; y, *alerta*, cuando se llegan a humedades debajo del 12%. [9]

Los factores de eliminación del calor del cuerpo humano son influenciados por la temperatura del aire, la ventilación del ambiente y la vestimenta usada por las personas. La baja humedad relativa permite al aire relativamente seco absorber la humedad de la piel rápidamente, y así, conseguir también de forma rápida la eliminación del calor del cuerpo. Lo contrario, también puede ocurrir. [8]

3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Composición da sala de madera

De acuerdo con Stamato (2008), las etapas de fabricación de las salas fueron: preparación de la base de hormigón, pre fabricación de las paredes, montaje de las paredes y las cerchas del tejado, instalación de aislante de humedad tipo Tyvek en las paredes externas, fijación de los tableros de

OSB (Oriented Strand Board) como cobertura debajo el tejado, colocación de las mantas de fibra de vidrio y revestimiento de aluminio como aislante térmico y acústico del tejado (Alumisol). Posteriormente vinieron: instalación de las ventanas, instalación de las tejas, revestimiento externo tipo Estuco, instalación eléctrica, instalación de las mantas térmicas tipo *Wallfelt*, fijación de los revestimientos externos en madera de pino tratada tipo *siddings*, aplicación de yeso en las paredes, instalación del piso, pintura de las paredes internas y aplicación del revestimiento de las áreas externas. [10]

En la Figura 1 se muestran algunas de las etapas de la construcción de la sala de madera y su composición.

Figura 1: Etapas de la construcción de la sala de madera. Créditos: Guilherme Correa Stamato.

3.2 Obtención de datos de la humedad en las salas de madera en *woodframe*

Después de obtener los datos de la humedad interna de las salas de madera, se hizo el levantamiento de la literatura para comparar con los datos obtenidos y tener información de la influencia de la humedad relativa en los ocupantes de la sala.

En la habitación de *woodframe* fue instalado un termo-higrómetro, obteniendo datos relevantes de humedad relativa interna de la sala. La humedad relativa es registrada e impresa en un disco, con una escala de hora en hora, en tiempo real, con una duración de 32 días (Figura 2). Los datos fueron colectados en los meses de abril hasta diciembre totalizando 259 días.

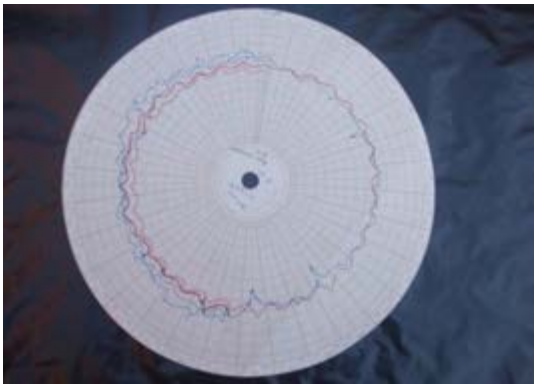


Figura 2: Tarjeta en el formato de disco usado en un termo-higrómetro.

El dispositivo fue colocado en una esquina de la construcción para no perjudicar el funcionamiento del mismo, así como el desplazamiento de los usuarios (Figura 3).

Figura 3: Esquema de la construcción de la sala de madera, representando la localización del dispositivo de medición de la humedad interna y la disposición de los muebles.

La Figura 4 representa el posicionamiento real del equipo en la sala.

Figura 4: Localización del aparato de medición de la humedad ambiente.

Con el equipo se registró en el disco de papel la humedad interna, en % (en azul), como muestra la Figura 5.

Figura 5: Registro de la temperatura y la humedad interna en el disco de medición del termo-higrómetro

4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

Los valores obtenidos en el disco del termo-higrómetro para la medición de la humedad interna de la construcción de madera en *woodframe* son presentados en la Figura 6. En esta, se observan las curvas de los valores máximo, mínimos y medios obtenidos para la humedad relativa interna, así como los estándares estipulados por la Organización Mundial de la Salud para las condiciones de confort interno dadas por: "ideal", "estado de atención" y "alerta".

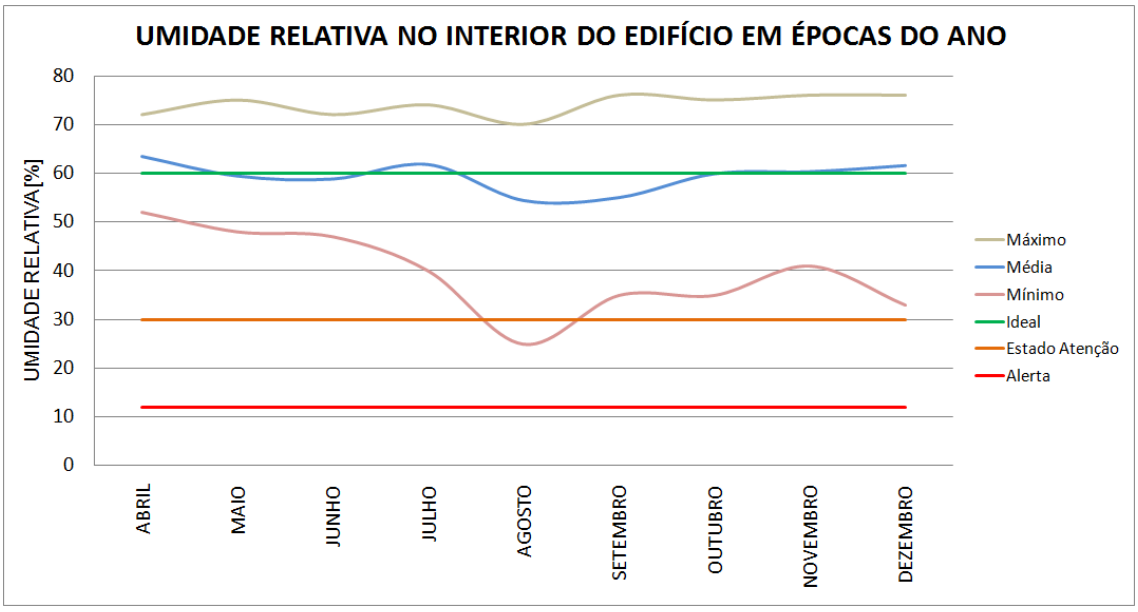


Figura 6: Gráfico con el registro de la humedad relativa interna del aire para el *woodframe* durante el período comprendido entre abril y diciembre.

Por tratarse de una región que está localizada en la zona subtropical, Itapeva presenta gran amplitud térmica y un clima ameno.

En el gráfico queda demostrado que las humedades relativas máximas fueron mayores al 70% y las mínimas tuvieron un registro superior al 30%, con la excepción del mes de agosto, considerado un mes crítico de sequía, dado por una época seca en la mayor parte de Brasil.

La humedad relativa media registrada en esta evaluación demuestra que la edificación de madera está en el rango de 60%, y que, de acuerdo a los estándares de la Organización Mundial de la Salud es ideal para el confort humano sin daños a la salud de los ocupantes de la habitación.

Como se puede observar en la Figura 6, en ningún momento la humedad interna llegó al estado de alerta, indicando que el *woodframe* conserva las condiciones de humedad en niveles aceptables. Esta indicación comprueba que una construcción en *woodframe* también es una buena alternativa constructiva para climas subtropicales, como el de Brasil.

Además de esto, los datos de la humedad media están dentro de la NBR 16401-2/2008 que estipula el rango de 60% a 65%.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen: Profesor Doctor Gustavo Ventorim por el préstamo del termo-higrómetro, Wesley Regly por el auxilio en la colecta y digitalización de los datos obtenidos por el termo-higrómetro.

REFERENCIAS

[1] CWC. Managing Moisture and Wood. Building Performance Series. N. 6. Ottawa, Canadá: Canadian Wood Council, 2004. 12 p.
[2] Çencel, Yunus A., Transferência de calor e massa: uma abordagem prática. São Paulo, Brasil: McGraw-Hill, 2009. 3 ed. 904 p.
[3] Ashrae. 2009 ASHRAE Handbook – Fundamentals. Atlanta, Estados Unidos: American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, 2009. 983 p.
[4] Galvão, A. P. M.; Estimativas da umidade de equilíbrio da madeira em diferentes cidades do Brasil. IPEF. n 11, p 53-65. 1975.
[5] Moreto, A. L. R. Características Química, Mineralógica e Tecnológica dos Filitos da Região de Itapeva-SP Empregados na Indústria de Cerâmica. Curitiba, 2006, 106 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná–UFPR. Curitiba: UFPR, 2006.
[6] Roriz, M. Zona de Conforto Térmico – Um estudo comparativo de diferentes abordagens. São Carlos, 1987. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil: USP, 1987.
[7] Michaloski, A. O. Avaliação do Desempenho Térmico por Meio de Simulação Computacional de Habitações Populares Implantadas na Vila Tecnológica de Curitiba. Curitiba, 2002, 218 p. Dissertação (Mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná–CEFET. Curitiba: CEFET, 2002.
[8] Ruas, Á. C.; Conforto térmico nos ambientes de trabalho. Ministério do Trabalho. FUNDACENTRO. 1999. 97 p.
[9] http://www.who.int/en/
[10] http://www.unesp.br/cpa/noticia.php?artigo=3057

DEVELOPMENT OF MULTI-STOREY TIMBER BUILDINGS AND FUTURE TRENDS

DESARROLLO DE EDIFICIOS DE MADERA Y TENDENCIAS FUTURAS

Manja Kitek Kuzman [(1)] (P), Dick Sandberg [(2)]

(1) Associate professor, University of Ljubljana, Department of Wood Science and Technology, Biotechnical Faculty, Slovenia
(2) Professor, Luleå University of Technology, Wood Science and Engineering, Sweden
Contact address: manja.kuzman@bf.uni-lj.si; (P) Presenter

Identification code: T7-11

Abstract

Extensive research has shown that material-neutral building regulations are preferable and, for over a decade, function-based regulations have been common in many European countries, and this have contributed to an increase in the construction of multi-storey timber buildings. As one example, in the Scandinavia the development since mid-1990th of multi-storey timber buildings can be described as a success story, but there is also many other countries that have a positive development in timber construction. There is a great market potential for the use of wood in all types of buildings employing a combination of digital design and CNC (computer numerical control) processing. The construction engineers know how to make use of the digital tools; they have geometric imagination capabilities and construction know-how while the architects have ambitious ideas for building extraordinary projects. Digital design and production using CAE (computer-aided engineering), CAD (computer-aided design) and CAM (computer-aided manufacturing) have allowed timber construction to forge ahead into new dimensions of design. Innovative connections, modern wood-based materials and cutting-edge CNC milling offer entirely new possibilities and shape wood into almost any conceivable form. This paper gives an overview of the development of multi-storey timber building with a special focus on future trends in combination of digital design as flexible planning and design tools in combination with CNC processing to design and build extraordinary projects.

Keywords: Architecture; timber construction; digital design; wood processing

Resumen

La investigación ha demostrado que son preferibles las regulaciones de construcción que no tienen en cuenta el material y, por más de una década, regulaciones basadas en la función han sido comunes en muchos países europeos, y esto ha contribuido al incremento de la construcción en madera de edificios de varias plantas. Como ejemplo, en Escandinavia el desarrollo desde mediados de la década de los noventa de edificios de madera puede ser descrito como una historia de éxito, pero hay muchos otros países que han tenido un desarrollo positivo en construcción con madera. Hay un gran potencial comercial para el uso de madera en todo tipo de edificaciones utilizando una combinación de diseño digital y procesado con CNC (control numérico computarizado). Los ingenieros de la construcción saben cómo utilizar esas herramientas digitales; tienen la capacidad imaginativa geométrica y las habilidades constructivas mientras que los arquitectos tienen ideas ambiciosas para construir proyectos extraordinarios. El diseño digital y la producción usando CAE (ingeniería asistida por computador), CAD (diseño asistido por computador) y CAM (producción asistida por computador) han permitido que la construcción en madera avance hacia nuevas dimensiones de diseño. Conexiones innovadoras, modernos materiales basados en madera y el fresado CNC vanguardista ofrecen posibilidades totalmente nuevas y dan a la madera casi cualquier forma concebible. Este artículo da una visión general del desarrollo en construcción de edificios de madera centrándose en las tendencias futuras que combinan diseño digital flexible, herramientas de planificación de diseño y procesamiento CNC para diseñar y construir proyectos extraordinarios.

***Pablas clave**: Arquitectura; construcción con madera; diseño digital; procesado de madera*

1. INTRODUCTION

Up to the 19th century, wood was irreplaceable as the most important fuel and raw material for all types of construction. However, due to large city fires in Europe, fire protection measures including legislative measures were introduced in several European countries during the late 19th century to discourage or restricted the use of timber frames for the construction of multi-storey buildings. Multi-storey constructions of wood are not a new invention. In Japan, there is the more than 1400 year old Buddhist temple complex Hōryū-ji, including a five-storey pagoda, with a height of 32metres and approximately 20 x 20 metres in the basal area. The wood used in the central pillar of the pagoda is estimated through a dendrochronological analysis to have been felled in 594, so that this is one of the oldest wooden buildings in the world (Figure 1).

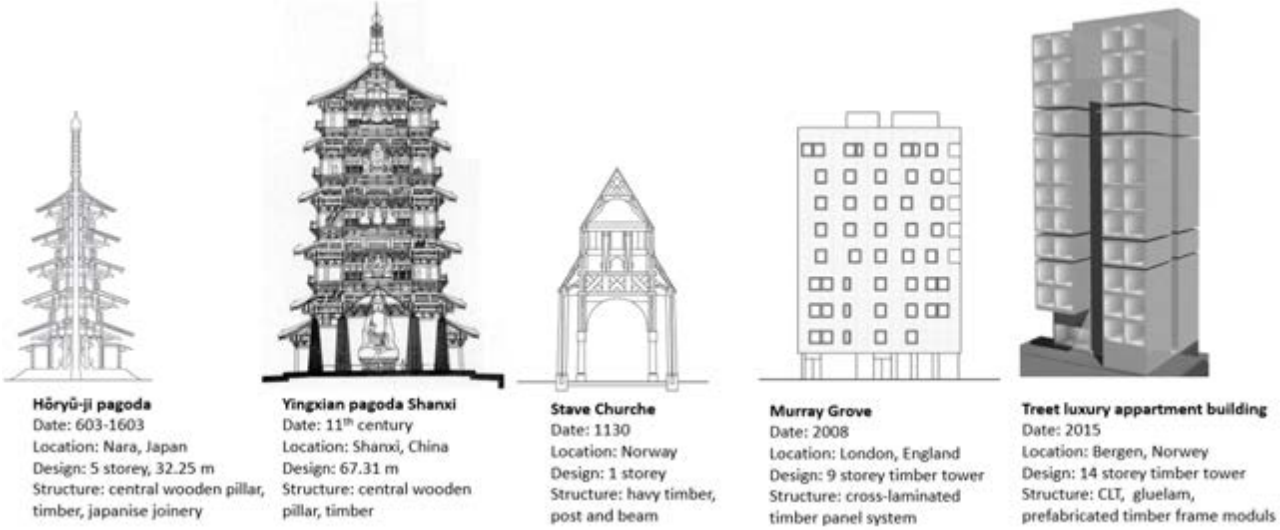


Figure 1: Examples of wood structures throughout history

The construction of multi-storey wood-framed buildings was re-introduced in the early 1990s in several western European countries. Many countries refrained from using flammable materials because of uncertainty about fire risks in the buildings. This helped the concrete industry to dominate the building market in Europe, particularly in Central Europe with a market share of 70-80% [1]. In the early 21st century, less than 10% of one- and two-family houses in Germany, France or the Netherlands were being built with wood, but more than 85% of such houses in Nordic countries [2]. However, extensive research has shown that material-neutral building regulations are preferable and, for over a decade, function-based regulations have been common in many European countries. This has resulted in a considerable increase in wooden multi-storeys buildings (Figure 2).

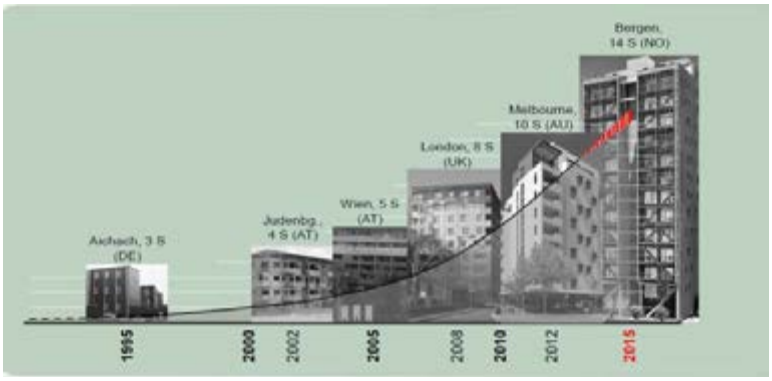


Figure 2: Development of multi-storey buildings from 1995 to 2015 [3]

In the late 1980s, a construction product directive from the European Commission stipulated functional based requirements for the use of products in building construction with the aim to remove technical barriers to trade in construction products between member states in the European Union [3]. This means that any material, wood, concrete or steel, that fulfils the functional requirements as specified in the national building regulations can be used for the construction of multi-family buildings. It has been nearly three decades since this European Commission construction product directive was issued, but the use of wood frames in the construction of multi-storey buildings is still low, even in the Nordic countries where it is about 10% of new multi-storey buildings.

Modern building regulations have however contributed to an increase in the construction of multi-storey timber buildings of up to eight storeys (Table 1).

Table 2: Present stage and future suggestions for multi-storey buildings

1995-2005	3-5 storey buildings
2008	8-storey condominiums, Växjö, Sweden
2009	9-storey condominiums, London, UK
2011	7-storey multi-family house, Berlin, Germany
2012	8-storey condominiums, Bad Aibing, Germany
2013	9-storey apartment building, Milan, Italy
2013	10-storey building in Melbourne, Australia
2014	14-storey apartment building, Bergen, Norway
2020?	30-storey building, Canada
2025?	34-storey building, Stockholm, Sweden
?	80-storey building, London, UK

Multi-storey buildings made of timber can be given an outer architectural design that suits the location where the building is erected. There are different regulations regarding the permissible height of a wood building, mostly for fire-safety reasons (Figure 3).

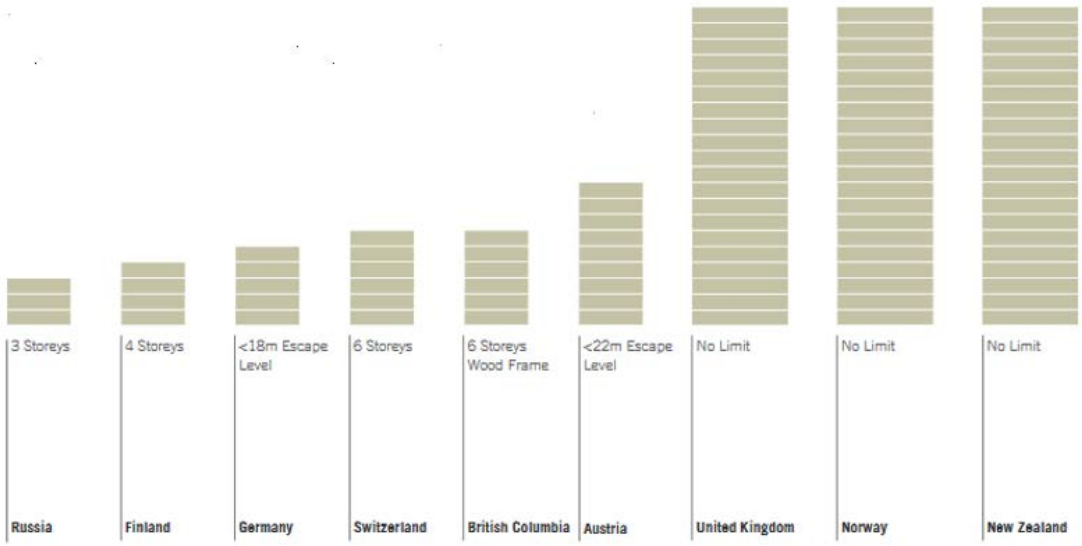


Figure 3: Max building height by regulation in different countries [4]

The increase can be attributed to several important factors such as a lower cost of building compared with wood than with other materials, and advantages of using wood in industrial building, together with a growing environmental awareness, where the choice is motivated by the fact that wood is a renewable material and that its use reduces CO_2 emissions, provided that the timber is harvested in forests where sustainable forestry, with replanting and management plans, is practiced.

Although the development and implementation of timber constructions in multi-storey buildings is on different levels in different European countries, the trend towards an increasing use of wood is clear. The main reasons are that wood used for building is renewable and locally available; it is beautiful, sensuous and has superb technical characteristics. Timber construction leads the way in terms of energy-efficient building. Many responsible contractors, architects and businesses now choose a timber construction because of its efficient use of both resources and money.

2. A COMBINATION OF VISIBLE WOOD, DIGITAL DESIGN AND ADVANCED PROCESSING AS FUTURE TRENDS

The development potential and obstacles in multi-storey building is employing a combination of digital design and computer numerical control (CNC) processing. The construction engineers know-how to make use of the digital tools; they have geometric imagination capabilities and construction know-how while the architects have ambitious ideas for building extraordinary projects.

Digital design and production using CAE (computer-aided engineering), CAD (computer-aided design) and CAM (computer-aided manufacturing) have allowed timber construction to forge ahead into new dimensions of design. Innovative connections, modern wood-based materials and cutting-edge CNC milling offer entirely new possibilities and shape wood into almost any conceivable form. Nowadays, there are flexible planning-design tools and CNC processes that allow us to design and build extraordinary architectural structures (Figure 4). The producers already offer all the stages of the construction process: from technical development to construction, service and maintenance.

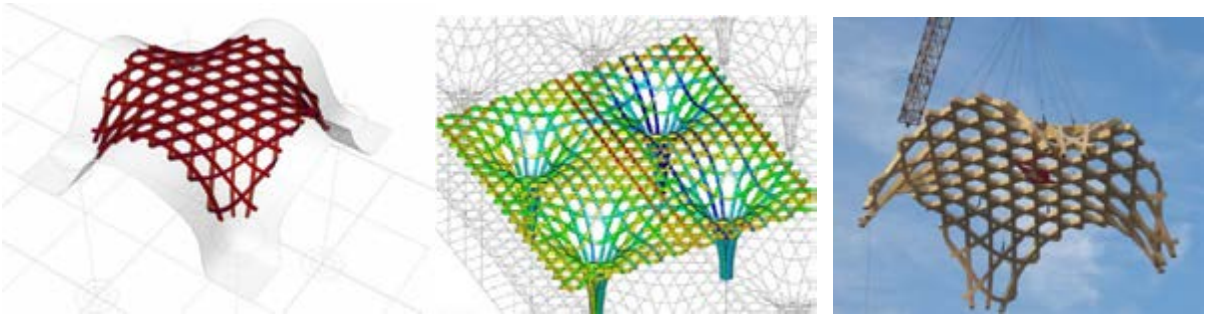


Figure 4: The Yeoju golf clubhouse in Republic of Korea; digital simulation of the construction and a part of the roof during assembly

The coordination of the various steps, such as architectural design based on geometric structures, structural engineering, production, logistics, site facilities, installation and follow-up work, is a core element of contemporary project management.

In the new planning process, the production companies are becoming IT specialists, providing services and solving interfaces, while carpenters coordinate the building processes. There are intelligent machines: software components, machine technology, knowledge, production space, logistics concepts and available engineered raw material. The digital planning process (CAD-interface CAE and CAM) still needs a lot of detailed planning (Figure 5).

Complex timber constructions can compete with traditional constructions but this requires a new modern production philosophy where components are planned and produced quickly, flexibly and

precisely with digital processes in the factory: complete 3D modeling, static evaluation of complex building design, solving complexity within the factory, and pre-assembly of parts of the whole structure close to production. This will result in the rapid erection of the building on the building site with a low degree of complementary work.

In contemporary timber structural architecture, the structure remains visible. The structure is the dominant factor of the architectural expression, and is often based on the principles of nature. It shows a perfect match for timber and its variety of advanced possibilities.

Creating exceptional free-form structures requires an intensive and close cooperation between specialists. Developing the geometry, designing the supporting framework and generating production data are all decentralized, yet interconnected, processes. An integrated exchange of data with clearly defined interfaces makes seamless project management possible.

Figure 5: Digital planning process CAD-CAE-CAM interfaces: New dimensions in complexity in timber construction [5]

2.1 New modern production philosophy - production with minimum tolerances and maximum flexibility - free-form structures

The framework for producing components is full of mathematically exact, parameterized models of the structure and its components, which ensure that tolerances are kept to a minimum in the construction, processing and installation phases. 3D modeling, high-quality code and error-free information for CNC machines are also critical for prototyping parts and in the management of 3D printing. These models are part of the entire process from project development, feasibility studies and design, over the CAD/CAM processes, to the construction in service life.

Depending on the type and complexity of the structure, specialists on CAD and CAM software are needed to convert graphical data into machine codes, in general for steering of 5-axis CNC joinery machines. Programming expertise and skill in handling this equipment are needed to ensure the flexible and precise production of double-curvature timber structures (Figure 6).

Modern design and production methods open up many possibilities where complex structures and buildings become real. Free-form structures are distinguished by their cellular supporting structures and the unique nature of each component. They are exceptional – from the initial idea through to the design, production and installation with the required quality, in the specified time frame and on cost-effectiveness from the perspective of the investor and builders.

Figure 6: The wooden Wave as a free Form, Kristiansand, Norway, Tamedia office building: 5-storey building in Zürich, Switzerland [6]

Advanced timber structures save money at the construction site because they allow exact planning and quick assembly as a result of prefabrication. This is also an economic benefit for builders when the time between new construction and rental is short. For investors, it is important that advanced financing and the marketing of the property take less time and are accompanied by assured on-time completion. One of the main advantages of a modern production concept, in-factory rather than on-site, for timber structures is that the construction method is primarily dry, and there is a reduced risk of damage to the structure as a result of moisture.

3. CONCLUSION

A transition from traditional building practices to multi-storey timber buildings depends on several factors. Many different players such as architects, consultant engineers, constructors, contractors, subcontractors, and suppliers are involved in the processes of design, engineering, construction, material supply, and activity coordination. The action of these actors, their beliefs and perceptions, knowledge and skills, and above all the institutional set up influence the development of construction system.

Timber multi-storey building in recent years has gathered momentum in European countries. Construction of the first experimental buildings was completed and today the trust in new timber building is growing. The number of projects, quality and importance, as well as the rising interest from different groups and customers show this trend. The reasons are two: economy and ecology. European timber multi-storey building is progressing with regard to building performance, construction methods and building costs. It is becoming increasingly widespread, and the number, quality and types of timber buildings indicate progress towards their becoming a common construction practice in the middle-rise building environment of European countries. The use of wood for multi-storey building construction varies widely however among the European countries. Positive aspects of wood as a structural material include its strength, environment-friendliness, simple handling and appropriateness for industrial use, but knowledge gaps have led to a reduction in the use of wood by structural engineers and architects [7].

We see opportunities for further development and future trends in high prefabrication, partnership and increased responsibilities for planning and construction, improved and systematic feedback of experiences, and team cooperation. Demonstration projects are vital to show the various actors, e.g. the wood industry, architects, builders, and housing associations, the technical and business potential of wood as a multi-purpose building material.

There are numerous challenges associated with the construction of wooden buildings; as an architect, you design for the present, with an awareness of the past, for a future which is essentially

unknown. These challenges are best met through further research and more pilot projects to increase the knowledge of life cycle costs, construction costs, maintenance costs, sound and vibrations, through the general increase in the number of wooden buildings that are being erected.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors thank the STSM COST FP1407 and Slovenian Research Agency for financial support within the P4-0015 program. Financial support from the Swedish Research Council Formas (project EnWoBio 2014-172) and project Experimental studies of capillary phenomena in bio-based materials 942-2016-64, is also gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Winter, W., 'Wood is the material of the 21st century' (Holz ist der Werkstoff des 21. Jahrhunderts). *Holz-Zentralblatt* 121(2/3) (1995) 13,16,20.
[2] Eliasson, L., Berg, S. and Sandberg, D., 'Some aspects on the more efficient use of wood in the industrial manufacture of single-family timber houses', *ProLigno* 11(4) (2015) 418-425.
[3] Schickhofer, G., 'CLT structural engineering research in Europe, Solid Timber Construction (STC)– Cross Laminated Timber (CLT) '. Institute of Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology, Austria (2013).
[4] 'The construction products directive', European Commission, Council Directive 89/106/EEC, 21 December (1988).
[5] http://www.blumer-lehmann
[6] 'The case for tall wood buildings' (How mass timber offers a safe, economical, and environmentally friendly alternative for tall building structures, mgb ARCHITECTURE + DESIGN). http://www.cwc.ca
[7] Kitek Kuzman, M. and Sandberg, D., 'A new Era for Multi-Storey Timber Buildings in Europe' In: 70th FPS International convention June 27-29, Portland, US (2016).

"RETROFIT" DE UMA EDIFICAÇÃO DE MADEIRA CONSTRUÍDA COM O SISTEMA VIGA-PILAR EM MORRETES-PR

RETROFIT OF A WOOD BUILDING CONSTRUCTED WITH POST AND BEAM- SYSTEM IN MORRETES-PR

C. Laroca [(1)] (A), E. Penner [(1)]

(1) Profa. Dra. - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil
Endereço de contato: wood_arquitetura@hotmail.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T7-12

Resumo

A região sul do Brasil possui uma forte tradição construtiva em madeira. Os primeiros colonizadores encontraram uma imensa floresta com araucária que foi explorada intensivamente para a construção de móveis e edificações até a sua proibição definitiva de corte em 2001. No entanto a partir de década de 1980 procurou-se alternativas em relação ao suprimento de madeira para a construção de casas, surgindo várias empresas que comercializavam casas utilizando espécies de madeira vindas da região norte do país. O sistema construtivo que estas empresas utilizavam era o de viga-pilar e paredes maciças com encaixe macho-fêmea. Uma destas unidades foi construída próximo ao município de Morretes-PR (Brasil), em uma localidade denominada Porto de Cima. O objetivo deste trabalho é demonstrar como foi realizado o "retrofit" desta edificação. Este trabalho foi desenvolvido em três etapas: O levantamento arquitetônico da edificação, um programa de necessidades para a elaboração do projeto de modificação e ampliação e a própria execução do projeto. Como resultado a edificação ganhou um incremento de área e uma nova finalidade de utilização.

Palavras chave: r*etrofit*; casa de madeira

Abstract

The southern part of Brazil has a strong tradition in wood constructions. The first settlers found a huge Araucaria forest that had been intensively exploited for construction of furniture and buildings until its definitive prohibition of cut in 2001. From the decade of 1980, many companies were searching alternatives for supply of wood. These companies start commercializing houses using species coming from the north part of the country. The constructive system that these companies used was post and beam and massive walls. One of these units was built near from Morretes-PR (Brazil), in a locality called Porto de Cima. The main goal of this work is to demonstrate how the retrofit of this building was done. This work was developed in three stages: the elaboration of a modification program, the expansion project and the construction of the building itself. As result, the building has gained an increase of area and a new purpose of use.

Keywords*: retrofit; wood house*

1. INTRODUÇÃO

Até o início da década de 1980 a paisagem paranaense era composta por uma arquitetura singular de madeira. As edificações eram construídas utilizando o sistema construtivo de tábuas com mata juntas, um sistema característico do sul do país. A matéria prima utilizada era proveniente da imensa área de florestas com araucária que foi exaustivamente explorada em toda a região sul até a sua proibição definitiva no ano de 2001. No entanto, muito antes do ano de 2001 o número de edificações novas em madeira foi gradativamente diminuído, até a sua quase extinção.

Na década de 1980 surgiu em Curitiba várias empresas que fabricavam e comercializavam ou apenas comercializavam casa pré-fabricadas em madeira. Estas casas diferenciavam-se das antigas tradicionais construções em madeira em dois aspectos: pelo seu sistema construtivo e pelas espécies de madeira utilizadas em sua construção. Estes dois aspectos contribuíram para o surgimento de uma nova linguagem arquitetônica em substituição ao ritmo estético utilizado nas fachadas das antigas casas de tábuas e mata juntas. As edificações de madeira foram sofrendo diversos preconceitos com a invenção da modernidade e a fixação do conceito de “casa sólida” ou de aparência sólida com o uso do tijolo e do concreto [1].

A partir da década de 1980 o sistema construtivo utilizado em edificações de madeira passou a ser o de viga–pilar ou o montante e painéis portantes um tipo de vedação em tábuas com encaixe macho e fêmea no sentido horizontal, que contribuiu para que o usuário tivesse a percepção de solidez e nada se parecesse com a estética da casa de tábuas e mata juntas. Pode-se afirmar então que houve uma mudança de cunho estético uma vez que, neste caso, a madeira tropical passou a ser mostrada e não escondida pela pintura ou revestimento da edificação com chapas de fibras.

Mesmo com a criação desta nova estética comparando-se o número de casas de madeira com o número de casas de alvenaria, construídas dentro do perímetro urbano, conclui-se que a proporção era muito desigual. O usuário passou a identificar este tipo de arquitetura como sendo a mais apropriada para a construção de casas de campo, como o sistema construtivo mais escolhido para uma segunda residência. Uma destas unidades, objeto deste trabalho foi construída na localidade de Porto de Cima, Município de Morretes, Paraná, no ano de 1994, como a segunda residência da família Maranhão.

No decorrer do tempo estas edificações construídas na década de 90, tornam-se obsoletas, seja pelos novos materiais e recursos que os avanços tecnológicos propiciaram, ou simplesmente pela perda de funcionalidade decorrente principalmente de modificações de uso, como foi o caso da edificação, objeto desta pesquisa.

2. OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo demonstrar como foi realizado o *retrofit* de uma edificação de aproximadamente 22 anos em madeira implantada na localidade de Porto de Cima, município de Morretes, Paraná, Brasil.

3. METODOLOGIA

Este trabalho foi desenvolvido em três etapas. Na primeira etapa foi realizado o levantamento arquitetônico da edificação e a inspeção estrutural e de possíveis patologias. Na segunda etapa foi definido um programa de necessidades para a elaboração do projeto de modificação e ampliação da edificação. Na última etapa foi realizada a execução da obra. Como resultado a edificação ganhou um incremento de área e uma nova finalidade de utilização.

4. APLICAÇÃO DO CONCEITO DE *RETROFIT*

O conceito de *retrofit* vem latim, "*retro*", significa movimentar-se para trás e "*fit"*, do inglês, significando adaptação ou ajuste. Este termo surgiu no final da década de 90 nos Estados Unidos e na Europa. A princípio o termo foi utilizado na aviação e mais tarde aplicado a construção civil. A ideia consiste em modernizar, tornar contemporâneo, prolongar vida útil do edifício, agregando tecnologia e novas formas de utilização [2]. O conceito de *retrofit* também corrobora com o conceito de sustentabilidade em dois aspectos, o primeiro ao prolongar a vida útil do edifício evita-se o seu descarte ou desmonte gerando uma enorme quantidade de resíduos, o segundo aspecto é evitar um grande dispêndio energético em suas diversas operações. Em relação a este conceito pode-se observar ainda que os sistemas construtivos em madeira possuem uma enorme vantagem em relação aos sistemas convencionais, a flexibilidade que é a característica que permite que o edifício se adapte de maneira fácil, isto é, pode ser remodelado e adaptado.

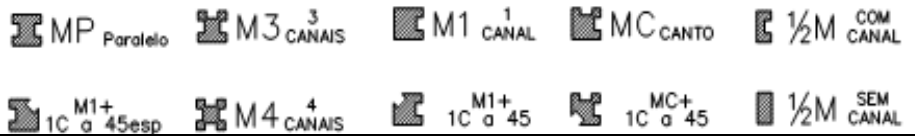
5. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO PRÉ FABRICADO CASEMA

A Casema Indústria e Comércio Ltda atuou no mercado de casas pré-fabricadas a partir da década de 1970, no entanto, o sistema construtivo de painéis portantes entrou em produção industrial na década de 1980 [2]. A empresa produzia "kits de madeira" pré-fabricados para fins prioritariamente residenciais (e comerciais em menor escala), no início oferecendo suporte aos proprietários auto gerirem as suas obras. Mais tarde a empresa montou um sistema de representação de vendas e expandiu suas atividades para várias regiões do país. Os representantes além de fornecerem o madeiramento indicavam a mão de obra capacitada ou muitas vezes geriam algumas obras. Por volta do ano 1986 foi construído um modelo (exposição) no município de Curitiba, PR, que passou a fornecer este tipo de edificações para todo o estado.

O sistema construtivo comercializado caracterizava-se por utilizar montantes e tábuas com encaixes macho e fêmea. Os painéis de parede possuíam uma modulação básica de 25cm, eram montados *in loco*. Ao contrário do sistema construtivo convencional em alvenaria, em que a parede não tem função estrutural, o fechamento em madeira também possuí uma alta resistência mecânica que contribui para a estabilidade global da estrutura. As pranchas de parede possuíam uma espessura de 4,5cm, a última peça de arremate denominava-se frechal. Os montantes, também estruturais (11x11cm) possuem diversas configurações de acordo com a sua posição (meio da parede, canto, entre outros) (Tab. 1 e Fig. 1).

O sub-sistema cobertura é formado por sete tipos de componentes principais: vigas, caibros e ripas. As vigas de cobertura eram dimensionadas para diferentes vãos e codificadas de v1 a v4. Também faziam parte do kit caibros (C), ripas (R) e meia tábua (1/2T, dimensionadas de acordo com as cargas do telhado e o vão a ser vencido. Os kits de casas eram fabricados em diversas espécies, ou conforme o caso, cada categoria de peças poderia ser fabricada em uma determinada espécie (Tab. 1 e Fig. 1)

Tabela 1: Componentes do sistema construtivo Casema, elaborada a partir de Barata, 2008

Montantes	
Vigas	
Pranchas de parede – encaixe macho e fêmea	

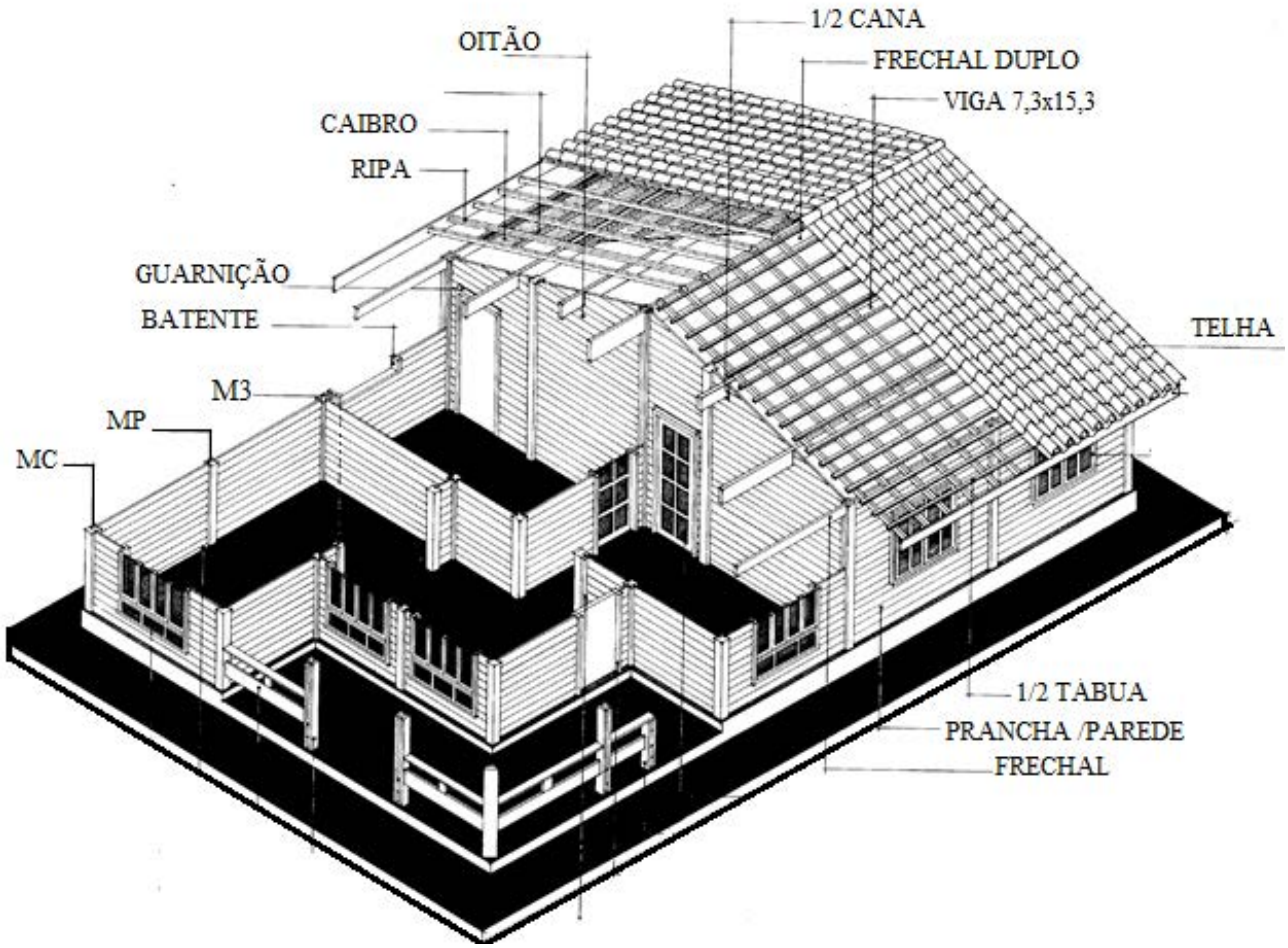


Figura 1: Componentes do sistema construtivo CASEMA
Fonte: CASEMA, 2007

6. INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO

Verificou-se que se tratava de uma edificação térrea, um "kit padrão" com área total de 186m², com ambientes de estar, jantar, cozinha e três dormitórios sendo uma suíte (Fig. 2 e 3). No decorrer dos anos o proprietário realizou apenas pequenas modificações em relação ao projeto original fornecido pela empresa CASEMA.

Figura 2: Fachadas frontal e lateral

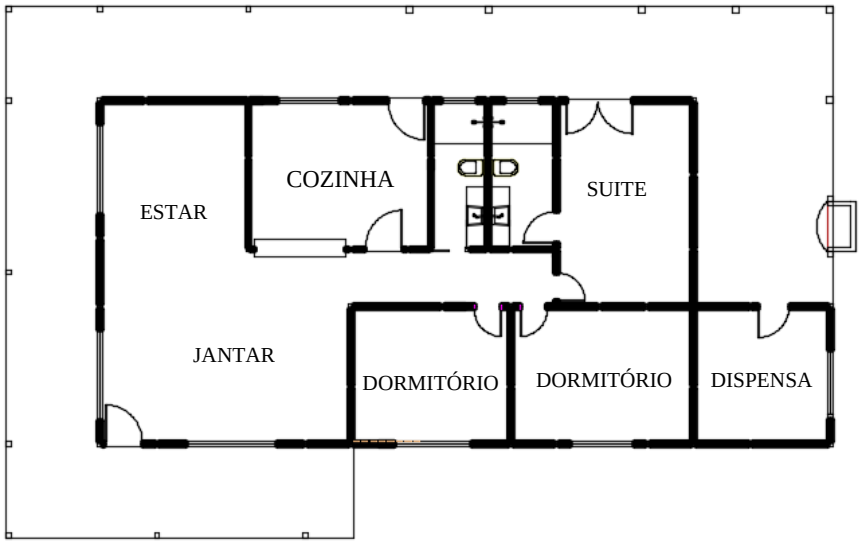


Figura 3: Planta original

O primeiro procedimento realizado foi a inspeção e diagnóstico global da edificação. O objetivo foi a avaliação do real estágio de degradação da edificação e sob o ponto de vista estrutural e de patologias. Para realizar a inspeção foram elencadas uma lista de patologias com maior probabilidade de ocorrência [3], apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2: Falhas construtivas e patologias mais frequentes, elaborado a partir de Barata, 2008

INTERFACES	POSSIVEIS FALHAS CONSTRUTIVAS E PATOLOGIAS	sim	não
Interface fundação/prancha e montante	Infiltração de água junto a prancha de parede, Apodrecimento das peças do topo das peças		x
	Posicionamento dos montantes e pranchas fora dos eixos da base		x
Interface estrutura / vedação	Infiltração de água pelo canal do montante		x
	Infiltração de água entre as pranchas de parede		x
	Assentamento irregular do painel parede		x
	Assentamento irregular do frechal e viga		x
	Falta de ancoragem da viga na parede		x
	Movimentação irregular da estrutura de cobertura		x
	Infiltração de água e apodrecimento das terças		x
	Indícios de fungos de podridão úmida*	x	
Interface Parede/ esquadrias e portas	Infiltração de água de chuva entre o caixilho e o batente		x
	Infiltração de água de chuva no canal do batente		x
	Funcionamento inadequado das portas		x

*podridão úmida crescerem em madeiras levemente úmidas, como a utilizada em telhados e outras situações de edificações sujeitas ao gotejamento ou à condensação de água, eles requerem maior teor de umidade na madeira que os de podridão seca e também causam danos expressivos na madeira para uso externo, onde ocorre sua umidificação de forma persistente [2]

Após a inspeção concluiu-se que a edificação se encontrava em um bom estado de conservação. De acordo com relatos do proprietário foram realizadas manutenções regulares ao longo de toda a sua vida útil. Neste caso foi interessante observar dois pontos importantes em relação as boas condições

da edificação, a proteção dos elementos estruturais como montantes e painéis de parede das águas da chuva por uma grande varanda que circundava quase toda a edificação e a utilização de calhas nos beirais. Nas paredes em que não havia a proteção da varanda foi observado alguns pontos onde havia fungos de podridão úmida. [3]. Os fungos de podridão úmida geralmente crescerem melhor em madeiras levemente úmidas, como a utilizada em telhados e outras situações de edificações sujeitas ao gotejamento ou à condensação de água, eles requerem maior teor de umidade e podem causar danos expressivos na madeira, onde ocorre sua umidificação de forma persistente [3]. Neste caso verificou-se que a parede onde havia um tanque e ficava exposta às intempéries havia proliferação de fungos.

A umidade do solo tende a subir por capilaridade (geralmente até 1,5m) através da estrutura de fundação de concreto atingindo a estrutura de madeira (montantes e paredes). Neste caso observou-se que os sistemas utilizados na impermeabilização da fundação foram eficientes, não sendo observado nenhum problema quanto a deterioração da base dos montantes e pranchas de parede. Quanto ao subsistema fundação não foi observado qual quer tipo de movimentação ou patologia.

No subsistema cobertura também não foi observado nenhum tipo de infiltração de água, as telhas estavam adequadamente encaixadas e as estruturas do telhado (vigas, caibros, ripas e forros) preservadas. Devido ao bom estado de conservação da cobertura também não foi observado quaisquer patologias nas outras peças estruturais.

De acordo com o proprietário e posteriormente confirmado pelo fabricante a espécie utilizada foi a maçaranduba (*anilkara spp.*, Sapotaceae). Esta espécie possui como características cerne e alburno, distintos pela cor, cerne vermelho-claro tornando-se vermelho-escuro com o tempo [5]. Neste caso não se observou peças que continham quaisquer proporções de alburno, contribuindo também para as boas condições gerais da edificação. Com relação as características sensoriais a maçaranduba pode ser descrita macroscopicamente como madeira de brilho; cheiro e o gosto imperceptíveis, densidade alta; dura ao corte; grã direita; textura fina [5]. Quanto a durabilidade natural a madeira de maçaranduba é resistente ao ataque de fungos apodrecedores e cupins subterrâneos, porém apresenta moderada resistência aos cupins de madeira-seca. Neste caso não foi observado ataque de quaisquer tipos de agentes xilófagos como cupins de madeira seca [5]. Após a inspeção verificou-se que a seria possível realizar intervenções como mudança de *layout* com ou sem acréscimo de pavimentos.

Em temos estruturais este sistema construtivo é caracterizado por ser o de montantes com um tipo de vedação em tábuas com encaixe macho e fêmea no sentido horizontal, podendo ser considerado com ou sem a colaboração portante da vedação. Se não for considerada a colaboração portante da vedação, apenas os montantes teriam a função de pilares, responsáveis pela transmissão das cargas. Nesse caso, pelas dimensões dos montantes, seriam pilares com esbeltez alta, em torno de 94,6 que corresponde a um pilar esbelto. Porém, o próprio sistema construtivo com encaixes macho e fêmea que, a rigor, forma um painel estrutural, servem como travamento dos pilares, fato que evita a possível ocorrência da flambagem, descaracterizando completamente a alta esbeltez desses montantes. Sendo assim, a vedação de fato funciona como um painel autoportante, capaz de absorver esforços e distribuir as tensões como um pilar-parede, inclusive possibilitando esforços de vigas apoiadas sobre as mesmas.

7. DEFINIÇÃO DO PROGRAMA DE INTERVENÇÕES

Nesta etapa foram realizadas entrevistas com os proprietários, tendo como objetivo de elaborar um programa de necessidades e um plano de ocupação. A edificação foi implantada em uma fazenda com área livre, não havendo restrições de recuos ou taxas de ocupação impostas pelos órgãos legais. A casa foi originalmente concebida para atender as necessidades de uma família de porte pequeno (4 pessoas). No decorrer do tempo a família foi se modificando e com isso haveria a necessidade de uma ampliação de área. Durante entrevista com os proprietários ficou definido que seria desejável um

acréscimo das áreas comuns e do quarto do casal. Ficou então estabelecido que o quarto do casal ficaria no pavimento inferior para um incremento de área e pelo requisito de acessibilidade. Os demais dormitórios deveriam ser alocados para o pavimento superior. No pavimento térreo haveria ainda a necessidade de criar uma rouparia, um espaço de armazenagem (Fig. 4 e 5). Durante a elaboração do plano de ocupação foram levadas também em consideração outras condicionantes como a posição da edificação existente em relação a trajetória solar e de ventos predominantes.

Figura 4: Planta do pavimento inferior

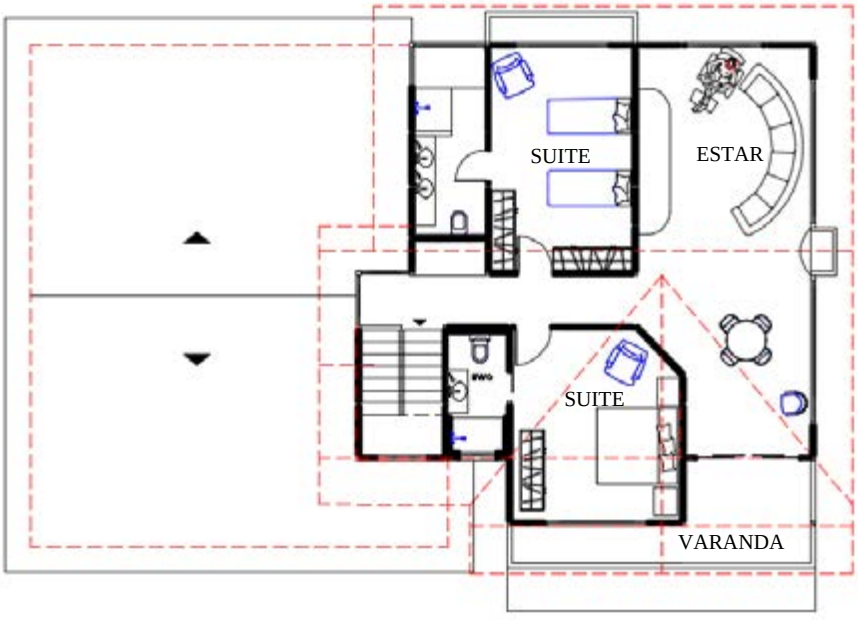


Figura 5: Planta do pavimento superior

No sistema convencional de alvenaria o projeto legal é composto de plantas cortes e elevações, na maioria dos casos não há a preocupação em desenvolver um projeto que leva em consideração as várias interfaces. A elaboração de projetos de edificações em madeira requer um nível de

desenvolvimento e detalhamento muito mais complexo, envolvendo soluções técnicas para as várias interfaces.

A improvisação é indesejável, para evita-la é necessário um projeto em que todos os elementos sejam previamente planejados. Fazem parte deste projeto diversos desenhos onde o elemento em questão é representado isoladamente, no entanto conectando-se com o todo. Neste caso por exemplo foram elaborados desenhos que não fazem parte de um projeto arquitetônico convencional como a planta de locação dos montantes, planta de painéis indicando o seu dimensionamento e corte, a disposição e quantidade de peças, planta de vigas-cintas e vigas entre pisos, planta de barroteamento do piso, planta de paginação do piso, planta de locação de vigas, caibros, entre outros. Houve também a necessidade da execução de vários cortes e elevações e inúmeros detalhes de interfaces.

7.1 Adequação dos requisitos de conforto térmico da edificação

De acordo com a NBR 15220 Desempenho Térmico de Edificações, 2003, partes de 1 a 3 [6] o município de Morretes –PR pertence a zona bioclimática 3, como diretrizes projetuais a norma indica aberturas médias para ventilação e sombreamento das aberturas no verão bem como permitir a insolação das fachadas no período de inverno. Os tipos de vedações externas preconizadas para esta zona são paredes leves e refletoras e cobertura leve e isolada, os parâmetros para estes quesitos estão indicados na Tabela 3. Com relação ao fator de ganho de calor solar de elementos opacos não foram encontrados o índice de absortância da madeira de maçaranduba e jatobá, por isso este item não pode ser verificado.

O proprietário decidiu executar o telhado com telhas de concreto na cor cinza, calculando-se os parâmetros de transmitância térmica e atraso térmico verificou-se que com relação ao verão a edificação não atende a NBR15220 (2003), pois como resultado obteve-se U=4,15 W/m.K (verão), e no inverno U=1,8 W/m.K. Neste caso o critério de escolha de materiais foi apenas estético nem sempre as decisões construtivas obedecem a parâmetros técnicos.

Tabela 3: Parâmetros da NBR15220 (transmitância térmica, atraso térmico e Fator solar

Vedações externas		Transmitância Térmica-U W/m.K	Atraso térmico-ψ Horas	Fator solar- FS %
PAREDES	Leve	U≤3,00	ψ≤4,3	FSo≤5,0
	Leve refletora	U≤3,60	ψ≤4,3	FSo≤4,0
	Pesada	U≤2,00	ψ≥6,5	FSo≤3,5
COBERTURAS	Leve isolada	U≤2,00	ψ≤3,3	FSo≤6,5
	Leve refletora	U≤2,30	ψ≤3,3	FSo≤6,5
	Pesada	U≤2,00	ψ≥6,5	FSo≤6,5

Como estratégias de condicionamento passivo durante o período de verão há a necessidade de ventilação cruzada e no inverno aquecimento solar da edificação e paredes pesadas. A NBR15220 de 2003 preconiza uma transmitância térmica, U≤3,60. A composição da parede em questão tem com resultado um U=3,03, portanto atende neste quesito a NBR 15.220 (2003). A capacidade térmica da parede é de 48,24 e o atraso térmico neste caso é de 2,8 horas, portanto com relação a estes dois quesitos o sistema construtivo também atende a NBR 15220 (2003).

Com relação as áreas de abertura para ventilação a NBR 15220 (2003) preconiza aberturas médias de com áreas entre 15% a 25% da área do piso do compartimento conforme Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetros da NBR15220 (tamanho das aberturas para ventilação)

Aberturas para ventilação	A (em % da área do piso)
Pequenas	10% < A<15%
Médias	15% < A<25%

Para o projeto das aberturas a única condicionante não foi a área de aberturas indicada na referida norma. Um fator importante que foi levado em consideração é o microclima da região, este sitio encontra-se na parte inferior (nível 0) do pico do Marumbi, montanha que possui 1.539m de altura, modificando fortemente o regime de circulação de ar da região, por isso foram previstas aberturas maiores que as indicadas na NBR 15220/2003. No caso o ambiente da cozinha e o estar não possuem divisória constituindo-se assim um ambiente único. (Tabela 5)

Tabela 5: Aberturas em relação ao percentual da área dos pisos

Pavimento. Inferior			Pavimento Superior		
	Área(m²)/piso	%A. piso vent.		Área(m²)/piso	%A. piso vent.
Estar/jantar	45,11	23,54%	Dormitório 2	16,60	27,83%
Cozinha	12,32	13,63%	Dormitório 3	16,93	27,28%
Dormitório1	29,18	20,15%	Estar íntimo	34,79	37,59%
Bwc 1	1,64	34%	Bwc1	7,11	20%
Bwc 2	4,38	10,95%	Bwc2	3,98	20%

8. EXECUÇÃO DAS INTERVENÇÕES

A execução de edificações em madeira ao contrário do que ocorre em um sistema convencional de alvenaria não se inicia no canteiro de obras. A primeira fase da execução é a preparação das peças na carpintaria. Esta etapa é complexa inicia-se pelo recebimento da matéria prima, classificação e preparo de cada grupo de peças (pranchas de parede, oitões, vigas cintas, entre outros.). Em um segundo momento as peças são organizadas e codificadas de forma que fique bem claro em que lugar deve ser disposta. (Fig.5a)

Neste caso, em relação a matéria prima utilizada, seria desejável que a ampliação fosse executada com a mesma espécie de madeira originalmente utilizada na edificação existente, no entanto a oferta de madeira é sazonal. Explora-se intensivamente uma única espécie até a sua quase extinção. Neste caso não havia a disponibilidade de madeira de Maçaranduba. A espécie disponível era o jatobá (*Hymenaea spp.*, Leguminosae), proveniente da região norte do país cujas algumas propriedades se assemelham a maçaranduba. Conforme a comparação (tab. 6) Como as características do jatobá são semelhantes ao da maçaranduba foi possível utilizar esta espécie, [5].

Tabela 6: Comparação entre as características da madeira de Maçaranduba e Jatobá

	Maçaranduba	Jatobá
Cor	Vermelho claro	Castanho-avermelhado ao castanho-amarelado,
Alburno	Alburno branco-amarelado	Alburno branco-amarelado
Grã	Grã direita	Grã regular a irregular
Classe de resistência	C60	C60
Durabilidade	Resistente ao ataque de fungos apodrecedores e cupins subterrâneos. Apresenta moderada resistência aos cupins-de-	É considerada altamente resistente aos térmitas e fungos de podridão branca e parda,
Densidade de massa	A 15% de umidade ($r_{ap,\ 15}$): 1000 kg/m³	Aparente a 15% de umidade ($r_{ap,\ 15}$): 960 kg/m³
Contração volumétrica	Radial: 6,8 % ; Tangencial: 11,0 % Volumétrica: 19,0 %	Radial: 3,1 % ; Tangencial: 7,2 % Volumétrica: 10,7 %
Resistência a flexão	Madeira a 15% de umidade: 62,6 MPa	Madeira a 15% de umidade: 51,8 MPa
Compressão paralela as fibras	Resistência (f_{c0}):Madeira verde: 59,8 MPa; Madeira a 15% de umidade:73,9MPa	Resistência (f_{c0}): Madeira verde: 67,0 MPa Madeira a 15% de umidade: 82,2 MPa

A segunda etapa foi realizada no canteiro de obras, iniciou-se pelos serviços preliminares de desmonte da estrutura do telhado de algumas paredes conforme indicado no projeto da estrutura antiga. Em seguida iniciou-se processo de montagem do segundo pavimento. A sequência de montagem foi a colocação das vigas cintas (Fig 6b), montagem do barroteamento do piso superior (Fig.6c). Esta sequência foi fundamental para permitir as que as operações de montagem da próxima etapa se concentrassem no segundo pavimento (Fig. 6d).

Figura 6: Execução da obra

As paredes hidráulicas das áreas molhadas foram executadas em alvenaria de tijolos e posteriormente revestidas com placas cerâmicas decorativas (azulejos). As instalações elétricas foram embutidas no interior dos montantes, os pontos de tomadas, interruptores foram previstos em uma etapa anterior. A última etapa foi de acabamento da obra. Nesta fase foram lixados todos os componentes de madeira (vigas, paredes, assoalho, janelas, entre outros), e impermeabilizados com *stain* (impregnante) com proteção para raios UV. Todos os tetos foram pintados com esmalte a base de água semi brilho branco com o de melhorar a reflexão da luz no interior da edificação, figuras 7, 8 e 9.

Figura 7: Vistas externas da edificação

Figura 8: Vista interna da edificação (estar)

Figura 9: Vistas internas da edificação (suíte inferior e bwc)

CONCLUSÃO

Este trabalho demonstrou que é possível de uma maneira simples modernizar, tornar contemporâneo, prolongar vida útil do edifício. Este conceito é estreitamente relacionado as construções em madeira, pois, todas as peças podem ser reaproveitadas, a quantidade de resíduos é quase nula. No entanto o grande desafio em relação a obra em si foi a falta de mão de obra profissional e altamente qualificada para a execução de serviços de carpintaria. O Brasil não possui tradição construtiva em madeira, pois não há um grande número de construções que usam prioritariamente a madeira. Também não há curso de formação de carpinteiros e a nova geração não se interessa pelo ofício. Pode-se dizer que este talvez seja o principal gargalo no que tange ao incremento do número de edificações em madeira no país.

REFERENCIAS

[1] BATISTA, F.D. A casa de madeira, um saber popular. Ed. Arquibrasil, 2011
[2] BARRIENTOS, M. I; G. G. QUALHARINI. *Retrofit* de construções, metodologia de avaliação. X Encontro Nacional do Ambiente Construído São Paulo, 2004
[3] BARATA, T.Q.F. Contribuições para o desenvolvimento de sistema construtivo pré fabricado em madeira. Dissertação de mestrado, São Carlos, 2001
[4] MORESCHI, J.C. Biodegradação e preservação da madeira 4ª edição, 2013 Departamento de Engenharia e Tecnologia Florestal, UFPR
[5] IPT, Instituto de Pesquisa Tecnológicas de São Paulo, Ficha técnica de madeiras brasileiras disponível em: http://www.ipt.br/consultas_online/informacoes_sobre_madeira/busca. Acesso em outubro de 2016
[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15220 partes de 1 a 3, Desempenho Térmico em Edificações 2003

PROJETO DE PONTO DE ÔNIBUS MODULAR EM MADEIRA PERFILADA ROLIÇA DE REFLORESTAMENTO

MODULAR BUS STOP DESIGN IN ROUND PROFILED TIMBER FOR REFORESTATION

Luana Canal Mattos Arêas [(1)], Yasmin Dotta Damha Santiago [(2)], Bruna Fernandes de Oliveira [(3)], Carlito Calil Jr. [(4)], Decio Gonçalves [(5)] (A)

(1) Graduanda em Arquitetura e Urbanismo, UNICEP/São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil
(2) Graduanda em Arquitetura e Urbanismo, UNICEP/São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil
(3) Bruna Fernandes de Oliveira, UNICEP/São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil
(4) Professor Doutor, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil
(5) Professor Doutor, Universidade UNICEP/São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil
Endereço de contato: dg@sc.usp.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T7-14

Resumo

Este trabalho trata de projeto de um "*Ponto de Ônibus"* feito em madeira perfilada roliça, apresentando um sistema estrutural que privilegia a estética e conforto dos seus usuários. O *Ponto de Ônibus* surgiu da necessidade de requalificação de um equipamento relevante, composto de sistemas estrutural e construtivo modulares. As ligações dos elementos estruturais em madeira são feitas por chapas e tubos metálicos, conectados por parafusos autoatarraxantes e/ou cavilhas de madeira. A estrutura é fixada no solo por meio de tubos de PVC, chumbados em uma sapata de concreto armado, sendo sua fôrma montada previamente na carpintaria, em que seus quatro pilares de apoio são inseridos dentro dos tubos de PVC. O objetivo deste trabalho é apresentar um equipamento que atende às necessidades programáticas dos usuários de órgãos público-institucionais para esta finalidade e que impacte minimamente seu entorno de implantação. Foi desenvolvido para ser como um meio alternativo para a espera, proteção, abrigo e interatividade social, utilizando a Arquitetura, como meio facilitador representado pelo espaço de uso coletivo.

Palavras chave: ponto de ônibus; madeira perfilada roliça; modularidade; racionalidade construtiva

Abstract

This work deals with the design of a "Bus Stop" made of round profiled timber, presenting a structural system that favors the aesthetics and comfort of its users. The Bus Stop arose from the need to prequalify relevant equipment, composed of modular structural and constructive systems. The connections of the structural elements in timber are made by metallic plates and tubes, connected by self-taping screws and/or timber dowels. The structure is fixed to the ground by means of PVC pipes, placed in a reinforced concrete shoe, and its form is previously mounted in the carpentry, where its four supporting pillars are inserted inside the PVC pipes. The objective of this work is to highlight an equipment that meets the programmatic needs of the users of public-institutional agencies for this purpose and minimally impacts your deployment environment. It was developed to function as an alternative medium for the waiting, protection, shelter and social interactivity, using Architecture, as a facilitator represented by the space of collective use.

Keywords*: bus stop; round profiled timber; modularity; constructive rationality; minimal environmental impact*

1. APRESENTAÇÃO

A necessidade de qualificação de equipamentos para fins público-institucionais é um tema que vem atraindo cada vez mais estudos sobre suas funcionalidades e melhorias necessárias, sempre considerando as tecnologias dos materiais e suas aplicabilidades, visando à execução de artefatos funcionais e de baixo custo, como o caso do *Ponto de Ônibus*, que possam ser produzidos e montados em larga escala.

Acredita-se que estes equipamentos em madeira, quando bem pensados, podem oferecer aos usuários de diversas comunidades público-institucionais, pois são dotados de uma estética arrojada e versátil, para espaços qualificados aos transportes coletivos.

(a) (b)

Figura 1: Maquetes digitalizadas por Luana Canal e Bruna Fernandes de Oliveira, (a) e (b), perspectivas frontais.

Dessa forma, o presente projeto tem por objetivo o estudo, a construção e a avaliação do desempenho do *Ponto de Ônibus*, sendo assim um artefato modular e de fácil e rápida montagem, além de ser economicamente viável.

Estudos têm demonstrado, segundo Gonçalves [1], que as concepções de projetos arquitetônicos em madeira perfilada roliça são de grande potencial de uso, entretanto, apesar de o Brasil possuir uma das maiores reservas florestais do mundo, seu uso ainda é pouco significativo.

As vantagens de trabalhar com a madeira, bem como suas propriedades e aplicabilidades, são muitas, pois a madeira possui boa trabalhabilidade e rapidez para construções, principalmente quando combinadas com outros materiais, conforme a ABNT NBR 7190:1997 [2]. É bem sabido que suas vantagens são inúmeras, dentre as quais se podem destacar sua capacidade calórica, elevada inércia térmica, praticidade em construções modulares, pré-fabricadas, mas uma dentre todas as vantagens possui grande importância diante do quadro ambiental atual: a madeira é uma opção para absorção de gás carbônico e se usada na construção civil, além de aumentar essa captura benéfica ao meio ambiente contribui para a restituição da camada de ozônio tão importante para estabilizar o clima mundial.

Diante de muitas qualidades que a madeira possui, para o presente projeto, um dos pontos mais interessantes da madeira é o uso na pré-fabricação e modulação da mesma, explorando desta forma um projeto feito a partir de peças em madeira perfilada roliça prontas para serem montadas.

O objetivo principal do trabalho de pesquisa é criar um artefato que seja eficaz, em que uma *Parada de Ônibus*, seja um espaço agradável, com custo-benefício viável, de montagem rápida, prática e eficaz como um "Lego", o qual representa um "kit" de peças. Sendo assim, sua estrutura é

constituída de parafusos autoatarraxantes/cavilhas de madeira, que fixam as ligações estruturais e vedações em chapas modulares de acrílico espelhadas e cobertura em MDF, ambas impermeabilizadas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para apuração de qualidade da execução do Ponto de Ônibus, adotou-se as recomendações de Gonçalves [1] como também na NBR 7190:1997 [2], que referenciam os parâmetros do processo construtivo em dois indicadores: o levantamento dos materiais, e a sistematização de construção. No caso do sistema estrutural do presente estudo, é priorizado o uso da madeira perfilada roliça de reflorestamento, o aço conforme NBR 8800:1986 [3], para as ligações entre as barras de madeira e as placas de polietileno, conforme está discriminado na tabela 1 abaixo.

Tabela 1: Materiais, descrições e propriedades dos materiais empregados

Material	Descrição (Uso)	Propriedades Físicas	Propriedades Mecânicas
Aço (Parafusos autoatarrachantes)	Fará as ligações entre as barras de madeira, travando toda a estrutura.	Durabilidade; Boa condutividade térmica; Resistência à corrosão.	Elasticidade; Maleabilidade; Tenacidade e trabalhabilidade (forja, laminação e extrusão).
Madeira Perfilada Roliça (Eucalipto Clonado)	Será o principal material do artefato constituindo a estrutura e as terças.	Inércia térmica elevada; Boa capacidade calórica; Captura de gás carbônico.	Melhor resistência do que o aço; Elasticidade; Rigidez.
Polietileno (Placas)	Será utilizado como fechamento nas duas laterais do ponto de ônibus, protegendo seus usuários de chuvas e ventos sem comprometer suas visibilidades.	Leveza; Quando aquecido pode ser moldado (termoplástico); Estabilidade termoquímica.	Alta resistência a impactos; Alta flexibilidade; Ótima trabalhabilidade (sopro, extrusão e injeção).
MDF	Comporá a cobertura do artefato e será impermeabilizado (tipo Viapol ou similar).	Composição homogênia; Resistência à umidade; Suporta variações térmicas;	Boa Resistência; Estabilidade; Flexibilidade para trabalhar.

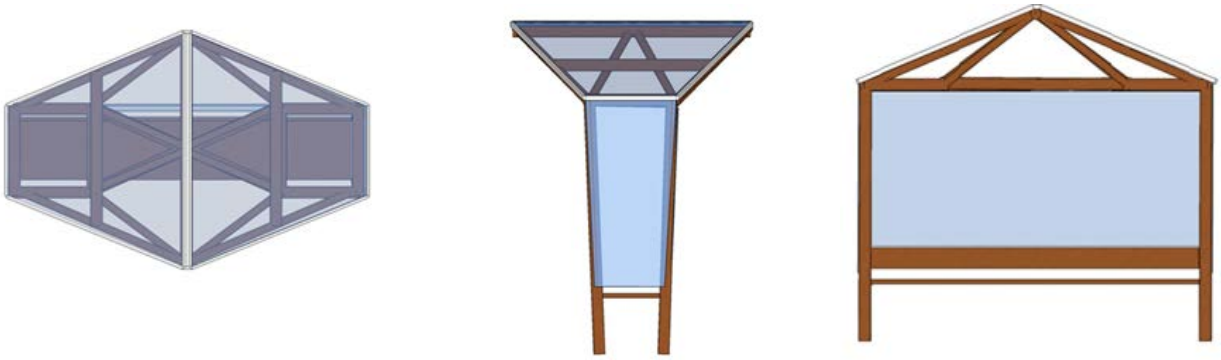
A escolha dos materiais do projeto (Tabela 2) se baseia em terças roliças com diâmetro total de seis centímetros de eucalipto clonado, as quais atingem boa elasticidade e ao mesmo tempo rigidez, características que afirmam e garantem a fácil manipulação, estabilidade e segurança aos usuários.

Para assumir o principal material de execução foi definida a madeira perfilada roliça de treze centímetros de diâmetro, que segundo Cabral [4], assume a responsabilidade de proporcionar boa estruturação através da sua resistência, conforme Calil [5], com classificação de C60, ou seja, 60 MPa. Já para vedação das laterais, onde o objetivo é de isolar os usuários das questões climáticas como chuva e vento, conforme NBR 6123:1988 [6], optando-se por placas de polietileno, que garante leveza do protótipo, flexibilidade de instalação, e alta resistência aos possíveis impactos.

Tabela 2: Especificações dos materiais em suas múltiplas aplicações

Material	**Descrição (Uso)**
Estrutural	Madeira perfilada roliça Ø 6 cm para as terças; Madeira perfilada roliça Ø 13 cm para a estrutura.
Vedação e Proteção	Chapas de polietileno para as laterais: 2,20 x 1,10 x espessura 3 a 4 mm; Telhas para a cobertura, diversas opções.
Impermeabilização	Chapas de MDF impermeabilizado
Tipo de Madeira	Classe: C60 (60 MPa) - Eucalipto clonado

Com intuito de segurança e estabilidade, a cobertura do ponto de ônibus recebe placas de MDF impermeabilizadas, que suportam a umidade e altas temperaturas, proporcionando um ambiente agradável de espera. Nas vistas e na maquete física (Figuras 2 e 3), optou-se por representar a cobertura transparente apenas para facilitar o entendimento e a visualização do projeto.

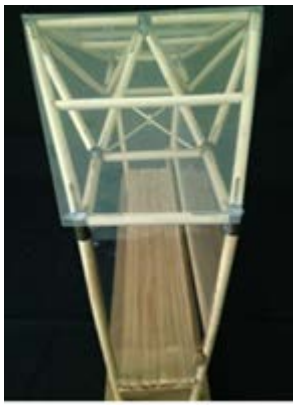


(a) (b) (c)

Figura 2: Vista superior (a), lateral (b) e frontal (c) – desenhos digitalizados por Luana Canal e Bruna Fernandes de Oliveira.

Figura 3: Maquete física feita por Decio Gonçalves - vista frontal.

(a)



(b)

Figura 4: Maquete física feita por Decio Gonçalves, vistas superiores (a) e lateral (b).

2.1 Madeira

Segundo Hellmeister [7], a madeira como matéria orgânica participa: “como um dos mais importantes fatores de equilíbrio biológico da natureza, a mesma tem explicação para sua formação como vegetal do mais alto nível de desenvolvimento”. Com relação ao apodrecimento, algumas espécies são suscetíveis ao ataque de organismos em circunstâncias específicas, porém estas têm sua durabilidade prolongada quando previamente tratadas com substâncias preservativas.

Figura 5: Anatomia da madeira perfilada roliça. Fonte: COSTA, Arlindo. Coletâneas de Anatomia da Madeira. 2001. Disponível em: http://docslide.com.br/documents/apostila-anatomia-madeira.html. Acesso em: dez 2016.

Com relação à resistência da madeira ao fogo, Pinto [8] cita que uma estrutura segura em condições de incêndio é àquela que: “com ou sem proteção contra incêndio tem grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes em temperatura elevada, de forma a evitar o seu colapso”.

Pelas suas características específicas, a madeira torna-se um excelente material para ser usada como elemento estrutural, tanto em estruturas de pequenos e médios portes, quanto em grandes estruturas. A madeira possui grande flexibilidade ao meio ambiente, apresentando possibilidades de aproveitamento, com perda não significativa de material nas reformas e ampliações, além de um fator relevante, a baixa demanda de quantidade de energia para a sua extração e processamento quando comparada a outros materiais.

A concepção do sistema tem por base, a essencialidade do emprego de madeira de reflorestamento, dando ênfase às espécies pinus (*soft wood*) e eucalipto (*hard wood*), cada uma utilizada conforme suas características físicas mais adequadas para a sua aplicação, no caso, adotou-se o eucalipto clonado para o ponto de ônibus.

Tabela 3: Dados comparativos de diferentes materiais estruturais. Fonte: Revista Brasileira em Engenharia Agrícola e Ambiental – Relatório PIT/SP [9].

Material	**Densidade (kN/m3)**	**Energia para produção (MJ/m^3)**	**Resistência (Mpa)**	**Relação entre valores de resistência e densidade**
Concreto	24	1920	20,3	0,84
Aço	78	234000	250,4	3,21
Madeira	9	630	90,5	10,0

Da Tabela 3, pode-se observar a alta resistência da madeira em relação à densidade, mostrando como a madeira propicia a produção de estruturas leves e resistentes. Outro aspecto que favorece a madeira é o fato de que o crescimento, a extração e o desdobro de árvores envolvem baixo consumo de energia, além de não provocarem prejuízo ao meio ambiente, desde que seja feito o devido manejo da área de extração.

O Brasil, sendo um país privilegiado em termos de diversidades de espécies provenientes de florestas naturais e artificiais, apresenta algumas espécies de alto rendimento para emprego em elementos constituintes estruturais. Depreende-se daí, que a madeira possui qualidades especiais para construções civis, dotada de características únicas de aplicabilidade, pela sua facilidade de manuseio e alto índice de trabalhabilidade, apresentando, apesar de sua densidade diminuta em relação a outros materiais, grande resistência mecânica.

2.2 Painel de Densidade Média (MDF)

O Painel de Densidade Média, em inglês, Medium Density Fiberboard, mais conhecido pela sigla MDF, é um material derivado da madeira. A tradução adequada para a língua portuguesa é "placa de fibra de madeira de média densidade". O MDF é um material uniforme, plano e denso, não possuindo nós. Empregado principalmente em móveis, o mesmo é um ótimo substituto para a madeira. Fabricado através da aglutinação de fibras de madeira com resinas sintéticas e outros aditivos. A madeira é desfibrada, e estes são cozidos no vapor e pressão, se separando uniformemente. Posteriormente são ligados com resinas e passam por um processo de calor e prensagem que lhe dá o tamanho desejado.

Produto relativamente recente, fabricado pela primeira vez no início dos anos 60 nos Estados Unidos. Em meados da década de 70, chegou à Europa, quando passou a ser produzido na antiga

República Democrática Alemã e, posteriormente (1977), foi introduzido na Europa Ocidental através da Espanha. No Brasil, a primeira indústria iniciou sua produção no segundo semestre de 1994.

Segundo Baumann [10], o MDF possui consistência e algumas características mecânicas que se aproximam às da cortiça. Algumas de suas características são superiores às do aglomerado, caracterizando-se ambos por possuir boa estabilidade e grande capacidade de adsorção de tinta. A homogeneidade proporcionada pela distribuição uniforme das fibras possibilita ao MDF acabamentos do tipo envernizado. É um material com várias aplicações e substitui com vantagens a própria madeira em muitas delas. A principal matéria-prima utilizada pelas fábricas de MDF é o pinus.

2.3 Polietileno

O polietileno é um dos plásticos mais importantes da atualidade, principalmente entre os termoplásticos, que são aqueles que se deformam com o calor. No caso do polietileno, a temperatura de deformação e fusão é entre 110 e 115°C. O mesmo pode existir em cinco diferentes variações, que são: PEAD (polietileno de alta densidade), PEBD (polietileno de baixa densidade), PELBD (polietileno linear de baixa densidade ou PEBDL), PEUAPM (polietileno de ultra alto peso molecular) e PEUBD (polietileno de ultrabaixa densidade), todos podem ser reciclados e comercializados como material recuperado. O polietileno, em suas variadas formas possui propriedades únicas, tais como resistência ao impacto, alta flexibilidade, boa trabalhabilidade e estabilidade térmica e química (em determinadas condições). Já o tipo utilizado no projeto (PEAD), as características estão discriminadas na tabela abaixo (Tabela 4).

A Tabela 4 apresenta as características do polietileno, sendo que o mesmo pode ser usado para os mais variados usos, desde peças técnicas complexas, processos e equipamentos da indústria alimentícia, até para uso no dia a dia em artefatos dos mais variados tipos. Ele pode ter aspecto físico leitoso e semi translúcido, sendo este último o utilizado no projeto do ponto de ônibus.

Tabela 4: Características gerais do PEAD (polietileno de alta densidade). Fonte: Características do PEAD (polietileno de alta densidade). Disponível em: http://www.bndes.gov.br/SiteBNDES/export/sites/default/bndes_pt/Galerias/Arquivos/conhecimento/relato/peadx.pdf. Acesso em: Dez 2016.

Características do Polietileno (PEAD)
Atóxico
Baixa absorção de umidade
Excelente resistência química
Auto deslizante
Soldável, moldável e estampável
Boa resistência ao impácto
Facilidade na limpeza
Antiaderente
Auto lubrificante

Tabela 5: Características específicas do PEAD (polietileno de alta densidade).

Características Polietileno	PEBD	PEAD	PELBD
Grau de cristalinidade [%]	40 a 50	60 a 80	30 a 40
Densidade [g/cm³]	0,915 a 0,935	0,94 a 0,97	0.90 a 0.93
Módulo [N/mm²] a 52215 °C	~130	~1000	-
Temperatura de Fusão [°C]	105 a 110	130 a 135	121 a 125
Estabilidade Química	boa	excelente	boa
Esforço de ruptura [N/mm²]	8,0-10	20,0-30,0	10,0-30,0
Elongação à ruptura [%]	20	12	16
Módulo elástico E [N/mm²]	200	1000	-
Coeficiente de expansão linear [K^{-1}]	$1.7 * 10^{-4}$	$2 * 10^{-4}$	$2 * 10^{-4}$
Temperatura máxima permissível [°C]	80	100	-

2.4 Sistema de fixação com PVC (Policloreto de Polivilina)

Para se obter o melhor resultado na implantação do projeto, foi elaborado um sistema de fixação através de quatro cilindros de material PVC (Policloreto de Polivilina) com 15 cm de diâmetro; onde tal material escolhido para etapa construtiva possibilita a proteção das colunas estruturais dos microrganismos e da umidade que o solo apresenta. Proteção na qual, é de extrema importância para anular qualquer hipótese de enfraquecimento da estrutura principal do projeto, no caso a madeira C60, resultando em estabilidade e bom funcionamento do mesmo.

Dessa forma, após a estrutura ser fixada nos tubos de PVC (Figura 6), a mesma deverá ser chumbada em uma sapata de concreto armado, montada previamente na carpintaria, em que seus quatro pilares de apoio são inseridos dentro dos tubos de PVC. Visando a agilidade e facilidade da montagem, as peças adquiridas nos estabelecimentos comerciais já apresentam enumeração que viabiliza a montagem da armação, e a pré-montagem da cumeeira com as terças já são desenvolvidas através de um encaixe que antecede boa parte do processo.

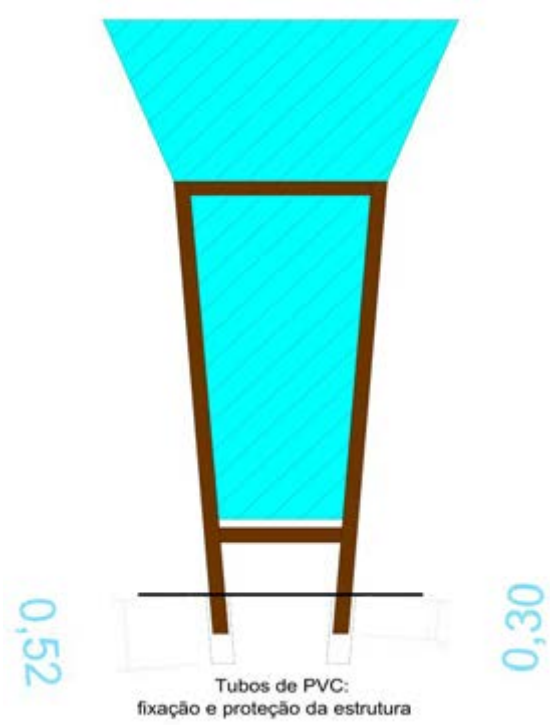


Figura 6: Tubos de PVC fixados ao solo.

3. RELEVÂNCIA DO PROJETO DE PESQUISA

O ponto de ônibus é mais um projeto que se propõe a enfatizar que é possível implantar-se artefatos arquitetônicos de forma simples e natural no seio urbano, além do mais vem comprovar que o arquiteto ao adotar como partido uma figura geométrica, ou mesmo um elemento da natureza, como inspiração e por recorrência suas estruturas, possibilitam livre pensar, sem "engessar" sua criatividade, como é o pensamento corrente, ou seja, projeto arquitetônico e sistema estrutural caminham juntos.

4. NORMALIZAÇÃO DE PONTOS DE ÔNIBUS NO BRASIL

No Brasil, não existe uma normalização oficial para projeto e construção de *Ponto de ônibus.* A Norma ABNT NBR 14022:2011- **Acessibilidade em veículos de características urbanas para o transporte coletivo de passageiros** [11], trata em sua página 3, em "Local de embarque", de questões referentes a acessibilidade, acessibilidade assistida, acesso em nível, entre outros. De uma forma geral, cada órgão público, institucional ou privado aborda a questão de forma isolada e sem maiores critérios que propiciem ao usuário um conforto adequado e seguro.

No *Ponto de Ônibus* tem-se a pretensão de se especificar de forma sucinta questões relativas à contextualização do tema de forma prática, racional, visando a resolução com custo-benefício que atenda a necessidade mínima dos seus usuários.

Este projeto, a princípio, prioriza de forma prioritária o seu emprego em situações institucionais, como é o caso em *Campi* e Cidades Universitárias no Estado de São Paulo, especificamente nos *Campus I e II* na Universidade de São Paulo, São Carlos e eventualmente no *Campus* da UNICEL/São Carlos. Sua construção está programada para ser feita no *Campus II* da USP/São Carlos para adequar as necessidades programáticas da construção do projeto *Pequeno Cidadão*. Este projeto privilegiou a inserção social de jovens de comunidades da Cidade de São Carlos, para crianças socialmente

vulneráveis, na faixa etária de 7 a 12 anos, em média, O *Ponto de ônibus"* é um projeto de alta relevância social patrocinado pela USP.

Sua construção, prevista para 2017, foi fruto de um Concurso Acadêmico feito pela Reitoria da USP, com o nome EDITAL 2013, cujo projeto contemplado foi o *Projeto Arquitetônico de Uso de Interesse Social*, de autoria e coordenação técnica de Decio Gonçalves, contando com a honrosa participação dos Professores Carlito Calil Jr. e Francisco Antonio Rocco Lahr, Diretores do LaMEM/SET/EESC/USP. Sua área útil de construção será de 170 m^2, contando com dois pavimentos, mais o térreo e o solário no seu piso superior aberto, foi resultado de uma *CARTA PATENTE* com o nome *Sistema Estrutural Tipo Árvore – SETA,* cujos inventores são: Decio Gonçalves e o Professor Titular da FUAUSP, Arnaldo Antonio Martino.

CONCLUSÔES

Este projeto tem por foco aspectos de uma arquitetura funcional, simples, confortável e Bioclimática, causando o mínimo impacto ambiental, sendo sua construção feita com critérios de racionalidade construtiva, visando o conforto de seus usuários. Busca ser uma alternativa viável, podendo também ser implantado em locais públicos, atendendo até seis usuários com conforto e segurança.

AGRADECIMENTOS

À UNICEP/São Carlos, bem como a Direção e Coordenação do curso de Arquitetura e Urbanismo, esta, na pessoa da Professora Doutora Ana Lúcia Cerávolo, pelo apoio na participação de professores e alunos para a difusão da cultura acadêmica. À USP/São Carlos e em particular aos Professores Carlito Calil Jr. e Francisco Antonio Rocco Lahr do LaMEM/SET/EESC/USP, pelas informações preciosas para a elaboração e desenvolvimento deste projeto de pesquisa.

REFERÊNCIAS

[1] Gonçalves, Decio (et al). 'Projetos Arquitetônicos em Madeira Perfilada Roliça'. São Carlos: EESC/USP; Edição USP/ Carlos (2014).
[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 7190:1997. 'Projeto de Estruturas de Madeira'. Rio de Janeiro (1997).
[3] ABNT NBR 8800:1986. 'Projeto e execução de estruturas de aço em edificações - Método dos elementos finitos'. Rio de Janeiro (1986).
[4] Cabral, Rodrigo., 'Amaru: Tecnologia Florestal Para a Construção Civil'. Editado por AMARU-Montana, Brasil (Fevereiro de 2016).
[5] Calil, Carlito Jr.; Lahr, Francisco.A.R.; Dias, Alves. 'Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira'. Editora Manole. São Paulo (2003).
[6] Associação Brasileira de Normas Tècnicas ABNT NBR 6123:1988. 'Forças Devidas ao Vento em Edificações'. Rio de Janeiro (1988).
[7] Hellmeister, J. C. 'Características. I Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira'. Ebramem, Anais, Volume 1. LaMEM/SET/ EESC/USP. (Julho de 1983).
[8] Moura, E. P. 'Estudo da Taxa de Carbonização da Madeira e sua Relação com a Resistência de Peças Estruturais'. IX Encontro em Madeiras e em Estruturas de Madeira. Ebramem. LaMEM/SET/ EESC/USP. (Julho de 2004).
[9] PIT - Programa de Investigação da Tecnologia. 'Relatório de Investigação Tecnológico'. Agência de Inovação. USP/SP. (Setembro de 2007).
[10] Baumann, Melissa G D; Lorenz, Linda F; Batterman, Stuart A; Guo-Zheng, Zhang. 'Forest Products Journal 50.9', pp 75-82 (Set 2000).
[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 14022:2011 – 'Acessibilidade em veículos de características para o transporte coletivo de passageiros'. Rio de Janeiro (2011).

ANÁLISIS DE COSTO DE LA VIVIENDA SOCIAL EN CHILE: IDENTIFICACIÓN DE LAS OPORTUNIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN EN MADERA

CHILEAN SOCIAL HOUSING COST ANALYSIS: IDENTIFICATION OF THE TIMBER CONSTRUCTION OPORTUNITIES

Allan Cid [(1)] (P), Juan José Ugarte [(2)], Gonzalo Rodríguez [(3)], Enric Serra [(4)], Sebastián Cárcamo [(5)]

(1) Mg. Ing. Civil de Industrias, Subdirector de Investigación Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
(2) Prof., Arquitecto, Director Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
(3) Dr. Prof., Arquitecto, Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
(4) Alumno, Escuela de Construcción Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
(5) Investigador, Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile
Dirección de contacto: allancid@uc.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T7-16

Resumen

El presente proyecto presenta un análisis acerca de las licitaciones de proyectos de vivienda social en Chile y sus costos asociados. Dentro de este estudio se presenta a la madera como una alternativa competitiva con un alto potencial de desarrollo y, por lo tanto, con una oportunidad real de ingreso a este mercado. Dicho análisis se realiza utilizando una base de datos elaborada por el MINVU (Ministerio de Vivienda y Urbanismo) sobre la construcción de viviendas sociales, en la cual se detallan: materialidad, superficie utilizable, lugar de construcción y costos asociados. El estudio y análisis de dichos antecedentes pretende determinar la oportunidad que presenta una vivienda social construida con un sistema prefabricado en madera a partir del sistema de marco y plataforma. Chile posee un historial de edificaciones sociales construidas casi exclusivamente en hormigón armado o albañilería, pero debido a las prestaciones y beneficios que posee el sistema de marco y plataforma, es posible, a través de un análisis de mercado, establecer una verdadera competencia de este sistema constructivo, cuantificando la rapidez que involucra un sistema prefabricado y las capacidades aislantes que entrega una vivienda en madera.

Palabras clave: madera; marco y plataforma; vivienda social; análisis de costo; prefabricación

Abstract

The present project presents an analysis associated with the social housing biddings nationwide, detailing costs and opportunities that could increase the use of timber in the construction market. This analysis is developed using the housing ministry data base which details: materials, usable surface, construction place and associated costs. The study and analysis of this variables aims to identify the opportunity that a light timber frame social housing construction could have. Almost all the social housings built in Chile are made of reinforced concrete or masonry, but the velocity of construction and the energy efficiency of a prefabricated light timber frame system has could represent a compatible alternative to what has being used so far in the social housing market.

Keywords*: timber; wood frame; social housing; cost analysis; prefabrication*

1. INTRODUCCIÓN

Las políticas de vivienda social en Chile han marcado su punto de partida en la promulgación de la ley de Habitación Obrera en 1906, siendo la primera iniciativa de origen estatal, cuyo fin era reducir el déficit de vivienda del país, además de incorporar mejores condiciones de higiene a las viviendas nuevas a las que podrían optar los ciudadanos [1].

A lo largo del siglo XX se identifican varios hitos que son importantes respecto de las políticas habitacionales que ha desarrollado el Estado. Lo anterior, ha orientado a diversas iniciativas particulares y capitales privados en la ejecución de proyectos de vivienda social. Entre las más destacables, podemos incluir la conformación del primer Plan Regulador de Santiago, que gestionó por primera vez el crecimiento de la ciudad de acuerdo a una estrategia definida, y por ende, incorporó parámetros para la inclusión de viviendas sociales en la estrategia de desarrollo del mismo [2], la promulgación de la Ley General de Urbanismo y Construcciones, que estableció en primer lugar, los estándares y requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones para un adecuado desempeño [3], la promulgación de la Ley 6.640, de Préstamos Para Viviendas Populares, que autoriza al ejecutivo a solicitar fondos al Banco Central para la construcción de viviendas sociales, la creación del MINVU, y el posterior desarrollo de políticas habitacionales hasta 2006 [4].

Estos hitos han establecido un continuo proceso de mejoramiento en las políticas habitacionales y la calidad de viviendas sociales, pero actualmente existen nuevos desafíos relacionados con la mejora de estándares actuales de vivienda social, incorporando variables de eficiencia energética, seguimiento de huella de carbono, condiciones de habitabilidad interior, entre otros, manteniendo la competitividad en el mercado de su desarrollo [5, 6].

En relación a las materialidades utilizadas actualmente, existe una alta tendencia al uso de hormigón armado y albañilería, existiendo una oportunidad para la inclusión de la madera en dicho mercado. Al año 2011, la participación de las distintas materialidades en la construcción nacional se distribuye como sigue: 41,7% Hormigón armado, 24,5% Albañilería, 13,9% Madera 10,6% Metal panel preformado, 4,6% Otras combinaciones, 2,8% Bloques de cemento y 1,9% Panel de poliestireno expandido [7].

2. METODOLOGÍA

2.1 Datos

Los datos utilizados para la realización de esta investigación corresponden a las 15 regiones de Chile, obtenidos desde el año 2010 hasta el presente. Estos datos corresponden a la información de proyectos desarrollados por el Minvu, patrocinados por los Serviu (Servicios de Vivienda y Urbanización) correspondientes a cada región del país y por otras entidades privadas. Los proyectos forman parte de los programas de subsidio habitacional de D.S. Nº 49, Correspondiente al Fondo Solidario de Elección de la Vivienda, D.S. Nº 01, Subsidio Habitacional Para Familias de Sectores Medios y D.S. Nº 117, correspondiente al Subsidio Habitacional Rural, actualmente reemplazado por D.S. 10, del cual no se maneja información.

Esta selección de datos fue utilizada para enmarcar la investigación en una normativa técnica actualizada, respecto a aquellas asociadas a la construcción con requisitos sismo-resistentes según la Norma Chilena 433 of 2010, y el Decreto Superior Nº 60 of. 2011 de Zonificación Térmica y su normativa presente en el Título 4, Capítulo 1, de la Ordenanza General De Urbanismo y Construcciones actualizada en 2007. De esta forma, por una parte, se busca eliminar la variabilidad asociada a los cambios respectivos de los requisitos estándares solicitados por dichas normativas y, por otra parte, busca representar una realidad nacional actualizada (Figura 1).

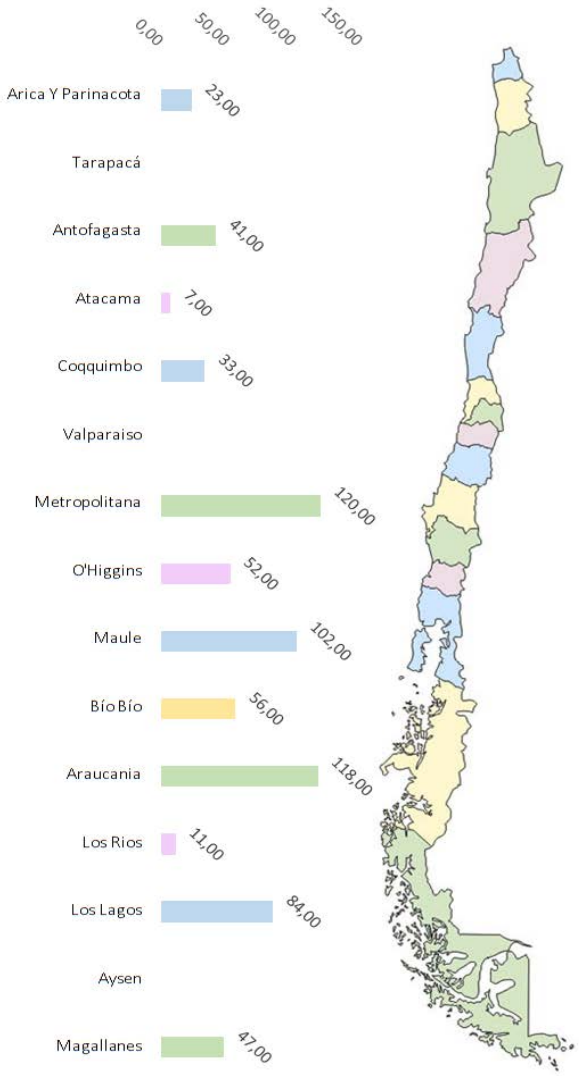


Figura 1: Cantidad de proyectos realizados por cada región de Chile.

Para evaluar las oportunidades de la madera en términos de costos, es necesario contar con un referente del costo asociado a construcción de estándar equivalente a los parámetros nacionales que considere como sistema constructivo a la madera. Se escoge como costo referencial para la madera el valor 19,10 UF/M^2, que corresponde el monto más desfavorable observado para la construcción en madera industrializada. Se escoge la UF/m^2 como unidad de medida pues elimina la variabilidad generada por la inflación del peso entre años y por el tamaño de las viviendas.

2.2 Supuestos

Para el desarrollo de esta investigación se han establecido algunos supuestos que son esenciales para la validación adecuada de la misma. Estos son:

Se han descartado todas las construcciones en sitio propio, y viviendas individuales, para uniformar el producto de estudio, que corresponde a los conjuntos habitacionales establecidos como barrios o condominios, independiente de su tipología constructiva.

Los montos de inversión declarados en cada proyecto, consideran todos los ítems relacionados con la construcción tanto de las unidades habitacionales como las obras complementarias y urbanización correspondiente, y por lo tanto se puede asumir como el costo real de una vivienda social.

Los proyectos cumplen con las normativas vigentes establecidas en la Ley General de Urbanismo y Construcciones, Ordenanza Genera de Urbanismo y Construcciones, y los estándares mínimos definidos por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo para los proyectos de vivienda social.

Se establece como cota el costo más desfavorable observado para la construcción en madera industrializada con un valor de 19,1 UF/m2.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis regional y nacional

La distribución de los datos por región permite representar la distribución del 50% central del costo por metro cuadrado en cada región (Figura 2).

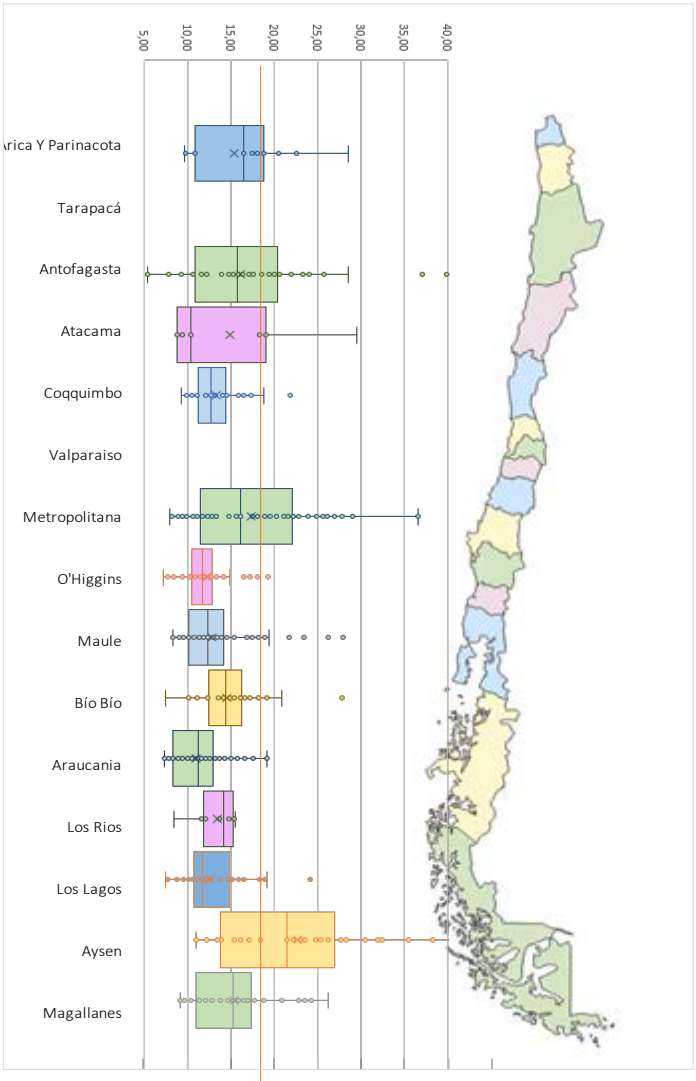


Figura 2: Distribución del precio por metro cuadrado en cada región (en UF)

Conociendo lo anterior, se establece como estadístico descriptivo la media de la distribución con sus respectivas desviaciones en base nacional y regional (Tabla 1).

Tabla 1: Análisis estadístico del costo de la vivienda por metro cuadrado por regiones (en UF)

Región	Q1	Mediana	Q3	Promedio	Desviación
Arica y Parinacota	10,88	16,46	18,64	15,34	5,29
Tarapacá	-	-	-	-	-
Antofagasta	10,93	15,8	20,41	16,17	7,45
Atacama	9,10	10,38	18,70	14,89	7,84
Coquimbo	11,32	12,70	14,34	13,28	2,81
Valparaíso	-	-	-	-	-
Metropolitana	11,48	16,17	22,11	17,33	6,35
O'Higgins	10,59	11,71	12,64	12,23	2,83
Maule	10,17	12,37	14,14	12,89	3,90
Bío-Bío	12,51	14,47	16,19	14,54	3,12
Araucanía	8,39	11,25	12,89	10,97	2,73
Los Ríos	12,02	14,13	15,10	13,44	2,20
Los Lagos	10,82	11,73	14,7	12,53	3,13
Aysén	13,94	21,51	26,24	22,71	11,95
Magallanes	11,42	15,33	17,05	15,36	4,64
Nacional	10,83	12,72	16,43	14,33	5,85

Esta información permite posicionar los costos obtenidos para la construcción en madera con paneles estructurales prefabricados, dentro del contexto proporcionado por el mercado de la vivienda social chilena. Con esto se analiza la competitividad del sistema, tomando como cota el costo asociado al sistema constructivo indicado anteriormente.

Se puede observar que, en las regiones de Antofagasta, Metropolitana y Aysén, el costo se encuentra dentro de la distribución del 50% central de los datos, lo que da los primeros indicios para considerar la competitividad del sistema donde al menos supera al 25% de los proyectos ya existentes en dichas regiones.

El análisis de sensibilidad del costo del caso madera con respecto a la posible competitividad dentro del mercado nacional de vivienda social (Figura 3), nos muestra los esfuerzos que debe realizar la industria de construcción en madera para incrementar su competitividad en el mercado.

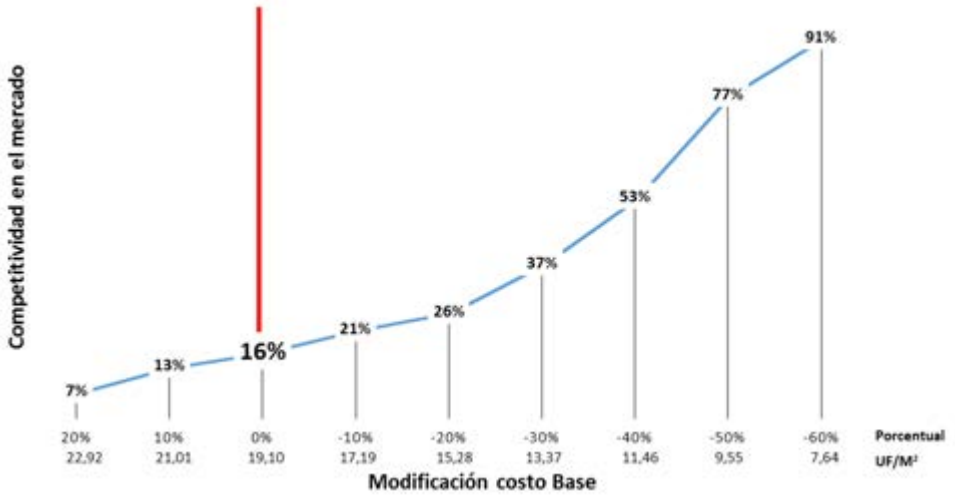


Figura 3: Competitividad en el mercado en función de la variación de costos en base nacional

De lo anterior, se desprende que el sistema constructivo podría tener una competitividad por costo máxima de un 16 % del mercado.

4. CONCLUSIONES

De un primer análisis a la base de datos recopilada, se observa que la desviación estándar de los datos en las distintas regiones es de gran variabilidad. Lo anterior implica que las distribuciones, poseen rangos más o menos amplios que podrían asociarse a incrementos de costos de construcción en relación a la disponibilidad de mano de obra, modalidad de construcción, heterogeneidad de los sistemas constructivos, tiempo de construcción, densidad de la vivienda, entre otros factores.

Respecto de las oportunidades detectadas a nivel nacional, se puede apreciar que los costos actuales en su caso más desfavorable permiten un incremento en la participación del mercado de un 13,9% [7] a un 16% sólo por competitividad en el costo. La distribución de los costos en base nacional, permite identificar una oportunidad de incremento de un 5% adicional en la participación del mercado al realizar una reducción de costos de un 10%.

A nivel regional los resultados indican que el caso madera permanece siempre sobre el valor promedio para todas las regiones, excepto para la región de Aysén. lo anterior demuestra que existe una brecha significativa de costo a nivel de materialidad que se debe cubrir para una consolidación por regiones de la materialidad.

Para llevar a cabo un análisis más preciso de los costos asociados a la construcción de proyectos en madera, es necesario hacer un levantamiento en detalle de las obras construidas y un estudio de sus especificaciones técnicas a nivel nacional. De esta manera sería posible extrapolar información que permitiría hacer un análisis comparativo con otros materiales en distintas zonas de Chile. Dicha información haría posible cuantificar y cualificar el estado del desarrollo de la industria por región y su potencial como alternativa a los materiales tradicionales.

REFERENCIAS

[1] Millán-Millán, P., ‘Aplicación e impacto de la Ley de Habitaciones Obreras de 1906: el caso de Valparaíso (Chile)’, *EURE (Santiago) vol.42 no.125* (Santiago, 2016).
[2] Ferrando, F., ‘Santiago de Chile: antecedentes demográficos, expansión urbana y conflictos’, *Revista de Urbanismo Nº18, Universidad de Chile* (2008).
[3] Congreso Nacional de Chile, ‘Ley General de Urbanismo y Construcciones’, (Santiago, 1975).
[4] MINVU, ‘Historia del Ministerio de Vivienda y Urbanismo’, (2010).
[5] Simian, J., ‘Logros y desafíos de la política habitacional en Chile’, *Estudios públicos, ISSN-e 0716-1115, Nº. 117, págs. 269-322* (2010).
[6] Hernández, H., Meza, L., ‘Propuesta de una metodología de certificación de eficiencia energética para viviendas en Chile’, *Revista de la Construcción vol.10 no.1* (Santiago 2011).
[7] INE, ‘Edificación Informe Anual, Informe Anual 2011’ (2012).

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO PARA EL SISTEMA CONSTRUCTIVO MARCO Y PLATAFORMA, RECOMENDACIONES PARA UNA BUENA ESTRUCTURACIÓN

INTERDISIPLINARY DESIGN FOR THE LIGHT TIMBER FRAME SYSTEM: RECOMMENDATION FOR A GOOD STRUCTURATION

Sebastián I. Cárcamo Chávez [(1)] (P), José L. Caamaño González [(2)], Allan A. Cid Olivares [(3)]

(1) Ing. Civil Universidad Técnica Federico Santa María – Casa Central, Investigador Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile.
(2) Mg. Arq. Sustentable y Energía, Pontificia Universidad Católica de Chile, Investigador Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile.
(3) Mg. Ing. Civil de Industrias, Subdirector de Investigación Centro UC de Innovación en Madera, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
Dirección de contacto: secarcamo@uc.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T7-18

Resumen
Este trabajo muestra los frutos de una colaboración entre arquitecto e ingeniero para proponer parámetros de diseño que verifiquen una estructuración segura de edificios prefabricados de mediana altura construidos mediante el sistema Marco Plataforma. Contextualizados en un proyecto que pretende cambiar la normativa sísmica chilena vigente y a partir de un estudio del estado del arte, el que incluye edificios de vanguardia y ensayos a escala en mesas vibratorias, donde se recopilaron y analizaron un grupo de parámetros en los más de 10 casos analizados. Esto surge ante la necesidad de tener referentes y guías concretas para el diseño de edificios de madera en Chile, para así poder fomentar su uso. El trabajo evidencia cómo, a través de una dinámica complementaria entre arquitectura e ingeniería que inicia desde la concepción del proyecto, se pueden satisfacer demandas arquitectónicas como fachadas permeables y discontinuas, demandas por luminosidad propias de edificios residenciales, diferentes usabilidades y grandes luces, entre otras, sin comprometer la integridad estructural de éste.

Palabras clave: construcción en madera, pre-diseño en madera, recomendaciones estructurales, sistema Marco y Plataforma

Abstract
This project shows the results of a collaborative work between architect and engineer to propose design parameters that verifies a safe structuration of mid-rise prefabricated buildings with the light timber frame system. Contextualized in a project that aims to change the Chilean seismic code and taking as the main reference a state of the art study that includes residential buildings and real scale test, where several proposed parameters were calculated and analyzed for more than 10 cases. These parameters respond to a necessity of a design guide and references for timber buildings in Chile to increase its construction. This work shows how, throughout a complementary work between architect and engineer that begins since the conception of the project, the architectural demands like: permeable and discontinues facades, lighting demands, different functions and big joist or beam spams without compromising its structural stability.

Keywords*: timber construction, timber pre design, structural recommendation, light timber frame*

1. INTRODUCCIÓN

La madera ha sufrido su redescubrimiento dentro de la construcción, sin duda los avances tecnológicos en materias de: prefabricación, durabilidad, protección, conexiones y uniones han permitido un gran desarrollo, además, el gran potencial en materia de desarrollo sustentable que presenta la madera evidentemente ha motivado e impulsado a que los mercados nacionales inviertan e innoven en la construcción con madera. (CORFO, 2016)

El sistema constructivo de marco y plataforma consiste en la estructuración de paneles (muros y losas) mediante la unión de piezas de madera con secciones pequeñas. Los paneles de muro se componen de pies derechos separados entre 40 y 60 cm. Siendo arriostrados por una placa estructural. Las losas se estructuran mediante vigas principales y secundarias, siendo arriostrado por placas, generando un diafragma rígido.

Las principales ventajas del sistema de marco y plataforma son: el menor tiempo en obra y uso eficiente de recursos; el ahorro de energía en la utilización del edificio, por características térmicas del material; la liviandad de la construcción, una casa de este tipo puede llegar a pesar el 25% de una tradicional, lo que se traduce en fundaciones más pequeñas, y menores costos asociados al transporte de materiales; finalmente también permite una fácil combinación con otros materiales, como aislación térmica o cualquier tipo de placas (INFOR, 2015). De esta forma, la característica principal de este sistema constructivo consiste en que la capacidad estructural de muros y losas se logra mediante la sumatoria de cada pieza de madera, generando grandes resistencias a partir de pequeñas piezas de madera. Esto, sumado al potencial en materia de desarrollo sustentable de la construcción ha llevado a las edificaciones de madera a encontrarse en un momento de apogeo en el viejo continente.

El gran desarrollo a nivel tecnológico e industrial (Alvarez, et al. 2011) ha permitido que la construcción en madera evolucione, y avance desde la escala doméstica, de una tradicional casa de uno o dos pisos, a una escala mayor, abarcando inmensos condominios de mediana altura de 5 o 6 pisos, hasta torres de 18 pisos de altura. (Cotter, 2014)

En un esfuerzo para potenciar la construcción en madera, la Pontificia Universidad Católica de Chile se encuentra desarrollando un proyecto para cambiar la normativa sísmica y así regular la construcción de edificios de madera. Parte de este proyecto fue el levantamiento de un documento sobre el estado del arte del sistema marco plataforma, del cual se pudiesen reconocer configuraciones representativas, buenas prácticas y detalles de diseño. A partir de este documento, se registraron distintos parámetros, los que se presentan en este artículo. Estos parámetros se desarrollan pensando en el desarrollo íntegro del proyecto, donde la dinámica entre arquitectura e ingeniería deben colaborar desde la concepción del proyecto.

2. DENSIDAD DE MUROS EN PLANTA

La madera es un material resistente y flexible, por lo que las mayores limitaciones en su diseño están asociadas a las deformaciones en que esta incurre. Este parámetro debe ser verificado mediante expresiones teóricas detalladas, en el caso del sistema marco plataforma la deformación se calculara según: Conectores, Escuadría, Cantidad de pies derechos de borde, Espaciamiento de pies derechos, Tipo y cantidad de planchas arriostrante y Tipo y espaciamiento de clavos. Sin embargo, las instancias de trabajo conjunto entre ingeniero y arquitecto se desarrollan idealmente en la etapa de anteproyecto, donde el detalle de los elementos estructurales no se ha definido. Para poder tener un avance eficiente en esta etapa resulta de gran utilidad poder determinar, de manera aproximada, si la distribución y cantidad de muros será la suficiente para poder cumplir con los parámetros de flexibilidad establecido por las normativas.

En Chile, las oficinas de ingeniería han adoptado como práctica común verificar que la densidad de muros para edificios de hormigón armado no sea menor al 2% del área total en planta. Este valor fue establecido a partir de un análisis histórico de los edificios construidos versus su comportamiento

sísmico y ha sido recientemente validada tras el análisis de los daños ocurridos el terremoto del Maule 2010 (C. Alarcon) (R. Junemann).

En esta investigación se calculó la densidad de muros de los edificios analizados en el estado del arte (CIM UC, 2016), bajo el criterio que la relación alto/largo de los muros fuese menor a 0.5. Es decir, no se consideraron los muros de una longitud menor a 1,2 [m]. La decisión de discriminar los muros menores a 1,2 [m] se basa en que la resistencia de diseño de los muros con una relación alto/largo mayor a 0.5 se ve considerablemente reducida (SPDWS). Estableciendo así un criterio conservador para proponer un parámetro que ayude al pre diseño de edificios construidos en con el sistema Marco Plataforma.

En base al estudio del estado del arte, como se muestra en la Figura 1, se observó que los edificios construidos en base al sistema Marco Plataforma tienen, de manera aproximada, una densidad de muros entre un 3% y un 6% por dirección.

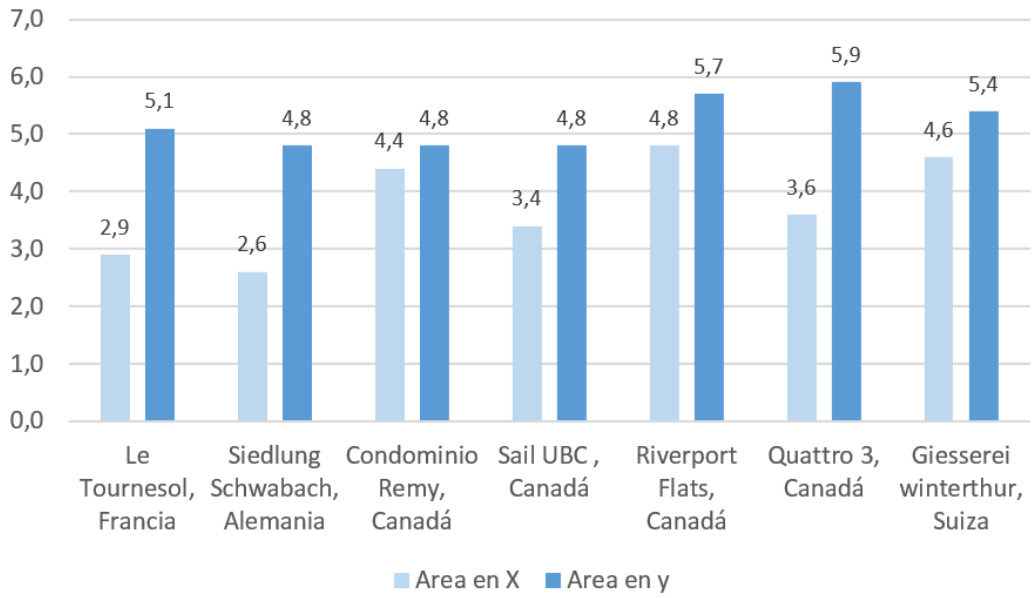


Figura 1: Porcentaje de muros por ejes en edificios estudiados

Las deformaciones en las que incurre un muro de Marco Plataforma están definidas en gran parte por las deformaciones asociadas al conector que los ancle a la fundación y entre ellos. Dentro de la información recopilada, todos los edificios de mediana altura utilizan el sistema *Anchorage Tiedown System* (ATS) los que corresponden a anclajes continuos en cada extremo del muro, como se ve en la Figura 2.

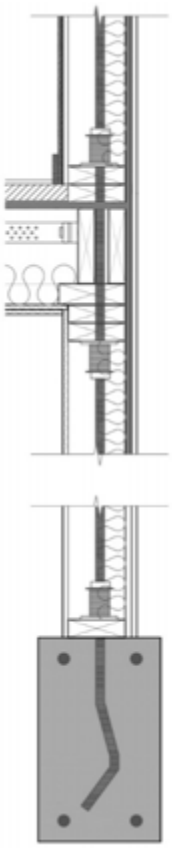


Figura 2: Sistema de anclaje ATS

En base a lo analizado, se propone como referencia para el pre diseño de edificios estructurados con el sistema Marco Plataforma, verificar que la densidad de muros por dirección no sea menor a un 4%, siempre y cuando estos utilicen conectores continuos en sus extremos.

3. DENSIDAD DE MUROS EN FACHADA

Como se vio en el punto anterior, la densidad de muros dentro de un edificio es un parámetro muy relevante en el comportamiento de este. Un punto importante en la habitabilidad de cualquier vivienda corresponde al confort lumínico, el cual puede relacionarse con la densidad de muros en fachada, ya que se traduce directamente al porcentaje de área opaca y traslucida de un edificio.

La importancia de este parámetro en un edificio de Marco Plataforma radica en que este tipo de edificaciones presenta altos niveles de opacidad en sus fachadas. Para poder pre diseñar edificaciones de Marco Plataforma con un nivel de luminosidad adecuado resulta atractiva la propuesta de un parámetro que pre dimensione la repercusión lumínica de la distribución de elementos estructurales sobre el edificio.

En la oferta inmobiliaria actual de Santiago el promedio del área vidriada supera el 80%. Ofertando así, viviendas con altos niveles de luminosidad. Lo cual representa un desafío para introducir el sistema Marco Plataforma como competidor al mercado.

Figura 3: Distribución de muros en un departamento de 1, 2 y 3 dormitorios

De acuerdo al estudio del arte, el porcentaje de área ventilada promedio en los edificios analizados es cercana a un 40%. Sera este parámetro el que se propone como una verificación a nivel de pre diseño para corroborar que el área ventilada sea suficiente para establecer un confort lumínico adecuado.

De acuerdo a los parámetros recomendados en la norma UNE 12464.1 el confort lumínico en una vivienda se puede verificar según los valores señalados en la tabla 1.

Tabla 1: Recomendación para el confort luminico en viviendas

ZONAS DE LA VIVIENDA		ILUMINANCIA (lux)
Dormitorios	General	50
	En la cabecera de la cama	200
Cuartos de Aseo	General	100
	Afeitado, maquillado	500
Cuarto de Estar	General	100
	Lectura, costura	500
Cocina	General	300
	Zona de trabajo	500
Comedor	General	100
	Comida	300
Escalera		100
Cuarto de trabajo o estudio		300
Cuartos de niños		150

3.1 Análisis de iluminación mediante software Ecotect analysis (Lighting Analysis)

Con el fin de analizar el parámetro propuesto se realizó un análisis lumínico (Lighting Analysis) con el programa *Ecotec*, el cual mide los niveles de iluminación natural o artificial en un punto específico del modelo. Para este estudio se analizó una planta representativa dentro de la oferta inmobiliaria de Santiago, donde el área de fachada vidriada corresponde a un 40% de la fachada total, este modelo fue sometido a iluminación natural, representando un día nublado donde la iluminancia del cielo corresponde a 8500 lux.

Figura 3: Planta tipo edificio representativo de la oferta inmobiliaria (CIM UC, 2016)

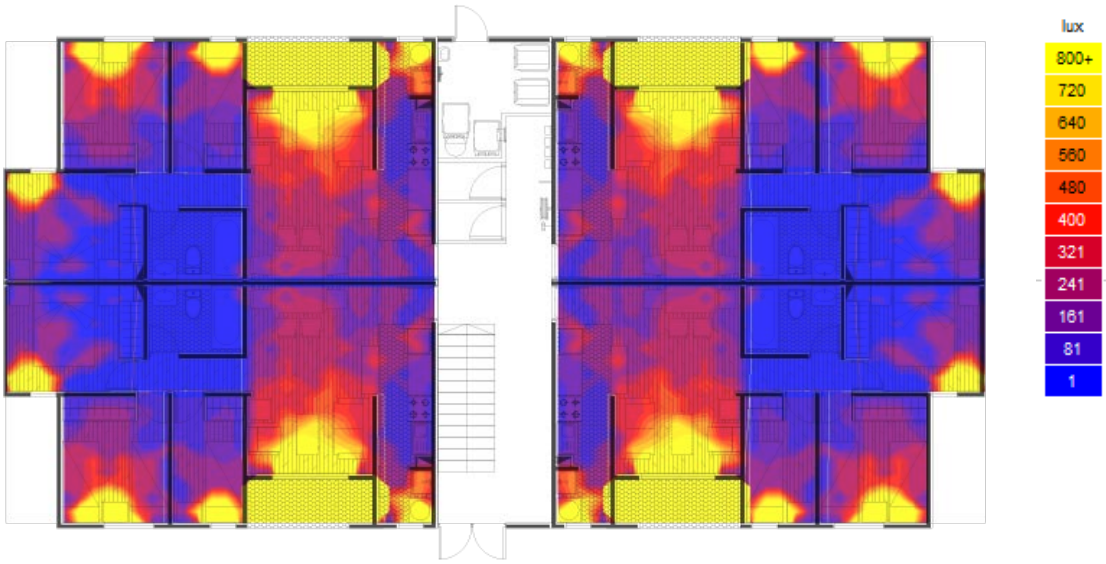


Figura 4: Análisis lumínico sobre planta de edificio tipo.

Como se puede apreciar en las figuras 3 y 4 todos los espacios comunes, de acuerdo a la UNE 12464.1(AENOR, 2012), alcanzan un nivel aceptable de luminosidad al tener una fachada vidriada de un 40%. Si bien, este valor no habla de la distribución del espacio ventilado a lo largo de la fachada, el trabajo de diseño debiese contemplar esta distribución de manera tasita.

Estos resultados nos muestran dos tipos de oportunidades. Por una parte, nos permite validar que edificaciones con menores porcentajes de transparencia en sus fachadas satisfacen de buena manera estándares internacionales de confort lumínico. Por otra parte, nos permite el desarrollo de edificios con un mayor desempeño térmico, ya que, al considerar menor cantidad de vidrio en su envolvente, la eficiencia en el consumo energético de estas viviendas aumenta.

4. FLEXIBILIDAD EN EL DISEÑO

Los parámetros presentados, entregan de manera general una acotada flexibilidad arquitectónica alcanzada en estructuras de marco plataforma por su elevada densidad de muro por dirección y fachada. Dentro de los casos analizados se han desarrollado distintas alternativas para otorgar mayor

flexibilidad a los edificios. Del estudió del estado del arte, reconocemos tres características que permiten elevar la flexibilidad del edificio: madera de ingeniería (vigas I-joist), núcleos rígidos (CLT y H.A.), y un primer nivel solido (Albañilería, H.A.).

4.1 Madera de ingeniería

Dentro de los casos analizados, la madera de ingeniería logra salvar, en promedio, luces de hasta 9 metros, a diferencia de los 2.8 metros que en promedio permiten los perfiles aserrados comerciales utilizados en Chile. Como caso particular, el condominio Remy (Canadá), donde mediante la utilización de vigas I-Joist, permiten salvar grandes luces de hasta 9 metros y así dotar de un alto estándar y flexibilidad a la vivienda.

4.2 Núcleos rígidos

Debido a la característica flexible de la madera, y las limitaciones asociadas a la cantidad de muros, una solución característica dentro de los casos analizados es utilizar núcleos rígidos dentro del edificio. Este es aprovechado normalmente en las cajas de ascensores, donde se requiere una mayor rigidez por temas de servicio. Esto permite disminuir la densidad de muros por dirección, debido a la alta rigidez relativa que posee un muro de hormigón armado en comparación a uno de marco plataforma.

La inclusión del CLT ha permitido que la construcción en madera pueda solucionar este problema sin recurrir al hormigón, lo que hace que la construcción del edificio se mantenga prefabricada y que sea una construcción en seco. Si bien, el CLT tiene una rigidez relativa con el sistema marco plataforma menos que el hormigón, permite entregar la rigidez necesaria para solucionar la estructuración de la caja de ascensor.

4.3 Primer piso de diferente material

La utilización de distintos fines en el primer piso es común, sobre todo en áreas muy transitadas. La disposición de espacios comerciales suele requerir umbrales amplios y luces grandes, esto sumado a las posibilidades de solicitaciones de alto impacto, como accidentes automovilísticos, hace que la utilización de materialidades más rígidas en el primer piso sea de gran utilidad.

La inclusión de un primer piso de hormigón se puede entender, debido a la rigidez relativa con el sistema marco plataforma, como parte de su fundación. Esta estructura será la que reciba los conectores y el corte acumulado de los pisos superiores. El diseño debe tener en cuenta el empalme de los conectores y la transferencia de carga axial de los muros, transifiriendola de la mejor manera hacia el suelo.

5. CONCLUSIONES

A partir de un trabajo de recopilación de información y el análisis de este, se pudo determinar un número de factores comunes respecto a la estructuración de edificios de mediana altura estructurados con el sistema Marco Plataforma. Estos parámetros se ven traducidos en parámetros que ayudan a balancear las distintas demandas con los requisitos propuestos por diseño arquitectónico.

Lo expuesto en este artículo no pretende simplificar el cálculo o la propuesta arquitectónica de un edificio, sino establecer herramientas para un trabajo en conjunto, aterrizando variables que se abordan de manera distinta entre ambas disciplinas, optimizando la comunicación desde el comienzo y a lo largo de todo el proyecto.

Específicamente tratamos la problemática y los desafíos que se plantean dentro del mercado inmobiliario, con el fin de desarrollar proyectos residenciales de mediana altura mediante un sistema constructivo ligero en madera, económicamente viables y que brinden un buen confort ambiental.

Las verificaciones de estos parámetros no son bajo ningún punto de vista una validación de las demandas expuestas, corresponden a una serie de criterios para poder acercarse, desde las distintas áreas de diseño y mediante un trabajo interdisciplinario, a un ante proyecto que requiera la menor cantidad de correcciones al momento de validar dichas demandas.

REFERENCIAS

[8] Corporación de Fomento de la Producción (CORFO), Programa estratégico de la madera, 2016
[9] Instituto Forestal (INFOR), Ministerio de Agricultura, La Industria del Aserrío 2015. Boletín Estadístico 151, Chile, 2015.
[10] Verónica Álvarez, Pablo del Campo, Verónica Fuentes, Janina Gysling, Evaristo Pardo, Daniel Soto, «El Mercado de la Madera Aserrada de Pino Radiata para la construcción Habitacional en Chile» 2011.
[11] Six Storey Wood Framed Buildings, Presented by Patrick Cotter ARCHITECT AIBC, OAA, AIA, 2014.
[12] C Alarcon · M. A. Hube · R. Jünemann · J. C. de la Llera.Characteristics and displacement capacity of reinforced concrete walls in damaged buildings during 2010 Chile earthquake, 2015.
[13] Jünemann, de la Llera, Hube, Kausel. A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake, 2014
[14] Centro de Innovación de la Madera UC (CIM UC), Estado del Arte de Edificios de Madera en Marco y Plataforma, 2016
Casos de análisis edificios residenciales
- Edificio Le Tournesol, Francia
- Edificio Siedlung Schwabach, Alemania
- Condominio Remy, Canadá
- Edificio Sail UBC, Canadá
- Edificio Riverport Flats, Canadá
- Edificio Quattro 3, Canadá
- Edificio Giesserei Winterthur, Suiza

Casos de análisis diseño estructural
- Capstone NEESWood
- Five-Story Wood-Frame, WoodWorks
- Experimental Seismic Collapse Study of a Full-Scale
- Timber Frame 2000
- Guía sobre el diseño de edificios de 5 o 6 pisos de Madera en Marco y Plataforma CECOBois

[15] American Wood Council, Special design provisions for wind and seismic, 2008
[16] AENOR, Norma Europea sobre iluminación para interiores, 2012.

SISTEMA CONSTRUCTIVO DE PLATAFORMA Y ENTRAMADO Y PRODUCTOS FORESTALES APLICADOS EN CONSTRUCCIONES DE MADERA DE TIPO SOCIAL EN ENTRE RÍOS (AVALADO POR CERTIFICADO DE APTITUD TÉCNICA DE LA NACIÓN, CAT)

CONSTRUCTIVE SYSTEM OF PLATFORM-frame AND Forest PRODUCTS APPLIED IN WOODEN SOCIAL BUILDINGS IN Entre Ríos (SUPPORTED BY NATIONAL TECHNICAL APTITUDE CERTIFICATE, CAT)

M. Sánchez Acosta [(1)] (P), C. Mastrandrea [(2)], N. Zakowicz [(3)], J. C. Piter [(4)], E. Torran [(5)], M. R. Ramos [(6)], A. Zitto [(5)], C. Bonus [(7)], D. Lachance [(8)]

(1) Dr. Ing. Ftal. Ing. Agr. Tecnología de madera INTA c.c. 34 Concordia, Argentina
(2) Ing. Ftal. Tecnología de madera. INTA Concordia, Argentina
(3) Técnico Foresto Industrial. Tecnología de Madera. INTI Entre Ríos. Concordia, Argentina
(4) Dr. Ing. Constr. Grupo Estudios en Madera GEMA- UTN Concepción del Uruguay- Entre Ríos. Argentina
(5) Ing. Constr. Grupo Estudios en Madera GEMA- UTN Concepción del Uruguay- Entre Ríos. Argentina
(6) Ing. Civil. Grupo Estudios en Madera GEMA- UTN Concepción del Uruguay- Entre Ríos. Argentina
(7) Arq. Grupo Estudios en Construcción en madera. Facultad de Arquitectura Universidad Concepción del Uruguay
(8) Profesor- École des métiers et occupations de l'industrie de la construction de Québec EMOICQ – Québec – Canadá
Dirección de contacto: sanchezacosta.martin@inta.gob.ar; (P) Presentador

Código de identificación: T7-19

Resumen

Se brinda la descripción del método constructivo de plataforma y entramado desarrollado en madera por el Centro de Desarrollo Forestoindustrial CEDEFI de Entre Ríos (integrado por INTA - INTI- y las universidades UTN, UCU y otros), empleando madera de *Eucalyptus grandis*. El sistema es empleado en Entre Ríos en planes de viviendas de tipo social, en base a la adaptación de sistemas de *Wood Platform frame*, empleados en Canadá por el Instituto de capacitación EMOICQ, el mayor de su tipo a nivel mundial.

Se presenta el estado de arte del sistema luego de realizadas más de 30 construcciones, el cual cuenta con el Certificado de Aptitud Técnica CAT "vivienda sustentable de alta prestación" a nivel nacional otorgado por la Subsecretaría de Vivienda de la Nación. Se describe la metodología y filosofía de construcción, como así también los productos forestales empleados y sus alternativas, que se encuentran en el mercado argentino, en base a las adaptaciones y sustituciones realizadas al sistema usual en Canadá.

Palabras clave: plataforma y entramado; construcción social; madera de *Eucalyptus grandis*

Abstract

The description of the constructive method of platform-frame developed in wood by the CEDEFI Forest Development Center of Entre Ríos (integrated by INTA - INTI - and universities UTN, UCU and others) is provided, using wood from Eucalyptus grandis. The system is used in Entre Ríos in social housing plans, based on the adaptation of Wood Platform frame systems, used in Canada by the EMOICQ Training Institute, the largest of its kind in the world. The state of the art of the system is presented after more than 30 constructions, which has the CAT Technical Certificate "sustainable housing of high performance" at the national level granted by the Subsecretaría de Vivienda de la Nación. It describes the methodology and philosophy of construction, as well as the forest products used and their alternatives, which are in the Argentine market, based on the adaptations and substitutions made to the usual system in Canada.

Keywords*: platform and framework; social construction; wood of Eucalyptus grandis*

1. INTRODUCCIÓN

1.1 El por qué viviendas de madera - instauración en Entre Ríos

Son conocidas las ventajas de prestación de las viviendas de madera, pero desde el punto de vista forestal resulta más que importante todo lo referido a las ventajas ambientales ya que prevalece por ser un material renovable sustentablemente "carbono neutral", ya que durante su generación captura C del CO2, y considerando las emisiones durante su procesamiento, da como resultado un balance neutro, o favorable, entre lo que captura y emite, a esto se suma que resulta en uno de los mayores sumideros de C cuando se la aplica en la construcción de edificios de larga vida útil, sumándose además que puede reutilizarse y reciclarse en otros productos, resultando en grandes ventajas cuando se considera el "ciclo de vida total".

Estas ventajas, y otras, sumado al hecho de contar con forestaciones sustentables, hace que la madera sea el único material de construcción factible de tener sellos ambientales de su cadena de custodia como el FSC. Todo esto hizo pensar, desde hace varios años, en su instauración dentro de los sistemas constructivos a nivel oficial, para complementar los tradicionales sistemas de mampostería [1]

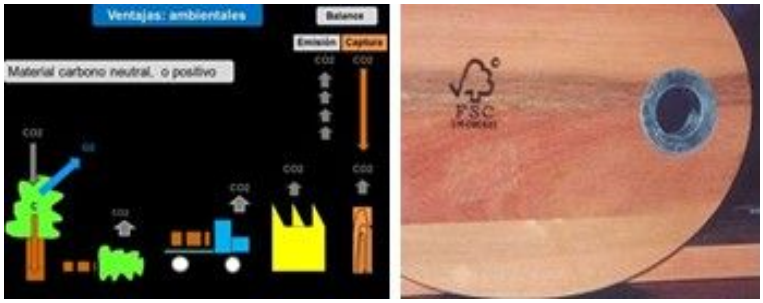


Figura 1: Carbono neutralidad de la madera – Eucalipto con sello FSC

Uno de los primeros antecedentes de intento de instalación de construcciones industrializadas en madera a nivel oficial nacional fue la del Instituto Forestal Nacional IFONA, 1986, cuando las Arquitectas Stolkiner, M. y Martín, A. [2] construyeron una casa a escala real en pleno centro de Buenos Aires (La provincia de Misiones venía trabajando también en el plan Ñanderoga). En particular, la provincia de Entre Ríos en esa época tenía una escasa producción de madera aserrada apta, se comercializaba verde, con muchas anomalías, sin clasificación y sin criterios de calidad, debido a que su principal destino era encofrados, pallets y cajones, por lo que no podía prosperar este empleo.

Con el tiempo, la producción de madera aserrada, principalmente *Eucalyptus grandis*, aumentó, llegando a 500.000 m3/año (vale comentar que una casa social de 60 m2 insume unos 10 m3 de madera), por lo que el INTA comenzó a estudiar la madera en sus propiedades y aptitudes [3]. Comenzó con el INTI-CITEMA, y luego con el creado Grupo Estudios en Madera GEMA de Concepción del Uruguay de la UTN [4]. Posteriormente se creó el Centro de Construcción en Madera CECOMA de la Facultad de Arquitectura de la UCU, y se trabajó con otras universidades lo que llevó a que esta especie sea la más estudiada a nivel nacional.

El buen desempeño estructural y para otros usos sólidos, llevó a direccionar los planes de mejoramiento genético del INTA de esta especie, y los estudios de tecnología de madera, hacia madera de calidad para usos sólidos, entre ellos los estructurales.

Si bien no se ha llegado aún a una tipificación comercial de los aserraderos, se manejan criterios de calidad (el INTA tiene una propuesta de tipificación), existiendo madera aserrada y seca, amén de otros productos aplicables a la construcción de viviendas, como vigas laminadas, encolados dúos-tríos, machimbres, molduras, etc., lo que sumado al aporte de materiales por el auge de la "construcción en seco", (como el caso de paneles de yeso, conectores, membranas, y otros), hizo que

el INTA comenzara a trabajar en dirección de la aplicación del eucalipto en construcciones, con especial énfasis en viviendas de tipo social, dado que son obtenibles con menos recursos, brindan más confort, tienen menor costo de mantenimiento y funcionamiento, y permiten emplear madera y mano de obra local, lo cual responde a dos de sus principios fundacionales como el de "*equidad social*" y de "*mejoramiento de la calidad de vida de la población rural*".
Ya en el 2008, reuniendo a todas las instituciones de investigación y Desarrollo maderero de la región, se crea el CEDEFI (Centro de Desarrollo ForestoIndustrial de Entre Ríos) que entre sus miembros cuenta a los citados INTA, INTI, UTN, UCU, amén de otros entes de gobierno y cámaras de productores, tendiendo una comisión especial dedicada al tema de construcción en madera.

2. MATERIALES Y METODOLOGÍA DE INTERVENCIÓN

2.1 Estrategia

A fines de los años 90 se decidió formar un grupo "de consulta mutua" interinstitucional, entes públicos y privados, e interdisciplinario, integrado por arquitectos, ingenieros civiles, diseñadores, técnicos foresto-industriales, e ingenieros forestales. Para acortar caminos, se decidió recurrir a países con tradición en construcción en madera como Australia, Nueva Zelanda, EEUU, y principalmente Canadá, merced a un convenio que mantenía INTA con la cooperativa forestal canadiense SOCODEVI, quien hizo el nexo con el mayor instituto de capacitación en construcción en madera de Canadá, y del mundo, EMOICQ, (École des métiers et occupations de l'industrie de la construction de Québec), el que cuenta con más de 100 profesores y 1200 alumnos Asimismo, para información básica de la madera y los productos, se establecieron relaciones con la Universidad de Laval, y el entonces instituto de desarrollo FORINTEK, hoy FP INNOVATIONS, todos de Québec.

Estratégicamente se establecieron dos líneas de acción: a) Por un lado recurrir a la asistencia técnica de un país con larga experiencia, como Canadá, para apreciar los productos y aprender sistemas constructivos ya probados. (se realizaron estadías en Canadá con el EMOICQ, se visitaron obras, y paralelamente, se trajo a sus profesores, para que construyeran casas en Argentina en Entre Ríos y Corrientes, acciones que se replicaron en Uruguay y Chile. Por otra parte b) Con el CEDEFI se decidió estudiar y conocer la madera y los productos nacionales alternativos a emplear.

2.2 Los materiales y métodos en otros países, caso Canadá

Es de destacar que las tendencias actuales van en dirección de simplificar el sistema, buscando ingeniería de productos y materiales alternativos de mejor prestación y mayor economicidad, buscando además la mayor rapidez de construcción, dados los altos costos de la mano de obra. A continuación se resumen diversos aspectos de la construcción recopilados de publicaciones, cursos y de experiencia propia en Canadá. CEMEQ [5]; LÁPCHQ [6], [7]. SCHL [8]

2.2.1 Madera

Para las estructuras sigue siendo importante el empleo de la madera sólida, debido a su bajo precio y prestación, en ciertos casos combinada con conectores metálicos y paneles, en lo que hace a los esqueletos de pisos, muros y cerchas. Las especies empleadas son casi exclusivamente coníferas, livianas, siendo preferidas las piceas, algunos abetos y Pinos, (Spruce – Pine – Fir), por ello hay sellos que hacen alusión que pueden pertenecer a cualquiera de ellos con las siglas S-P-F indican-avalan, su clase resistente. El criterio es: "se *usa sólo la que tiene sello"*

Las estructuras se realizan con estas maderas cuya densidad se encuentra entre los 300 y 400 kg/m3. Para toda la estructura portante periférica se emplea madera de escuadría de 2 x 6 pulgadas, principalmente por un tema de aislación, más que de resistencia, ya que se necesita colocar 6" de aislante para dar los coeficientes R solicitados. Los divisorios no portantes se construyen con madera

de 2 x 4 pulgadas (cabe acotar que estas son medidas nominales, siendo que las medidas reales finales mínimas aceptadas de madera cepillada en Canadá y EE. UU. son 38 mm x 89 mm, para el 2 x4". La madera sólida de 2 x 4 también es empleada para la construcción de entramados de vigas y cerchas.

2.2.2 Productos de ingeniería

Vienen ganando terreno y siendo aplicados cada vez más los denominados "productos de ingeniería, donde a la madera se la procesa y vuelve a unir, para la obtención de piezas de mayores dimensiones (imposibles de lograr con piezas aserradas).

Es común encontrar vigas **LSL** (Laminated Strand Lumber) donde se pegan tiras de madera laminada, los **PSL** (Parallel Strand Board), con tiras algo más gruesas y largas, (una versión comercial es el *Parallam*), las vigas **LVL** (Laminated Lumber Veneer), de láminas como las de contrachapados, pero todas en sentido longitudinal para mejorar su resistencia mecánica (todos estos no existen en el mercado Argentino), y los paneles **OSB** (Oriented Strand Board), los que, si bien existen, se importan de Chile o Brasil. Con el OSB y espuma aislante se fabrican los paneles **SIP** (Structural Insulated Panel), recientemente aparecidos en Argentina. Otros productos existentes de ingeniería son los paneles de tablas cruzadas o contralaminados **CLT** (Cross Laminated Timber) los cuales se emplean preferentemente en edificaciones de varias plantas o de cierta envergadura, que aún no llegan al país. Otro producto común son las vigas **I beam** (doble T), con alma de osb y alas de LVL o madera.

Figura 2: Productos en Canadá: Madera Stud SPF - LSL - PSL - LVL - Vigas I beam

Otros materiales: En forma paralela y acompañando a la construcción existe una gama de productos y accesorios, como paneles de fibras para aislaciones acústicas, terminaciones exteriores, acabados especiales exteriores, como así también conectores metálicos, anclajes especiales, ventilaciones, membranas, tuberías especiales, cintas, aislantes, etc., que no existen en nuestro país, pero que podrán aparecer fácilmente, si el sistema se desarrolla y genera su demanda

2.2.3 El sistema constructivo

Las construcciones con entramados de madera se denominan genéricamente *Wood frame,* Uno de los más antiguos, con más de 100 años, es el conocido *Balloom frame* donde los montantes eran de 5 metros e incluían a los dos niveles. Con el faltante de madera de longitud se pasó a construir piso por piso, cada uno con su plataforma y montantes, dando origen al denominado *Platform Frame* (plataforma y entramado, o entramado ligero), ampliamente difundido en la actualidad.

En las etapas de construcción tiene algunas características diferenciales con la construcción en mampostería tradicional. La secuencia usual es: fundación – muros exteriores – techo – aislación externa (con ello se logra la "carcasa" o "coraza "externa lo cual ya independiza de las inclemencias climáticas). Se continúa con: aislación interna – muros divisorios- e instalaciones (luz-agua-gas-internet, etc.), que quedan a la vista, las que, luego de testeadas, se cubren con los acabados.

Se construye una fundación, luego el entramado del primer piso (usualmente de 8 o 9 pie de alto), un entrepiso, otro entramado, y así se sigue sucesivamente, hasta llegar al techo que se construye en forma independiente, in situ o con cerchas prefabricadas, lo que agiliza la construcción. En el caso de

Quebec, actualmente son admitidos hasta 6 plantas con este sistema de entramados, y hasta 12 usando los CLT.

Fundación –piso: Por una cuestión de aislación se debe dejar al menos una cámara de aire de 1,5 m debajo del piso, lo cual se suele complementar con 1 m sobre suelo, generando los tradicionales semi-sótanos. También existen variantes de simplemente muros, e incluso de pilotes.

Por sobre ellos se construyen los bajo pisos, los que en forma mayoritaria se construyen con el sistema de vigas entramadas Open Joist, que constan de madera de 2 x 4 pulgadas puestas de plano con uniones metálicas gang-nail (multiclavos) en sus nudos. Una variante es formar un bajo piso con un "chasis" compuesto por vigas LSL o PSL, y vigas I beams (doble T), las que se "cuelgan" con conectores metálicos.

Muros: se suelen construir in situ, empleando madera sólida precortada de 2 x 6 pulgadas en los muros portantes (generalmente los externos) y 2 x 4" en los divisorios internos no portantes (el largo depende del diseño, pero es usual la medida de 8, 9 y 10 pies). En las viviendas individuales mayoritariamente se trabaja construyendo la estructura en forma manual en obra, con obreros especializados denominados "framers" (los entramados de muros se construyen con madera precortada, se aplica el OSB y la membrana, y se levantan de una vez). Está la variante de llevar paneles prefabricados, con el mayor grado de terminación posible, reduciendo tiempo en obra.

Para las cerchas el sistema es similar al de las vigas de piso, con tirantes de 2 x 4 ", pero la madera va de canto en un solo plano, y se unen con las mismas placas gang-nails (pueden emplearse recortes de placas contrachapadas o de OSB).

Figura 3: Diagrama de Platform frame-fundaciones- vigas open joist- frame muro- techo- obra

2.2.4 Filosofía de construcción

Sin duda que uno de los aspectos salientes es pensar la obra para hacerla lo más rápido posible, por las ventajas estratégicas y económicas. Por ello es lograble casas de 120 m2, en 3 plantas en 5 semanas por 4 operarios, lo cual se corresponde con una forma de pensar la obra y organización del trabajo (*Filosofía*).

De lo observado las obras puede interpretarse como una "*gran guerra*" compuesta por "*pequeñas batallas*". Cada paso se planifica y se procura dar término antes de seguir con otra actividad. Todos conocen el objetivo a corto plazo y apuntan las acciones con ese fin. Se trata de techar la vivienda y cerrar lo antes posible, o al menos tenerla protegida con membranas. Para casas de una planta de unos 100 m2 esto se puede lograr en 2 o 3 jornales de trabajo con 3 operarios. Como comentarios generales de lo visto en Canadá se pueden realizar las siguientes apreciaciones:

- Se debe partir de un proyecto acordado-finalizado, correctamente modulado. Esto da rapidez a la obra, evita desperdicios de materiales, no dejando lugar a las "*extras de obra*" de cosas no previstas.
- Para la construcción se debe contar con los servicios imprescindibles, herramientas y suministro de materiales necesarios. ("*si no se tiene todos los materiales asegurados, mejor no empezar").*
- Los operarios deben estar debidamente en conocimiento de las tareas a realizar en la jornada y contar con todos los elementos necesarios en sus cartucheras. No hay pérdidas de tiempo.
- El primer objetivo es techar y aislarse, logrando la "carcasa externa" lo antes posible.
- La obra no se para, y no hay jornales caídos.

- Se debe prever los pasos siguientes con días de anticipación, asegurando la provisión de los materiales y servicios de terceros (electricidad, plomería, etc.), para mantener continuidad de obra.

2.3 Adaptación a productos forestales, materiales, e idiosincrasia en Argentina

De lo observado y aprendido con los profesores se vio que los sistemas en Canadá, si bien tienen aplicación de maderas y materiales con tecnologías modernas, estas no son sofisticadas y pueden ser adaptadas a nuestra realidad. El sistema en sí es bastante sencillo e intuitivo, lo cual facilita su implementación, aunque se debe considerar la falta de capacitación de nuestra gente y su forma de trabajar en la construcción tradicional de mampostería, pero su capacitación resulta sencilla.

En los países desarrollados se tiene la gran ventaja de tener normativas de construcción y de los materiales, por lo que sólo se debe seguir las reglas y emplear materiales certificados, lo cual dista con nuestra situación, no solo por la inexistencia de reglamentos, sino además por la usual no aceptación de sistemas distintos a los tradicionales de mampostería. Por ello, conscientes que en este punto de arranque no se puede contar con todos los temas solucionados, es que se decidió comenzar adaptando estos sistemas a la realidad de nuestro país, pero teniendo como meta futura el contar con los sistemas funcionando bajo normativas y reglamentos.

2.3.1 Estudios de la madera

Con el fin de poder dar el mayor sustento tecnológico a todas las construcciones, sean del nivel y tipo que fuere, se han ido realizando estudios y ensayos, que avalen las técnicas y usos propuestos, procurando dar respuesta a los cuestionamientos usuales sobre durabilidad, resistencia, aislación, uso y mantenimiento, entre otros. Se citan a continuación las principales actividades realizadas por las instituciones de la región. (SÁNCHEZ ACOSTA, [9], ARBIDE [10], BONUS [11] e informes internos de la UTN no publicados). Dado que la zona cuenta con plantaciones renovables de *Eucalyptus grandis* en un 90%, es que todos los estudios se han encarado en el sentido de estudiar sus propiedades en relación a sus aplicaciones en la construcción.

Propiedades físico - mecánicas: El INTA- INTI y UTN han estudiado profusamente al *E. grandis* en lo concerniente a densidad – dureza- contractibilidad - flexión – compresión-tracción y valores relacionados a su uso estructural. De sus valores de densidad, usualmente entre 450 a 500 kg/m^3, y su módulo de elasticidad, cercano a los 100.000 Kg/cm^2, surge que resulta más resistente que las maderas Canadienses, y el pino nacional, lo cual se correlaciona con sus usos estructurales. Se cuenta con una amplia base de datos que llega incluso a diferenciar valores según procedencias genéticas.

Durabilidad: Con el fin de poder homologar la madera de *E. grandis y E. globulus* en Europa, se realizaron estudios dentro de un proyecto IBEROEKA, junto a empresas y universidades de España, realizando ensayos de durabilidad natural en laboratorios acreditados de España, Alemania e Inglaterra, siendo que el E. grandis subió dos peldaños en la clasificación en resistencia a insectos (de 5 a 3) y uno en lo referido a hongos (DE 5 A 4), mientras que el glóbulus subió dos escalones en ambos. En forma paralela se instalaron "*cementerios de estacas*" en España y 5 localidades Argentinas, usando como testigo probetas de madera de Haya (*Fagus sylvatica*) remitidas desde Europa. Los resultados muestran que más resistente a los hongos y a los insectos que los pinos resinosos, y no es atacada por el "taladro del pino" (*Hylotrupes bajulus*) existente en Argentina.

Preservantes y cubrientes: En relación a su comportamiento al exterior se realizaron ensayos de cubrientes y preservantes (pinturas – barnices – lacas – lasures – aceites) con exposición al aire libre (sol y agua) con el fin de orientar a los usuarios sobre sus usos. Paralelamente se estudió el comportamiento de las pinturas según la orientación de los muros, N-S y E-O, y pruebas exploratorias de tejuelas de *Eucalyptus grandis* tratadas con distintos sistemas de preservación. Los resultados muestran la gran diferencia entre los cubrientes opacos (esmaltes sintéticos) que duraron más de 10 años, y los transparentes (lacas, barnices, lasures, aceites) que no pasaron de 1 año de duración en

ensayo lo que equivale al doble de tiempo en uso normal. Además, mostró la factibilidad de emplear tejuelas de *E. grandis*. De los ensayos surge la recomendación de preferir el uso de esmaltes en las orientaciones más vulnerables de la casa (norte y oeste), dejando los transparentes para caras no expuestas, (sur), o sitios con reparo del sol, como bajo galerías.

Aislación térmica: Con el fin de brindar datos concretos-propios sobre su conocida aptitud de aislación térmica se estudió junto a la facultad de Arquitectura de la UCU la vivienda construida en el INTA Concordia por el EMOICQ, que en su sistema tiene muros y el ático ventilados, con aislación en muros y cielorraso. Se registraron datos cada 15 minutos, con sensores en 5 puntos, durante dos años. Como ilustrativo se pueden citar como valores extremos, que cuando el exterior se tuvo -4°C la casa estaba en 11 °C, y lo más importante para nuestra región, es que cuando afuera se alcanzó los 36.6 °C, la casa se mantuvo en 25.5 °C. El arquitecto Arbide, D [10] comenta que el ángulo más frío solo tardaba aproximadamente 1 hora en alcanzar la misma temperatura del más cálido, sin riesgo de ángulos fríos y húmedos, lo que, sumando su aislación, se puede considerar que la construcción de madera atempera las temperaturas exteriores y logra una distribución homogénea del calor en el interior de la misma. Para la población de bajos recursos esto resulta en: 1.- un desentendimiento de los problemas de calefaccionar el interior de las viviendas, 2.- un muy bajo costo de cualquier sistema de calefacción-refrigeración que use 3.- un notable aporte del mantenimiento de la vivienda y una ampliación de su vida útil con una calidad ambiental constante. Vale comentar que sistema propuesto para las casas sociales tiene prácticamente la misma prestación de aislación que en viviendas de clase media-alta, solo pueden cambiar algunos acabados. Para los muros tradicionales, en ladrillo, en madera solida (troncos) y en capas de acuerdo al CAT, el Arq. BARROSO, J. ha determinado que el muro en madera sólida aisla 3 veces más que el de ladrillo, y el de capas tipo el CAT, 6 veces más.

Tabla 1: Comparación de resistencia a la transmisión de temperatura K de 3 tipos de muro

Tipo de muro	Material 1		Material 2		Material 3		K en Kc aislación	
	Espesor	Coef.	Espesor	Coef.	Espesor	coef	Total muro	
Ladrillo hueco	0,18						**1,67**	100 %
Madera sólida	0,15	0,10					**0,59**	300 %
Capas tipo CAT	0,01	0,10	0,09	0,03	0,01	0,70	**0,32**	600%

Figura 4: Estudios de durabilidad UTN, cubrientes y preservantes INTA - aislación térmica UCU

2.3.2 Adaptación del platform-frame de Canadá a la situación argentina

Visto los materiales, personal y sistema constructivo empleados en Canadá y considerando las posibles situaciones en Argentina es que se debe poner en la balanza *la prestación* y los *costos* para evaluar cada caso. Dentro del país también vale considerar la región, por las condiciones climáticas, las limitantes, y el acceso a los distintos productos madereros y materiales. Por ello para la región de Entre Ríos, y en especial para las viviendas de tipo social, se construyeron bajo proyectos diversos prototipos SANCHEZ ACOSTA [12], [13], LICONA-VELASCO [14], CERUSICO [15], donde tuvieron en cuenta los siguientes criterios de alternativas, lo cual no quita que puedan generarse otras nuevas.

2.3.2.1 Adaptación de la Madera

Básicamente se reemplaza la madera de piceas y abies por la de *Eucalyptus grandis*, liviana pero de mayor resistencia, factible de emplear en casi toda la casa en usos estructurales, terminaciones interiores, en exteriores bajo coberturas, y con protección especial para usos exteriores. En usos en contacto con el suelo y expuestas al aire libre se prefiere el empleo de *E. camaldulensis* y/o *E. tereticornis*, de mayor durabilidad natural. Se contempla el caso de los pinos *P. elliotti y P. taeda* con el requisito de estar preservados en forma industrial bajo presión. Debido a la inexistencia de tipificación de la madera aserrada, y la inexistencia de madera y productos sellados, en una primera etapa se seguirá el protocolo de calidades de las piezas parte propuesta por el CEDEFI, la que prevé topes para la admisión de defectos, contenidos de humedad y preservantes según la pieza.

Figura 5: Esquema de denominación de piezas y calidades en viviendas del CEDEFI

La madera que se produce actualmente contempla principalmente tablas de 1 pulgada hasta 4 m de largo (1x 6, 1x5 y 1x4" de fácil comercialización, y 1x3, 1x2 y 1x1 como más difícil de colocar), existen además medidas especiales que son usuales como el 2x3 (clavadoras de techos) y 3x3 (puntales de obra). Dado que el grueso de la estructura es en madera de 1x3 y 2x4 ", se da el caso que la limitante es encontrar tirantes de 2x4" con la humedad de uso (20 %). Una alternativa que se ha generado es la fabricación de "dúos" con 2 tablas cepilladas encoladas de1x4". Usualmente no se corta a 2x4 porque nadie la demanda, por ello se estima que con la generación de demanda se tendrá mayor oferta de madera oreada. Se deberá prestar especial atención al sistema de corte para su obtención y el estibado posterior, para maximizar la obtención de montantes y otros productos.

Si bien la propuesta propone el empleo de *E. grandis* en toda la casa, para demostrar que es factible su uso, no quita que en ciertos casos pueda ser reemplazada por otras maderas y/o productos.

2.3.2.2 Adaptación de Productos de ingeniería - Entramados

Debido a que en Argentina son escasos los productos de ingeniería (solo se cuenta con paneles OSB), y la madera de 2 x 4" de eucalipto por ahora no está presente en los aserraderos en gran medida, es que se ha debido adaptar su sustitución por madera sólida y sistemas entramados usando escuadrías usuales. Para las casas sociales en especial se ha pensado en emplear madera de bajas escuadrías, con uniones con clavos, como es el caso del 1x3 ", sin cepillar, abundante y de menor precio en mercado.

Pisos: En el caso de vigas de bajo-pisos y entrepisos la UTN efectuó desarrollos de cerchas horizontales entramadas en 3 capas, con madera de eucalipto aserrada sin cepillar de 1x3" sin cepillar. En este caso se han estudiado la resistencia de las cerchas en sí, y en detalle las uniones de clavados, con el fin de dar un patrón de clavado a los usuarios. Es de destacar el comportamiento de

clavos espiralados con madera de *E. grandis*, que dio resultados superiores a los esperados, llegando a resistir 100kg/clavo.

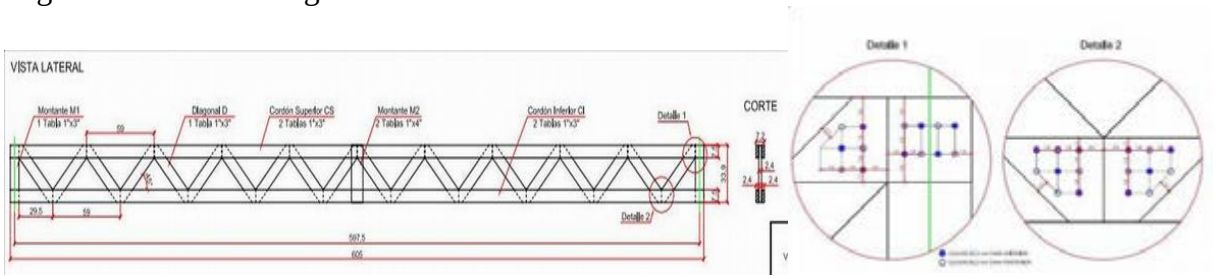
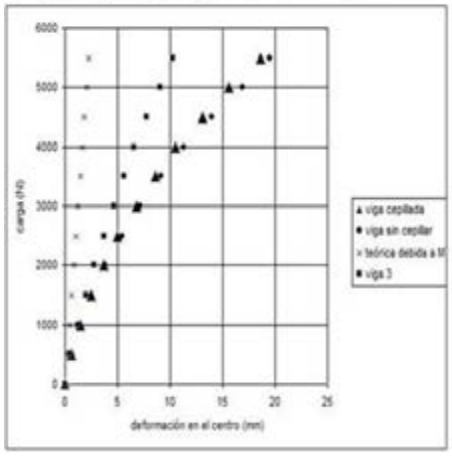


Figura 6: Diseños UTN. Diagrama de viga entramada – diagrama de clavado en uniones

Estos entramados, junto a los de muro, han sido estudiados en cuanto a su resistencia:

Cargas-deformaciones de las 3 vigas entramadas (cepilladas y sin cepillar) y valores teóricos. UTN



Cargas máximas alcanzadas y deformaciones en paneles entramados de muros UTN

	Cargas Máximas			
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Promedio
Cargas [daN]	15950	16880	15836	16222

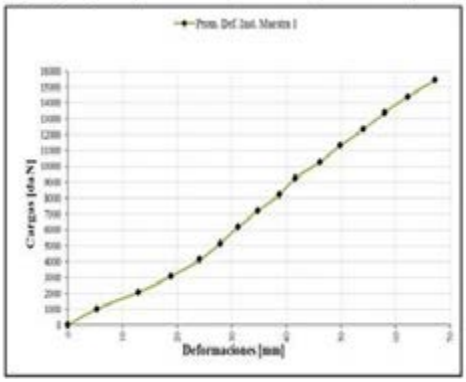


Figura 7: UTN Gráficos de cargas y deformaciones en vigas entramadas – en paneles de muro

Muros: Se adoptó el pre-construir el entramado de muros portantes con madera de *E. grandis* de 2x4 “(nominalmente tienen 40 mm x 90 mm luego de cepillado). Cuando se trata de viviendas de una planta la separación entre ejes de montantes es de 2 pies (61.00 cm) y en el caso de dos plantas es de 16 pulgadas (40.06 cm). Los paneles han sido ensayados por la UTN a los esfuerzos solicitados en el CAT. Es de destacar que a la compresión soportaron cargas de 16.000 Kg lo que habla a las claras de la seguridad que se tiene en las construcciones por más simples que sean, como en las casas sociales. Muros divisorios no portantes se pueden construir con escuadrías menores de baja calidad. Se han estandarizado 3 tipos de paneles: ciego, ventana y puerta, con un mismo molde. En el caso de construir con paneles fenólicos u OSB se modulan a múltiplos de 8 pie verdaderos (1.22m), usualmente paneles de 2.44 m. para ser movido por 2 operarios, pero en el caso de usar tablas se modula a 1.20 m, o 2.40 m, dado que los aserraderos cortan a esa medida. La altura depende de la altura del cielorraso del proyecto (usualmente 2.45 m en casas de tipo social)

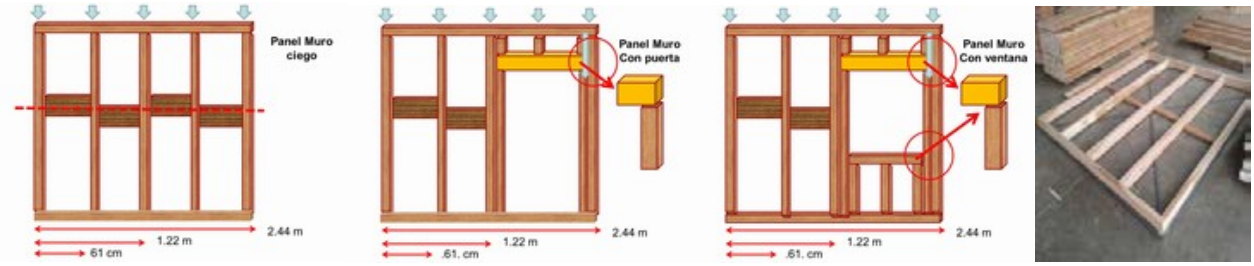


Figura 8: Paneles de muro ciego 2.44 m – puerta – ventana – ejemplo de molde

Techos: Al igual que en las cerchas de piso se emplean entramados de 1x3 sin cepillar, en 3 capas, clavadas con clavos de 3 pulgadas que atraviesan las 3 capas. Las uniones de los extremos son reforzadas con recortes de paneles. La diferencia con las cerchas tradicionales es que los cordones verticales no se encuentran a la misma distancia, sino que se ha buscado que los cordones diagonales tengan la misma pendiente, para facilitar el corte y minimizar los desperdicios.

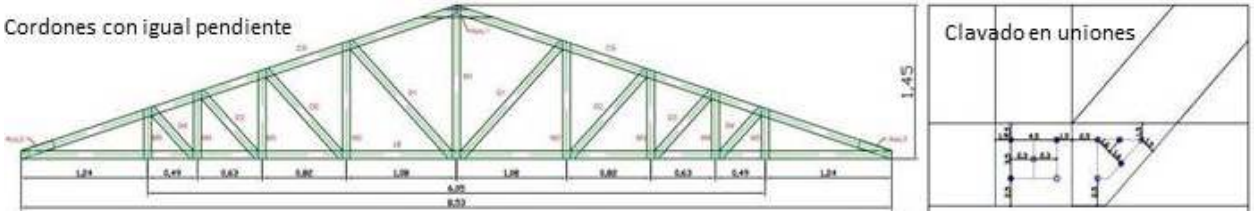


Figura 9: UTN Diagrama de cerchas con cordones de igual pendiente – clavado en uniones

Figura 10: Ensayos UTN. Vigas – paneles de muro – compresión - choque

Rigidizaciones –paravientos: Lo que usualmente se realiza con OSB se ha reemplazado por paneles compensados de eucalipto de categoría “industrial” dado que no interesa el aspecto estético sino su resistencia, para el caso de viviendas sociales y de autoconstrucción se ha contemplado además el antiguo y primario uso de tablas clavadas, teniendo la precaución de rigidizar las esquinas con tablas en diagonal. Para disminuir el tiempo de obra se han aplicado paneles de tablas ya armadas previamente, los que se traban en la obra.

Figura 11: Rigidizaciones con tablas, y paneles de tablas. Casa Ubajay

Cabe destacar que algunos de los productos empleados en Canadá como los entramados de piso Open Joist, y los de cerchas de techo, con madera de 2x4" y placas metálicas, no son una gran limitante, y podrán ser fabricados en el corto plazo, una vez que el mercado comience a generar una demanda sostenida, que justifique cortar y orear tirantes de 2x4", e incorporar placas multiclavos más grandes que las que actualmente se emplean en postes

Otros productos: Cabe destacar que en Argentina se cuenta con una cierta variedad de productos madereros y no madereros que son adaptables-aplicables a la construcción. Entre los madereros se puede citar: maderas aserradas, productos encolados, vigas laminadas, encolados, paneles compensados (ureicos, fenólicos: overlay, filmface), paneles HDF y MDF, aglomerados, variedad de moldurados y terminaciones (machimbres, zócalos, etc.). Como no madereros se cuenta con: paneles de yeso, membranas gas-permeables, selladores, y expansibles de poliuretano, entre otros.

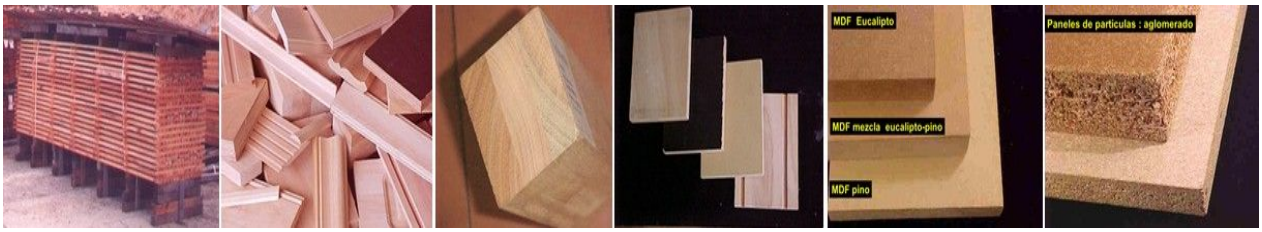


Figura 12: Productos en Argentina: Madera-moldurados-tríos-fenólicos y mdo- MDF- aglomerados

2.3.2.3 Adaptación del sistema constructivo – filosofía de trabajo

El sistema básicamente es el mismo, para la fundación se consideran las condiciones locales, y se han reducido las secciones y capas aislantes de los muros, debido a que no es necesario aislar para tan bajas temperaturas. Se ha recurrido a un sistema intermedio entre el armado de la estructura en obra y la colocación directa de paneles ya casi terminados, empleando esqueletos pre-armados que solo llevan colocados su panel rigidizante inferior, previendo una solapa sobrante para unir a la solera de nivelación (los muros se rigidizan en obra cruzando los paneles superiores). El motivo es que no se cuenta con capataces experimentados para dirigir la construcción in situ, por lo que el llevar esqueletos numerados facilita notablemente su colocación con un simple croquis. Por otra parte este pre-armado permite, en los casos sociales, la generación de talleres barriales sencillos para pre-construir las cerchas de pisos, techos y paneles de muro, amén de otras piezas como decks, tarimas, barandas, etc., dando posibilidad de trabajo local, que no requiere alta especialización.

Siguiendo el modelo canadiense, en las casas sociales de 70 a 80 m2 en el primer día se levantan muros y cerchas de techo, el segundo se rigidiza y coloca membranas externas gas permeables, en el tercero se techa y colocan las aberturas, por lo que la carcasa se cierra entre 3 y 4 días para independizarse del clima. Vale comentar que ya el primer día la casa se puede cubrir con polietileno por lo que la obra prácticamente no se detiene.

Figura 13: Fundación pilotes –carpeta- muros-cerchas- rigidizado- aislación- acabado interior

La forma o filosofía de trabajo es tal vez algo de lo que más cuesta extrapolar, en especial cuando se usan obreros de la mampostería. Como se comentara la obra se debe tomar con objetivos a cumplir

en el jornal de trabajo, lo cual es lograble organizando y motivando a la gente. Una de las complicaciones frecuentes es el contar con “todos los materiales en tiempo y forma” pues se depende en gran parte de los abastecedores, que están acostumbrados a otros tiempos. Los instaladores deben saber que deben estar cierto día y hora en la obra, pues sino detienen las secuencias posteriores. Para el caso de los operarios aún resulta bastante complicado lograr que no pierdan tiempo, y que todos tengan sus cartucheras con todos los elementos (lo que evita tiempos muertos).

Se estima que muchas de estas cosas irán mejorando en la medida que vean el rédito económico que trae el trabajar como se debe, pues los tiempos se reducen notablemente (para ello también debe estar contemplado en el pago de sus tareas). La experiencia viene mostrando que cooperativas de trabajo que se han capacitado, que cobran un monto fijo por la mano de obra, llegan a construir una casa de 72 m2, con 4 operarios en un mes, siendo que en mampostería los plazos para esas casas van de 5 a 7 meses. La casa de INTA-EMOICQ de 142 m2 en 2 plantas se terminó en 2 meses, y la casa social de Emaus de 72 m^2, de 3 dormitorios en una planta, llevó 3 semanas de trabajo.

.

Figura 14: Secuencia construcción de la casa social Emaús- Concordia, en 21 días.

Desde el punto de vista social resulta importante destacar que una vez lograda la “carcasa” se puede comenzar a habitar la vivienda, agregando posteriormente las aislaciones y terminaciones, en la medida que se tengan recursos, es decir que permite ir haciendo un “autoahorro”, lo cual es fundamental en la autoconstrucción (se precisa un tercio del costo total)

3. RESULTADOS

De englobar todas las acciones encaradas quedan como resultados:

3.1 Conocimiento del sistema constructivo de plataforma y entramado, con empleo de materiales y técnicas alternativas, con información técnica que permite avalar diversos tipos de construcciones en distintos niveles.

Puede decirse que se “ha traducido” el sistema para las condiciones de Argentina, y en cierta medida América Latina, razón por la cual se han dictado cursos y construido obras en distintas partes de Argentina, Uruguay, Brasil, Perú y Costa Rica.

3.2 Se cuenta con Protocolos para clasificación de la madera-productos

El Gobierno precisa tener pautas de las características exigibles a la madera a emplear, a ser detalladas en las licitaciones. Dada la inexistencia de tipificación de la madera salida de los aserraderos, y para poder dar sustento a futuras licitaciones, las instituciones del CEDEFI convinieron en generar un primer protocolo de “piezas-parte” simplificando en 4 categorías de calidad según su destino y sean portantes o no, con base en las clasificaciones :CLSAB Canadian Lumber Standards Accreditation Board para "sutds” y NHLA de EEUU, los grados N1Common y N2 Common A y B, normas IRAM y propuesta de tipificación de madera aserrada de Eucalyptus grandis. INTA Concordia. CEDEFI [16]. Como ejemplo se muestra en la Fig. 15 una parte de la tabla, con dos casos de requerimientos de piezas.

PIEZA	H° % Base Húmeda	Preservación[1]	Dimensiones mm (tolerancias en - mm)	Nudo Vivo O Muerto fijo	Nudo muerto suelto	Médula	Pudrición o pasmado	Rajadura	Grieta	Canto muerto	Agujeros por insectos	Gomosidad Kiln
	Máx	Tipo	Mínimas									Bolsa
Cordón Diagonal y Montante cabreadas (Piezas: 16;17;18)	20%	Superficial	24 x 73 (-1) x (-2)	2x m lineal 1/3 del ancho de la pieza	2 x m lineal ½" máximo	Expuesta No admitido Inserta No admitido	No admitido	Largo máximo: ancho de la cara de la pieza	Sin límite En extremos Idem rajadura	1/3 del espesor de la pieza 1/3 del ancho de la pieza	< 5mm No agrupados	2 x m lineal 1/3 del ancho de la pieza
Parante portante (Pieza:7)	20%	Superficial	38 x 89 (-1) x (-2)	Sin límite ¼ del canto 1/3 de la cara	2 x m lineal ¼ del canto 1/3 de la cara	Expuesta ¼ del largo total Inserta Sin límite	No admitido	Largo máximo: 2 veces el ancho de la cara	Sin límite En extremos Idem rajadura	1/3 del espesor de la pieza 1/2 del ancho de la pieza	< 5mm No agrupados	2 x m lineal 1/3 del ancho de la pieza

Figura 15: Parte de tabla de clasificación CEDEFI de los productos de las piezas de madera

3.3 Normativas y reglamentaciones

Debido a la falta, o desactualización, de normativas provinciales y municipales, se tuvo que trabajar en lo referido a gestión y normativo lo cual llevó años de trabajo. Como el gobierno exigía un ámbito legal-reglamentario, el cual se debía condecir con certificaciones y respaldos técnicos, se tuvo que obtener la certificación de aptitud técnica a nivel Nacional del ***CAT 2959*** *"**Viviendas de madera sustentables y de alta prestación***", de la Subsecretaria de vivienda de la Nación, el que se encuentra bajo la potestad del CEDEFI. Con ello luego se gestionó ente el Congreso la promulgación de la **Ley provincial Nº 10279**, que autoriza y obliga al instituto provincial de planeamiento y vivienda IAPV a incluir al menos un 10% de viviendas de madera en los planes de Gobierno, las que deben tener como pautas mínimas las especificadas en el CAT.

Si bien escapa al alcance de los trabajos regionales realizados, vale comentar los estudios y el trabajo de la UTN junto al INTI- CIRSOC los que a nivel nacional han logrado instaurar recientemente el CIRSOC 601 que contempla la normativa de cálculo de estructura de maderas para todo el país. Esto abre la posibilidad que en un futuro cercano la madera deje de ser considerada como "material no tradicional" y se puedan generar códigos de construcción, tal como en la mampostería.

3.4 Viviendas sociales de buena prestación. Diferencia con las "*casas económicas*".

El sistema aplicado en viviendas sociales, se ha realizado "adecuando" lo usual en Canadá, teniendo en cuenta la aislación necesaria y poniendo en la balanza el tema de costo/prestación. Básicamente se tiene que, al entramado del muro, de 2 x 4, hacia el exterior se aplica una capa rigidizadora-aislante, una membrana gas permeable-contraviento, listones que generan la ventilación del muro, y el acabado final, prefiriendo la madera por su mayor aislación, pero se admiten alternativas. Hacia el interior el entramado se rellena con lana de vidrio 90 mm, se coloca la barrera de vapor, y luego, como optativo, listones horizontales que hacen una capa de aire y permiten la colocación de instalaciones por fuera del entramado, para finalmente tener el acabado interno, usualmente yeso, madera, MDF, aglomerados. Es importante diferenciar la calidad, durabilidad y prestación de este tipo de viviendas respecto de las "*económicas de madera*" que se ofrecen en el mercado, las cuales suelen tener bastidor de madera de 1 x 2" de madera de pino sin tratar (con riesgo de ataque de *Hylotrupes*), sin aislación térmica, contando solo con una barrera hidrófuga externa, con acabado de fibrocemento (sin ventilación de muro) y hacia el interior acabado de aglomerado, sin cámara de aire. En la Fig. 16 se esquematiza los componentes de muros externos del CAT y la comparación con muros tipo en Canadá, y los de las viviendas "económicas" en Argentina.

Figura 16: Muros externos en casas sociales – comparación casas en Canadá- sociales- económicas

3.5 Obras construidas

Se cuenta con más de 30 prototipos, casas, y diseños demostrativos ya construidos, que pueden servir para construcciones civiles y obras públicas, en especial las de bien público como salas sanitarias, salones de usos múltiples, escuelas, etc. Recientemente se han construido dos barrios de 12 y 10 casas, capacitando a los operarios, junto a la Unidad Ejecutora de planes Especiales UEPE, la que trabaja exclusivamente con casas sociales. Se han construido casas, salas, locales en varias localidades de Entre Ríos, Salta, y otros países como Uruguay y Costa Rica.

.

Figura 17: Ejemplos de casas de tipo social construidas por el CEDEFI- en Entre Ríos y Salta

4. CONCLUSIONES – CONSIDERACIONES

- En Argentina se cuenta con madera, productos madereros y no madereros factibles de aplicar en la construcción con madera, los que en el futuro deberán ajustarse a normativas, tendiendo a tener en el mercado productos sellados que den confiabilidad al constructor.

- Si bien no se cuenta con todas las normativas, existe información primaria que permite comenzar con la construcción de viviendas de madera, a escala individual y de la obra pública, pero se deberá trabajar en pro de que la madera sea considerada como material tradicional a fin de ser eximida de certificaciones, entrando en sistemas de códigos constructivos, donde en los proyectos el profesional firmante sea el aval del mismo.

- Se cuenta con certificaciones nacionales CAT para trabajar en construcciones de tipo social con diseños atractivos, durabilidad, buen nivel de prestación, que permiten generar viviendas, dignas, agradables, y para siempre, que elevan la calidad de vida.

- El sistema de construcción de plataforma y entramado es factible de aplicar en Argentina, en distintos niveles constructivos, recomendándose indagar su aplicación en distintos tipos de construcciones sean privadas o públicas.

REFERENCIAS

[1] CEI-Bois. Utiliza madera. En: Frente al cambio climático. 3ª ed. [s.l]. CEI-Bois. 2006. 84 p.
[2] IFONA. La casa de la madera. 1ª ed. [Buenos Aires, Argentina]. [s.n.]. 1986. 80 p.
[3] SÁNCHEZ ACOSTA, M. Caracterización de la Madera de Eucalyptus grandis Hill ex Maiden, según procedencias, en plantaciones de Argentina. Univ. Valladolid, España 2010.

[4] BELVISI IRIGOYEN D.S., BLANC P.F., CALVO C.F., COTRINA A.D., CUFFRE A.G., LAROCCA F.D., PITER J.C., TORRAN E.A., VILLALBA D.I. Utilización de nuestras maderas con fines estructurales analisis y propuesta. UTN Grupo GEMA. Informe. Concepción del Uruguay. 1999. 10 p
[5] CEMEQ. Competence 14 – Toits. En: Charpenterie menuiserie-5319. 1ª ed. Quebec, Canadá. CEMEQ. 2009. 220 P. ISBN: 9782896201754.
[6] I'APCHQ. Competence 13 – Charpentes de murs. En: Charpenterie menuiserie-5319. 1ª ed. Quebec, Canadá. I'APCHQ. 2012. 251 p. ISBN: 9782923854205.
[7] I'APCHQ. Competence 15 – Travaux D'isolation, D'insonorisation et de ventilation. En: Charpenterie menuiserie-5319. 1ª ed. Quebec, Canadá. I'APCHQ. 2011. 294 p. ISBN: 9782923854137.
[8] SCHL Societé canadienne d´hypotheques et de longment Construction de maison as ossature de bois. Canadá. ISBN 0-660-97085-6.432 p. 2011.
[9] SANCHEZ, ACOSTA. M. Casa canadiense de madera de eucalipto de interés social en Concordia. XXV Jornadas Forestales de Entre Ríos. Concordia, Argentina. ISSN 1668-8297. 10 pp. 2011
[10] ARBIDE, D. Aislamiento térmico en viviendas de madera Ajuste de los criterios de cálculo y diseño Foro de la Madera.- Facultad Arquitectura y Urbanismo UCU Concepción del Uruguay- UCU.- 2011
[11] BONUS, C. "Las viviendas de madera industrializada moduladas". En: Seminario del Foro permanente de la Madera para la Promoción y Desarrollo del Uso de la Madera (7ª: 2007: Entre Ríos, Argentina). Innovación tecnológica sobre prefabricación en madera en el Mercosur. Argentina. 2007. 11-31, 78 p.
[12] SÁNCHEZ ACOSTA M. Proyecto: Empleo de la madera y productos de eucalipto, y sistemas constructivos, en viviendas de madera (ER 03-07) INFORME FINAL Proyectos Federales de Innovación Productiva PFIP 2007-1. Concordia ER, 2015.73 p.
[13] SANCHEZ, A.M.; MASTRANDREA, C.A. ZAKOWICZ, N. 2014. Construcción de una vivienda con estructura de maderas cultivadas, en Costa Rica INTA. Concordia, Argentina.
[14] LICONA OLIVERA, G. y VELASCO SANTIAGO, M. E. Construcción de viviendas de madera en la provincia de Entre Ríos, Argentina. Tesis (Ingeniería Forestal Industrial). Chapingo, México. Facultad de Ciencias Forestales-Universidad Autónoma Chapingo. 2015. 110 p.
[15] CERÚSICO, A. S. Construcción de viviendas de alta prestación con madera de plantación. Tesis (Técnico en Aserradero y Carpinteria Industrial). Santiago del Estero, Argentina. Facultad de Ciencias Forestales-Universidad de Santiago del Estero. 2016. 151 p.
[16] CEDEFI Primer propuesta de protocolo de dimensiones y calidades de las piezas componentes de entramados casa tipo CAT – CEDEFI-Tipo Emaús, Concordia, 2014 (informe interno)

O USO DA MADEIRA LAMINADA COLADA NO BRASIL: PANORAMA E DESAFIOS

THE USE OF GLUED LAMINATED TIMBER IN BRAZIL: OVERVIEW AND CHALLENGES

Thaisa M. Leite [(1)], Pedro A. F. M. Santos [(2)], Ivan M. R. do Valle [(3)]

(1) MSc. Arquiteta pesquisadora, Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Brasil
(2) Arquiteto pesquisador, Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Brasil
(3) Dr. Prof., Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Brasil
Endereço de contato: thaisa.leite@gmail.com

Código de identificação: T7-20

Resumo

A inserção da madeira laminada colada (MLC) no Brasil data de meados do século XX. Porém, ainda hoje, a sua utilização na construção civil é tímida perante ao tempo de inserção e à expressiva vocação florestal que o país apresenta. Inúmeras são as vantagens de seu uso, como a produção de peças longas e em diversos formatos. Mas ainda encontra resistência na sua difusão seja pela falha de conhecimento técnico, pela baixa demanda ou pelo custo. Diante do exposto, o presente artigo tem como objetivo investigar a cadeia produtiva da Madeira Laminada Colada (MLC), caracterizando o seu processo produtivo e analisando a viabilidade técnico-econômica em produzir e implementar tal tecnologia no mercado brasileiro. A coleta de dados se pautará em revisão da literatura pertinente ao tema, abordando desde aspectos históricos ao processo produtivo atual; levantamento de dados sobre disponibilidade florestal e identificação do polo produtor de MLC; e entrevistas com os atores envolvidos no processo produtivo. Como resultado, espera-se apresentar um diagnóstico técnico e econômico desse setor de produção de peças industrializadas de madeira.

Palavras chave: madeira laminada colada; cadeia produtiva; construção civil; mercado brasileiro

Abstract

The insertion of glued laminated timber (GLT) in Brazil dates from the mid-twentieth century. However, even today, its use in civil construction is timid considering the time of insertion and the expressive forestry vocation that the country presents. Numerous are the advantages of its use, such as the production of long pieces and in various formats. But it still find resistance in its diffusion either by the lack of technical knowledge, the low demand or the costs. In face of the discussion above, this paper aims to investigate the production chain of the glued laminated timber (GLT), characterizing its production process and analyzing the economic and technical feasibility of producing and implementing such technology in the brazilian market. The collection of data will be based on literature review relevant to the topic, approaching from historical aspects to the current production process; data survey about forest availability and identification of GLT producing áreas; interviews with the actors involved in the production process; and photographic records of built works in Brazil. As a result, it is expected to present a technical and economic diagnosis of this sector of timber engineering pieces.

Keywords*: glued laminated tmber; productive chain; civil construction; Brazilian market*

1. INTRODUÇÃO

As construções em madeira laminada colada datam do inicio do século XX, quando o mestre-carpinteiro Otto Hetzer patenteia pela primeira vez, em 1901, vigas retas compostas por lâminas de pequena espessura, unidas entre si por meio do uso da cola de caseína. Dessa forma, o novo sistema subsituiria as cavilhas de madeira e as braçadeiras metálicas que uniam tábuas nos sistemas de cobertura presentes nas propostas de Phillibert De L'Orme, no período da renascença, e do Coronel Emy, no período da revolução industrial. [1]

Em 1906, Hetzer patenteia um sistema com vigas curvas. E a partir da exposição mundial de Bruxelas, em 1910, há uma difusão do sistema, provocando um desenvolvimento espetacular na Europa. Acredita-se que em 1920, existiam mais de 200 edifícios fabricados com a patente de Otto Hetzer.

Segundo Alvarez [1], durante a segunda guerra mundial, devido às restrições existentes no fornecimento de aço, a produção de MLC teve um crescimento considerável. Estima-se que em 1942, mais de 300.000 toneladas de aço foram substituídas pela construção em madeira. Naquela época, a evolução de adesivos sintéticos permitiu utilizar a madeira laminada em qualquer situação.

A tecnologia da madeira laminada colada (MLC) chega aos Estados Unidos por meio de seu sócio, Max Hannisch com o intuito de promover o uso desse novo produto industrializado. Em 1934, com o apoio do Laboratório de Produtos Florestais, inaugura sua primeira obra, um ginásio em Pesthigo, no estado de Wisconsin, com pórticos de 19,5 metros de vão. Com o avanço das pesquisas patrocinadas pelo Laboratório comprobando a confiabilidade do material, varias indústrias iniciaram a sua produção e, na década de 60, se reuniram para produzir a primeira norma no sentido de disciplinar o processo produtivo [2].

No Brasil, a inserção da MLC data de meados do século XX. Segundo Zangiácomo [3], a primeira fábrica de produção de MLC no país, iniciou seus trabalhos em 1934, no estado do Paraná, com a tecnologia trazida por imigrantes alemães. Na década de 60, instalou-se no estado de São Paulo a primeira fábrica da região sudeste e a espécie utilizada para a fabricação de peças de MLC era o pinho araucaria. Atualmente, existem 07 fábricas produtoras de MLC no país distribuídas entres os estados da região sul, sudeste e centro-oeste.

A madeira laminada colada apresenta algumas características que podem ser listadas a seguir: a possibilidade de fabricação de peças em diversos formatos e dimensões, incluindo a configuração curva e seções variáveis; a boa relação entre peso e resistência; elevada resistência ao fogo se comparada aos materiais como o aço e o concreto; capacidade para vencer grandes vãos. Mas, no Brasil, mesmo com tais qualidades, com disponibilidade florestal e de empresas produtoras, ainda se encontra resistência na sua difusão seja pela falha de conhecimento técnico, pela baixa demanda ou pelo custo final do produto.

Considerando as potencialidades no uso da MLC na construção civil brasileira e nos desafios encontrados para a difusão do material, o presente artigo tem como objetivo geral investigar a cadeia de produção da madeira laminada colada (MLC), no Brasil, caracterizando o seu processo produtivo e analisando a viabilidade técnico-econômica de implementação desta tecnologia no país. Para tal, serão avaliados a disponibilidade florestal, a qualidade da matéria-prima ofertada, o processo produtivo da MLC.

2. METODOLOGIA

Como suporte metodológico, o artigo se baseou em pesquisa bibliográfica como revisão de literatura específica ao tema, abordando os aspectos históricos; o proceso produtivo de peças em MLC; a disponibilidade florestal, principalmente de espécies do gênero eucalipto e pinus. Como fonte de evidencia foram utilizados relatórios e anuários florestais brasileiros; artigos, dissertações e teses que abordassem o assunto sobre produção de madeira laminada colada.

Para dar suporte a discussão sobre viabilidade técnico-econômica, realizaram-se entrevistas com 03 produtores de MLC, localizados nos estados de São Paulo e Rio Grande do Sul, realizadas por meio eletrônico, em dezembro de 2016.

3. A CADEIA PRODUTIVA DA MADEIRA LAMINADA COLADA no brasil

Entende-se por cadeia produtiva um conjunto de atividades e etapas consecutivas pelos quais os insumos passam, sofrendo transformações e sendo transferidos desde a pré-produção até o consumo final de um bem ou serviço.

Para os autores Polz et al [4], a cadeia produtiva da madeira reúne as atividades relativas à madeira e seus derivados. Caracteriza-se pelo conjunto de atividades que asseguram a produção, da colheita à transformação da madeira até estágio onde esta última, por associação de seus derivados a outras matérias, perde a característica de constituinte essencial do produto. Os autores ainda afirmam que o estudo da cadeia produtiva deve incluir a caracterização das empresas ou fabricantes, os seus processos internos e análises frente ao mercado.

Ao investigar a cadeia produtiva da madeira laminada colada (MLC) no Brasil foram analisados, conforme Figura 1: *(a) disponibilidade florestal e identificação dos pólos de materia-prima – eucalipto e pinus – para a produção de peças serradas; e (b) o proceso produtivo de peças de MLC, considerando a infraestrutura das empresas produtoras no Brasil.*

Figura 1: Síntese da cadeia produtiva de peças em madeira laminada colada mlc

3.1 Panorama da disponibilidade florestal brasileira

As florestas existentes no mundo somam cerca de 4 bilhões de hectares, cobrindo aproximadamente 30% da superficie terrestre do globo. Cinco países concentram mais da metade da área florestal total: Rússia, Brasil, Canadá, Estados Unidos e China [5]. O Brasil é um país florestal com quase 500 milhões de hectares de florestas naturais e plantadas, representando a segunda maior área de floresta do mundo (ver tabela 1).

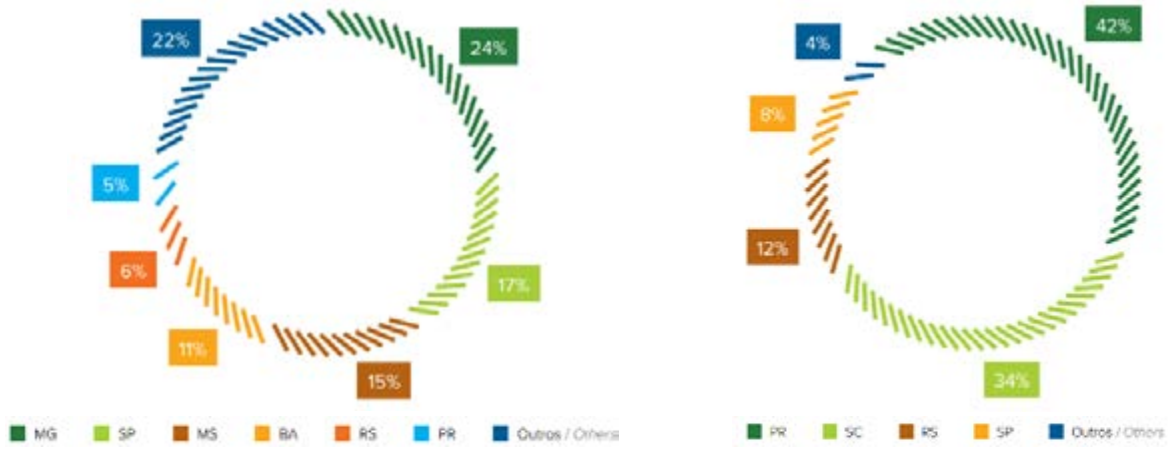
Tabela 1: Áreas estimadas de florestas no Brasil, em 2015. [6]

Tipo de Floresta	Área total (ha)	% das Florestas	% da área do Brasil
Florestas Naturais	485,8 milhões	98,5%	57,09%
Florestas Plantadas	7,7 milhões	1,5%	0,91%
Total	**493,5 milhões**	**100%**	**58%**

Em relação aos plantios florestais, o Brasil possui 7,7 milhões de hectares, principalmente com plantios das espécies de eucalipto e pinus. Segundo os dados da Indústria Brasileira de Árvores [7], os estados brasileiros com maior porcentagem de área de florestas plantadas são: Minas Gerais, São Paulo, Paraná, Mato Grosso do Sul, Santa Catarina, Bahia e Rio Grande do Sul (ver Figura 2).

Figura 2: Estados brasileiros com áreas de plantios florestais, em 2015. [7]

Os plantios de eucalipto ocupam cerca de 5,6 milhões de hectares e estão localizados nos seguintes estados: Minas Gerais com 24%; São Paulo com 17%; Mato Grosso do Sul com 15%; Bahia com 11%; Rio Grande do Sul com 6% e Paraná com 5%. Já os plantios de pinus ocupam área de aproximadamente 1,6% milhão de hectares e concentram-se, principalmente, nos estados do Paraná com 42%; Santa Catarina com 34%; Rio Grande do Sul com 12%; e São Paulo com 8% (ver Figura 3).



(a) eucalipto *(b) pinus*

Figura 3: distribuição de áreas plantadas de eucalipto e pinus, em 2015. [7]

Apesar da expressiva vocação florestal, do crescimento percentual da produtividade média de plantios florestais, o país ainda apresenta alguns desafíos quando o assunto é a utilização da madeira na construção civil. O consumo da madeira para fins industriais ainda é voltado na sua maior parte para a produção de papel e celulose. Segundo dados apresentados pelo Indústria Brasileira de Árvores [7], em 2015, 34% do consumo de madeira foi voltado para produção de papel e celulose; 29% para produção de madeira in natura (toras) por produtores independentes; 14% para carvão vegetal e siderurgia; 6% para paineis de madeira e pisos laminados; 4% para produtos sólidos ou madeira

serrada e 3% para outros tipos de produção. Houve uma queda no consumo de madeira serrada, de 8,0 milhões de m³ em 2014, caiu para 7,2 milhões de m³, em 2015.

Outro aspecto importante diz respeito à qualidade da materia-prima ofertada. Para o setor de celulose e papel, maior consumidor de toras em madeira, há a utilização de florestas de curta rotação, pois a produção de celulose requer plantios de ciclos mais curtos, com árvores jovens, em torno de 8 anos. Em relação ao setor de carvão e lenha, percebe-se uma ausencia de qualquer tipo de planejamento e manejo das florestas, pois esse segmento não requer classificação rigorosa. [5]

Como boa parte das florestas plantadas pertencem as empresas do setor de produção de celulose e papel, a matéria-prima adquirida pelo segmento da madeira serrada não apresenta característica apropriadas para gerar peças ou componentes voltados para a construção civil. As que apresentam esas características, muitas vezes direcionam a comercialização para o mercado externo, pois esse exige qualidade, certificação das peças serradas e oferecem melhor preço.

O melhor cenário, para o setor de madeira serrada, seria obter espécies provenientes de florestas de longa rotação, acima de 15 anos, cuja matéria-prima, ainda em forma de tora nas serrarias, apresentaria melhor estabilidade dimensional, diminuindo possíveis defeitos nas etapas de desdobro e processamento das peças. Gerar demanda por produtos (madeira serrada, painéis e chapas), de maior qualidade para a construção civil, pode incentivar a mudança desse cenário de subutilização da madeira de plantios florestais para fins industriais.

3.2 Processo Produtivo da Madeira Laminada Colada

Segundo a revisão da norma NBR 7190 [8], ainda em estudo, entende-se que o conceito de madeira laminada colada para fins estruturais é o seguinte: peças de madeiras provenientes do processo industrializado de fabricação, a qual são compostas por tábuas de dimensões reduzidas comparativamente às dimensões da peça final, coladas entre si e dispostas de tal forma que a orientação das fibras sejam paralelas ao eixo longitudinal da peça final.

A seguir, serão apresentadas algumas das recomendações apresentadas pela revisão da norma:

- Evitar a composição da peça MLC com espécies diferentes. Devem ser empregadas tábuas com densidade aparente entre 0,40 e 0,75g/cm³, considerando um teor de umidade de 12%;
- Tanto as tábuas empregadas quanto o produto final devem passar por tratamento preservativo de forma a garantir a durabilidade e proteção biológica;
- As tábuas empregadas no processo produtivo devem estar seca. Na etapa de colagem, o teor de umidade poderá atingir no máximo de 18%;
- Antes de iniciar o processo produtivo em si, as tábuas deverão passar pelo processo de classificações visual (nós e grã) e do módulo de elasticidade;
- A união entre as tábuas será do tipo emenda dentável ou *finger joint*;
- Os adesivos empregados devem ser do tipo estrutural e apresentar propriedades compatíveis às condições ambientais a que os elementos estruturais estarão submetidos durante toda a sua vida útil.

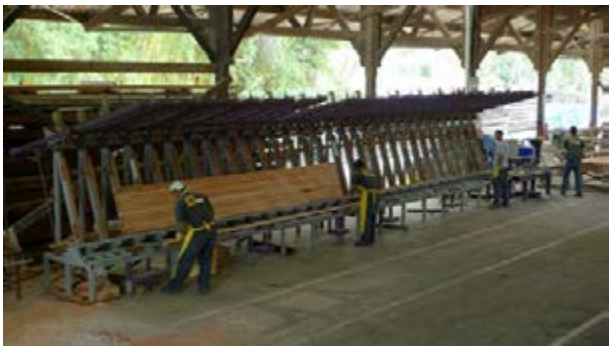
A qualidade do produto final dependerá de várias etapas do processo de fabricação, que serão apresentadas adiante, devendo as características de resistência e rigidez dos elementos de MLC ser garantidas pelos fabricantes através do controle de qualidade de cada componente do processo.

O processo produtivo de peças de MLC pode ser dividido nas seguintes etapas (ver Figura 4): *(a) recebimento e estocagem dos lotes de madeira, com verificação do teor de umidade e classificação da madeira; (b) desengrosso das peças e eliminação dos defeitos encontrados; (c) execução e colagem das emendas do tipo finger joint; (d) laminação das tábuas (aparelhamento, colagem das faces e prensagem); e (e) fabricação das peças de MLC (aparelhamento, usinagem, acabamento final, estocagem das peças) [10].*

(a) Recepção e estocagem dos lotes de madeira

(b) Desengrosso e eliminação dos defeitos

(c) Execução e colagem das emendas do tipo finger joint



(d) Laminação das tábuas, colagem das faces e prensagem das tábuas

(e) Fabricação das peças de MLC - aparelhamento

(e) Fabricação das peças de MLC - usinagem manual

(e) Fabricação das peças de MLC - usinagem com máquina CNC

(e) Fabricação das peças de MLC - inserção de peças metálicas

(e) Fabricação das peças de MLC – estocagem e embalagem das peças de MLC

Figura 4: Etapas do processo produtivo de peças de MLC. [9], [10] e [11]

No Brasil, segundo levantamentos realizados pelos autores atualmente encontram-se 07 empresas produtoras de peças em madeira laminada colada: 01 no estado de Goiás, com utilização da espécie pinus; 02 no estado de São Paulo, com a utilização de pinus e eucalipto; 02 no estado do Paraná, com a utilização de pinus e eucalipto; 01 no estado de Santa Catarina, com a utilização da espécie pinus; e 01 no estado do Rio Grande do Sul, com a utilização de eucalipto [12] [13]. Para este artigo, foram entrevistadas 03 empresas produtoras presentes nos estados de São Paulo e Rio Grande do Sul, por apresentarem representativo volume de produção de MLC, em 2016.

4. O CENÁRIO DA MLC NO BRASIL

Para compreender melhor o cenário atual da cadeia produtiva da madeira laminada colada no Brasil, realizaram-se entrevistas com os representantes de 03 empresas produtoras de MLC, localizadas nos estados de São Paulo e Rio Grande do Sul. As entrevistas foram realizadas por meio de aplicação de fichas, em dezembro de 2016.

As perguntas permearam questões como: *(a) caracterização das empresas produtoras de MLC (localização, ano de fundação, espécies utilizadas, maquinários utilizados, capacidade de produção, entre outros); (b) desafios encontrados na produção e difusão de MLC (disponibilidade florestal, qualidade da matéria-prima, qualificação da mão de obra, infraestrutura disponível, normas técnicas, conhecimento técnico-acadêmico, etc); e (c) oportunidades que possam aprimorar a cadeia produtiva e incentivar o aumento da demanda.*

A empresa mais antiga do país (Empresa A) foi fundada em 1954 e em meados da década de 60 começou a produzir peças de MLC para a construção de depósito de adubos. Segundo proprietário, mais de mil obras construídas, sendo duas delas no exterior, uma no Uruguai e outra em Angola. Dispõe de área de produção de 10.000m², e maquinário de fabricação própria (serras, plainas, desempenadeira e estrutura de colagem), responsáveis pela produção anual de 60m³ a 360m³ de MLC, com capacidade para produzir até 420m³. As espécies mais utilizadas por esta empresa são eucalipto e cedro mara, provenientes do estado do Rio Grade do Sul, já tendo sido utilizadas pinho araucária e imbuia. O preço de MLC comercializado é de R$5.500/m³ a R$6.000/m³, sendo que o preço da matéria-prima é em torno de R$550/m³. O proprietário da empresa afirma não haver perspectiva de expansão da produção no momento atual.

No estado de São Paulo, encontram-se as duas outras fábricas com produção mais expressiva no mercado brasileiro. A mais antiga dentre as duas (Empresa B) foi fundada em 1980, estando, portanto, há 36 anos no mercado. Em 2009, começou a produzir peças de MLC. Dispõe de uma área de produção de 2.500m². O maquinário disponível inclui tupia e prensa para emenda dentada (finger joint), plaina de 4 faces para as lamelas, prensas horizontal e vertical, plaina duas faces para as vigas, fresa CNC Hundegger K2 (importada) e máquinas manuais. A espécie utilizada é o eucalipto urograndis, proveniente dos estados da Bahia e Santa Catarina, a um custo de R$1.800/m³ a

R$2.200/m³. A produção anual é de 1.200m³, com capacidade para produzir até 1.800m³, a um preço de R$12.000/m³ a R$15.000/m³ considerando as peças completamente processadas e montadas na obra. O proprietário relata um aumento na demanda pelo material e expectativas de aumento na produção equivalente nos próximos anos.

A empresa mais recente do mercado brasileiro (Empresa C), começou a operar em 2010, estando a apenas 6 anos no mercado, em torno de 150 obras realizadas. Dispõe de uma área de produção de 5.000m², produzindo anualmente 1.080m³ com capacidade para até 1440m³. Possui maquinário importado do Japão e nacional, contando com 5 prensas e capacidade de produzir vigas de até 25m, incluindo peças com curvatura em 2 planos distintos. As espécies empregadas são o pinus sp, proveniente da Região Sul, e o eucalipto, proveniente do estado da Bahia. A MLC é comercializada no valor aproximado de R$6.000/m³. A expectativa de crescimento da produção da Empresa C é de 90m³/mês para 120m³/mês para o ano de 2017, ou seja, a fábrica pretende operar na sua máxima capacidade produtiva.

Na tabela 2, é apresentada uma síntese das características das empresas entrevistadas como o ano de fundação e o ano de início da produção de peças de MLC, quais são as espécies utilizadas, a capacidade de produção e o preço de comercialização.

Tabela 2: Caracterização das empresas produtoras de MLC, em 2016.

Empresas	**Ano de Fundação**	**Início da produção de peças MLC**	**Espécies utilizadas**	**Capacidade de produção (m³/ano)**	**Preço de comercialização (R$/m³)**
Empresa A (RS)	1954	Meados da década de 60	Eucalipto grandis e Cedro (RS)	360	5.500 a 6.000 (produção)
Empresa B (SP)	1980	2009	Eucalipto urograndis (BA/SC)	1200	12.000 a 15.000 (projeto, produção e montagem)
Empresa C (SP)	2010	2010	Pinus sp (PR) e Eucalipto (BA)	1080	6.000 (produção)

4.1 Capacidade produtiva

Percebe-se que embora a Empresa A possua a maior área de produção e esteja a cinco décadas no mercado, sua capacidade produtiva é aproximadamente quatro vezes menor do que a da Empresa B, que dispõe da maior capacidade produtiva entre as três. Esse fato se deve provavelmente ao menor número de funcionários e possivelmente ao maquinário mais moderno da Empresa B. Pode-se constatar também que a Empresa C, apesar de ser a mais recente dentre as três, possui uma capacidade produtiva equiparável à da Empresa B.

4.2 Obtenção de madeira serrada

As três empresas pesquisadas empregam o eucalipto na produção de suas peças, sendo os polos florestais localizados no Rio Grande do Sul e na Bahia. Constata-se assim que, no caso das empresas localizadas no estado de São Paulo, a matéria-prima precisa ser transportada por longas distâncias até chegar às fábricas. Já a Empresa C, afirmou conseguir eucalipto dentro do próprio estado, com facilidade e oferta abundante, o que pode explicar o preço de aquisição da matéria-prima ser muito inferior ao praticado pelas outras duas empresas, o que tem efeito direto no custo final da peça. A Empresa B relatou dificuldades de se adquirir matéria-prima de qualidade, algo fundamental na produção de MLC, mesmo que proveniente de florestas plantadas.

4.3 Outros insumos

Duas das empresas relataram problemas ocasionados pela necessidade de importação da cola para a fabricação do MLC, pois o Brasil ainda não possui um produto nacional com qualidade competitiva. Greves da Receita Federal já ocasionaram atrasos em obras, segundo a Empresa C, risco esse também mencionado pela Empresa A. Quanto as ligações metálicas, a Empresa A afirma que a baixa demanda nacional por MLC inviabiliza que estas peças sejam produzidas no Brasil, tendo assim que serem importadas, aumentando os custos e igualmente implicando a possibilidade de atrasos nas obras.

4.4 Mão de obra

A Empresa B realiza treinamento da mão de obra dentro da própria fábrica e, portanto, não tem tido problemas nesse aspecto. Situação contrária foi relatada pela Empresa A, que afirmou ser difícil a obtenção de mão de obra qualificada. Outras queixas relatadas, comuns às três empresas, foi a deficiência na formação de profissionais e estudantes da construção civil (arquitetos, engenheiros e construtores) sobre o produto e suas características e também a falta de divulgação do material, algo que tem melhorado progressivamente nos anos mais recentes. Essas deficiências podem acarretar em falhas de projetos que geram patologias, e também em dificuldades na compatibilização com projetos complementares.

4.5 Maquinário

As empresas B e C relataram possuir maquinário moderno e importado, cuja capacidade de produção é equiparável, no quesito qualidade, à de países onde a tecnologia de MLC já está bem desenvolvida. No entanto, o volume de produção ainda não está no mesmo nível devido à falta de automatização do processo produtivo, algo que só será viabilizado uma vez que houver aumento na demanda pelo produto. Atualmente, a produção de MLC ainda envolve alguns procedimentos manuais, principalmente na carpintaria das peças para acomodação das ligações.

4.6 Competitividade com outros materiais construtivos

As empresas, de forma geral, relataram que a competitividade da MLC com outros materiais construtivos já foi pior em tempos onde havia pouca ou quase nenhuma divulgação sobre o produto, algo que tem melhorado em tempos recentes. A estrutura em MLC ainda fica, via de regra, de 10% a 15% mais cara do que em concreto e aço, mas pode ser mais barata do que o aço no caso de uma obra de grande porte, sendo o concreto ainda a opção mais barata na maioria dos casos. Contudo, fatores como estética, conforto e principalmente a sustentabilidade pesam muito na escolha pelo uso da MLC na construção.

4.7 Fatores de incentivo à cadeia produtiva de MLC no Brasil

No mundo existe um progressivo aumento no consumo da madeira na construção civil. De acordo com as entrevistas realizadas, a cadeia produtiva de MLC no Brasil pode ser impulsionada pelo aumento da demanda pelo produto, o que envolve investimentos maiores na formação dos profissionais do setor da construção civil a respeito do produto, qualificação da mão de obra tanto de fabricação das peças quanto de montagem das estruturas, aperfeiçoamento de normas nacionais, pesquisa sobre o material, e também a divulgação do produto. Uma vez que essa demanda aumenta, viabiliza-se o investimento no processo de automatização da produção, fundamental para a produção em larga escala de MLC no Brasil. O aumento na demanda por MLC também traz consigo a necessidade de outros insumos mais baratos e de produção nacional, como, por exemplo, as peças de conexão e adesivos.

5. CONCLUSÕES

As construções estruturadas em madeira vêm ocupando um espaço cada vez maior na indústria da construção civil brasileira, impulsionados principalmente por suas características de sustentabilidade, quais sejam: 1) material natural e renovável; 2) de baixo consumo energético; 3) de baixa emissão de carbono no seu processo de produção; 4) nenhum impacto em seu manejo florestal; 5) sequestra gases poluentes – carbono – e troca por oxigênio durante a fotossíntese; 6) geração de muitos empregos ao longo de sua cadeia de produção.

Consequentemente ao emprego da madeira, o uso do MLC também ocupará um espaço cada vez maior. Por agregar maior tecnologia em seu processo produtivo e no controle de produção, sua aplicação em obras de maior apelo tecnológico é uma consequência natural, haja vista o crescimento do seu emprego em shopping centers, escolas, ginásios, dentre outros. O MLC permite aplicações em construções de grandes vãos e em situações que apenas a madeira serrada maciça não alcançaria, principalmente àquelas em que se necessitaria de seções de peças de madeira maiores que 40 cm. O seu forte apelo de sustentabilidade, tal qual a madeira, o coloca em vantagem frente aos materiais convencionais, como o concreto e o aço.

Porém, no mercado brasileiro a indústria da construção é dominada pelo emprego dos materiais derivados do cimento (concreto) e dos metálicos (aço). Esse forte consumo torna o emprego da madeira e seus derivados mais difícil e complicado, justificada por uma cadeia de produção consolidada e forjada ao longo de muitos anos. Entretanto, vê-se como grande as possibilidades para um maior emprego do MLC dada as suas características tecnológicas do material e às possibilidades de aplicação em edificações de grande porte e com maior apelo de inovação.

Ao longo desse trabalho foram encontrados vários fatores que podem explicar as dificuldades para a consolidação de um mercado (espaço) para a MLC, listadas abaixo:

a) **Indústrias de base do setor madeireiro.** Os produtores de madeiras serradas (matéria prima ainda nas serrarias) continuam a oferecer produtos com alto valor e baixo controle de qualidade (secagem, densidade e defeitos). A competitividade externa já bate às portas da indústria nacional afetando diretamente as licitações nacionais. As associações dos produtores dos demais materiais de construção são bastante organizados o que poderia servir como exemplo para o setor madeireiro e seus derivados;
b) **Indústria química.** A indústria química brasileira não tem um adesivo competitivo para a produção do MLC e nem previsão de tê-lo tão cedo; o preço do adesivo internacional é muito alto e seu custo afeta diretamente o preço do produto final; pode ser citado também o baixo investimento em pesquisas na área;
c) **Legislação trabalhista.** A legislação trabalhista brasileira apresenta vários aspectos que desequilibram a relação empresário/empregado, dificultando maior investimento em qualificação e contratação;
d) **Formação de mão de obra.** A formação de mão de obra especializada para o setor das construções estruturadas em madeira no Brasil perdeu há muitos anos a tradição de formar mão de obra especializada. Pouquíssimas são as escolas superiores brasileiras que formam profissionais que calculam estruturas em madeira. O espaço que essas reservam para a formação de arquitetos em engenheiros em madeira, frente ao tempo que dedicam aos demais materiais, é ínfimo. Precisamos voltar a formar carpinteiros, mestres de obras, técnicos, engenheiros e arquitetos, em escolas de ofícios, centros de tecnologia e universidades;
e) **Política Pública para o setor madeireiro**. Não existe uma Política Pública, ou legislação semelhante, em nenhum nível governamental (federal, estadual e/ou municipal) que incentive o emprego de produtos naturais, renováveis e com baixa emissão de carbono na indústria da construção. Incentivar o uso da madeira contribui para a preservação de nossos mananciais hídricos, para o equilíbrio do regime de chuvas, para a conservação dos reservatórios de água. Além de preservar nossas matas nativas, aumenta a área de florestas plantadas com o manejo

florestal. Entidades governamentais precisariam compreender os grandes benefícios que uma maior atenção à esse setor traria para toda a sociedade brasileira. Outros países já aplicaram esses incentivos e tiveram resultados muito rapidamente. A indústria da madeira carece de estímulos para o seu desenvolvimento. Isenções fiscais seria um primeiro começo para a modernização do parque fabril e a melhoria das condições para uma competitividade mais justa com produtos importados;

f) **Propaganda e marketing.** A divulgação dos resultados de projetos de edificações estruturadas com MLC é um começo. Campanhas educativas poderiam ser financiadas tanto por agências governamentais como pelas associações de produtores, escritórios de arquitetura e engenharia, dentre outros. O público leigo precisa tomar consciência da importância e das vantagens para toda a sociedade do emprego e estimulo à cultura construtiva em madeira.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos 03 engenheiros civis, proprietários das empresas A, B e C (RS e SP) que gentilmente colaboraram respondendo ao questionário e a Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília pelo apoio institucional.

REFERÊNCIAS

[1] Alvarez, R. A., ’Uniones: un reto para construir con madera’, Real Academia de Ingenieria, (Madrid, 2010)
[2] Miotto, J. L., ’Estruturas mistas de madeira-concreto: avaliação das vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibras de vidro’, Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, (São Carlos, 2009).
[3] Zangiacomo, A. L., ‘Emprego de espécies tropicais alternativas para produção de elementos estruturais de madeira laminada colada’, Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (São Carlos, 2003).
[4] Polzl, W. et al, ‘Cadeia produtiva do processamento mecânico da madeira: segmento da madeira serrada no Estado do Paraná’, Revista Floresta, 33 (2) (Curitiba, 2003) 127-134.
[5] Leite, T. M. ‘Análise da viabilidade técnica e econômica da produção de janelas de madeira de eucalipto em uma marcenaria coletiva autogestionária para projetos de habitação social rural’. Dissertação de Mestrado, Departamento de Arquitetura e Urbanismo, Escola de Engenharia de São Carlos (São Carlos, 2009).
[6] Serviço Florestal Brasileiro (SFB), ‘Boletim de recursos florestais’, Sistema Nacional de Informações Florestais (SNIF) (1) (Brasília, 2016).
[7] Indústria Brasileira de Árvores (IBA), ‘Relatório Ibá 2016’, (Brasília, 2016).
[8] Associação Brasileira de Norma Técnica, ‘NBR 7190: projeto de estruturas de madeira’, Revisão da norma, (Rio de Janeiro, 2012).
[9] Olga, H., Fernandes, D. ‘Wooden structures in Brazil: present situation and perspectves.’ World Conference on Timber Engineering, WCTE 2014, (Canadá, 2014).
[10] Ita Construtora Ltda. ‘Experiência brasileira na fabricação de laminado colado de eucalipto’, Apresentação de slides (São Paulo, 2012).
[11] Granato, A. F. ‘Aspectos tecnológicos da fabricação de elementos estruturais de madeira laminada colada’ Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos (São Carlos, 2011).
[12] Calil Neto, C., Fujii, R., Takata, A. ‘Madeira laminada colada no Brasil: situação atual e perspectivas’, Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira, XV Ebramem, (Curitiba, 2016).
[13] Calil Neto, C., Fujii, R., Takata, R. ‘Glued laminated timber in Brazil: past, presente and future’, World Conference on Timber Engineering, WCTE 2016, (Viena, 2016).

RELAÇÃO ENTRE O PROCESSO HISTÓRICO DE URBANIZAÇÃO DA CIDADE DE ERECHIM-RS-BRASIL E AS CONSTRUÇÕES COM ARQUITETURA EM MADEIRA

RELATIONSHIP BETWEEN THE HISTORICAL PROCESS OF URBANIZATION OF THE CITY OF ERECHIM-RS-BRASIL AND CONSTRUCTIONS WITH WOODEN ARCHITECTURE

Natália B. Pereira [(1)] (A), Ângela do Valle [(2)], Guilherme R. da Silva [(3)]

(1) Professora M.a – Universidade Federal da Fronteira Sul – Curso de Arquitetura e Urbanismo, Erechim, RS, Brasil
(2) Professora D.ra – Universidade Federal de Santa Catarina – Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil
(3) Estudante de graduação do Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil
Endereço de contato: angela.valle@ufsc.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T7-21

Resumo

O processo de formação do centro urbano de uma cidade possui inter-relação com as características da produção arquitetônica nela encontrada. As transformações das atividades econômicas desenvolvidas ao longo da história de uma cidade possuem efeito no tipo e na densidade de edificações na cidade de Erechim, região Norte do estado do Rio Grande do Sul, Brasil, desde a fundação da cidade, a madeira foi utilizada na construção das primeiras casas dos imigrantes até a implantação de indústrias madeireiras, na década de 20 do século XX, após a instalação da ferrovia. Alguns destes exemplares existem até a atualidade, com diferentes estados de conservação. Este trabalho tem como objetivo apresentar as etapas históricas na evolução do centro urbano da cidade de Erechim e relacioná-las às características construtivas e ao estado de conservação de edificações em madeira realizadas nas quatro primeiras décadas do século XX. Foi realizada pesquisa bibliográfica e documental, além de levantamento de campo na cidade. Os resultados obtidos com este trabalho podem fornecer informações importantes no que concerne à preservação do patrimônio histórico edificado em madeira da região analisada.

Palavras chave: arquitetura; madeira; patrimônio histórico; crescimento urbano

Abstract

The process of forming the urban center of a city has an interrelation with the characteristics of the architectural production found in it. The transformations of economic activities developed throughout the history of a city have an effect on the type and density of buildings. In the city of Erechim, in the northern region of Rio Grande do Sul state, in Brazil, since the founding of the city, wood was used in the construction of the first houses of immigrants until the establishment of timber industries in the 20s of the 20th century after installation of the railway. Some of these specimens exist up to this day, with different states of conservation. This work aims to present the historical stages in the evolution of the urban center of the city of Erechim and to relate them to the constructive characteristics and the state of conservation of wooden buildings built in the first four decades of the twentieth century. Bibliographic and documentary research were developed, as well as a field survey in the city. The results obtained in this work mayl provide important information regarding the preservation of the historical heritage built in wood in the region analyzed.

Keywords*: architecture; wood; historical heritage; urban sprawl*

1. INTRODUÇÃO - ASPECTOS HISTÓRICOS da criação de ERECHIM-RS

Um dos processos mais complexos que propiciaram um grande intercâmbio cultural no Brasil foi o processo da política de imigração. Na cidade de Erechim, localizada no Alto Uruguai Gaúcho, no extremo Norte do estado do Rio Grande do Sul, a colonização do território baseou-se na política imigratória, no início do século XX. Antes da chegada dos colonizadores, o território era povoado por indígenas, caboclos, negros vindos da região Sul do estado, posseiros e fugitivos.

O modelo econômico implantado para a colonização da região era o de pequenas propriedades rurais agrícolas, com objetivo de fornecer mão-de-obra livre nas áreas de produção para a exportação e abastecer o mercado interno, além de povoar as regiões periféricas do território, evitando posseiros. O projeto oficial de colonização do governo do Estado na região se desenvolve tardiamente, em comparação com outras regiões do Estado, que tiveram sua colonização a partir de 1875. O processo de ocupação do território é realizado com a vinda de diversos grupos étnicos europeus, expandindo antigas áreas coloniais já superpovoadas. Por estas razões, a região pode ser identificada como uma "Colônia Nova" ou também uma "Colônia Mista", pela miscigenação étnica de grupos colonizadores. Os projetos de colonização na região foram desenvolvidos tanto por companhias públicas (Diretoria de Terras e Colonização) quanto por empresas particulares (como a Jewish Colonization Association e Luce Rosa & Cia).

Um dos grandes vetores de ocupação e do desenvolvimento regional da cidade se deu a partir da implantação da estação férrea e da estrada de ferro São Paulo - Rio Grande. O chamado trecho Tronco Norte foi finalizado na primeira década do século XX, e sua extensão se dava entre as cidades de Passo Fundo e Marcelino Ramos. Os primeiros núcleos de povoamento na região do Alto Uruguai Gaúcho se desenvolveram no entorno das estações. Em Erechim, pode-se verificar esse mesmo acontecimento.

A Diretoria de Terras e Colonização do Estado funda a Colônia Erexim em 1908, na cidade atual de Getúlio Vargas. Em 1912, o governo optou pela transferência da sede da Colônia para o Povoado Paiol Grande, por este se localizar junto à estação da Viação Férrea, inaugurada em 1910, o que permitiria uma melhor administração da Colônia. Assim, em 1916 a Comissão de Terras transfere sua sede para Paiol Grande, atual cidade de Erechim, e, em 1918, conquista sua emancipação política e administrativa, desmembrando-se do amplo território de Passo Fundo.

No ano de 1921 a população atinge 40 mil habitantes, com origens étnicas expressivas de alemães, italianos e poloneses [1]. Para além destas, citam-se portugueses, austríacos, espanhóis, franceses, suecos, entre outras nacionalidades.

Quanto à atividade produtiva, a Colônia Erechim desenvolveu-se economicamente através das atividades de agricultura, de criação de animais (suínos) e de indústrias madeireiras (com a exploração da mata de Araucárias) e de erva mate [2].

Com a proximidade do centésimo aniversário, a "recente" história de Erechim é marcada por um processo de conquista territorial e desenvolvimento urbano que ao longo das décadas vai transformar a sua paisagem, que, do início do povoamento até a década de 40 do século XX, era formada majoritariamente por construções em madeira. O aproveitamento do recurso natural existente, a abundância da mata de araucárias, e o saber-fazer dos carpinteiros imigrantes determinaram a prática construtiva da técnica em madeira, que foi predominante na região, pelo menos até a década de 30 [3].

Desta forma, apresenta-se o processo de evolução urbana do centro da cidade de Erechim nas quatro primeiras décadas do século XX, período áureo das construções em madeira, relacionando estas transformações às características construtivas e ao estado de conservação de edificações em madeira remanescentes.

2. A FORMAÇÃO URBANA E AS CONSTRUÇÕES EM MADEIRA

Como já ressaltado, um dos produtos mais abundantes da região e que se destacou com papel econômico no município foi a madeira. As serrarias, com a exploração da madeira de Araucária (*A. angustifólia*), que era abundante, forneceram matéria-prima para a construção de casas de madeira na região. A madeira era produto de exportação, transportada pelo Rio Uruguai, com destino a San Thomé e Passo de Los Libres, na Argentina, por meio de balsas (Fig.1). As balsas percorriam 690 km, em cerca de doze dias para alcançar a Argentina [4].

Já no ano de 1914, a madeira era produto mais exportado da Colônia [5]. O volume de madeira serrada era tão elevado que a Viação Férrea não conseguia suprir a demanda de vagões para o transporte [6].

O auge econômico do beneficiamento da madeira por meio das serrarias, ou engenhos (como eram denominados), se deu desde o início do povoamento, até o esgotamento florestal, em meados do século XX, com o fim do Ciclo da Madeira.

A maioria das serrarias e a exportação por balsas finalizaram as atividades após a maior fiscalização e com a exigência de reflorestamento, a partir de 1956, após a devastação florestal [7].

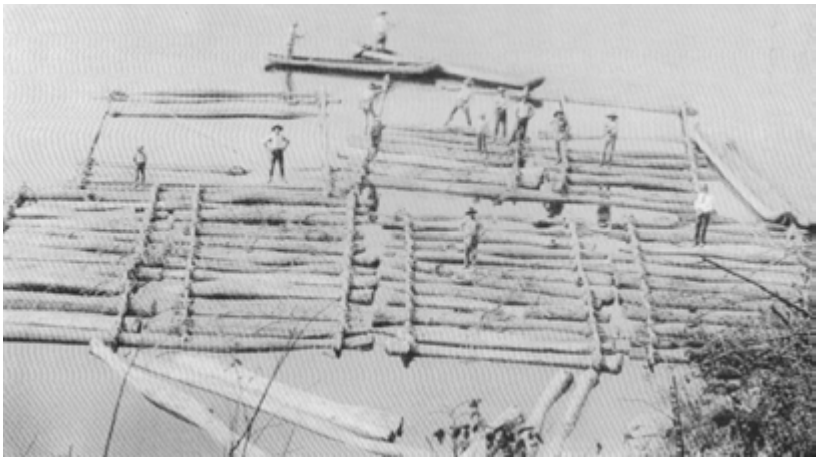


Figura 1: Preparação de balsas de toras no Rio Uruguai.
Fonte: [8]

Pela grande disponibilidade de madeira na região, ela se fez presente na totalidade das primeiras construções de Erechim, pelo menos até a década de 1940. Assim, pode-se vincular a madeira ao material característico da fase de colonização, com significado na paisagem da região que transcende, além de valores históricos e artísticos, também valores simbólicos, como produto cultural do ciclo econômico da madeira, e do saber fazer dos antigos carpinteiros e da adaptação do imigrante ao meio. O povoamento impulsionado pela colonização foi responsável pela primeira transformação da paisagem natural da região, com impacto na relação de preservação do meio ambiente até os dias atuais [7]. Os pioneiros imigrantes precisaram inicialmente desmatar para utilizar as terras para a agricultura e a pecuária, com o próprio suor e sacrifício. Por isso, o sentido de domínio da natureza (e da paisagem) para alcançar o desenvolvimento é bastante presente ainda hoje.

Em 1914, Erechim (na época denominada Paiol Grande) recebe a implantação de um plano urbanístico projetado pelo engenheiro agrimensor Carlos Torres Gonçalves, diretor de Terras e Colonização do Estado, baseado na corrente positivista, almejando ideais como a ordem e o progresso.

O plano previa uma ocupação de cerca de 15.000 habitantes, dispostos em 2.500 lotes, em uma área delimitada de 589 hectares. Os lotes obedeciam ao dimensionamento mínimo de 1.250,00 m² de área, conforme o decreto do governo do Estado [9].

O desenho é de uma malha xadrez regular, com a sobreposição de quatro avenidas diagonais que partem da praça principal da cidade, formando algumas quadras triangulares, privilegiando a circulação viária. Uma larga avenida principal, de 40 metros de largura, configura a marcação da direção Norte Sul, com canteiro central arborizado. O traçado geométrico implantado na cidade condizia com o racionalismo abstrato do positivismo inspirado em cidades como Washington, Paris, La Plata, Barcelona e Belo Horizonte.

O plano progressista (Fig. 2) implantado para o traçado viário da cidade evidencia a diferença entre arquitetura tradicional, com a técnica construtiva em madeira, e o traçado modernizante da cidade. Assim, constata-se que a formação inicial da cidade de Erechim é o resultado do embate entre a imagem moderna almejada pelo governo e a realidade local [10].

Figura 2: Trecho do Plano do Traçado da cidade de Erechim, 1914.
Fonte: arquivo histórico municipal Illa Font.

A partir da implantação do plano, a Vila de Paiol Grande passa por grandes transformações, regularizando antigas ocupações à imposição da malha do traçado, ordenando o alinhamento das edificações. O planejamento urbano teve papel fundamental no controle da cidade e dos cidadãos, organizando os espaços de forma racional e orientando para a valorização do uso do sol, seguindo princípios sanitaristas.

O traçado original previsto sofreu algumas interrupções em função da topografia irregular da cidade. Muitas vias, inclusive na região central, possuem alta declividade, dificultando o trânsito de veículos e pedestres.

Grande parte das ruas tiveram que ser adequadas para a implantação do plano, diversos cortes e aterros, especialmente na área adjacente à atual Praça da Bandeira (antiga Praça Cristóvão Colombo), o centro político, religioso e administrativo da cidade, do qual irradiavam as avenidas diagonais.

Em 1931, um novo plano alternativo foi proposto para adequar o desenho às dificuldades impostas pelo relevo, utilizando em alguns setores da cidade um traçado orgânico de acordo com as curvas de nível, baseado no modelo de Cidade Jardim. Este plano, que se combinava com a malha anterior, preservava a área central da Vila no traçado xadrez original. No entanto, este plano não chegou a substituir o anterior, repercutindo na alteração em apenas uma quadra de grande declive na cidade, retornando à malha ortogonal após a década de 1950 [11].

Na década de 1930, obras de renovação urbana são realizadas na área central da cidade, incluindo as construções do edifício sede da prefeitura, com inspiração neoclássica, em 1932 e

da nova igreja matriz São José, aberta em 1933, em estilo neobarroco, substituindo a anterior em madeira.

No início dessa mesma década, o prefeito Amintas Maciel promulga um código de posturas que proíbe reformas e novas construções de madeira e limita as construções com menos de dois pavimentos no núcleo central da cidade, buscando a modernização da imagem da cidade. Logo em seguida, três incêndios sequenciais de grandes proporções acometem a região central, destruindo a maioria das edificações em madeira nessa região. Há especulações de que, em razão da proximidade dos eventos, tais incêndios poderiam ter sido propositais, e que as casas incendiadas estariam seguradas, o que permitiria a reconstrução em alvenaria.

Propositais ou não, os incêndios ocorridos, em conjunto com o código de posturas, aceleraram ainda mais a transformação da paisagem de Erechim, principalmente no centro urbano. As edificações em madeira foram sendo substituídas, na avenida central, por construções em alvenaria, em dois pavimentos, sendo o térreo destinado ao comércio e o pavimento superior à residência.

A partir daí, as edificações de madeira coloniais foram, aos poucos, sendo substituídas por novas edificações em consonância com movimentos artísticos internacionais, como o Eclético, a partir da década de 1930, o Art Déco, a partir da década de 1940 e o Modernismo, na década de 1950.

Apesar das restrições impostas às construções em madeira, e a menor disponibilidade do material, é interessante notar que fora da área central novas construções em madeira seguiram sendo construídas, adaptando-se em linguagem construtiva aos movimentos artísticos vigentes.

Hoje, Erechim é uma cidade de porte médio, com estimativa populacional de 102.906 habitantes em 2016, segundo dados do IBGE [12], com base econômica no setor industrial.

3. LEVANTAMENTO, ANÁLISE DO ENTORNO E DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO

Neste trabalho, delimitou-se o levantamento das casas em madeira nas primeiras quatro décadas do século XX, correspondendo à época do auge do fluxo imigratório na região, até o fechamento das serrarias. Ao todo, vinte e oito edificações foram levantadas em Erechim.

As visitas exploratórias detiveram-se principalmente no meio urbano, em função de que neste trabalho procura-se confrontar a evolução do centro urbano da cidade de Erechim e as características construtivas e o estado de conservação de edificações em madeira. Apenas dois exemplares levantados se localizam em meio rural.

Como métodos de levantamento, utilizou-se o registro fotográfico e a análise visual externa, com busca de dados históricos no arquivo histórico municipal IIla Font, nos Arquivos da Prefeitura Municipal e da Secretaria de Obras. Estudaram-se as características construtivas gerais de tipologias e mapearam-se as patologias das fachadas externas. Convém salientar que somente as fachadas com acesso público, limítrofes com as calçadas públicas, puderam ser inspecionadas até o momento.

A fim de entender o universo e a distribuição da arquitetura em madeira originário da imigração, foi produzido um mapa geral da localização das edificações remanescentes na região central da cidade (onde se localiza a maioria das edificações levantadas), com numeração referente a cada exemplar (Fig. 3).

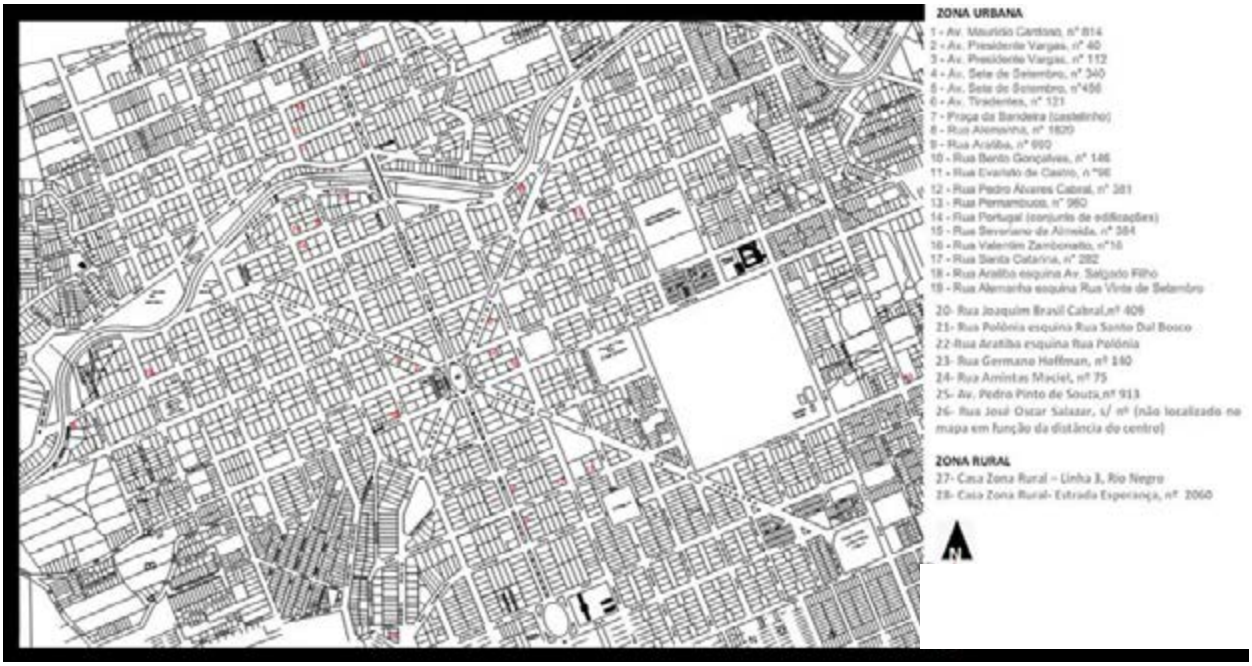


Figura 3: Localização das edificações numeradas no mapa da cidade.
Fonte: autores, 2016.

Foram elaboradas fichas cadastrais (Fig. 4) numeradas pós o levantamento a campo, relacionando as principais informações dos exemplares, incluindo localização, tipo de uso, estado de conservação, análise de obstrução solar, da evolução do entorno, detalhes e fotografias.

Figura 4: Ficha cadastral com estado geral de conservação.
Fonte: autores, 2016.

Procurou-se, então, fazer uma breve análise do contexto atual da relação com o entorno imediato, a partir da evolução do centro urbano de Erechim, a fim de entender a relação desta arquitetura frente

ao desenvolvimento urbano, em termos de percepção visual, obstrução solar e do estado de conservação das construções.

3.1 Apresentação tipológica - a casa de madeira típica colonial e algumas variações

Como já ressaltado, o período áureo das construções em madeira na cidade de Erechim compreende o período inicial de implantação da colônia até o início da década de 40 do século XX, quando do fechamento das serrarias e do fim do Ciclo da madeira.

Geralmente, apesar das diferentes origens étnicas, as casas de madeira típicas da colonização possuíam características construtivas similares. Em Erechim não há evidências do uso da técnica enxaimel, relacionada comumente à etnia alemã, e nem do blocause de origem polonesa. A técnica genérica utilizada na casa típica colonial, também chamada “Casa de Araucária” por autores que estudaram residências em Curitiba [13], consistia na construção de paredes com tábuas em madeira dispostas simples ou duplas, aplainadas na direção vertical, largas, com cerca de 30 cm. Para a vedação das frestas se utilizava geralmente mata-junta e as fundações eram em alvenaria.

Recorrente nas primeiras construções, o telhado com inclinação elevada, próxima à 45º, originária da tradição europeia como adaptação ao clima com precipitação de neve, e com duas águas e contrafeito, com cobertura em tábuas lascadas “scandole”. As construções elevavam-se com três pavimentos com grande altura de pé direito, entre os quais, um pavimento escavado semienterrado ou porão, o térreo e o sótão. É possível associar a existência dos porões à adequação topográfica ao relevo da região onde ocorreu a implantação da cidade. Ainda a utilização do porão alto, executado em alvenaria de pedras ou tijolos cerâmicos, destinava-se a manter a temperatura para a armazenagem de queijos, salames e adega, com poucas e pequenas aberturas.

O sótão era usado para armazenamento e secagem de cereais sendo, posteriormente, utilizado como dormitório. O térreo, geralmente era destinado ao comércio (se localizado na região central), continha os principais cômodos da casa, com salão central e dormitórios, dispostos simetricamente.

A cozinha era localizada inicialmente em uma edificação separada do corpo principal da casa, por prevenção de risco de incêndios, e após torna-se anexada à edificação principal, até ser incorporada totalmente à casa, quando do uso de fogões modernos. Percebe-se que a implantação da casa no lote geralmente era centralizada. As construções eram no alinhamento e o cultivo agrícola era realizado no fundo do lote.

Com o maior emprego de materiais industriais e melhoria de vias de acesso, houve redução das áreas de implantação e da altura dos pavimentos, suprime-se o sótão, e às vezes o porão, o telhado passa a ser menos inclinado, com cobertura em ferro galvanizado e telha cerâmica francesa, com maior complexidade volumétrica. Frequentemente foi possível identificar o uso da varanda frontal ou lateral, como variação tipológica da casa tradicional colonial, convidando à entrada (Fig. 5). Às vezes, alguns detalhes são incluídos, como o guarda-corpo mais trabalhado, o uso de lambrequins, e inserção de escadaria trabalhada no acesso. Tardiamente, já na década de 40, elementos curvos e geométricos na volumetria da casa foram introduzidos, acompanhando influências artísticas, como o Art Déco.

Figura 5: Tipologia de casa de madeira colonial e variação com varanda de acesso.
Fonte: Arquivo Histórico Municipal.

3.2 Evolução urbana e a Percepção da paisagem

Das vinte e seis edificações em madeira levantadas em meio urbano, treze edificações, localizadas na região central da cidade sofrem com algum impacto na percepção visual a partir da implantação de edifícios de verticalização acentuada localizados em áreas contíguas, seja em lotes laterais, posteriores ou frontais. A crescente valorização econômica da área central reflete-se em uma renovação urbana nesta área, em alguns casos substituindo antigas construções em madeira de origem colonial, cuja destruição é pressionada pelo alto valor do solo urbano.

O impulso ao incremento da densidade populacional na cidade de Erechim teve início em 1977, com a política de ampliação do perímetro urbano e, sobretudo, com a aplicação do plano diretor em 1981, responsável pelo zoneamento urbano e parcelamento da cidade em setores e atividades [11]. Este considerou a topografia existente do sítio para incentivar o uso do solo, com o estímulo da expansão na zona sul e sudoeste, que são mais planas, e o incentivo ao adensamento construtivo e a verticalização na área central, fatores que culminaram na destruição de uma parcela do patrimônio edificado existente na área consolidada histórica (Fig. 6).

Na década de 1990, a mudança na paisagem da cidade intensificou-se, com a implantação de um novo plano diretor que, em conjunto com a política de financiamentos, impulsionou um boom construtivo na cidade, verticalizando, inclusive a área central e permitindo a construção de edifícios com até quinze pavimentos.

Com a pressão do crescente valor econômico do solo sobre as casas em madeira localizadas principalmente na região central em conjunto com a desvalorização dessa arquitetura e a carência de uma política pública que proteja esses exemplares, constata-se que em um futuro não muito distante, infelizmente elas serão suprimidas, paulatinamente, da paisagem da cidade. Paisagem esta cujas construções em madeira foram responsáveis por conformar, desde o início do século XX, da criação da Colônia ao Ciclo da Madeira.

Figura 6: Antiga casa em madeira e lote após sua recente destruição.
Fonte: acervo próprio, 2016.

3.3 Desenvolvimento urbano e o Estado de conservação

Procura-se, nesta seção, correlacionar o processo de densificação da cidade, por meio da implantação de edificações com verticalização acentuada, com a conservação das edificações históricas em madeira, a fim de entender a influência da elevada altura no desenvolvimento de patologias nestas construções.

O adensamento construtivo e a verticalização na área central, que se iniciaram lentamente desde 1956, com a construção do primeiro edifício em altura, o Condomínio Erechim de 12 pavimentos, foi intensificado a partir da década de 1970 e, principalmente, a partir do incentivo implantado pelo Plano Diretor de 1981 e pelos planos sucessores.

Percebe-se que o uso frequente de recuos laterais e posteriores na implantação de grande parte das casas possibilita a existência de adequada ventilação e iluminação, o que beneficia a existência de condições satisfatórias de salubridade e conforto e também auxilia na manutenção das peças de madeira, diminuindo o risco da manifestação de fungos, por exemplo. Por isso, nas edificações situadas em esquinas, ou nos casos em que há uma ocupação posterior de lote contíguo em altura (lateral, frontal ou posterior), os recuos ajudam a amenizar o impacto ocasionado pelas edificações verticais. Nas construções em madeira implantadas no meio de lote, que não possuem recuos, o impacto se intensifica (Fig. 7).

Figura 7: Casas implantadas no meio de lote com impacto de edificações vizinhas.
Fonte: acervo próprio, 2016.

A manutenção do plano do traçado histórico do núcleo urbano apresentado anteriormente, com quarteirões de dimensões regulares e uma larga avenida principal com quarenta metros de largura e avenidas diagonais de vinte metros, proporcionam adequada iluminação e ventilação às edificações em madeira que se situam nestas avenidas, a partir do considerável distanciamento frontal entre as construções.

Nas antigas construções em madeira localizadas em áreas periféricas, que crescem de maneira acelerada, verifica-se uma diversidade em termos de padrão de ocupação e tipos construtivos, larguras de vias, altura de edificações, conectividade e largura de lotes.

Em termos quantitativos, das treze edificações com alteração de entorno e gabarito em altura ao menos oito edificações sofrem de patologias de intensidade regular, ruim ou foram demolidas. Do total das treze, onze (84,6%) fazem divisa lateral com edificações em altura e oito não têm recuos laterais (61,5%). Das oito edificações que não tem recuos, cinco possuem estado de conservação ruim ou regular (62,5%).

Das quinze edificações que não possuem alteração significativa no entorno imediato, apenas cinco (33,3%) encontram-se em bom estado de conservação, com boa manutenção, e o restante, 66,6%, tem estado de conservação regular ou ruim.

Portanto, embora o desenvolvimento urbano possa ter contribuído para afetar negativamente e impactar na salubridade das edificações históricas, não é possível estabelecer uma relação tão direta no que tange ao estado de conservação, pois há muitos fatores envolvidos, entre os quais, humanos, naturais ou acidentais. Não há como afirmar que, em qualquer caso, a verticalização irá impactar negativamente no estado de conservação das construções em madeira, pois se houver uma constante manutenção, aliada a afastamentos e recuos apropriados, beirais prolongados ou outras características construtivas que contribuam para uma maior durabilidade, a edificação ainda poderá ter um estado bom de conservação. Tampouco, há como afirmar que as edificações em madeira que não sofrerem impacto de vizinhança, estarão bem conservadas, pelas mesmas razões. Ainda assim, é possível correlacionar esse desenvolvimento urbano a um aumento de risco de problemas patológicos, dado que 61,5% das edificações levantadas que possuem alteração do entorno com a implantação de edifícios verticalizados estão em estado ruim, regular ou foram demolidas.

Sobre o impacto gerado e as consequências da verticalização na qualidade do espaço residencial, é importante destacar a consideração feita por Scussel, M. C. B.; Sattler, M. A. [14]:

> “(...) Reduz (ou até elimina) a intensidade da exposição solar, o grau de privacidade das edificações vizinhas; introduz incremento considerável na densidade populacional, na demanda por serviços e infraestrutura, no fluxo de veículos; afeta, por conseguinte, as próprias relações de vizinhança – nos novos prédios, privilegia-se a vida no condomínio, o morador já não sai à rua, os vizinhos não se conhecem. Até que ponto, sob tais condições, a identidade cultural do bairro pode ser sustentada? Em que sentido se alterarão os aspectos de qualificação do lugar de morar de seus habitantes?” (SATTLER E SCUSSEL, p. 148)

De maneira ampla, as causas humanas, como a falta de manutenção, problemas de alterações inadequadas, adaptações para novos usos impróprios, falta de projeto de adaptação ou de reparos indevidos, com adições e remoções, ainda constituem as principais origens de problemas patológicos nestes exemplares. Junto a estas causas humanas, adicionam-se as alterações ocasionadas pela legislação urbanística, que afetam o entorno das construções em madeira, prejudicando a insolação e ventilação apropriada para a boa conservação destas edificações.

Para que este desenvolvimento urbano, que se faz com ritmo acelerado, a partir principalmente da densificação da área central, e a construção de edifícios de elevada altura, seja compatível com a paisagem e a memória da cidade, é necessário prever um planejamento que minimize ao máximo os impactos ambientais e resultantes desse processo, buscando a harmonia e a melhoria da qualidade da ambiência urbana.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O traçado original positivista e o núcleo de fundação, da cidade de Erechim, a partir da praça central, ainda hoje são um marco referencial como centro histórico e comercial. Pode-se notar no centro consolidado, uma paisagem híbrida, com edificações de diferentes períodos históricos que se mesclam, como um palimpsesto, entre as quais, citam-se: edificações em madeira da colonização, edificações em alvenaria ecléticas, art déco, modernistas, e edificações contemporâneas.

Infelizmente, a partir dos levantamentos a campo, constatou-se que das vinte e seis construções em madeira localizadas na área urbana, metade destas sofrem com alguma alteração visual no entorno imediato e/ ou modificação de gabarito em altura em áreas próximas, seja em lotes posteriores, laterais ou frontais. A partir da historiografia do desenvolvimento urbano de Erechim, verifica-se que a busca constante pelo progresso na cidade é sentida desde a implantação do Plano urbano progressista de Carlos Torres Gonçalves, em 1914, em confronto com a arquitetura colonial.

Na década de 30, a busca pela modernização é verificada quando se desestimulou a construção das casas tradicionais dos imigrantes em madeira na região central e incentivou-se a construção em alvenaria, eclética, segundo os preceitos internacionais de embelezamento. Nos anos 1980 e 1990, quando da implantação do Plano diretor de desenvolvimento urbano e ambiental, a densificação e, consequentemente, a renovação urbana é impulsionada.

Ainda hoje, na busca desenfreada pelo desenvolvimento e atração de investimentos, as construções simbólicas são descaracterizadas ou demolidas para dar lugar a uma imagem moderna e vertical, porém falsa e descontextualizada, apagando a importante memória da formação da cidade. As edificações em madeira, por serem as mais antigas, não serem compreendidas e defendidas pelo seu significado regional e serem vistas apenas como “velhas casas”, estão desaparecendo da paisagem da cidade. Será justo excluí-las da paisagem pela qual foram responsáveis em formar e desenvolver?

O desenvolvimento tão almejado pode ser alcançado por uma gestão do território apropriada, ao buscar equilíbrio na distribuição da terra, considerando a preexistência, a história local e a memória como fundamentais na existência de sustentabilidade de um planejamento urbano realmente moderno.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio institucional da Universidade Federal da Fronteira Sul Campus Erechim, ao Programa de Pós Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal de Santa Catarina (PósARQ), ao Arquivo Histórico Municipal Juarez Miguel Illa Font e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de estudos de iniciação científica.

REFERÊNCIAS

[1] Sponchiado, B.A. ‘O positivismo e a colonização no norte do Rio Grande do Sul’. Frederico Westphallen, Universidade Regional Integrada (2005).
[2] Illa Font, J. M. ‘Serra do Erechim- Tempos heroicos’. Erechim: Carraro (1983).
[3] Detoni, M.G. ‘Erechim e sua arquitetura antiga’. A voz da Serra, Erechim (1989).
[4] Ducatti Neto, A. ‘O grande Erechim e sua história’. Porto Alegre: Escola Superior de Teologia (1981).
[5] Illa Font, J. M. ‘Serra do Erechim- Tempos heroicos’. Erechim: Carraro (1983).
[6] Chiaparini, E.J. et al ‘Erechim: retratos do passado, memórias no presente’ ´-Erechim: Graffoluz (2012).
[7] Martinazzo, L.N. ‘História ambiental do Alto Uruguai: colonização, desenvolvimento e transformações na paisagem’. Mestrado em Ambiente e Desenvolvimento- Centro Universitário Univates- Lajeado (2011).
[8] Delazeri, J. J. ‘Álbum fotográfico da história de Erechim’. Erechim, RS: EDELBRA, (2007).

[9] Aver, I. K. 'Erechim, processo e projeto - relações estruturais entre traçado viário e desenvolvimento urbano'. Dissertação de Mestrado. Mestrado em Planejamento Urbano e Regional. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (2008).
[10] Skowronski, A. B. 'Erechim das cinzas ao sonho: Erechim destruída por incêndios e renovada pela modernidade'. Mestrado em Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Urbanismo. Rio de Janeiro: UFRJ/FAU (2008).
[11] Fünfgelt, K. 'História da paisagem e evolução urbana da cidade de Erechim – RS'. Mestrado em Geografia – Centro de Filosofia e Ciências Humanas da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis (2004).
[12] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, acesso em 08/12/2016: http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=430700
[13] Imaguire, J. K.; Imaguire, M. R.G. 'A casa de araucária: arquitetura de madeira em Curitiba'. Curitiba: Instituto Arquibrasil (2011),
[14] Scussel, M. C. B.; Sattler, M. A. 'Cidades em (trans)formação: impacto da verticalização e densificação na qualidade do espaço residencial', Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 10, n. 3, p. 137-150 (2010).

FABRICACIÓN DE UN PROTOTIPO DE PUENTE VEHICULAR A PARTIR DEL DESARROLLO DE PRODUCTOS DE INGENIERÍA DE MADERA DE PINO URUGUAYO

MANUFACTURING A PROTOTYPE OF A VEHICULAR BRIDGE FROM WOOD-PINE ENGINEERed PRODUCTS DEVELOPED IN URUGUAY

Vanesa Baño [(1)] (P), Carlos Mazzey [(2)], Abel Vega [(3)], Daniel Godoy [(4)], Laura Moya [(5)]

(1) Dr. Ing. Montes, Profesor Adjunto, IET. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
(2) Estudiante Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
(3) Dr. Ing. Montes, Becario Postdoctoral, IET. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
(4) MSc. Arq., Profesor Adjunto, IEM. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay
(5) PhD. Arq., Profesor Adjunto, Facultad de Arquitectura, Universidad ORT Uruguay, Montevideo, Uruguay
Dirección de contacto: vanesab@fing.edu.uy; (P) Presentadora

Código de identificación: T7-23

Resumen

La disponibilidad actual de madera de pino (*Pinus taeda* y *Pinus elliottii*) en Uruguay redunda en un interés por parte del gobierno en desarrollar productos de alto valor agregado. Su uso en ingeniería civil (grandes edificaciones y puentes), además de incrementar este valor, supondría un consumo elevado de volumen de madera. En base a investigaciones recientes, las propiedades mecánicas de la madera aserrada de esta especie de rápido crecimiento se corresponderían con una clase resistente C14. Con el objetivo de usarla en el diseño de puentes para el paso de vehículos de hasta 36 t y con luces de hasta 15 m, fue necesario desarrollar productos de ingeniería de la madera para su uso en clase de servicio 3. Dado que en Uruguay no existe normativa que regule la fabricación de estos productos estructurales, se plantearon unos requisitos de fabricación de vigas de madera laminada encolada y de paneles de madera contralaminada, basados en la normativa europea, y adaptados a las condiciones locales. Para tener una primera aproximación de la resistencia de las vigas y del proceso de fabricación, se realizaron ensayos de flexión sobre las vigas encoladas con adhesivo Resorcinol. En base a estos resultados, se diseñó y fabricó un prototipo de puente de 8 m de luz para el paso de vehículos de hasta 18 t. Se presenta como resultado del presente trabajo el proceso de fabricación del puente, modular y prefabricado, para su rápida instalación en los predios de las explotaciones forestales y agrícolas.

Palabras clave: productos de ingeniería de madera; puente vehicular

Abstract

The availability of pine wood in Uruguay (Pinus taeda and Pinus elliottii mainly) results in a government interest in the development of high added value products. Its use in civil engineering (buildings and bridges), would increase this added value and would imply a high wood consumption. Based on recent research, the mechanical properties of the sawn timber of these fast growing species would correspond to a strength class C14. Engineered wood products in service class 3 were used for the design of vehicular bridges up to 36 t and with span up to 15 m. Since there are no national regulations for the manufacture of wood structural products, the requirements for the fabrication of glued laminated beams and cross laminated timber panels based on European standards, adapted to local conditions. Bending tests were made on 8 specimens of glulam beams (using resorcinol adhesive) to have a first approximation of the bending strength of the beams. Based on the results, a prototype of 8 m long bridge was designed and manufactured for passing of vehicles up to 18 t. As the result of the present work, the modular and prefabricated bridge manufacturing process is presented for its fast location in agro-forestry fields.

Keywords*: engineered wood products; Pinus taeda/elliottii; vehicular bridge*

1. INTRODUCCIÓN

En Uruguay existe un déficit de infraestructura vial ligada al sector agrícola y forestal debido al aumento de la producción de granos en los últimos años y al incremento de la extracción forestal, que en 2011 superó los 10 millones de m^3 (MGAP, 2010). Se considera que dicha infraestructura vial debería contemplar los requisitos para el paso de la maquinaria involucrada en la explotación y de los camiones que transportan los productos, dentro y fuera de los predios agroforestales.

Actualmente, en Uruguay, son habituales las soluciones temporales construidas con madera, para paso de camiones que transportan madera o grano, normalmente ejecutadas sin ningún tipo de comprobación estructural ni de previsión de su vida útil.

La madera y los productos de ingeniería de madera son escasamente empleados como materiales estructurales en Uruguay debido, entre otros factores, al desconocimiento del material por parte de profesionales y usuarios, a la ausencia de una normativa de madera estructural y, hasta hace poco tiempo, la escasa disponibilidad del recurso forestal-maderero de procedencia local.

En el mercado local es posible encontrar madera aserrada de pino (*Pinus taeda/elliottii*, principalmente) y eucalipto (*Eucalyptus grandis*), procedente de plantaciones locales. Dicha madera carece de especificaciones técnicas sobre su aptitud estructural, valores de sus propiedades mecánicas, durabilidad y calidad geométrica. Se está trabajando en la actualidad en la caracterización estructural de estas especies y los primeros resultados para el pino han sido recientemente publicados [1], pudiendo asignar la madera clasificada estructuralmente de esta especie a una clase resistente C14 [2].

Aunque se comercializa madera laminada encolada, las condiciones de fabricación no cumplen con los requisitos mínimos establecidos a nivel internacional para considerarlo un producto estructural. Además, dichos productos no están caracterizados, por lo que se desconocen sus propiedades mecánicas.

En cuanto al cálculo estructural, en Uruguay no existe reglamento ni normativa UNIT (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas) de cálculo estructural con madera. En base al análisis de la normativa internacional para el cálculo estructural con madera [1] analizada en el proyecto financiado por el Fondo Industrial-DNI (2013), se ha decidido emplear la normativa europea para cálculo estructural con madera recogida en el Eurocódigo 5 [3 y 4].

El problema que se pretende resolver es el de salvar accidentes geográficos (arroyos, canales, zanjas, etc.) que permitan el acceso y paso de maquinaria y de vehículos pesados durante las labores de explotación a los predios agrícolas y forestales. Este trabajo se presenta como el resultado final, de elaboración de un prototipo de puente, dentro del proyecto de investigación “Diseño de puentes realizados con madera de procedencia local para el paso de vehículos pesados en el sector agrícola y forestal” en Uruguay, financiado por el Fondo FPTA-INIA (2012).

Es, por lo tanto, objetivo del presente trabajo presentar el proceso de fabricación de un prototipo del puente vehicular de 8 m de luz, prefabricado, para el paso de vehículos de hasta 18 t, realizado con productos de ingeniería de madera desarrollados en Uruguay a partir de madera de *Pinus elliottii/taeda*. Para ello, se presenta el proceso de fabricación de dichos productos de ingeniería de madera (madera laminada encolada y madera contralaminada), así como del proceso constructivo y de montaje del puente.

2. DISEÑO DEL PUENTE

2.1 Requisitos para el diseño del puente

Debido al tipo de maquinaria y vehículos implicados en los procesos productivos (cosecha de grano y extracción de madera), el puente deberá soportar elevadas sobrecargas de uso, además de

tener en cuenta la geometría acorde con las dimensiones de la maquinaria. Se resumen a continuación los requisitos tenidos en cuenta para el diseño del puente:

- La anchura mínima debe ser de 4,00 m, teniendo en cuenta que la distancia entre la cara exterior de los neumáticos, en la mayoría de los casos, no supera los 3,00 m.
- El puente no podrá tener barandas ni ningún elemento que sobrepase la cota de la cara superior de la rasante, para poder permitir el paso de vehículos cuyo ancho total, exterior a las ruedas, supere el del puente.
- Se ha adoptado, como sobrecarga de uso, el tren de cargas correspondiente al antiguo Pliego de la Dirección Nacional de Vialidad [5] con carga total 36 toneladas distribuidas en tres ejes.
- Debido a las limitantes económicas del proyecto de investigación que financia la fabricación del puente, el prototipo se ha limitado a una carga máxima de 18 t distribuidas en dos ejes y a una longitud total de 8 m.
- Para su configuración, se fabricarán vigas de madera laminada encolada (MLE) y paneles de madera contralaminada (CLT) usando madera de pino nacional y adhesivo estructural Resorcinol, apto para clase de servicio 3. Los requisitos de fabricación a aplicar se basarán en las normas EN 14080 [6] (y EN 16351 [7].

2.2 Diseño del prototipo de puente

Un objetivo primordial para el diseño del prototipo de puente fue la posibilidad de prefabricación y la facilidad de construcción y montaje, debido a la escasa accesibilidad que poseen los caminos rurales para los cuales se proyecta. Por tal motivo, se optó para la superestructura diseñar una tipología modular que pudiese ser construida en taller y transportadas al sitio en un camión-grúa para su posterior montaje.

En la definición de la geometría del puente se tuvieron en cuenta aspectos como son el peso, el tamaño de los camiones que lo transportaría, la viabilidad de fabricación de los elementos estructurales de ingeniería de madera, la facilidad de construcción en taller y la facilidad de montaje, entre otras cosas.

Así, la superestructura del puente consta de dos “huellas” por donde circulan los neumáticos de los vehículos y de la maquinaria involucrada en las labores agrícolas y forestales, separadas de acuerdo con las distancias transversales mínimas entre neumáticos. Cada huella está constituida de 4 vigas longitudinales de MLE pareadas, y un tablero superior de CLT trabajando en sentido transversal y colaborante con las vigas principales en sentido longitudinal, tal como muestra la Figura 1.

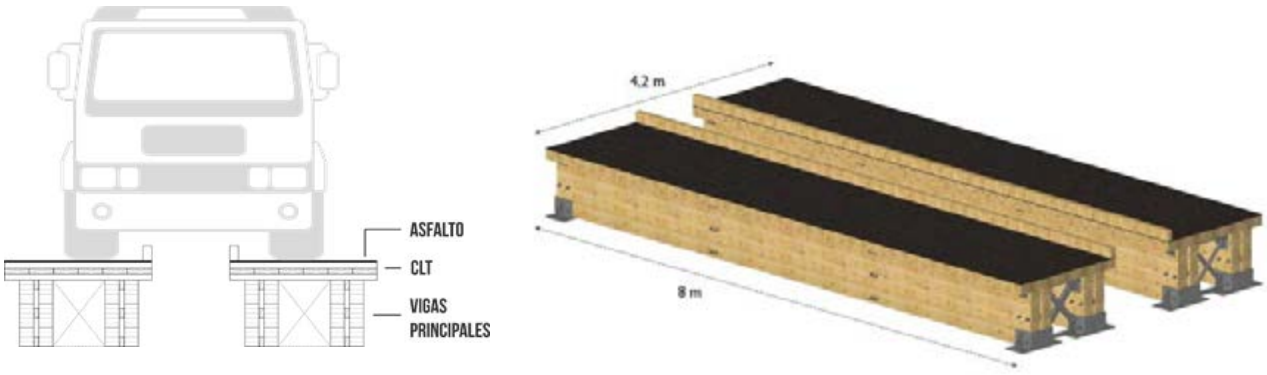


Figura 1: Diseño del prototipo de puente

Las vigas principales son de MLE y tiene una longitud de 8 m de longitud. Un problema durante el proceso de fabricación de las mismas, obligó a reducir el canto y, por lo tanto, la carga máxima que soporta el puente a unas 14 t. El tablero de cada huella está formado por 8 paneles CLT de 1 m en sentido longitudinal por 1.6 m en sentido transversal, de 3 capas de 40 mm (120 mm), donde las exteriores se encuentran orientadas en el sentido transversal. La unión entre los paneles CLT y las vigas principales se realiza mediante tornillos que aseguran la colaboración del tablero en la flexión longitudinal. Tanto en los extremos, como en los tercios centrales se disponen arriostramientos metálicos en forma de cruces de San Andrés, Figura 2.

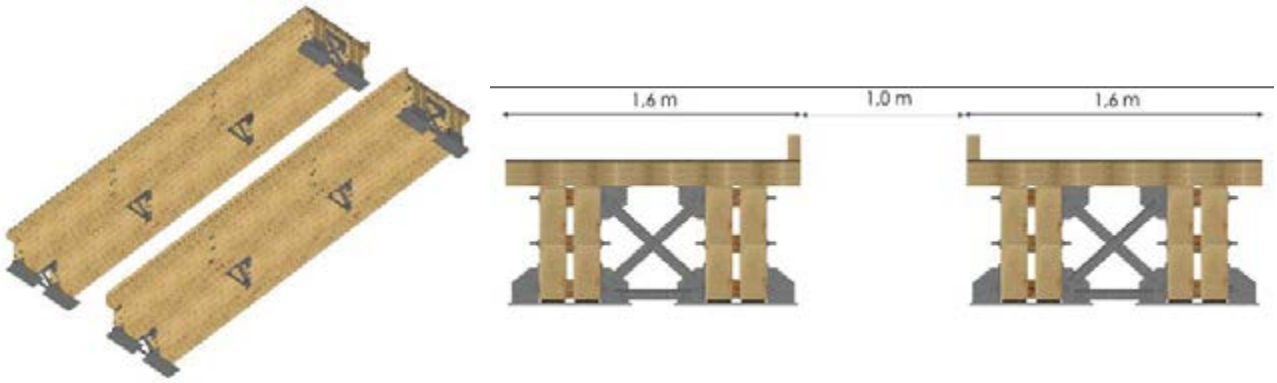


Figura 2: Detalle de arriostramiento

2.3 Cálculo estructural del puente

El cálculo estructural se realizó de acuerdo al Eurocódigo 5 [3 y 4] para las vigas de MLE. El cálculo de los paneles CLT se realizó de acuerdo al método de cálculo propuesto en el manual pro:Holz [8], basado, a su vez, en el Eurocódigo 5. Esto es, se consideraron, para las verificaciones en estado límite último, solamente aquellas láminas con la dirección paralela a la solicitación y, para estado límite de servicio, las láminas transversales como conectores.

La colaboración del tablero CLT en la flexión longitudinal de las vigas se tuvo en cuenta solamente para las verificaciones de estado límite último, estando de la seguridad en el caso del estado límite de servicio. Esto se debe a que el tablero de rodadura está formado por 8 paneles CLT, cuyas juntas deberían entrar en contacto y trabajar en conjunto comprimiéndose, y dicho estado se puede asegurar sólo cuando ocurren grandes deformaciones.

3. FABRICACIÓN DE LOS PRODUCTOS DE INGENIERÍA DE MADERA

3.1 Fabricación de las vigas de MLE

La fabricación de las vigas de madera laminada encolada (MLE) implicó dos etapas de trabajo. La primera fue la clasificación visual de la madera de pino para uso estructural utilizando la propuesta de norma de clasificación visual estructural [1], Figura 3a). La segunda se correspondió con el proceso de laminado en sí, Figura 3b).

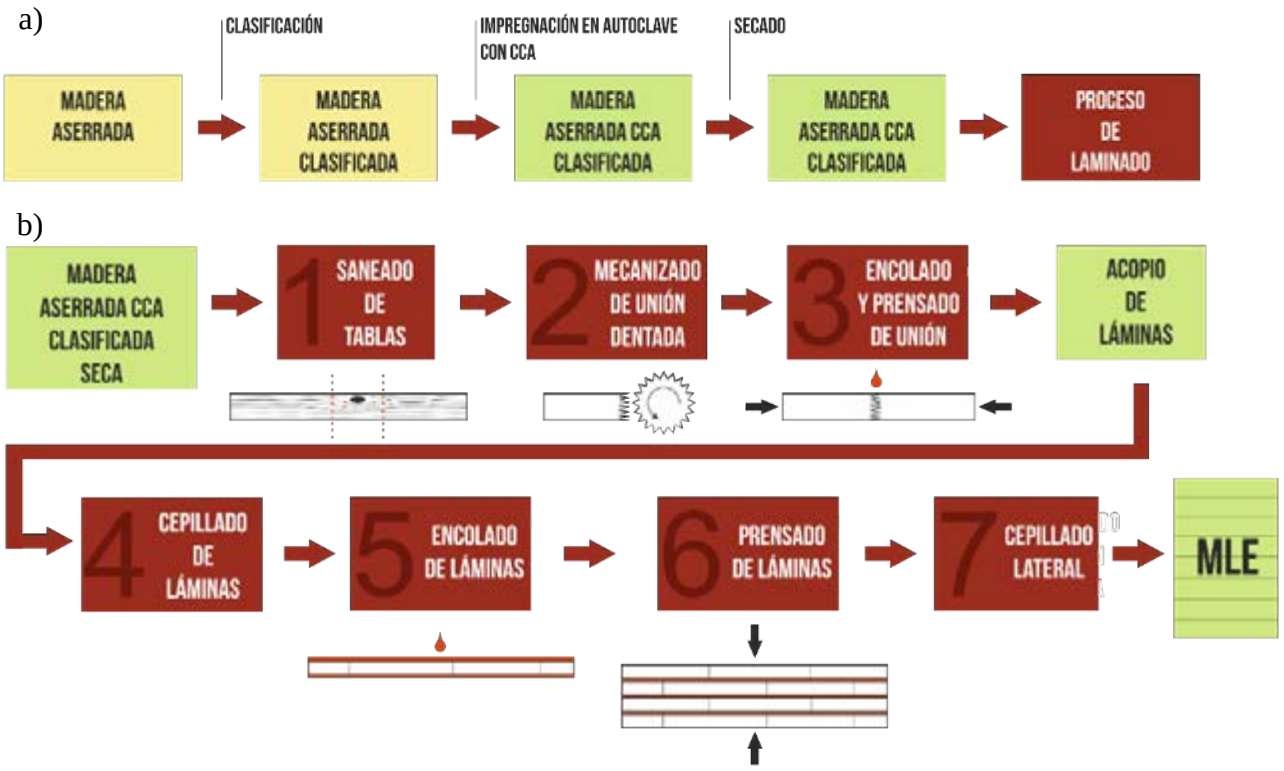


Figura 3: Esquema del proceso de fabricación de MLE

Los requisitos de fabricación de las vigas de MLE se basaron en la norma EN 14080, adaptados a las posibilidades de la industria local. En cada etapa del proceso se verificó el cumplimiento de los requisitos establecidos.

Las vigas principales del puente se elaboraron a partir de láminas de 31 mm de espesor (t) y 140 mm de ancho (b). Las láminas fueron elaboradas a partir de bloques de madera aserrada de 400 a 1000 mm de longitud de pino impregnado con sales CCA (Cobre-Cromo –Arsénico), unido mediante uniones *finger.* Aunque la longitud de diente habitual en la industria uruguaya es de 11 o 13 mm, ésta se cambió a 15 mm para conseguir mayor superficie de contacto en la unión, tal y como recomienda la norma EN 14080. La presión aplicada en la unión *finger* debería haber sido de 10 MPa durante un tiempo de 2 segundos, aunque esta presión no siempre fue controlada en el proceso de fabricación de las ocho vigas que conforman el prototipo de puente y se detectó alguna rotura de diente debido, probablemente, a una excesiva presión.

Dado que se consideró una clase de servicio 3 para las piezas de MLE, el adhesivo utilizado, tanto en la unión *finger* como en el encolado de caras de las láminas, fue Resorcinol. Debido a que la industria no tenía implementado, en la línea de fabricación, la posibilidad de aplicar un adhesivo bi-componente, éste se aplicó de forma manual en las uniones finger. En las láminas se aplicó de forma automática mediante rodillos incluidos en la línea de producción (Figura 4), controlando la apertura de paso del adhesivo de modo que consumiese 85 gr de adhesivo por lámina (lo correspondiente a una dosis de 450 gr/m^2).

Figura 4: Encolado de lámina, prensado y vigas finalizadas

3.2 Fabricación de los paneles CLT

El proceso de fabricación de los paneles CLT se realizó de forma análoga al de las piezas de MLE, guiado por los requisitos de la norma EN 16531, adaptándose a la disponibilidad de fabricación local. Dado que no fue posible encontrar una empresa nacional con la capacidad de prensar paneles de gran tamaño, se optó por realizar paneles pequeños de 1 m de longitud y 1,6 m de ancho, que fueron utilizados para la ejecución del tablero de rodadura del puente. La prensa utilizada fue una destinada, principalmente, a la fabricación de puertas, con dimensiones máximas de prensado de 1.3 x3.5 m^2.

Los paneles CLT se fabricaron a partir de piezas de madera aserrada de pino impregnado, sin uniones *finger joint* y las tablas no fueron encoladas de canto. El espesor de lámina fue de 40 mm y se utilizó el mismo adhesivo resorcinol que para la fabricación de las vigas laminadas. Éste se aplicó de forma manual en la misma dosis teórica que en las vigas. El número total de láminas o capas fue de 3. La Figura 5 muestra el proceso de fabricación artesanal de los paneles CLT.

Figura 5: Proceso de fabricación de los paneles CLT

3.3 Propiedades mecánicas de las vigas de MLE

Se fabricaron 8 vigas de madera laminada encolada utilizando tablas de madera aserrada clasificadas como EC7 según la propuesta de norma de clasificación visual estructural [1]. La anchura nominal (b) fue de 70 mm, la altura nominal (h) de 128 mm, y la longitud total (L) de 2400 mm. Las piezas se cargaron en flexión sobre una luz libre (l=18·h) de 2300 mm, tal y como indica la norma EN 408 [9] y las dos cargas puntuales se aplicaron sobre el tercio central a una distancia entre ejes de 768 mm.

Los valores de módulo de elasticidad y resistencia a flexión se determinaron según la misma norma europea EN 408. El módulo de elasticidad local ($E_{m,l}$) se calculó para un tramo elástico de comportamiento comprendido entre $0.1 \cdot F_{max}$ y $0.4 \cdot F_{max}$, siendo F_{max} la carga de rotura de la viga. Con el valor de la carga máxima se determinó la resistencia a flexión (f_m).

El contenido de humedad de la madera en el momento del ensayo se determinó mediante xilohigrómetro según lo establecido en la norma EN 13183-2 [10].

Los valores de las propiedades mecánicas de la madera se referenciaron a un 12% de contenido de humedad, realizando las correcciones de las mismas en base al contenido de humedad de cada probeta en el momento del ensayo, según la norma EN 384 [11].

Los valores medios de los resultados obtenidos para el módulo de elasticidad y la resistencia a la flexión de las 8 vigas ensayadas, corregidos al 12% de contenido de humedad, fueron de 8.820 N/mm^2 y 18,6 N/mm^2, respectivamente.

Aunque el número de ensayos es pequeño para poder determinar el valor característico de la resistencia a flexión, el valor mínimo obtenido fue de 23,8 N/mm^2. Éste superó al de la madera aserrada de las láminas que configuraron la viga ($f_{m,k}$=14 N/mm^2).

4. PROCESO DE FABRICACIÓN DEL PUENTE

El prototipo de puente se colocó en un predio agrícola de cultivo de trigo orgánico en Los Cerrillos, Canelones (Uruguay).

4.1 Movimiento de tierras y cimentación

Para la implantación del prototipo se realizó en primera instancia una limpieza del cauce y de los accesos y posteriormente se construyeron estribos flotantes de hormigón armado “in situ”, Figura 6.

Figura 6: Movimiento de tierras y construcción de estribos de hormigón armado

4.2 Proceso constructivo del prototipo de puente

Aunque el puente estaba diseñado para su prefabricación en taller, la empresa adjudicataria decidió fabricarlo en el mismo predio de implantación debido a un problema de espacio en taller.

En el cálculo estructural, las vigas principales fallaban por compresión perpendicular a la fibra en los apoyos. Para solucionar este problema se colocaron cuatro tornillos roscados de 200 mm de longitud de la casa Rothoblaas en la superficie de contacto entre la viga y el herraje metálico de apoyo, de modo que se disminuyese la compresión perpendicular sobre la madera, Figura 7. Entre las vigas madera y el herraje de apoyo sobre la cimentación, se colocaron tacos de goma con el objetivo de evitar el contacto directo de la madera con el suelo.

El armado de las huellas se pensó de forma simple, de modo que sólo fue necesario colocar los herrajes metálicos de arriostramiento de las vigas principales y unir éstas con los paneles CLT de rodadura, Figura 8. La unión entre estos elementos se realizó con tornillos Rothoblaas, en número y disposición que soportase el esfuerzo rasante producido entre ambos elementos cuando el puente entra en flexión con la sobrecarga de uso.

Figura 7: Tornillos de refuerzo de resistencia perpendicular a la fibra y herrajes de apoyo

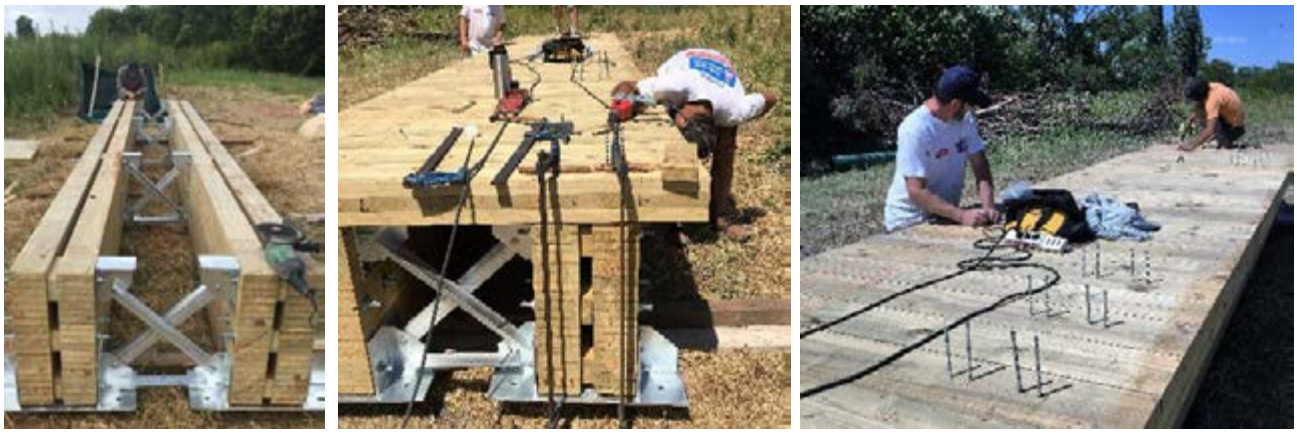


Figura 8: Arriostramiento metálico y unión de paneles CLT y vigas MLE

4.3 Montaje del puente

Una vez construidas las huellas, se izaron de forma independiente utilizando un camión grúa y se colocaron sobre los estribos, siendo el peso de cada huella menor a 2000 Kg. El tiempo de colocación de cada huella fue de 5 minutos. Los herrajes de apoyo se anclaron a los estribos realizando perforaciones y colocando varillas roscada con anclaje químico. La Figura 9 muestra el proceso de colocación de las huellas sobre los estribos de hormigón y el puente puesto en carga.

Figura 9: Colocación del puente y prueba de carga

5. CONCLUSIONES

Se demostró que la madera de pino uruguayo, aunque de propiedades mecánicas bajas, es apta para su uso estructural, incluso en estructuras sometidas a solicitaciones elevadas, como es el caso de los puentes vehiculares, respondiendo a las mismas exigencias normativas en cuanto a cargas que puentes realizados con otros materiales, como pueden ser el hormigón o el acero.

El puente se diseñó en dos huellas de 1,6 x 8 m de longitud, separadas entre ejes a 2,1 m y dejando un hueco libre de 1 m de anchura entre las huellas, permitiendo así el paso de diferentes tipos de vehículos involucrados en las tareas agroforestales.

La gran ventaja del prototipo de puente diseñado es la posibilidad de prefabricación, la modularidad y rapidez de montaje. La ventaja de la ligereza de la madera repercute en la viabilidad de transportar el puente prefabricado sobre un camión-grúa, ahorrando en tiempo y costos de fabricación "in situ". El montaje del puente sobre el arroyo en un predio agrícola de Los Cerrillos (Canelones) se realizó mediante un camión-grúa y el tiempo de colocación de cada huella fue de 5 minutos.

Aunque fue posible la realización del puente a partir de productos de ingeniería de madera producidos en Uruguay, actualmente la industria uruguaya no está desarrollada para la fabricación de estos productos estructurales. Esto implicó un seguimiento y control de cada paso de la cadena de producción de estos productos. Aun así, no siempre fue posible cumplir con los requisitos de fabricación de las normativas internacionales, principalmente en el control de la humedad y temperatura ambiental y en las tareas que dependen de los controles de los operarios de planta. Aunque se considera viable el desarrollo de una industria de estos productos estructurales en Uruguay, a partir de la madera disponible en el país.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo fue posible gracias al desarrollo del proyecto de investigación en curso "Diseño de puentes realizados con madera de procedencia local para el paso de vehículos pesados en el sector agrícola y forestal en Uruguay", financiado por el Fondo de Promoción de Tecnología Agropecuaria (FPTA) del Instituto Nacional de Investigaciones Agronómicas, INIA. Proyecto No. FPTA-306.

Agradecemos, además, a los demás integrantes del proyecto de investigación (Ing. Sebastián Dieste e Ing. Daniela de Souza de RDA Ingeniería, Ing. Antonio Dieste de CyD Ingenieros, MSc. Ing. Agr. Santiago Díaz y Forestal Caja Bancaria), así como a las personas y empresas que hicieron posible el buen desarrollo del proyecto.

REFERENCIAS

[1] Baño V., Moya L., O´Neill H., Cardoso A., Cagno M, Cetrangolo G., Domenech L. Informe Técnico: Documentos Técnicos para la normalización de estructuras y construcción con madera. 2015. Fondo Industrial PR nº: 3823/013. Dirección Nacional de Industria. Ministerio de Industria, Energía y Minería. ISBN: 978-9974-0-1344-5.
[2] EN 338:2016. Estructuras de madera. Clases resistentes. CEN/TC 124
[3] EN 1991-1-1:2006/A1:2010. Eurocódigo 5 - Proyecto de estructuras de madera - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
[4] EN 1995-2:2004).
[5] DNV. Pliego de condiciones de la Dirección Nacional de Vialidad para la construcción de puentes y carreteras. 1989. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Montevideo, Uruguay.
[6] EN 14080:2013. Estructuras de madera. Madera laminada encolada y madera maciza encolada. Requisitos. CEN/TC 124
[7] EN 16351:2015. Estructuras de madera. Madera contralaminada. Requerimientos. CEN/TC 124
[8] pro:Holz. Cross-Laminated Timber Structural Design - Basic design and engineering principles according to Eurocode, 2014
[9] EN 408:2010+A1:2012. Estructuras de madera. Madera structural y madera laminada encolada. Determinación de algunas propiedades físicas y mecáncicas. CEN/TC 124
[10] EN 13183-2:2002. Contenido de humedad de una pieza de madera aserrada. Parte 2: Estimación por el método de la resistencia eléctrica.
[11] EN 384. Madera structural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad. CEN/TC 124

REVALORIZACIÓN DE BLOQUES DE VIVIENDA SOCIAL EN CHILE POR MEDIO DE PANELES DE MADERA

UPGRADING SOCIAL HOUSING BUILDINGS IN CHILE THROUGH TIMBER PANELS

Cristián Schmitt Rivera [(1)] (P)

(1) MSc Prof., Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Arquitectura, Santiago, Chile
Dirección de contacto: cschmitt@uc.cl; (P) Presentador

Código de identificación: T7-24

Resumen

Chile es un país con una importante tradición en edificación en madera, sin embargo, en la actualidad la mayoría de las estructuras utilizan albañilería y hormigón armado. El uso de maderas blandas ha influido en que se considere como un material de baja calidad y no logre consolidarse como un sistema constructivo.

Dentro de las estructuras en madera, los sistemas de paneles Midply y Panel Contralaminado (CLT) resultan relevantes para el contexto chileno debido a su comportamiento sismo resistente de muros arriostrantes. Para establecer la factibilidad de estos sistemas en Chile se analizaron aspectos sociales, técnicos y normativos. Se determinó que ambos sistemas son adecuados para el contexto chileno, pero con algunas condiciones. Para su implementación es necesario mejorar la percepción negativa de los usuarios e incorporar el desempeño sísmico de la madera en la Norma Chilena.

Para analizar sus posibles aplicaciones arquitectónicas se propone ampliar bloques de 4 pisos de vivienda social en Santiago utilizando dichos sistemas. Estos bloques están siendo demolidos para levantar nuevas edificaciones ante la creciente demanda. Una alternativa más sustentable es la reutilización y mejoramiento de los edificios existentes para densificar la agrupación de viviendas.

La ligereza de los paneles Midply o CLT permite libertad del diseño de los departamentos mientras que su alta resistencia a las cargas laterales otorga un apropiado comportamiento sísmico a la estructura. Su combinación con el edificio de hormigón puede considerarse como una estructura unitaria con el mismo periodo de vibración, evitando su colapso.

Palabras clave: sistemas prefabricados; Midply; CLT; ampliaciones en madera; renovación de vivienda colectiva

Abstract

Chile is a country with a long tradition in wood construction. However, nowadays the majority of structures use masonry and reinforced concrete. The use of softwoods has contributed to the misconception of wood being a low-quality material and has hindered its consolidation as a reliable construction system.

Among timber structures, Midply and CLT (Cross Laminated Timber) panel systems become relevant for the Chilean context due to the seismic resistance of their shearwalls. In order to establish the feasibility of these systems in Chile, social, technical, and regulatory aspects were analyzed. These systems were found to be adequate for the Chilean context but with some conditions. In order to implement these systems, it is necessary to change the users' negative perception and to integrate the seismic performance of timber structures into the Chilean code.

To analyze the possible architectural applications in Santiago, we propose to upgrade four-story social housing buildings using these systems. Due to increasing demand, these buildings are currently being torn down to build new ones. A more sustainable alternative is to re-use and upgrade the existing buildings, thus densifying the housing complex.

The lightness of Midply or CLT panels allows for freedom of design, while its high resistance to lateral loads confers an appropriate seismic behaviour to the whole structure. Its combination with the concrete building can be considered as a unitary structure with the same vibration period, avoiding thus its collapse.

Keywords*: prefabricated systems; Midply; CLT; timber expansions; collective dwelling renovation*

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia la madera ha demostrado ser un excelente material para aplicaciones estructurales. Tradicionalmente los elementos de madera han sido utilizados con éxito en la construcción, pero a principios del S. XX regulaciones de prevención de incendios limitaron la altura de las edificaciones de madera en Europa, Norte América y Australia. La madera es un material combustible. Sin embargo, el correcto diseño de los edificios de madera permite cumplir con los requerimientos de resistencia al fuego a través de los métodos de carbonización o encapsulamiento[6]. Recientes modificaciones a las normas de incendios, investigaciones y la aplicación de tecnologías han permitido el desarrollo de nuevos sistemas prefabricados. El uso de madera ha crecido sostenidamente y su utilización en edificios de mediana altura ha confirmado sus atributos de eficiencia energética, excelente aislación y comportamiento sísmico. En países del hemisferio norte es común ver edificios de 5 pisos estructurados de madera y con la aplicación de nuevos sistemas se amplían las posibilidades a estructuras de mayor altura. Utilizando algunos sistemas de madera masiva es posible desarrollar estructuras de hasta 18 pisos y nuevas propuestas apuntan a edificaciones de más altura como una alternativa a un campo reservado exclusivamente a construcciones de acero y hormigón armado.

Chile es un país con una importante tradición en edificación en madera principalmente en viviendas unifamiliares. Estas técnicas de construcción son parte de la herencia traída al país por inmigrantes en el S. XIX y presentan una fuerte influencia del hemisferio norte. Es posible encontrar destacados ejemplos a lo largo de todo el país y casos singulares como edificios de vivienda de 4 pisos en el campamento minero de Sewell o las iglesias de la Isla de Chiloé. Sin embargo, la vivienda conserva una fuerte influencia de la colonización española. Las casas en adobe son una práctica común en zonas rurales y las edificaciones de altura se estructuran en hormigón y albañilería reforzada. Por ejemplo, en el año 2011, un 66% de los muros construidos en el país fue estructurado en hormigón reforzado y albañilería mientras que solo un 12,8% utilizó madera[1].

Chile posee abundantes recursos forestales. La industria forestal representa la segunda actividad económica del país y ha mostrado un crecimiento sustentable desde los años 70. En la actualidad existen 15.4 millones de hectáreas de bosque que representan el 21% de la superficie nacional con una producción de 21.5 millones de metros cúbicos de madera en bruto[2]. Especies de crecimiento rápido como pino radiata (*Pinus radiata* D. Don) y eucaliptus (*Eucalyptus globulus* Labill.) han sido introducidas desde los Estados Unidos y Australia. Estas maderas blandas hoy representan la base de la economía forestal donde el 77% del total de la producción corresponde a pino radiata. El uso masivo de estas maderas blandas ha influido en que sea considerada como un material de construcción de baja calidad.

La madera no ha logrado consolidarse como un material para la construcción. Solo 18% de la vivienda en el país se construye en madera y es principalmente usada en vivienda de 1 o 2 pisos[1]. Esta proporción es baja comparada con los Estados Unidos o Canadá, donde el uso de la madera alcanza a más del 80% de las construcciones. Sin embargo, otros países como el Reino Unido, Austria, Suiza y Alemania presentan un porcentaje de construcción en madera similar al de Chile y nuevos sistemas en madera están siendo utilizados exitosamente en estructuras de 6 y 7 pisos de altura. Esto sienta un precedente importante para la aplicación de esos sistemas en el contexto chileno. Las edificaciones de mediana altura representan una oportunidad única para estas nuevas tecnologías como una alternativa a las estructuras tradicionales.

[6] El método de carbonización se basa en el sobredimensionamiento de los elementos para proveer una capa adicional de madera que se carboniza y aísla al elemento constructivo. El método de encapsulamiento protege los elementos de madera con capas de materiales resistentes al fuego.

2. LOS SISTEMAS DE PANELES DE MADERA MIDPLY Y CLT

Es posible clasificar los sistemas constructivos en madera de acuerdo a sus características generales y comportamiento estructural. Dentro de esta configuración los sistemas de paneles destacan debido a su configuración de muro arriostrante con un comportamiento sismo resistente. Los elementos estructurales logran este comportamiento a través del uso de madera masiva o paneles de marco de madera con placa rígida. Los sistemas de paneles de madera masiva se utilizan íntegramente como muros arriostrantes y diafragmas rígidos que soportan las cargas sísmicas, mientras que los sistemas de marco incluyen planchas de terciado o tableros OSB que actúan en combinación con las soleras y pies derechos para crear el mismo efecto. Hasta la fecha únicamente dos de estos sistemas han sido evaluados sísmicamente en prototipos estructurales de 6 y 7 pisos a escala real con resultados exitosos: los sistemas Midply y Panel Contralaminado (CLT).

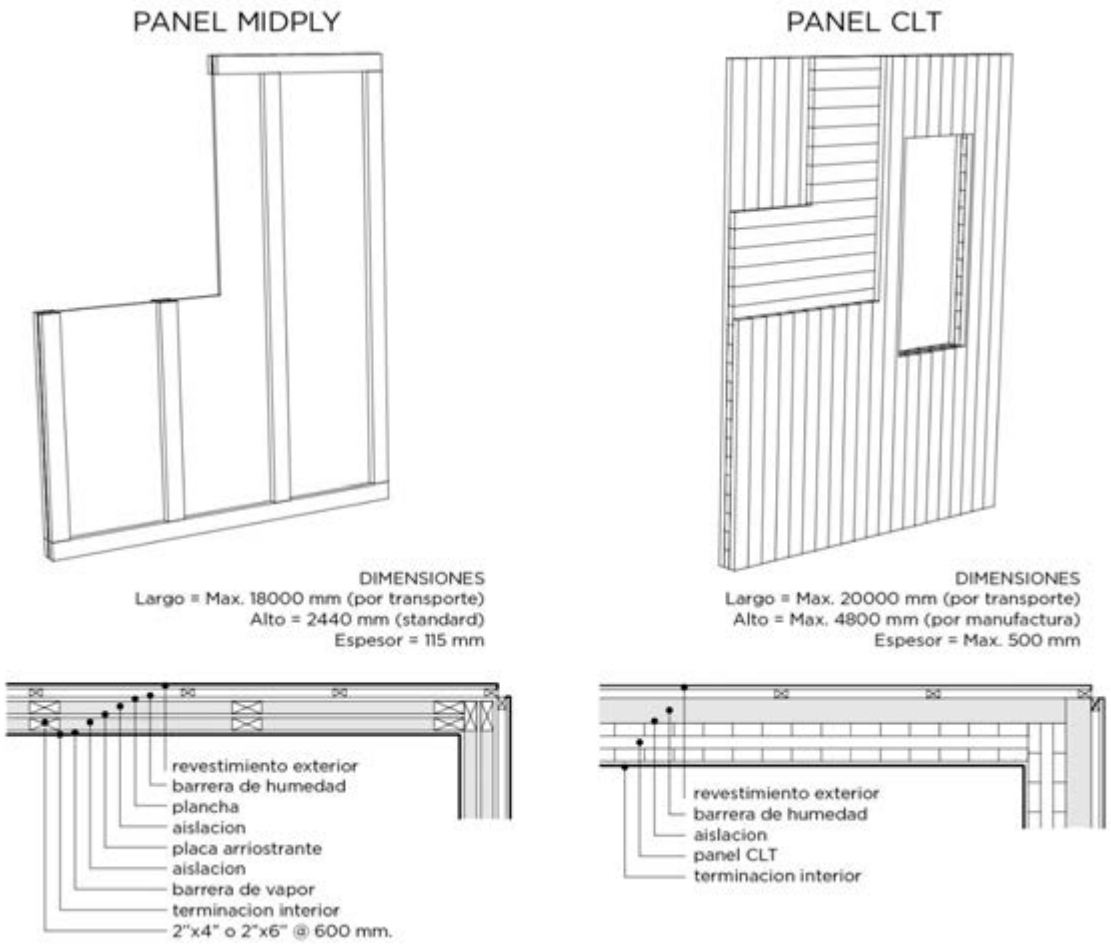


Figura 1: Características generales y detalle constructivo de muro envolvente de paneles Midply y CLT.

El sistema Midply consiste en una variación del sistema de marcos de madera en plataforma[7] para lograr una mayor resistencia a las cargas laterales. El panel Midply utiliza el mismo principio de los muros arriostrantes convencional pero con un reordenamiento de sus elementos. Este tipo de muro normalmente consiste en un marco de piezas 2" x 4" o 2" x 6" de soleras y pies derechos espaciados a 400 mm. con una placa rígida fija a una cara del panel. En el caso del panel Midply la placa

[7] El sistema de plataforma se caracteriza por los entramados o paneles de muros que tienen la altura de un piso.

arriostrante se ubica al centro del panel con piezas 2" x 3" o 2" x 4" por ambos lados del panel y un espaciamiento de 600 mm. entre pies derechos. Esto genera conexiones con un doble esfuerzo de corte que proporciona una resistencia lateral adicional al panel[3]. De acuerdo a evaluaciones desarrolladas en Canadá la resistencia a cargas laterales de los paneles Midply es 3 veces mayor que un panel arriostrante convencional[4].

En general, el diseño estructural para los edificios que utilizan el sistema Midply no varía significativamente respecto a un edificio de marcos en plataforma. La capacidad de carga vertical de los paneles es la misma de un panel convencional, pero su alta resistencia a los esfuerzos laterales constituye un mejoramiento del sistema de plataforma para zonas sísmicas. Su aplicación no pretende ser utilizado en la totalidad del edificio, sino que está orientada a zonas con altas cargas laterales o donde la longitud de los muros está restringida por el diseño. La principal restricción del sistema es la continuidad estructural del muro hasta la base del edificio para asegurar el comportamiento arriostrante ante las cargas laterales. Para los paneles de piso se puede considerar envigados de 2" x 8" para luces de hasta 3 metros o vigas I-joist para luces mayores.

En la actualidad los muros Midply están siendo desarrollados en British Columbia, Canadá para lograr estructuras de 6 pisos o 18 metros de altura que no cumplirían con los requerimientos sísmicos utilizando los sistemas tradicionales.

El sistema de madera masiva CLT se compone de capas de piezas de madera encoladas orientadas a 90º para aumentar su rigidez y estabilidad de forma similar a lo que ocurre con el contrachapado en una plancha de terciado. Los muros se componen de 3 a 9 capas de madera cepillada laminada con unión finger-joint. Las capas normalmente se disponen en cantidades impares para mantener la simetría del componente mientras que el espesor de los paneles varía según los estándares de manufactura. Los productores europeos desarrollan capas entre 19mm a 40mm de espesor mientras que los norteamericanos mayormente utilizan listones 2" x 4" con un espesor de 38 mm[5].

El comportamiento estructural de los sistemas de madera masiva es más similar a las estructuras de hormigón que a las de marco de madera debido a la rigidez de sus componentes[6]. Los paneles presentan una alta resistencia a los esfuerzos de corte y buena respuesta a los esfuerzos de flexión. Sin embargo, se precisa de consideraciones especiales en el caso de los conectores para asegurar la correcta relación entre los componentes. En general, las uniones entre paneles se realizan utilizando autoperforantes, pero en el caso de zonas sísmicas es necesario utilizar fijaciones de placa de acero.

En edificios de mediana altura se puede especificar paneles de muro 3 capas para los 3 pisos superiores, mientras que para los pisos inferiores se debe considerar 5 capas. Asimismo, paneles de piso de 5 capas cumplen con los requerimientos para luces de 5 metros. En la mayoría de los casos los paneles de 7 capas no son viables debido al alto costo asociado.

Este sistema se ha desarrollado a partir de los años 90 en Europa y es el caso más importante de paneles de madera masiva en dicho continente. En la actualidad es posible encontrar más de 15 plantas donde Austria es el caso más importante con una producción de más de 76.000 m3 por año como el mayor productor a escala global[7].

3. FACTIBILIDAD EN EL CONTEXTO CHILENO

Para establecer la factibilidad de estos sistemas en Chile se consideran aspectos sociales, técnicos y normativos. Luego de analizar la factibilidad de mercado (percepción de los usuarios), disponibilidad de recursos (industria forestal y recursos de madera), factibilidad de manufactura (fabricación de elementos prefabricados), desempeño estructural (dimensionamiento de muros y losas y comportamiento sísmico) y normas constructivas (NCh433 Diseño sísmico de edificios; NCh1198 Madera-Construcción en Madera-Cálculo; y Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones) se determinó que ambos sistemas son adecuados para el contexto chileno pero con algunas condiciones.

Es necesario desarrollar estrategias para modificar la percepción negativa de los usuarios respecto a la vivienda en madera. De acuerdo a estudios de mercado, los usuarios poseen arraigados prejuicios en contra del uso de madera en la construcción. A pesar de que destacan su flexibilidad para las renovaciones y ampliaciones, existe una preferencia por los sistemas masivos como la albañilería. Sin embargo, solo 6% de los usuarios argumenta la resistencia de las estructuras de madera como una preocupación. La madera se relaciona con un material combustible (43%) y que es susceptible al ataque de agentes bióticos (36%) [8].

Estos sistemas prefabricados son factibles de manufacturar localmente y su aplicación podría mejorar la calidad de los productos y disminuir costos de construcción. Sin embargo, los paneles prefabricados deben ser ajustados a las posibilidades de manufactura local. Es necesario investigar la aplicación, en los paneles, de pino radiata como principal producto forestal. El pino radiata posee una baja resistencia a la compresión perpendicular a la veta. En los sistemas de marco, las soleras ubicadas en las plantas bajas de los edificios de mediana altura pueden colapsar ante las altas cargas de compresión. Sin embargo, el pino radiata podría ser apto para la construcción de paneles CLT porque estos paneles presentan bajos esfuerzos de flexión[8] [9]. Para los paneles de madera masiva se recomienda considerar la manufactura según las dimensiones nominales de los listones 2" x 4" (42mm x 90mm) resultando en paneles de 135mm (3 capas) y 210mm (5 capas). Sin embargo, el desarrollo de la producción de paneles Midply requiere una menor inversión inicial ya que el sistema usa los mismos componentes del sistema tradicional de marco de madera. Asimismo, la cantidad de madera utilizada es un tercio de la de los paneles masivos.

La resistencia al fuego de los elementos de construcción detallada en la ordenanza de construcción nacional posee requerimientos similares a los estándares norteamericanos. Sin embargo, difiere en que no distingue entre estructuras combustibles y no combustibles por lo que no exige el uso de sistemas de sprinklers para las estructuras de madera. Según el Listado Oficial de Comportamiento al Fuego de Elementos y componentes de la Construcción del MINVU a un panel CLT de 3 capas se le puede asignar una resistencia al fuego de 60 minutos mientras que uno de 5 capas una resistencia de 90 minutos[10]. Estos valores cumplen para la mayoría de los elementos de un edificio residencial de 5 pisos. En el caso de muros cortafuegos, cajas de escaleras o estructuras de más pisos se puede lograr la resistencia necesaria encapsulando los elementos Midply o CLT con planchas de yeso-cartón o fibrocemento.

Por otra parte, el comportamiento térmico requerido por la norma es notoriamente menos exigente que el especificado por otros códigos del hemisferio norte. En este caso ambos sistemas cumplen con los requerimientos nacionales. La principal diferencia consiste en la ubicación de la aislación en los muros: en los sistemas de marco la aislación se ubica dentro del mismo mientras que en los sistemas de madera masiva normalmente se aplica en la cara exterior del panel. Normalmente los paneles CLT poseen un mejor comportamiento debido a que la masividad y propiedades aislantes de la madera proveen un adecuado comportamiento térmico por lo que no siempre se necesita aislación adicional.

[8] Los sistemas de paneles CLT poseen un esfuerzo de flexión máximo de alrededor 5 N/mm^2.

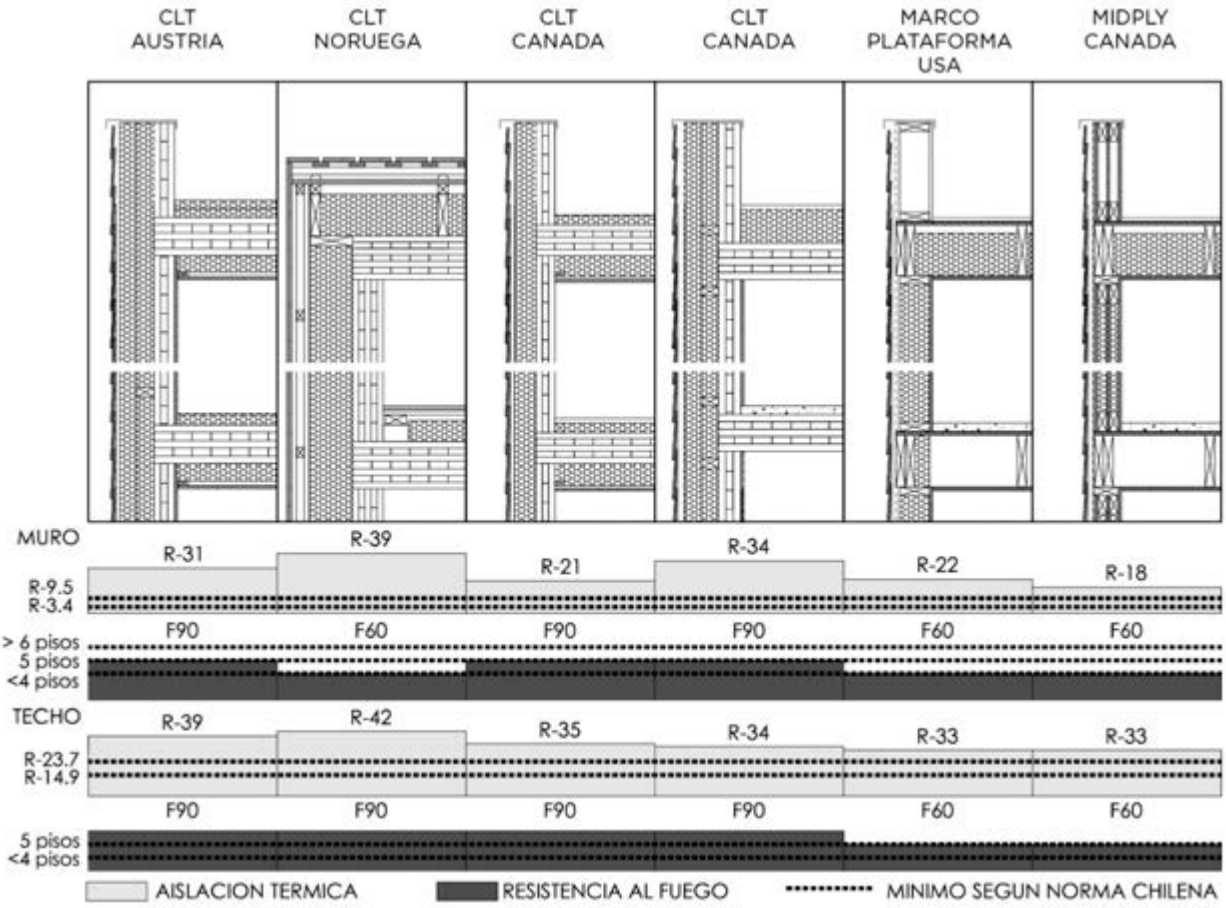


Figura 2: Comparación de cortes de detalle y desempeño de envolvente entre soluciones de paneles CLT, Midply y sistema de marco plataforma. La Resistencia Térmica R (h·ft²·°F/Btu) representa la aislación térmica del elemento constructivo y depende de la conductividad y espesor de los materiales de construcción utilizados. La resistencia al fuego F define el tiempo mínimo en minutos en que el elemento constructivo debe permanecer funcional al ser expuesto al fuego.

A pesar de que estos sistemas han sido implementados en zonas sísmicas, su comportamiento estructural no cumple con los requerimientos de la norma para desplazamientos entre pisos ante cargas sísmicas. Esto se debe a que el principio estructural de la construcción en madera posee una alta resistencia comparada a su peso, por lo tanto, los edificios en madera tienden a ser más livianos que otras tipologías. La ligereza de las estructuras en madera reduce las cargas sísmicas y los edificios poseen más flexibilidad ante los sismos que otras estructuras como hormigón o albañilería. En la actualidad la norma de diseño sísmico está enfocada en estructuras de hormigón y es necesario que se estudie y considere la flexibilidad y disipación de energía propias de las estructuras de madera para permitir la incorporación de sistemas como Midply y CLT.

Estos sistemas de madera también pueden ser utilizados para ampliar estructuras existentes. En el año 2012 se realizó una ampliación de 3 pisos al Hotel Terme Čatež en Eslovenia utilizando paneles de CLT. La estructura existente de 4 pisos consistía en albañilería con refuerzos y losas de hormigón armado. La masa del nuevo edificio solo aumentó en un 10% mientras que las fuerzas originadas por esfuerzos sísmicos aumentaron en un 6% después de la ampliación[11].

A partir de esta obra, se ha estudiado el comportamiento de ampliaciones a estructuras existentes por medio de modelos matemáticos y pruebas en mesas vibratorias de modelos escala 1:2. El análisis demostró que las ampliaciones de marcos de madera y de acero son muy flexibles comparadas con la estructura existente de hormigón y puede ocasionar un “efecto de látigo”. Ante esfuerzos sísmicos se

pueden originar desplazamientos horizontales excesivos en los pisos superiores y la estructura de ampliación parcialmente vibra en sentido opuesto a la estructura existente[12].

Esta deformación no presentó problemas cuando se utilizó paneles de CLT. Este sistema es ligero pero rígido, puede disipar la energía a través de los conectores utilizados y transferir los esfuerzos sísmicos a la estructura original. El desempeño de las ampliaciones en CLT es considerablemente mejor a las de estructuras de acero considerando las transferencias de cargas, diferencias en la rigidez, efecto látigo y velocidad de construcción. Sin embargo se produce un aumento en los esfuerzos sísmicos que debe ser considerado en el diseño[13].

Figura 3: Comportamiento sísmico de ampliaciones utilizando sistema de marco tradicional y sistema de paneles de madera.

4. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA

Para analizar las posibles aplicaciones arquitectónicas de estos sistemas se propone ampliar bloques de 4 pisos de vivienda social en Santiago utilizando paneles de madera. Los bloques lineales de viviendas de 4 pisos han sido ampliamente desarrollados en grandes áreas de la ciudad. La densificación de la ciudad, aumento de la demanda y su ubicación privilegiada ha llevado a demoler algunos de estos bloques para levantar nuevas edificaciones. Una práctica sustentable en nuestras ciudades y alternativa a la demolición es la reutilización y mejoramiento de los edificios existentes para adaptarse a nuevos requerimientos.

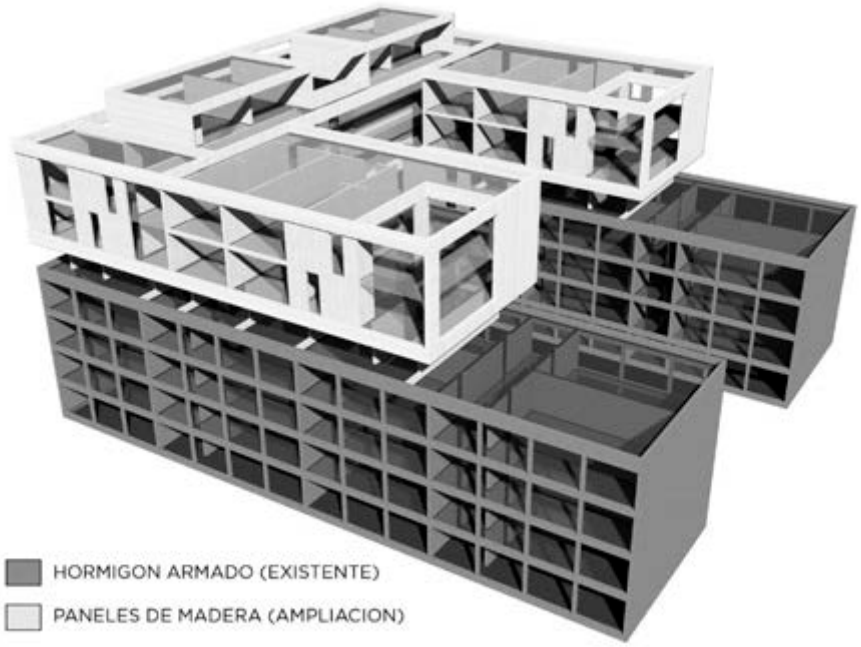


Figura 4: Sistema constructivo y materialidad de la estructura existente y de la ampliación propuesta.

Las condiciones para el mejoramiento de los bloques y su entorno quedan definidas a partir de los problemas de su condición actual. Los bloques lineales de viviendas corresponden a un modelo repetible con una distribución simétrica de departamentos que no responde a su contexto ni orientación solar. Se propone densificar la agrupación de viviendas e incorporar unidades de más dormitorios maximizando las posibilidades del sitio por medio de la conexión de los edificios existentes. Las nuevas fachadas del edificio responden a la orientación solar por medio de celosías fijas y móviles como elementos de control.

Figura 5: La ampliación propuesta en el contexto urbano.

La ligereza de la estructura de madera no requiere replicar exactamente la distribución en planta en los nuevos pisos. Esto permite flexibilidad y diversidad en el diseño de los departamentos. La utilización de un sistema prefabricado de rápida instalación representa un mínimo impacto para los residentes del barrio.

Los paneles Midply y CLT cumplen con estos requerimientos de ligereza a la vez que poseen una alta resistencia a las cargas laterales y una rigidez más cercana a las estructuras de hormigón. El desempeño de ampliaciones sobre estructuras de hormigón armado que utilizan sistemas de paneles de madera Midply y CLT es mejor al de ampliaciones en acero o de marco de madera tradicional. El comportamiento estructural de estos paneles evita desplazamientos horizontales excesivos, la aparición del “efecto látigo” y permite un apropiado comportamiento sísmico del edificio en su totalidad. Estos sistemas estructurales combinados expanden las posibilidades arquitectónicas para el desarrollo de una tipología que reutiliza los edificios existentes y se adapta a la densificación de la ciudad.

5. CONCLUSIONES

La evaluación de la factibilidad del uso de paneles de madera en Chile requiere de un enfoque multidisciplinar. Por medio de consideraciones sociales, técnicas y normativas se pudo determinar que los sistemas de paneles de madera Midply y CLT son adecuados para el contexto chileno pero con algunas condiciones para que su aplicación sea factible. En términos generales se requiere investigar sobre la utilización de coníferas como pino radiata en sistemas de paneles de madera y buscar mecanismos para mejorar la impresión de los usuarios sobre las viviendas de madera. La condición más relevante para la aplicación de estos sistemas en edificaciones de mediana altura se refiere a la necesidad de normativas específicas para el desempeño sísmico integral de estructuras de madera.

El caso de estudio donde se propone ampliar bloques de 4 pisos de vivienda social en Santiago demostró que el contexto chileno ofrece novedosas oportunidades de diseño de edificios con estructuras de

paneles de madera. Gracias a la flexibilidad, ligereza y alta resistencia al esfuerzo de corte, estos sistemas son adecuados para la alta actividad sísmica de Chile y para la expansión de estructuras existentes. Para continuar con el desarrollo de este proyecto se requiere de investigaciones adicionales que consideren: evaluar la estructura existente y estado de redes de servicio de los bloques de vivienda; estudiar el mejoramiento térmico de estos edificios; evaluar la factibilidad legal y regulatoria del proyecto; desarrollar un modelo de intervención social que permita trabajar este proyecto en conjunto con los vecinos; realizar un análisis detallado de costos y desarrollar un modelo de negocios.

REFERENCIAS

[1] Instituto Nacional de Estadísticas, "Edificación, Informe Anual 2010," Instituto Nacional de Estadísticas; Subdirección de Operaciones, Subdepartamento Estadísticas Sectoriales, Santiago, Chile, (2011) 58.
[2] Fritz, A., "Manual La Construcción de Viviendas en madera", Centro de Transferencia Tecnológica de la Corporación Chilena de la Madera, Santiago, Chile, (2004) 14.
[3] Karacabeyli E. Stiemer S y Ni C., "Midply Shearwall System," presentado en 2001 Structures Congress and Exposition, Washington, D.C., U.S.A., (2001), 2-3.
[4] Ni, C., Popovski M., Karacabeyli, E., Varoglu E. y Stiemer S., "Midply Wood Shearwall System: Concept, Performance and Code Implementation," FPInnovations, Forintek Division, Vancouver, BC, Canada, (2007) 5.
[5] FPInnovations, "CLT - Introduction to Cross-Laminated Timber," in *CLT Handbook Cross-Laminated Timber*, S. Gagnon and C. Pirvu, Eds. Quebec, QC, Canada: FPInnovations, (2011) 3.
[6] Malczyk, R., "Cross-Laminated Timber in British Columbia," presentado en Cross Laminated Timber Symposium, Vancouver, BC, Canada, (2011).
[7] Schickhofer, G., "CLT-European Experiences," presentado en Cross Laminated Timber Symposium, Vancouver, BC, Canada, (2011).
[8] Collect, "Informe Estudio cualitativo, Madera como material constructivo," CIDM - PUC (CORMA), Chile, (2008).
[9] Chapman, J., "John Chapman en la FAU 2011," Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Chile, (2011).
[10] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, "Listado Oficial de Comportamiento al Fuego de Elementos y componentes de la Construcción del Ministerio de Vivienda y Urbanismo". Chile, (2014) 9.
[11] Sustersic, I., Dujic, B. & Gostic, S. "Timber Upgrade of Structures on Seismically Active Areas", (2010).
[12] Jancar, J. & Dujic, B. "Seismic Analysis of Existing Buildings with Different Construction Upgrades", (2010).
[13] Jancar, J., Dujic, B. & Premrov, M. "Seismic Response of Buildings Upgraded With The X-Lam Timber Superstructure", (2012).

EFEITO DA VAPORIZAÇÃO DE TORAS NA DURABILIDADE DOS LENHOS JUVENIL E ADULTO DE *HEVEA BRASILIENSIS*

EFFECT OF LOGS STEAMING ON BIOLOGICAL DURABILITY OF JUVENILE AND MATURE WOOD FROM *HEVEA BRASILIENSIS*

Paula L. M. Rodrigues [(1)], Elias T. D. Severo [(2)], Fred W. Calonego [(3)], Melany M. A. Pelozzi [(4)], Aline F. de Brito [(5)], Djanira R. Negrão [(6)]

(1) Mestre em Ciência Florestal, UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(2) Prof. Dr., UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(3) Pós Dr., UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(4) Mestre em Ciência Florestal, UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(5) Doutoranda em Agronomia, UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(6) Dr. em Ciências, USP, Centro de Energia Nuclear na Agricultura, Piracicaba, Brasil.
Endereço de contato: paulaucia@outlook.com

Código de identificação: T8-02

Resumo

A *Hevea brasiliensis* (seringueira) é plantada em muitos países para a produção de látex. Entretanto, a produção dessa matéria-prima apresenta declínio após 25-30 anos e a madeira dessa espécie fica disponível. Essa madeira possui alta proporção de lenhos juvenil e adulto, baixa durabilidade natural aos organismos xilófagos e altos níveis de tensões de crescimento. A vaporização de toras é uma solução para esse problema. Porém, esse tratamento altera as propriedades químicas e a durabilidade do material. Assim, este estudo teve como objetivo avaliar o efeito da vaporização de toras na resistência dos lenhos juvenil e adulto de *H. brasiliensis* ao fungo *Pycnoporus sanguineus*. Para tanto, metade das toras provenientes de 5 árvores de *H. brasiliensis,* com 53 anos de idade, foram vaporizadas a 90ºC por 36 h. Todas as tábuas foram processadas mecanicamente, secas até 10% de umidade e aplainadas com 50 mm de espessura. Posteriormente, corpos-de-prova com 25 por 25 por 9 mm (direções tangencial, radial e longitudinal) foram produzidos a partir de 15 mm da medula (lenho Juvenil) e próximo a periferia do fuste (lenho adulto) para o ensaio do tipo *soil block* de resistência ao fungo de podridão branca *P. sanguineus*. Os resultados mostraram que: (1) a resistência natural dos lenhos juvenil e adulto de *H. brasiliensis* ao fungo *P. sanguineus* não apresentam diferença significativa; e (2) a vaporização de toras aumenta a perda de massa da madeira estudada em até 23,4% durante o ensaio com o fungo xilófago.

Palavras chave: madeira vaporizada; Seringueira; *P. sanguineus*; apodrecimento da madeira

Abstract

Hevea brasiliensis (rubber tree) is planted in many countries for the production of latex. However, after 25-30 years, a decline in latex production makes further tapping of the trees uneconomical. This wood presents high proportions of juvenile and mature woods, low biological durability to xylophage's organisms and high levels of growth stress. The steaming logs is solves to these problems. However, this thermal treatment changes the chemical properties and the decay resistance. The objective of this study was to evaluate the effect of log steaming on decay resistance of juvenile and mature woods from H.brasiliensis to fungus Pycnoporus sanguineus. Half of the logs of 5 trees from 53-year-old H. brasiliensis were kept in their original condition, and the other half were steamed at 90°C for 36 h. Later, the logs were cut into flat saw boards, drying at 10% moisture content and planned to thickness 50-mm. Samples measured 25 x 25 x 9 mm (tangential, radial, and longitudinal direction, respectively) were cut approximately 15 mm from the pith (juvenile wood) and near from the bark (mature wood). The soil block test was performed to evaluate decay resistance to white-rot fungus P. sanguineus. The results showed that: (1) the decay resistance of juvenile and mature woods from H. brasiliensis to fungus P. sanguineus do not presented significant differences; and (2) the steaming logs increases the weight loss of wood by up to 23.4% after rot fungus tests.

***Keywords**: steamed wood; rubber tree; P. sanguineus; decay of wood*

1. INTRODUÇÃO

H. brasiliensis é uma árvore nativa do Brasil e 90% do reflorestamento com a espécie é plantado em diversos países asiáticos para a produção de látex [1]. No Brasil, a área de reflorestamento comercial com seringueira é de 229.059 ha [2]. Uma grande parte desses plantios está no estado de São Paulo e foram plantados com incentivos fiscais do governo federal na década de 1970 [3]. Entretanto, após 25-30 anos, há um declínio na produção de látex. A madeira de seringueira tem aspectos favoráveis devido a sua cor clara e apresenta-se como boa substituta para muitas espécies [1, 4].

As variações nas propriedades da madeira ocorrem devido a uma série de fatores, tais como: espécie, silvicultura, e principalmente anatomia da madeira. O lenho juvenil é madeira formada próximo ao centro da árvore, e apresenta-se na forma de um cilindro com diâmetro quase uniforme disposto desde a base até o topo do fuste [5, 6, 7]. Ele difere do lenho adulto por uma série de propriedades, incluindo: propriedades químicas, comprimento de fibras, densidade e estabilidade dimensional [7, 8, 9].

O comprimento das fibras no lenho juvenil obtido de árvores de *H. brasiliensis* com 50 anos de idade é 1,26 mm, enquanto que no lenho adulto, é de 1,51 mm. A caracterização anatômica desta espécie mostrou que o lenho juvenil está compreendido entre 40 e 55 mm a partir da medula [10].

Entretanto, os principais problemas quanto ao uso da madeira de *H. brasiliensis*, refere-se aos altos níveis de tensões de crescimento [11] e a rápida degradação biológica e a alta susceptibilidade aos fungos e insetos após o corte [9, 12].

Em estudo realizado por Severo *et al.* [9], ficou constatado que os lenhos juvenil e adulto dessa espécie quando expostos ao fungo de podridão branca *P. sanguineus* apresentaram perda de massa estatisticamente iguais, respectivamente de 37,24% e 40,78%. Quando os respectivos tipos de lenho foram expostos ao fungo de podridão parda *Gloeophyllum trabeum* apresentam perda de massa de 29,26% e 27,56%

A vaporização é uma técnica usada para uma grande variedade de propósitos, principalmente reduzir os níveis de tensões de crescimento e os defeitos durante o processamento primário da madeira [13, 14]. Contudo, o aquecimento da madeira em altas temperaturas causa a degradação das hemiceluloses e da região amorfa da celulose, modificando as propriedades originais da madeira, especialmente quando exposta sob alta umidade e vapor saturado [15].

Doi *et al.* [16] concluíram que a madeira de *Larix leptolepis* submetida a 120°C apresenta um decréscimo na resistência ao fungo apodrecedor *Fomitopsis palustris*, as temperaturas de até 120ºC promovem a degradação das hemiceluloses e a geração de compostos de baixo peso molecular (fragmentos de açúcares), os quais são altamente atrativos aos fungos e somente temperaturas superiores são capazes de reticular esses compostos com a lignina e aumentar a resistência da madeira aos agentes xilófagos.

Assim, o presente estudo teve como objetivo avaliar o efeito da vaporização de toras na resistência dos lenhos juvenil e adulto de *H. brasiliensis* ao fungo *P. sanguineus*.

2. MATERIAL E MÉTODOS

No presente estudo foi utilizada madeira proveniente de árvores de *H. brasiliensis* com 53 anos de idade, da fazenda Água Milagrosa, localizada em Tabapuã-SP, Brasil.

2.1 Coleta e preparo do material

Cinco árvores foram aleatoriamente selecionadas de um talhão com 9,93 ha. Após o abate, as árvores foram traçadas em toras com 3,0 m de comprimento. A primeira tora de cada árvore com 34,6±4,4 cm de diâmetro foi utilizada no estudo.

A vaporização foi aplicada em uma parte de cada tora, e a outra parte das toras foi mantida em seu estado original (controle). As toras foram vaporizadas a 90ºC e 100% de umidade relativa por 36 horas em um vaporizador que estava equipado com uma estufa elétrica com pressão de operação de 8 kgf cm^{-2}.

Todas as toras (controle e vaporizadas) foram processadas mecanicamente em serra de fita dupla. Posteriormente, as tábuas centrais, perfeitamente orientadas aos anéis de crescimento, com 50 mm de espessura, foram secas de 75,7% a 10,0% de umidade numa estufa de secagem com capacidade de 2,5 m^3 de madeira.

2.2 Determinação das propriedades físico-mecânicas da madeira

Corpos-de-prova com 25 x 25 x 9 mm, com a menor dimensão na direção longitudinal à grã, foram produzidos a partir de 15 mm da medula (lenho Juvenil) e próximo a periferia do fuste (lenho adulto), conforme preconiza a norma ASTM D-2017 [17].

Embora a norma técnica requeira somente 6 corpos-de-prova para caracterizar a resistência biológica da madeira, foram usados 15 corpos-de-prova obtidos de 5 tábuas para caracterizar cada tratamento (controle e vaporizado), tanto para o lenho juvenil quanto para o adulto, totalizando 60 corpos-de-prova.

A madeira foi seca a 103±2ºC, até atingirem massa constante. A massa seca de cada corpo-de-prova foi determinada tanto antes quanto após os ensaios de apodrecimento acelerado, conforme preconiza a norma ASTM D-1413 [18]. Os corpos-de-prova foram colocados nos frascos, com a face transversal voltada para cima do alimentador. Os micélios do fungo *P. sanguineus* foram incubados em cada um dos frascos e permaneceram acomodados numa estufa do tipo B.O.D., no escuro a 26,7±1ºC e 70±4% de umidade relativa por 12 semanas.

A percentagem de perda de massa de cada corpo-de-prova foi calculada para permitir mensurar a susceptibilidade da madeira ao apodrecimento ou, inversamente, a resistência ao apodrecimento dos lenhos juvenil e adulto das madeiras controle e das provenientes de toras vaporizadas de *H. brasiliensis*.

Posteriormente, através do programa Sigmastat 2.0, foi realizada análise de variância em blocos ao acaso com 5% de significância levando em consideração o tipo de lenho (juvenil e adulto) e o tratamento (controle e vaporizado).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Conforme proposto no presente estudo, o efeito da vaporização de toras na durabilidade biológica dos lenhos juvenil e adulto de *H. brasiliensis* ao fungo de podridão branca *P. sanguineus* é mostrado na Tabela 1.

Tabela 1: Efeito da vaporização de toras na resistência dos lenhos juvenil e adulto de *H.brasiliensis* ao fungo *P. sanguineus*.

Tratamentos	Lenho Juvenil (L.J.)			Lenho Adulto (L.A.)			Redução ou (Aumento) (%)
	N	C.V.	PM (%)	N	C.V.	PM (%)	
Controle	15	21,4	37,32	15	18,9	33,20	11,0 ^{NS}
Toras Vaporizadas	15	15,4	39,97	15	11,7	40,98	(2,5) ^{NS}
Redução ou (Aumento) (%)			7,1 *			23,4 *	

sendo: N – número de repetições; C.V. – coeficiente de variação,%; PM – perda de massa, %; * - denota diferença significativa pelo teste F a 5% de significância entre os tipos de lenhos e os tratamentos; ^{NS} denota diferença não significativa.

As perdas de massas ocasionadas pelo fungo de podridão branca *P. sanguineus* foram significativamente iguais, e na ordem de 37,32% e 33,20%, para os respectivos lenhos juvenil e adulto de madeira de *H. brasiliensis* sem tratamento. Segundo a norma ASTM D-2017 [17] a madeira de *H. brasiliensis* pode ser classificada como de resistência moderada ao apodrecimento, pois apresenta perda de massa entre 25% e 44%. Resultados semelhantes foram encontrados por Severo *et al.* [9], os quais concluíram que a madeira dessa espécie sem tratamento quando exposta ao *P. sanguineus* apresentou perda de massa de até 40,78%.

Verifica-se que a vaporização de toras a 90ºC por 36 horas aumenta a perda de massa dos corpos-de-prova dos lenhos juvenil e adulto, respectivamente em 7,1% e 23,4%, durante o ensaio com o fungo xilófago.

Esses resultados são coerentes com a afirmação de Doi *et al.* [16], que caracterizaram a resistência biológica da madeira de *L. leptolepis* e concluíram que a temperatura de 130ºC é a condição mínima para que o tratamento térmico promova melhora na resistência da madeira ao fungo *F. palustris*. Segundo os autores, as temperaturas de até 120ºC degradam as hemiceluloses e a geram fragmentos de açucares, que são atrativos aos fungos. Somente temperaturas superiores são capazes de reticular esses compostos com a lignina e aumentar a resistência da madeira aos agentes xilófagos.

4. CONCLUSÕES

Verificando o efeito da vaporização de toras na resistência dos lenhos juvenil e adulto de *H. brasiliensis* ao fungo *P. sanguineus,* conclui-se que: (1) a resistência natural dos lenhos juvenil e adulto da espécie estudada ao fungo de podridão branca não apresentam diferença significativa; e (2) a vaporização de toras aumenta a perda de massa da madeira estudada em até 23,4% durante o ensaio com o fungo xilófago.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), Brasil, pelo suporte financeiro através do processo 2010/04164-0.

REFERÊNCIAS

[1] Zhao, Y. 'Promotion of rubberwood processing technology in the Asia-Pacific region', In *Proceedings of ITTO/CFC International Rubberwood Workshop*, Haikou. (2008) 141p.
[2] IBÁ, 'Brazilian tree industry', *Pöyry Consultoria em Gestão e Negócios Ltda*., Brasília/São Paulo. (2015), 77p.
[3] Furtado, E. L. 'Doença das folhas e do caule', In: Alvarenga A. P., Carmo C. A. F. S. *Seringueira*. Epamig, Viçosa. (2008) 499-535.
[4] Ratnasingam, J. and Ioras, F. 'Effect of heat treatment on the machining and other properties of rubberwood', *European Journal of Wood and Wood Product* **70** (2012) 759-761.
[5] Zobel, B.J. and Van Buijtenen, J.P. 'Wood variation: its causes and control', *Springer-Verlag*, New York. (1989) 363p.
[6] Zobel, B.J. and Sprague, J.R. 'Juvenile wood in forest trees', Springer-Verlag, Berlin Heidelberg. (1998) 300p.
[7] Bao, F. C., Jiang, Z. H., Jiang, X. M., Lu, X. X., Luo, X. Q. and Zhang, S. Y., 'Differences in wood properties between juvenile wood and mature wood in 10 species grown in China', *Wood Sci Technol* **35** (2001) 363-375.
[8] Severo, E. T. D, Oliveira, E. F., Sansígolo, C. A., Rocha, C. D. and Calonego, F. W. 'Properties of juvenile and mature woods of *Hevea brasiliensis* untapped and with tapping panels'. *Eur J Wood Wood Prod* **71** (2013) 815-818.
[9] Severo, E. T. D., Calonego, F. W., Sansígolo, C. A. and Bond, B. 'Changes in the chemical composition and decay resistance of thermally-modified *Hevea brasiliensis* wood', Plos One 11:e0151353, (2016).

[10] Ferreira, A. L., Severo, E. T. D., Calonego, F. W., 'Determination of fiber length and juvenile and mature wood zones from *Hevea brasiliensis* trees grown in Brazil', *Eur J Wood Wood Prod* **69** (2011) 659-662.
[11] Lim, S. C. and Sulaiman, A., 'Structure and characteristics of rubberwood', *Forestry Research Institute Malaysia* **3** (39) (1999) 17-26.
[12] Zhou, Y.; Jiang, M.; Gal, R.; Li, X., 'Rubberwood processing manual: demonstration of rubberwood processing technology and promotion of sustainable development in China and other Asia countries', CFC/ITTO/72 PD103/01 Rev.4 (I), Beijing. (2007).
[13] Severo, E. T. D., Calonego, F. W. and Matos, C. A. O., 'Lumber quality of *Eucalyptus grandis* as a function of diametrical position and log steaming', *Bioresource Technology*, **101**(7) (2010) 2545-2548.
[14] Pelozzi, M. M. A., Severo, E. T. D., Rodrigues, P. L. M., Calonego, F.W., 'Temperature charts of *Hevea brasiliensis* during log steaming and its effect on the board cracks', *European Journal of Wood and Wood Products*, **72** (1) (2014) 123-128.
[15] Bhuiyan, T. R., Hirai, N., Sobue, N., 'Changes of crystallinity in wood cellulose by heat treatment under dried and moist conditions', *Journal of Wood Science*, **46** (6) (2000) 431-436.
[16] Doi, S., Aoyama, M., Yamauchi, S., Kurimoto, Y., 'Changes of decay and termite durabilities of Japanese larch (*Larix leptolepis*) wood due to high-temperature kiln drying process', *J. Wood Sci.* **51** (5) (2005) 526-530.
[17] ASTM D-2017, 'Standard method of accelerated laboratory test of natural decay resistance of wood', West Conshohocken, American Society for Testing and Materials. (2008).
[18] ASTM D-1413, 'Standard test method for wood preservatives by laboratory soil-block cultures', West Conshohocken, American Society for Testing and Materials. (2007).

AVALIAÇÃO DA RETENÇÃO DOS ELEMENTOS CROMO, COBRE E BORO EM OITO ESPÉCIES DE EUCALIPTO

EVALUATION OF CHROMIUM, COPPER AND BORO RETENTION IN EIGHT SPECIES OF EUCALYPTUS

Aline F. de Brito [(1)], Elias T. D. Severo [(2)], Fred W. Calonego [(3)], Paula L.M. Rodrigues [(4)]

(1) Doutoranda em Agronomia UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(2) Prof. Dr., UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(3) Pós Dr., UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
(4) Mestre em Ciência Florestal, UNESP, Faculdade de Ciências Agronômicas, Botucatu, Brasil.
Endereço de contato: alinefernanda03@yahoo.com.br

Código de identificação: T8-03

Resumo

O Eucalipto é caracterizado pela sua baixa resistência natural aos organismos xilófagos. Os mourões de Eucalipto são totalmente deteriorados no máximo em 4 anos, em contato direto com o solo. A impregnação química da madeira com substâncias fungicidas e inseticidas aumenta a durabilidade biológica dos mourões de espécies de rápido crescimento. O processo de impregnação pode ser realizado através de métodos sem uso de pressão. O método de substituição de seiva consiste em tratar quimicamente o alburno, sendo essa a área com maior susceptibilidade aos fungos e insetos. O objetivo desse trabalho foi verificar a retenção dos ingredientes ativos do produto CCB (borato de cobre cromatado) nos mourões de oito espécies de Eucalipto tratadas por substituição de seiva. Assim, foram utilizados 9 mourões de cada uma das espécies: *Corymbia citriodora*, *Eucalyptus urophylla*, *E. camaldulensis*, *E. torelliana*, *E. cloeziana*, *E. saligna*, *E. grandis* e do híbrido *E. urophylla* x *E. grandis*, provenientes de árvores com 20 anos de idade da Fazenda Edgárdia, Botucatu-SP, Brasil. Os mourões foram tratadas pelo método de substituição de seiva com CCB a 2% de concentração. Posteriormente, a retenção dos ingredientes ativos CrO_3, CuO e B presentes nas madeiras estudadas foram determinadas com espectrofotômetro de plasma. Os resultados mostraram que 7 das espécies estudadas atingiram o mínimo de retenção de ingredientes ativos recomendado por norma técnica da ABNT, exceto o *C. citriodora* que apresentou retenção média de 0,66 Kg de B/m³ de madeira tratada.

Palavras-chave: Eucalipto; CCB; substituição de seiva

Abstract

Eucalyptus wood is characterized by its low natural resistance to xylophagous organisms. The fence posts of Eucalyptus in direct contact with the soil are fully deteriorated in 4 years at most. The chemical impregnation of wood with fungicides and insecticides increases the biological durability of the fence posts of fast growing species. The impregnation process can be accomplished through methods without using pressure. The sap replacement method consists of chemically treating the sapwood, which is the area with the greatest susceptibility to fungi and insects. This study aimed to evaluate the retention of the chemical product CCB in fence posts of different species studied treated by the method known as sap replacement, being used the commercial product CCB (borate of copper chromated). For this reason, were used 9 fence posts of each species Eucalyptus spp. (E. camaldulensis, E.citriodora, E. cloeziana, E. urophylla, E. torelliana, E. saligna, E. grandis and hybrid E. urophylla x E. grandis) taken from a 20 years old stand from Fazenda Edgárdia, Botucatu-SP, Brazil. They were subsequently evaluated retention of the active ingredients CrO_3, CuO e B gifts in wood of different species studied through the spectrophotometer. The results show that 7 of the species studied reached the minimum retention of active ingredients recommended by ABNT technical standard, Except for C. citriodora, which presented a mean retention of 0.66kg B/m³ of treated wood.

***Keywords**: Eucalyptus, CCB, sap replacement method*

1. INTRODUÇÃO

É crescente a busca pelo uso apropriado e coerente de florestas plantadas atualmente, pois a presença de espécies nativas de alta resistência biológica é cada vez mais escassa. O reflorestamento com eucalipto reduz os riscos de diminuição dos estoques de madeira nativa no Brasil. Entretanto, as madeiras provenientes de reflorestamento geralmente apresentam uma durabilidade natural reduzida em relação a algumas espécies de madeira nativa, sendo esse um dos fatores que limita o uso dessas madeiras. Todavia, quando a madeira proveniente de reflorestamento é devidamente preservada, passa a ter sua vida útil prolongada reduzindo a demanda e a exploração de madeira nativa.

O gênero *Eucalyptus spp.* compreende muitas espécies e, dentre elas, o *Corymbia citriodora,* que geralmente é a madeira mais utilizada em peças estruturais, apresenta resistência natural elevada em relação as demais espécies de eucalipto e menor tendência à rachaduras.

Essa é uma espécie bastante adaptada a regiões de clima quente e úmido, porém, apresenta como desvantagens menor tolerância à geadas e, também, possui um ciclo relativamente mais longo que as demais espécies do gênero *Eucalyptus*. Contudo, devido a sua origem natural, em geral, a madeira é bastante suscetível aos agentes degradadores, gerando grande perda para o setor madeireiro e a preservação química é uma maneira de aumentar a durabilidade biológica desse material. Proteger a madeira utilizada em construções e marcenaria contra sua degradação por agentes bióticos e abióticos é possível e econômico. Além disso, a questão da falta de madeiras duráveis nas propriedades rurais pode ser minimizada a partir da técnica de preservação, permitindo seu uso como mourões, palanques e postes sem que haja necessidade de fazer reparos freqüentes ou até mesmo a substituição dessas peças, o que além de envolver mão-de-obra, torna encarecido o uso da madeira [1, 2].

Para Galvão e Jankowsky [3], a madeira preservada tem sua durabilidade influenciada pela qualidade do preservativo, pelas características anatômicas da madeira, pelo processo utilizado para o tratamento e pelas condições ambientais a que se expõe a peça tratada. Campos et al. [4], afirmam que a vida útil da madeira preservada é aumentada em relação a madeira usada de forma natural, tornando-se assim viável a realização do tratamento da madeira.

Denomina-se preservativo da madeira a combinação de várias substâncias químicas aplicadas à madeira visando uma proteção duradoura contra a ação de organismos xilófagos. Esses preservativos normalmente são divididos em duas categorias: oleossolúveis e hidrossolúveis [5].

O produto preservativo hidrossolúvel CCB (Borato de Cobre Cromatado), surgiu a partir da necessidade de se desenvolver um produto menos agressivo ao meio ambiente e a saúde humana. Em sua composição estão presentes os elementos cromo, cobre e boro. O cobre tem ação fungicida, o boro atua como inseticida e o cromo atua como fixador desses elementos a fim de evitar a lixiviação dos mesmos. A presença do elemento boro na composição permite que o produto seja utilizado em tratamentos sem pressão e também em autoclave [6, 7].

Assim, o objetivo desse trabalho foi verificar a retenção dos ingredientes ativos (CrO_3, CuO e B) do produto CCB nos mourões de oito espécies de Eucalipto tratadas por substituição de seiva.

2. MATERIAL E MÉTODOS

Foram utilizados 9 mourões de cada uma das espécies: *Corymbia citriodora*, *Eucalyptus urophylla*, *E. camaldulensis*, *E. torelliana*, *E. cloeziana*, *E. saligna*, *E. grandis* e do híbrido *E. urophylla* x *E. grandis*, provenientes de árvores com 20 anos de idade da Fazenda Edgárdia, Botucatu-SP, Brasil.

Os mourões foram tratados pelo método de substituição de seiva com CCB a 2% de concentração [8, 9, 10, 11, 12, 13, 14]. Após o tratamento foram retirados discos de aproximadamente 2,0 cm de espessura da área que correspondente à região de afloramento em peças instaladas como mourões em cercas.

Posteriormente, a retenção dos ingredientes ativos CrO_3, CuO e B presentes nas madeiras estudadas foram determinadas com espectrofotômetro de plasma através da metodologia descrita pela AWPA A-11-93 [15], adaptada por Wher [16].

Para a análise da retenção dos elementos cromo, cobre e boro foram adotados métodos de análise paramétrica para análise de variância (ANOVA), com delineamento inteiramente casualizado levando-se em consideração as espécies estudadas e o uso do teste de Tukey para as comparações múltiplas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 1 apresenta os valores de retenção dos ingredientes ativos do produto CCB obtidos pelas oito espécies de Eucalipto tratadas pelo método de substituição de seiva.

Tabela 1: Retenção dos ingredientes ativos CrO_3, CuO e B após tratamento de mourões de Eucalipto com CCB, por substituição de seiva.

		Retenção de CrO_3		Retenção de CuO		Retenção de B	
Espécie	N	C.V.	Média (Kg IA/m^3)	C.V.	Média (Kg IA/m^3)	C.V.	Média (Kg IA/m^3)
C. citriodora	9	22,17	5,86 bd	21,22	2,33 c	14,1	0,66 c
E. urophylla x E. grandis	9	12,07	6,14 bc	13,20	2,53 ab	13,32	0,96 b
E. urophylla	9	20,15	7,88 a	19,54	3,19 a	12,15	1,37 a
E. camaldulensis	9	23,16	6,77 a	22,33	2,74 ab	14,1	1,01 b
E. torelliana	9	17,22	5,34 bcd	17,36	2,25 bc	16,8	0,93 b
E. cloeziana	9	36,13	4,20 d	35,80	1,69 b	29,3	0,81 c
E. saligna	9	12,85	6,09 bc	12,11	2,61 ab	12,52	1,11 b
E. grandis	9	17,95	7,20 abc	16,72	3,07 a	17,89	1,25 ab

sendo: letras diferentes – diferença significativa entre as espécies pelo teste de Tukey a 5% de significância; letras iguais – diferença não significativa.

A norma P-EB – 474 da ABNT [17] estabelece que os mourões utilizados no meio rural, em contato com o solo, tratados com sais hidrossolúveis devem apresentar uma retenção mínima de 6,5 kg de ingredientes ativos/m^3 de madeira. Cada princípio ativo tem uma quantidade mínima pré-estabelecida pela norma citada, sendo assim necessário que a espécie atinja a retenção mínima de cada ingrediente ativo do produto CCB assegurando sua proteção contra a ação de organismos xilófagos.

A possível explicação para a menor retenção de Boro nas madeiras, quando comparado com os outros ingredientes ativos, foi dada por LEPAGE [6], segundo o qual a menor penetrabilidade de compostos à base de boro ocorre devido à formação de complexos com os carboidratos da madeira.

Através dos resultados, verifica-se que 7 das espécies estudadas atingiram o mínimo de retenção de ingredientes ativos (4,1275 Kg de CrO_3/m^3, 1,69 Kg de CuO/m^3 e 0,6825 Kg de B/m^3) recomendado por norma técnica da ABNT, com exceção do *C. citriodora* que apresentou retenção média de 0,66 Kg de B/m^3 de madeira tratada.

Esse resultado é coerente com a afirmação de LEPAGE [6] de que existe boa correlação entre a tratabilidade da madeira e sua permeabilidade. Os resultados corroboram com o estudo de Silva et al. [18], os quais concluíram que a permeabilidade do alburno de *E. grandis* (470 ± 121 cm^3/cm.atm.s) à água foi maior que a do *C. citriodora* (365 ± 75.27 cm^3/cm.atm.s). Ainda segundo os autores, essa

variação na permeabilidade é suficientemente forte para indicar que o *E. grandis* pode ser um candidato ligeiramente melhor para a impregnação de conservantes do que o *C. citriodora*, como constatado no presente estudo.

4. CONCLUSÃO

Todas as espécies estudadas atingiram o mínimo de retenção de cada princípio ativo do produto preservativo CCB, com exceção do *C. citriodora* que apresentou retenção do elemento boro abaixo do recomendado pela norma P-EB – 474 da ABNT [17].

REFERÊNCIAS

[1] Jankowsky, I.P. Fundamentos de preservação de madeiras. Documentos florestais. Universidade de São Paulo. Piracicaba. n.11. p. 1-12. jun. 1990.
[2] Mattos, P. P.; Silva, V. P.; Magalhães, W. L. E. Agregação de valor à pequena produção florestal madeireira. Documentos 103. 29p. Colombo. Embrapa Florestas, 2004.
[3] Galvão, A.P.M.; Jankowsky, I.P. Durabilidade de madeira de *Eucalyptus urophylla* S.T. BLAKE preservada por processos sem pressão – avaliação de ensaios de campo. IPEF. n.33. p. 59-64. Ago.1986.
[4] Campos, C. S.; Vianez, B. F.; Mendonça, M. S. Estudo da variabilidade da retenção do preservante CCA tipo A na madeira de *Brosimum rubescens* Taub. Moraceae – (Pau-Rainha) uma espécie madeireira da região amazônica. Sociedade de Investigações Florestais. Árvore, Viçosa-MG, v.27, n.6, p.845-853, 2003.
[5] Sgai, R. D. Fatores que afetam o tratamento para preservação de madeiras. Campinas, 2000. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil/Edificações) – Universidade Estadual de Campinas.
[6] Lepage, E.S. *et alli* Manual de preservação de madeiras. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT. Divisão de madeiras. São Paulo, v. I e II, 707p, 1986.
[7] Forest Products Laboratory. Wood handbook: wood as an engineering material. Washington: US Department of Agriculture, 2010. 463 p.
[8] Farias Sobrinho, D. W.; Paes, J. B. Furtado, D. A. Tratamento preservativo da maderira de algaroba (*Prosopis juliflora* (Sw) D.C.), pelo método de substituição de seiva. Cerne, Lavras, v.11, n.3, p.225-236, jul./set.2005.
[9] Paes, J. B. Viabilidade do tratamento preservativo de moirões de bracatinga (*Mimosa scabrella* Benth.), por meio de métodos simples, e comparações de sua tratabilidade com a do *Eucalyptus viminalis* Lab. 1991. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 1991
[10] Paes, J. B.; Moreschi, J. C.; Lelles, J. G. Avaliação do tratamento preservativo de moirões de *Eucalyptus viminalis* lab. e de bracatinga (*Mimosa scabrella* benth.) pelo método de substituição da seiva. Ciência Florestal, v. 15, n. 1, 2005.
[11] Paes, J. B., Guedes, R. S.; Lima, C.R.; Cunha, M. C. L.; Tratamento preservativo de peça roliças de leucena (*Leucaena leucophala* (LAM.) de Wit) pelo método de substituição de seiva. Ciências Agrárias, Belém, n.47, p.231-246, jan/jun.2007.
[12] Paes, J. B.; Ramos, I. E. C.; Nascimento, J. W. B. Eficiência do CCB na resistência da madeira de algaroba (*Prosopis juliflora* (Sw.) D.C.) a cupins xilófagos, em ensaio de alimentação forçada. Floresta e Ambiente, v. 15, n.1, p.01-12, 2008.
[13] Ramos, I. E. C.; Paes, J. B.; Sobrinho, D. W. F.; Santos, G. J. C. Eficiência do CCB na resistência da madeira de algaroba (*prosopis juliflora* (sw.) D.c.) em ensaio de apodrecimento acelerado. Árvore, Viçosa-MG, v.30, n.5, p.811-820, 2006.
[14] Torres, A.; Marcel, P.; Paes, B.; Lira Filho, J. A.; Nascimento, J. W. B. Tratamento preservativo da madeira juvenil de *Eucalyptus camaldulensis* Dehnh. Pelo método de substituição de seiva. CERNE, vol. 17, núm. 2, abril-junho, 2011, pp. 275-282. Universidade Federal de Lavras - Lavras, Brasil.
[15] American Society Testing and Materials. ASTMD 2017: standard test method for accelerated laboratory test od natural decay resistance of wood. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v. 410, p. 324-328, 1994.
[16] Wehr, J. P. P. Método prático de tratamento preservativo de moirões roliços de *Pinus caribea* Morelet

Var. hondurensis Bar et Golf. 1985. 209 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal)-Escola Superior de Agricultura “Luiz de Queiroz”, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 1985.

[17] Associação Brasileira de Normas Técnicas. P-EB-474: moirões de madeira preservada para cercas. Rio de Janeiro, 1973. 5 p.

[18] Silva, M.R.; Machado, G.O.; Deiner, J.; Calil Jr, C. Permeability measurements of Brazilian Eucalyptus. Materials Research, v.13, n.3, p.281-286, 2010.

HIGROSCOPICIDAD DE MADERA DE *EUCALYPTUS GRANDIS* MODIFICADA TÉRMICAMENTE

HYGROCOPICITY OF THERMALLY MODIFIED *EUCALYPTUS GRANDIS* TIMBER

Agostina Amilivia [(1)], Jorge Martínez [(2)], Andrés Dieste [(3)] (P)

(1) Ayudante de Investigación, Instituto de Ingeniería Química, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay
(2) ME Ing. Qco., Profesor Agregado, Instituto de Ingeniería Química, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay
(3) Dr. Ing. Agr., Profesor Adjunto, Instituto de Ingeniería Química, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay
Dirección de contacto: andresdieste@fing.edu.uy; (P) Presentador

Código de identificación: T8-05

Resumen

La madera de *Eucayltpus grandis* presenta baja durabilidad natural, y, dadas sus características anatómicas, no es impregnable. Este trabajo analiza la modificación térmica de *E. grandis* y su efecto en la pérdida de masa, y la reducción de densidad y de higroscopicidad. Se modificaron térmicamente tablas de *E. grandis* en vacío (P=-100 kPa) a 160 °C, 180 °C y 200 °C durante 1, 2 y 3 h. Después de los experimentos, se cortaron probetas de 5x20x20 mm (ExAxL), con las caras de mayor superficie correspondientes al plano transversal, y se suspendieron sobre soluciones salinas saturadas hasta alcanzar el contenido de humedad de equilibrio a 20 °C. Se observó que la pérdida de masa y la reducción de densidad es proporcional a la temperatura, y que, para una misma temperatura, la duración del proceso es indiferente para esas variables. A 200 °C se observa una pérdida de masa y una reducción de densidad de 19% y 26%, respectivamente. El análisis de los resultados experimentales de las isotermas de adsorción, a partir del modelo de Hailwood-Horrobin, indica que la modificación térmica tiene un efecto en la primera capa de adsorción de vapor de agua, provocado por la reducción de los grupos OH de la madera; por lo tanto, se observa una reducción moderada de la higroscopicidad en comparación con la madera sin modificar.

Palabras clave: *Eucalytpus grandis*; modificación térmica; higroscopicidad; Hailwood-Horrobin

Abstract

Eucayltpus grandis has low natural durability against fungi and insects, and, due to its anatomical characteristics, is not impregnable. This paper analyses the reduction of mass, density and higroscopicity caused by thermal modification of this timber. E. grandis *boards were thermally modified in vacuum (P=-100 kPa) at 160 °C, 180 °C y 200 °C for 1, 2 and 3 h. After the experiments, samples of 5x20x20 mm (TxWxL) were cut from the boards, exposing the cross-section plane, and suspended over saturated salt solution until equilibrium moisture content was reached to determine the sorption isotherms at 20 °C. It was observed that the reduction of mass and density is proportional to the temperature of treatment; however, for the same temperature, the variables were not affected by time. At 200 °C the reduction of mass and density is 19% y 26%, respectively. The analysis of the sorption isotherms based on the Hailwood-Horrobin model shows that the thermal modification affects the first layer of water adsorption, caused by a reduction of the OH groups in wood. Consequently, in comparison with unmodified* E. grandis *timber, there is a moderate reduction of hygroscopicity.*

Keywords*: Eucalytpus grandis; thermal modification; hygroscopicity; Hailwood-Horrobin*

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la construcción con madera en Uruguay debe superar dos obstáculos que presenta las maderas de rápido crecimiento que se cultivan actualmente en el país para abastecer la demanda de construcción y carpintería, *Eucalyputs grandis* y *Pinus taeda*: 1) la durabilidad frente a hongos e insectos; 2) la estabilidad dimensional. El primer problema, al menos en el caso del pino, puede ser abordado con tratamientos de impregnación en profundidad. Sin embargo, consideraciones inevitables sobre el impacto ambiental del uso de químicos protectores de la madera, hacen que el desarrollo de nuevas tecnologías sea necesario [1]. Por otro lado, la impregnación en profundidad no resuelve los problemas de durabilidad natural del *E. grandis*, ni tampoco los de estabilidad dimensional de ambas especies. Por lo tanto, este trabajo analiza el efecto de la modificación térmica en la higroscopicidad de madera de *E. grandis* en piezas de sección comercial.

En único proceso la modificación térmica aumenta la estabilidad dimensional y la durabilidad de la madera. La modificación térmica consiste en el calentamiento de madera por encima de 150°C y hasta 260°C, durante un período de tiempo que depende de la especie, el espesor de las tablas, y la atmósfera de tratamiento, entre otras variables [2,3]. El calentamiento por encima de 150°C, aún durante unos pocos minutos, provoca la degradación de la hemicelulosa, que junto la lignina y la celulosa es uno de los componentes estructurales de la madera, provocando una reducción de los grupos OH disponibles para adsorber vapor de agua [4]. Por lo tanto, el material se vuelve menos higroscópico en comparación con la madera no tratada, lo que aumenta la estabilidad dimensional. Asimismo, disminuye la actividad de agua en la madera [5], contribuyendo a un aumento de la resistencia al ataque de agentes bióticos [6]. La madera de eucalipto es especialmente adecuada para este tipo de tratamiento, ya que debido a sus características anatómicas no es impregnable [7].

El presente trabajo tiene como objetivo determinar la reducción de contenido de humedad de equilibrio en madera de *Eucalyptus grandis* modificada térmicamente, en una atmósfera de vacío, comparando los resultados experimentales con las ecuaciones predictivas de Hailwood-Horrobin.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Tablas de *Eucalyptus grandis*, provenientes del norte de Uruguay de dimensiones 26x(80, 90 y 95)x(400, 420 y 430) mm (ExAxL) y contenido de humedad inicial de 10.5 ± 0.3 (n=27, α=0.05) se trataron a 160, 180 y 200 °C durante 1, 2 y 3 h en una estufa de vacío (Cole Palmer, EEUU) (P=-100 kPa), considerando 3 repeticiones por tratamiento (en cada ensayo se trataron piezas de igual ancho y largo). Las probetas se dejaron enfriar en vacío dentro de la estufa, hasta alcanzar temperatura ambiente. Los gases producto de la degradación fueron condensados en una solución acuosa (Figura 1). Se determinó el contenido de humedad, la masa, y la densidad de las probetas antes y después del tratamiento.

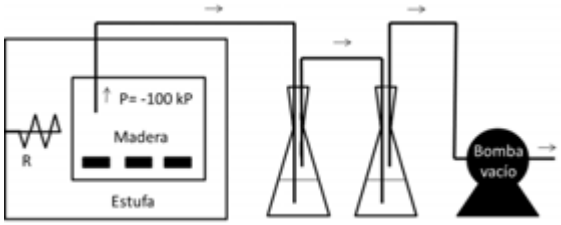


Figura 1: Esquema del diseño experimental

De cada tabla se tomaron muestras de 5x20x20 mm (ExAxL), con las caras de mayor superficie correspondientes al plano transversal. Asimismo, se tomaron probetas de madera previamente al

tratamiento como referencia. Las piezas de madera se suspendieron sobre soluciones salinas saturadas para determinar el contenido de humedad de equilibrio a la respectiva humedad relativa (Tabla 1).

Tabla 1: Soluciones salinas concentradas y humedad relativa a 25 °C

Sal	HR (%)
Cloruro de litio	11.3
Cloruro de magnesio	32.8
Ioduro de potasio	68.9
Cloruro de sodio	75.3
Cloruro de potasio	84.3
Sulfato de potasio	97.3

Se prepararon soluciones de aproximadamente 20 ml de cada sal en matraces de 250 ml, sobre las que fueron suspendidas las probetas de madera. Los matraces se sellaron con parafina para garantizar un sistema cerrado y se colocó en una cámara para mantener la temperatura ambiente a 25 °C. Regularmente se retiraron las probetas y se pesaron hasta alcanzar el contenido de humedad de equilibrio, definido como una diferencia en masa menor a 0.1% en 24 h. El tiempo aproximado en que los sistemas llegaron al equilibrio fue de 6 días. Durante el período de acondicionado de probetas se determinó la masa de los matraces para comprobar que no hubiera pérdidas de masa. Luego de que cada probeta terminara el circuito de todas las sales, realizando una curva de resorción (de menor a mayor actividad), se secaron a peso constante. Se calculó el contenido de humedad de equilibrio en base seca para cada probeta en cada una de las sales.

Los resultados experimentales de las isotermas de adsorción se modelaron utilizando la ecuación de Hailwood-Horrobin [8], representada por la siguiente ecuación:

$$\frac{H}{M} = A + BH - CH^2 \quad (1)$$

Dónde H es la humedad relativa (fracción unitaria); M es el contenido de humedad de equilibrio de la madera (fracción unitaria, base seca); y A, B y C son parámetros empíricos [9].

Asimismo, se calcularon las constantes de equilibrio K_d y K_h, que describen la relación entre las actividades de agua adsorbida y el vapor de agua, y entre madera seca y agua adsorbida, respectivamente. También se calculó el mínimo peso molecular aparente de una molécula de madera capaz de sorber una molécula de agua, W. Estas constantes fueron calculadas utilizando los parámetros A, B y C [9].

$$K_d = \frac{0.5(-B+\sqrt{B^2+4AC})}{A} \quad (2)$$

$$K_h = 1 + \frac{B^2+B\sqrt{B^2+4AC}}{2AC} \quad (3)$$

$$W = 18\sqrt{B^2+4AC} \quad (4)$$

Asimismo, se calculó el contenido de humedad de equilibrio de la madera (*M*) utilizando dos componentes: uno que cuantifica el vapor de agua que forma la primera capa unida a la madera (M_h), y uno que describe el vapor de agua en las capas sucesivas (M_d) [9].

$$\boldsymbol{M = M_h + M_d} \tag{5}$$

$$\boldsymbol{M_h = \frac{18}{W}\left(\frac{K_d K_h H}{1+K_d K_h H}\right)} \tag{6}$$

$$\boldsymbol{M_d = \frac{18}{W}\left(\frac{K_d H}{1-K_d H}\right)} \tag{7}$$

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La madera *de E. grandis* modificada térmicamente presentó un oscurecimiento proporcional a la temperatura de tratamiento; a mayor temperatura, color más oscuro. En ningún caso se observaron deformaciones; las piezas de madera modificada térmicamente mantuvieron su geometría prismática. Tampoco se observaron rajaduras en la superficie de la madera.

Se verificó una pérdida de masa y de densidad que aumenta en función de la temperatura, tal como está reportado para esta especie [7,10]. La pérdida de masa y densidad presentó un máximo de 19.2% y 26.15, respectivamente, para el tratamiento a 200 °C/3 h. Sin embargo, estas variables no presentan diferencias significativas entre el tratamiento a 160 °/1 h y a 180 °/3 h. Asimismo, para una misma temperatura, la duración del tratamiento no tiene un efecto significativo (Tablas 2 y 3).

Tabla 2: Pérdida de masa (%)

	t (h)					
T (°C)	**1**		**2**		**3**	
160	6.8	a	7.7	a	10.2	ab
180	9.9	ab	12.8	abcd	12.2	abc
200	15.6	bcd	17	cd	19.2	d

Letra distinta indica diferencias significativas (Tukey;α=0.05)

Tabla 3: Pérdida de densidad (%)

	t (h)					
T (°C)	**1**		**2**		**3**	
160	13	a	16.5	ab	18.7	Abc
180	15.3	a	18.6	abc	21.1	Abc
200	20.3	abc	24.8	bc	26.1	c

Letra distinta indica diferencias significativas (Tukey;α=0.05)

Si bien este trabajo no incluye un ensayo de propiedades mecánicas, la pérdida de densidad observada permite formular la hipótesis de una reducción del módulo de elasticidad y del módulo de ruptura, especialmente para la temperatura a 200 °C, tal como se presenta en la literatura. Esto tendría un impacto negativo en el uso estructural de la madera de *E. grandis* modificada térmicamente.

A 25°C, los resultados obtenidos para la madera de *E. grandis* sin tratar son del tipo de la madera de frondosas con un contenido medio de extractivos, similares a los reportados para esta especie, *Quercus robur* y *Laurelia sempervirens* [5,10].

Se observa que el tratamiento térmico provoca una disminución moderada de la higroscopicidad de la madera de *E. grandis*, tal como presentan otros autores [10]. En la mayoría de los ensayos se registró una leve caída en el contenido de humedad de equilibrio a RH=90%, aunque en algunos casos no se observan diferencias con la referencia (180 °C/1h y 200 °C/1 y 2 h). Asimismo, se verificó un aumento de W en la madera tratada, lo que implicaría una reducción de la higroscopicidad, con excepción del ensayo a 200 °C/2 h. Por otro lado, la descomposición de la isoterma en vapor de agua adsorbido en la primera capa (M_h) y en las subsiguientes (M_d), permite señalar que la mayor transformación de la madera tratada ocurre en la forma en la que se adsorbe agua: en todos los ensayos M_h es menor en la madera modificada que en la referencia. Este fenómeno se explica la reducción de sitios de adsorción en la pared celular por la degradación de las hemicelulosas, y por un aumento de las reacciones de reticulación en la lignina (Tabla 4 y Figura 2) [2,3].

Tabla 4: Coeficientes A, B, C, K_d, K_h, W del modelo Hailwood-Horrobin, cálculo del contenido de humedad de equilibrio a RH=90% ($M_{0.9}$), en la primera capa (M_h) y en las subsiguientes (M_d), y coeficiente de correlación entre los resultados experimentales y el modelo (r)

T	T	A	B	C	K_d	K_h	W	M_d	M_h	$M_{0.9}$	r
(°C)	(h)						(g/mol)				
Ref		5.04	8.76	10.51	0.82	3.13	306	0.041	0.163	0.204	0.976
160	1	5.39	39.51	42.88	0.96	8.64	897	0.018	0.127	0.145	0.965
	2	13.39	0.00	11.18	0.91	1.00	440	0.018	0.189	0.208	0.977
	3	4.96	12.32	13.44	0.82	4.03	368	0.037	0.138	0.175	0.979
180	1	21.37	0.00	21.22	1.00	1.00	766	0.011	0.204	0.215	0.950
	2	4.52	41.68	40.29	0.88	11.45	894	0.018	0.078	0.096	0.772
	3	7.57	24.42	28.05	0.90	4.59	685	0.021	0.111	0.132	0.760
200	1	12.04	8.11	17.82	0.93	1.73	547	0.019	0.164	0.184	0.890
	2	8.17	0.00	4.40	0.73	1.00	216	0.033	0.162	0.195	0.771
	3	20.49	0.00	19.95	0.99	1.00	728	0.012	0.196	0.208	0.866

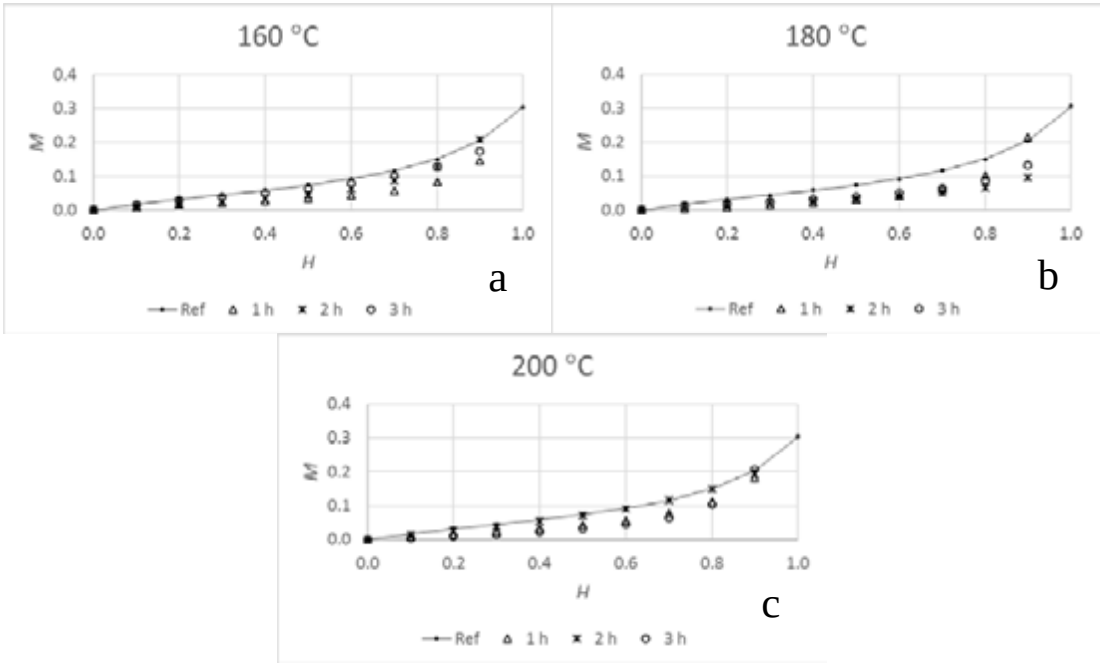


Figura 2: Isotermas de adsorción a 25 °C para madera de *E. grandis* modificada térmicamente durante 1, 2 y 3 h a 160 °C (a), 180 °C (b) y 200 °C (c)

La reducción de actividad de agua en función del contenido de humedad de equilibrio es uno de los argumentos que explica el aumento de durabilidad de la madera modificada térmicamente [6]. En futuros desarrollos de esta línea de investigación se analizará la durabilidad de esta madera en contacto con hongos xilófagos de acuerdo a la normativa europea.

4. CONCLUSIONES

La madera de *E. grandis* modificada térmicamente presenta una pérdida de masa y una reducción de la densidad proporcional a la temperatura del tratamiento. Sin embargo, para las temperaturas analizadas el tiempo de tratamiento no afecta este resultado. Asimismo, se observa una reducción moderada de la higroscopicidad, particularmente en la formación de la primera capa de adsorción de vapor agua, lo que está relacionado con la disponibilidad de grupos OH en la madera.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a UROFOR SA, Uruguay, la provisión de madera para los ensayos.

REFERENCIAS

[1] de Moura, L. F., Brito, J. O., Nolasco, A. M. & Uliana, L. R. Effect of thermal rectification on machinability of Eucalyptus grandis and Pinus caribaea var. hondurensis woods. European Journal of Wood and Wood Products 69, 641–648 (2011).
[2] Hill, C. Wood modification. Chemical, Thermal and Other Processes. (John Wiley&Sons, 2006).
[3] Boonstra, M. J. & Tjeerdsma, B. Chemical analysis of heat treated softwoods. Holz Roh Werkst 64, 204–211 (2006).
[4] Tjeerdsma, B. F., Boonstra, M., Pizzi, A., Tekely, P. & Militz, H. Characterisation of thermally modified wood: molecular reasons for wood performance improvement. Holz als Roh- und Werkstoff 56, 149 (1998).
[5] Popper, R., Niemz, P. & Eberle, G. Untersuchungen zum Sorptions- und Quellungsverhalten von thermisch behandeltem Holz. Holz als Roh- und Werkstoff 63, 135–148 (2005).
[6] Calonego, F., Durgante, E. & Furtado, E. Decay resistance of thermally-modified Eucalyptus grandis wood at 140 °C, 160 °C, 180 °C, 200 °C and 220 °C. Bioresource Technology 101, 9391–9394 (2012).
[7] Esteves, B., Marques, A. V., Domingos, I. & Pereira, H. Influence of steam heating on the properties of pine (Pinus pinaster) and eucalypt (Eucalyptus globulus) wood. Wood Science and Technology 41, 193 (2006).
[8] Hailwood, A. J. & Horrobin, S. Absorption of water by polymers: analysis in terms of a simple model. Trans. Faraday Soc. 42, B084–B092 (1946).
[9] Skaar, C. Wood-Water Relations. (Springer-Verlag, 1988).
[10] Joma, E., Schmidt, G., Gonçalves, V., Venson, I. & Simetti, R. The effect of heat treatment of wood-water relationship and mechanical properties of commercial Uruguayan plantation timber Eucalyputs grandis. Australian Journal of Basic and Applied Sciences 10, 704–708 (2016).

VIDA ÚTIL DAS CONSTRUÇÕES WOOD FRAME NO BRASIL: DURABILIDADE E DESEMPENHO

USEFUL LIFE OF WOOD FRAME CONSTRUCTIONS IN BRASIL: DURABILITY AND PERFORMANCE

Candida Pasini Pizzoni [(1)] (A), Ângela do Valle [(2)]

(1) Mestranda do Programa de Pós Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, Florianópolis, SC, Brasil; (P) Apresentador.
(2) Profa. Dra. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, Florianópolis, SC, Brasil.
Endereço de contato: candida.pp@hotmail.com; angela.valle@ufsc.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T8-08

Resumo

A vida útil das construções, de modo geral, é o período após a edificação entrar em utilização na qual as condições mínimas de habitabilidade, como o desempenho térmico, acústico, de higiene, segurança, entre outros, estão acima dos níveis considerados aceitáveis, considerando certa frequência de manutenção. De fato, a degradação das edificações, ou de partes dela, e a falta do cumprimento de requisitos de desempenho acarretam no envelhecimento precoce, estando entre as principais causas a falta de manutenção. As construções *wood frame*, ou sistema de construção leve em madeira que é como costuma ser traduzido no Brasil, ainda são consideradas novidade na construção civil brasileira e devem atender na fase de projeto e execução à Norma de Desempenho ABNT NBR 15575 (2013) e na fase de pós-ocupação ao Manual de Uso e Operação, conforme ABNT NBR 14037 (1998). No entanto, constata-se na prática que muitas construções apresentam elevados níveis de degradação, ocasionando problemas relacionados à qualidade e a durabilidade. O objetivo deste trabalho é apresentar uma análise das ações preventivas e de manutenção necessárias para garantir a vida útil da edificação, bem como o cumprimento de requisitos de desempenho por parte dos intervenientes. Verifica-se que o valor final estimado de vida útil de projeto pode ser influenciado, tanto positivamente quanto negativamente, pela escolha das ações de manutenção da edificação. Este trabalho apresenta uma revisão a respeito da importância da orientação correta das ações de manutenção disponibilizadas no Manual de Uso, Operação e Manutenção por parte dos responsáveis pela construção das edificações.

Palavras chave: vida útil; wood frame; sistema de construção leve em madeira; durabilidade; desempenho

Abstract

The useful life of the constructions, in general, is the period after the construction goes into use in which the minimum habitability conditions, such as thermal, acoustic, hygiene and safety performance, among others, are above acceptable levels, considering frequency of maintenance. In fact, the decay of buildings, or parts of it, and the lack of compliance with performance requirements lead to premature aging, with the lack of maintenance as one the main causes. Wood frame constructions, or light wood construction system that is as it is usually translated in Brazil, are still considered novelty in Brazilian construction and must meet the Performance Standard ABNT NBR 15575 (2013) in the design and execution phase and in the post-occupation phase of the use and operation manual according to ABNT NBR 14037 (1998). However, it in practice many constructions presents higher levels of degradation than the required. This affects the appearance of problems related to the quality and the durability. The objective of this work is to present an analysis of the preventive and maintenance actions necessary to guarantee the useful life of the building, as well as the fulfillment of performance requirements by the stakeholders. The estimated final value of project life is influence in a positive or negative way by the building maintenance. This work presents a review about the importance of the correct orientation on the maintenance actions made available in the Use, Operation and Maintenance Manual by those responsible for the buildings construction.

Keywords*: useful life; wood frame; light wood construction; durability; performance*

1. INTRODUÇÃO

A vida útil das construções, de modo geral, é o período após a edificação entrar em utilização e no qual as condições mínimas de habitabilidade, como o desempenho térmico, acústico, de higiene, de segurança, entre outros, estão acima dos níveis considerados aceitáveis, considerando certa frequência de manutenção.

A durabilidade dos materiais construtivos está diretamente ligada à capacidade de cada material de se manterem íntegros por um determinado tempo no ambiente em que estão inseridos. Isto porque a exposição dos materiais construtivos às intempéries, como alteração de temperatura, umidade, ação de insolação e ventos, por exemplo, contribuem para a degradação prematura de tais materiais, resultando no decaimento da vida útil de projeto. De fato, a degradação das edificações, ou de partes dela, e a falta do cumprimento de requisitos de desempenho acarretam no envelhecimento precoce, estando entre as principais causas à falta de manutenção.

Todavia, as edificações apresentam uma característica que as diferencia de outros produtos: são construídas para atender seus usuários durante muitos anos, e ao longo deste tempo de serviço devem apresentar condições adequadas ao uso que se destinam (ABNT NBR 5674, 1999).

Segundo a norma brasileira relacionada à manutenção das edificações, a ABNT NBR 5674 (1999), é inviável sob o ponto de vista econômico e inaceitável sob o ponto de vista ambiental considerar as edificações como produtos descartáveis, passíveis da simples substituição por novas construções quando seu desempenho atinge níveis inferiores ao exigido pelos seus usuários.

O Manual de Uso, Operação e Manutenção tem por objetivo instruir o proprietário/usuário da edificação construída com o sistema *wood frame*, também conhecido como sistema de construção leve em madeira, sobre as características técnicas, particularidades, restrições e também o correto uso e a manutenção preventiva do sistema. Basicamente, o atendimento aos requisitos de manutenibilidade supõe a elaboração de um conjunto de procedimentos organizados para os serviços de manutenção adequados às operações e usos da edificação e a correta informação ao usuário.

As ações de inspeção e manutenção periódicas, na sua realização integral pelos usuários e a correta orientação por parte dos construtores através do Manual de Uso, Operação e Manutenção são essenciais e influenciam diretamente o prolongamento da vida útil de uma edificação.

2. O SISTEMA DE CONSTRUÇÃO LEVE EM MADEIRA NO BRASIL

De acordo com Silva; Ino (2008) diversos sistemas construtivos em madeira são aplicados na habitação desde as primeiras construções implantadas por colonizadores até os sistemas pré-fabricados modernos.

Diferentemente do que acontece em outros países como nos Estados Unidos onde 95% das casas utilizam o sistema de construção leve em madeira, no Brasil ainda cresce lentamente o setor da construção em madeira. Segundo Molina; Junior (2010) entre os anos 2000 e 2010 o setor da habitação popular incorporou novos materiais e novas tecnologias para a execução de casas pré-fabricadas, levando ao canteiro de obras o que antes somente era visto em projeto.

O Sistema Plataforma em madeira, que é amplamente aplicado nos países da América do Norte e da Europa, segundo Espíndola (2010) pode ser adaptado adequadamente às condicionantes brasileiras, com o intuito de promover o desenvolvimento tecnológico da construção civil em madeira no país, por aplicar conceitos de coordenação modular, de padronização e de conectividade dos componentes. A construção utilizando painéis de pequenas ou grandes dimensões contribui para o desempenho térmico e acústico através da utilização de sistemas isolantes inseridos no entramado de madeira, e também pode ser considerável o mais sustentável dentre os sistemas de madeira visto que utiliza peças de pequenas dimensões. A utilização de peças de madeira com menores dimensões permite que se utilizem árvores provenientes de florestas plantadas, que são de menor porte quando comparadas às de espécies nativas (SOUZA, 2010).

De acordo com a ABDI (2015), inicialmente o sistema de construção leve em madeira produzido nacionalmente foi desenvolvido para se trabalhar com painéis abertos, ou seja, eles eram compostos pelos montantes de pinus, OSB (*Oriented Strand Board*), membrana hidrófuga e placa cimentícia. Depois de serem produzidos em ambiente fabril, os painéis eram levados para o canteiro de obras para o processo de montagem, sendo realizadas as instalações elétricas e hidráulicas em campo. A partir de 2013, foi desenvolvido o sistema de painéis fechados, ou seja, na fábrica o painel é produzido com todos os elementos das camadas, incluindo a parte elétrica e hidrossanitária interna, e no canteiro eram feitos apenas os arremates finais, sendo as paredes levadas à obra já prontas para pintura. A industrialização e a utilização de sistema construtivo a seco e modular permitem a redução de até 90% dos resíduos sólidos produzidos em termos de metro quadrado construído, quando comparados aos sistemas convencionais com alvenaria e concreto.

O setor brasileiro da construção em madeira teve um avanço significativo no ano de 2013 quando a empresa TECVERDE, localizada no Paraná, recebeu o Documento de Avaliação Técnica (DATec) n° 020, intitulado "Sistema construtivo TECVERDE: sistema leve em madeira". Depois da aprovação em diversos testes realizados e que comprovam a satisfação dos critérios mínimos de desempenho e avaliação dos constituintes do sistema exigidos pela norma de desempenho. Até o ano de 2016, 85 mil m² já foram construídos pela empresa TECVERDE no Brasil, sendo o avanço mais recente a construção de um edifício habitacional de três pavimentos em parceria com a construtora CRM, na cidade de Araucária/PR (Figura 1). Tal construção representa um avanço nas construções em madeira industrializadas, atendendo a diversas tipologias, como casas térreas, sobrados e edifícios habitacionais.

Figura 1: Montagem do primeiro prédio em *wood frame* do Brasil

A última conquista do setor da construção com madeira processada no Brasil é a instalação da Comissão de Estudos da ABNT para a normalização no campo de madeiras compreendendo aglomerados, chapas de fibras, compensados, madeiras serradas e madeiras beneficiadas no que concerne à terminologia, requisitos, métodos de ensaio e generalidades. O objetivo da ABNT é difundir no Brasil o uso do sistema construtivo leve em madeira. Como parte interessada no avanço desse sistema construtivo no país, além da ABNT, outras instituições que apoiam a comissão de estudos, como o Sindicato da Indústria da Construção Civil do Paraná (SINDUSCON-PR), a Federação das Indústrias do Estado do Paraná (FIEP) e a Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente (ABIMCI), responsável por implementar da ABNT/CB-031.

3. VIDA ÚTIL DAS CONSTRUÇÕES

Todo e qualquer artefato produzido pela ação humana possui depreciação, seja por desgaste ao uso ou pela influência dos condicionantes climáticos, das reações químicas, dos agentes biológicos, da intervenção dos usuários, entre outros. Tal processo de depreciação, entre a produção do artefato até a obsolescência do uso, segundo John (2006 apud VILLANUEVA 2015) pode ser chamado de vida útil.

A vida útil de projeto pode ser entendida, de modo geral, como o período de tempo compreendido entre o início da operação e uso da edificação até o momento em que o seu desempenho deixa de atender às exigências do usuário, influenciadas diretamente pelas atividades de manutenção e pelo ambiente em que está inserida (POSSAN; DEMOLINER, 2013). Segundo a norma ABNT NBR 15575:1 (2013), relacionada ao desempenho das edificações habitacionais brasileiras, a durabilidade de um produto se extingue quando ele deixa de cumprir as funções que lhe foram atribuídas, seja pela degradação ou pela obsolescência funcional.

Os valores teóricos de vida útil de projeto, apresentados na Tabela 1, são estabelecidos por projetistas, construtores e incorporadores, podendo ser confirmados por meio de atendimento às normas brasileiras, regionais ou internacionais. Porém, este valor depende muitas vezes de fatores externos aos controlados por técnicos, como por exemplo, o correto uso e operação do edifício e de suas partes, a constância e efetividade das operações de limpeza e manutenção, alterações climáticas e níveis de poluição no local, mudanças no entorno ao longo do tempo, trânsito de veículos, rebaixamento do nível do lençol freático, obras de infraestrutura e expansão urbana, etc.

Tabela 1: Vida útil de projeto (VUP) dos diversos sistemas

Sistema	**Vida útil mínima (anos)**
Estruturas	≥ 50 (ABNT NBR 8681:2003)
Pisos internos	≥ 13
Vedação vertical externa	≥ 40
Vedação vertical interna	≥ 20
Cobertura	≥ 20
Sistema hidrossanitário	≥ 20

A durabilidade dos materiais construtivos está diretamente ligada à sua capacidade de se manter íntegro por um determinado tempo no ambiente em que está inserido. Isso porque a exposição dos materiais construtivos às intempéries, como variações de temperatura, de umidade, ação de insolação e de ventos contribuem para a degradação prematura de tais materiais, resultando no decaimento da vida útil de projeto. De acordo com Felipe (2013), o uso de materiais inadequados ao local de implantação, associados aos erros de projeto, têm sido um dos grandes responsáveis pelo surgimento das patologias nas construções.

A abordagem de desempenho visa a especificação para a durabilidade (qualidade). Desta forma, o profissional e o construtor, em conjunto com o proprietário, devem na fase de projeto considerar a vida útil mínima dos elementos ou sistemas que compõe uma edificação, garantindo que desempenhem suas funções durante o período de tempo mínimo especificado (POSSAN; DEMOLINER, 2013).

Segundo Mehta e Monteiro (2008 apud Possan; Demoliner 2013) estima-se que cerca de 40% do total dos recursos das indústrias da construção de países desenvolvidos são destinados às intervenções em estruturas já existentes, enquanto que menos de 60% em novas instalações. De acordo com os autores, o crescimento do custo envolvendo a reposição dos elementos construtivos e a ênfase no custo do ciclo de vida, mais do que o custo inicial, força que os profissionais deem uma maior atenção às questões de durabilidade. Tradicionalmente, as decisões na indústria da construção civil buscam o

orçamento de obra com o menor custo possível, sem considerar o custo necessário para manter o funcionamento do imóvel em longo prazo.

Segundo Possan; Demoliner (2013) uma alternativa para considerar a vida útil no projeto é a análise do Custo do Ciclo de Vida (CCV) da edificação, onde os fatores intervenientes no projeto, execução e manutenção são considerados ao longo do tempo incluindo os custos associados, auxiliando na identificação de alternativas de projeto que possam conduzir a menores custos de operação, manutenção e reparo durante a vida útil da construção.

O ciclo de vida dos materiais é definido como “as fases consecutivas e interligadas de um sistema de produto, desde a aquisição de matéria-prima ou geração a partir de recursos naturais até a disposição final” (ISO 14040:2006). A análise do ciclo de vida dos materiais construtivos é essencial para a escolha da melhor tecnologia disponível no mercado a fim de minimizar o impacto ambiental decorrente da construção dos edifícios.

Segundo Zabalza et. al. (2011), produtos baratos em curto e médio prazo podem ter altos custos de manutenção e produção, ou gestão de resíduos muito elevados. Portanto, é fundamental avaliar o ciclo de vida e ter em conta os custos econômicos e ambientais na hora da escolha da tecnologia mais eco eficiente. Com isso, tem-se apresentado na Figura 2 uma curva de desempenho e uma de custos ao longo do tempo.

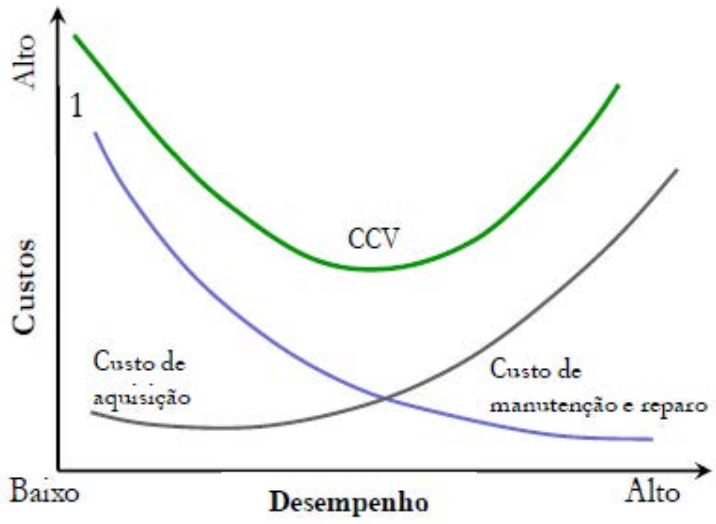


Figura 2: Curva de custo do ciclo de vida e desempenho ao longo do tempo da construção

Observa-se que nos novos projetos com altos investimentos iniciais, representado na Figura 2 com o número 1, os benefícios econômicos se dão ao longo do tempo. Isto porque os custos de manutenção e reparo para manter o desempenho do edifício elevado são mais baixos do que quando são usados materiais com baixo custo de aquisição, e que por consequência, demandam maiores custos de manutenção e reparo ao longo da vida útil do edifício.

O planejamento da vida útil contribui para a otimização do bem construído, que, além de diminuir o custo global da edificação, conduz à aplicação de técnicas mais sustentáveis e ao traçado de estratégias para aumentar o desempenho e o tempo de uso consideravelmente. Para que o planejamento seja feito, devem-se levar em conta as metodologias aplicáveis aos materiais, componentes e sistemas construtivos respectivamente (MATTOS, 2013).

3.1 Desempenho

A Segunda Guerra Mundial e a construção de edifícios em larga escala difundiram a aplicação de tecnologias construtivas sem estudos comprobatórios, ocasionando consideráveis casos de

inviabilidade de uso das edificações, principalmente devido às manifestações patológicas. Com isso, na década de 1960, países Europeus juntamente com os Estados Unidos começaram a estudar a formação de um conceito de desempenho para as edificações, sendo a França uma das pioneiras a criar programas para a avaliação de sistemas construtivos inovadores (BECKER, 2001).

Os primeiros estudos no Brasil foram feitos nas décadas de 1970 e 1980 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) de São Paulo para o Banco Nacional de Habitação (BNH). O período foi caracterizado pelo grande volume de obras que priorizavam inovações dos sistemas construtivos em busca de produtividade, ocasionando utilização inadequada dos materiais e sistemas e falta de adaptação às exigências dos usuários (LORENZI, 2013).

Publicada em 2013, a norma que trada do desempenho das edificações habitacionais brasileiras, a ABNT NBR 15575, busca atender às exigências dos usuários, independentemente dos materiais e sistemas construtivos utilizados. O estabelecimento do desempenho, complementar às normas prescritivas, é pensado de forma a estabelecer requisitos, critérios e métodos de avaliação, permitindo assim a mensuração para o atendimento à norma ABNT NBR 15575 (MIRANDA, 2014).

Segundo Borges (2008) um conceito de desempenho foi desenvolvido em 1982 por Gibson, na qual pode se dizer que a abordagem do desempenho é, acima de tudo, a prática de se pensar em termos de fins e não de meios, com os requisitos que a construção deve atender, e não com a forma como esta deve ser construída.

Desta forma, as normativas buscam tanto o incentivo tecnológico quanto a orientação adequada para a eficiência técnica e econômica dessas inovações (ABNT, 2013). A avaliação de desempenho busca analisar a adequação ao uso dos sistemas e processos construtivos, cumprindo a função que lhes foi atribuída.

3.2 Manutenibilidade

Manutenção é definida, segundo a norma brasileira de desempenho, como o conjunto de atividades a serem realizadas ao longo da vida total da edificação para conservar ou recuperar a sua capacidade funcional e de seus sistemas constituintes a fim de atender as necessidades e segurança dos seus usuários.

Zanotto et. al. (2015) lista na Tabela 2 as diretrizes para o atendimento do requisito de manutenibilidade ao longo das etapas do processo de projeto identificadas em um estudo de caso. De maneira geral, verifica-se que a elaboração de Programas de Manutenção adequados ao empreendimento e a realização periódica de inspeções prediais permitem antecipar e corrigir problemas na edificação que possam comprometer a vida útil.

A fim de preservar as características originais do edifício e evitar a redução do desempenho, a norma prevê uma gestão de manutenção, que deve constar no Manual de Uso, Operação e Manutenção, também chamado de Manual do Usuário, entregue ao proprietário. A análise do Manual das edificações deve ser realizada considerando a ABNT NBR 5674 – Manutenção de edificações - Procedimento e a ABNT NBR 14037 - Manual de operação, uso e manutenção das edificações – Conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação.

O Manual de Uso, Operação e Manutenção tem por objetivo instruir o proprietário ou usuário da edificação construída com qualquer que seja o sistema construtivo sobre as características técnicas, particularidades, restrições como também o correto uso e manutenção preventiva do sistema.

Basicamente, o atendimento ao requisito de manuteniblidade supõe a elaboração de um conjunto de procedimentos organizados para os serviços de manutenção adequados às operações e usos da edificação e a correta informação ao usuário através do Manual de Uso, Operação e Manutenção. As ações de inspeção e manutenção periódicas, na sua realização integral pelos usuários e correta orientação dos construtores através do Manual são essenciais e influenciam diretamente o prolongamento da vida útil de uma edificação, como mostra a Figura 3.

Tabela 2: Diretrizes para a manutenibilidade

Planejamento do Empreendimento	Análise dos riscos e condições ambientais de exposição que possam impactar a durabilidade e a manutenibilidade dos sistemas, materiais e componentes da edificação.
Estudo Preliminar	Análise do projeto a fim de verificar espaços e acessos visando facilidade de manutenção em coberturas, reservatórios, casas de bombas, quadros medidores e outras áreas de uso comum. Especificação da vida útil de projeto para materiais, sistemas e componentes conforme critérios da NBR 15575:2013.
Anteprojeto	Análise de custos ao longo da vida útil na especificação de materiais, componentes, sistemas e equipamentos da edificação.
Projeto executivo	Especificação de materiais levando em consideração a sua durabilidade dentro das condições de exposição, bem como considerando as suas características de manutenção. Especificação e escolha de equipamentos com menores custos de manutenção.
Acompanhamento de obra	Elaboração de projetos *as built*. Elaboração Manual de uso, operação e manutenção. Acompanhamento da execução visando garantir a correta aplicação dos materiais e execução dos serviços obedecendo às especificações de projeto e boas práticas de execução.
Acompanhamento de uso	Elaboração de Programa de Manutenção Preventiva e realização de inspeções prediais periódicas.

É possível observar que o tempo de vida útil da construção é maior quando ações de manutenção são incorporadas ao edifício do que quando comparadas à vida útil da edificação sem manutenção. Além disso, a cada ação de manutenção realizada ao longo do tempo, a edificação eleva o nível de desempenho sendo sempre superior ao valor mínimo exigido para a edificação.

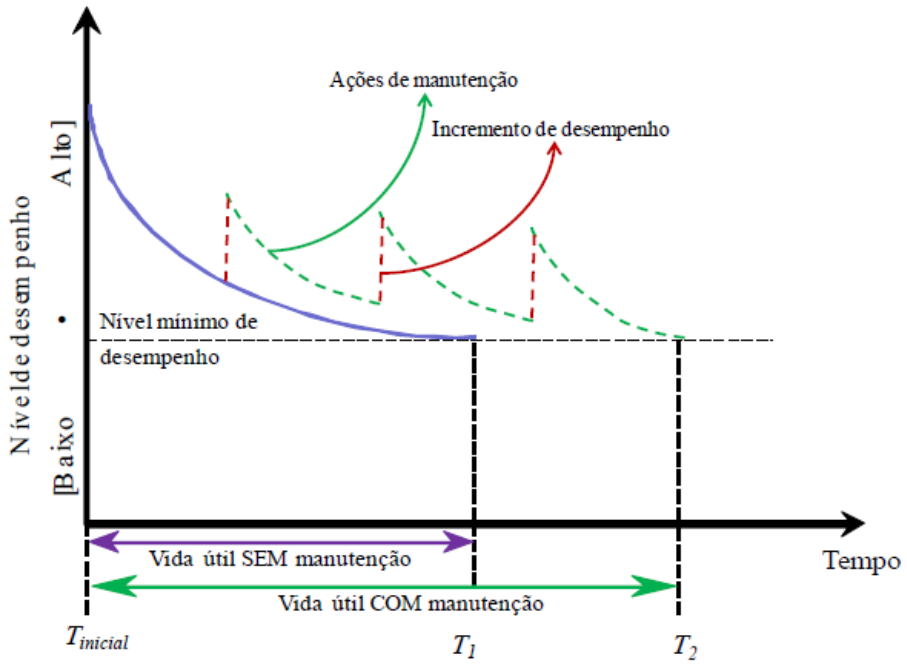


Figura 3: Influência das ações de manutenção ao longo da vida útil da edificação

Ao especificar a madeira como um dos materiais do sistema construtivo, é necessário que se conheçam as espécies mais adequadas e apropriadas para cada local de implantação e qual a influência dos agentes biológicos em que a edificação será exposta. Assim, os sistemas construtivos e protetivos prolongam a vida útil da edificação (RODRIGUES; SALES, 2013).

Nas edificações construídas com o sistema leve em madeira, a inspeção corresponde a ação de avaliar os sinais de deterioração que as peças de madeira apresentam, como manchas e descolorações, decorrentes de áreas úmidas, condensações, infiltrações, goteiras, etc. Já as ações de manutenção e reparos são entendidas como: remoção de sujeiras, evitando assim o acúmulo de umidade; limpar os sistemas de drenagem de aguas, como as calhas; reparar coberturas e telhas; restaurar os acabamentos protetores, tudo em tempo adequado (MARTINS; FIORITI, 2016).

4. MANUAL DE USO, OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

De acordo com a CBIC (2014), o Manual do Usuário serve de base para construtoras e incorporadoras poderem orientar sobre as condições de uso, operação e manutenção do imóvel, além de alertar aos usuários sobre a necessidade de manutenção preventiva a ser realizada, sendo que se espera que cada interveniente, conhecedor do seu papel, tenha condições de desempenhar melhor sua atribuição, tornando mais precisa a identificação de eventuais falhas e suas origens.

A primeira análise refere-se ao conteúdo que um Manual de Uso, Operação e Manutenção deve conter, verificando se está ou não conforme o conteúdo exigido pela ABNT NBR 14037 (1998). A análise comparativa das informações encontra-se na Tabela 3. O Manual utilizado na comparação foi cedido por uma empresa construtora do sistema leve em madeira no Brasil.

Tabela 3: Comparação entre o Manual e a norma ABNT NBR 14037 (1998)

ABNT NBR 14037 (1998)		**MANUAL DE USO, OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO**
Apresentação do Manual	Linguagem Utilizada	Contempla
	Estrutura do Manual	Parcialmente contemplado
Conteúdo Mínimo do Manual	Descrição da edificação como construída	Parcialmente contemplado
	Informações sobre os procedimentos para a colocação em uso da edificação	Parcialmente contemplado
	Informações sobre procedimentos recomendáveis para a operação e uso da edificação	Parcialmente contemplado
	Instruções sobre procedimentos para situações de emergência	Não contempla
	Informações sobre procedimentos recomendáveis para inspeções técnicas da edificação	Parcialmente contemplado
	Informações sobre procedimentos recomendáveis para a manutenção da edificação	Parcialmente contemplado
	Informações sobre responsabilidades e garantias	Parcialmente contemplado
Elaboração e entrega do Manual		Parcialmente contemplado
Atualização do conteúdo do Manual		Não contempla

Com relação à apresentação do manual analisado, verificou-se que não constam todas as informações solicitadas pela norma, como: tabela de revisões do conteúdo; divisão conforme complexidade para diferentes grupos de leitores; manuais de componentes, instalações e equipamentos em anexo ao Manual. Informações pertinentes à finalização da obra, como desenhos esquemáticos conjunto completo de projetos, datas e documentações não são encontradas.

A análise das informações sobre o requisito dos procedimentos para a colocação em uso da edificação não foi totalmente contemplada. Neste caso específico, não há informação sobre a solicitação de ligação da obra aos serviços públicos, como endereço e demais documentações pertinentes. Também faltam informações relacionadas aos dispositivos de segurança e combate a incêndios. Não consta no Manual analisado nenhuma informação relacionada aos procedimentos a serem adotados em casos típicos de emergência, como incêndios, vazamentos de gás, falhas de equipamentos ou instalações críticos para o funcionamento da edificação, como elevadores, ar condicionado, rede hidráulica, sanitária e rede elétrica.

As informações sobre os procedimentos recomendáveis para inspeção técnica da edificação são definidas como a frequência de inspeções necessárias para componentes, instalações e equipamentos e a definição dos roteiros de inspeção. O manual analisado trás poucos procedimentos a serem realizados com a frequência pré-estabelecida, faltando informações e os roteiros para a realização das inspeções. Também não há menção sobre a obrigatoriedade da revisão do Manual a cada modificação em relação ao originalmente construído. Faltam informações sobre o responsável pela produção da edificação, como o nome, registro profissional e endereço, identificação das empresas responsáveis pelos projetos, execução e fiscalização e identificação dos fornecedores dos componentes com os respectivos serviços de atendimento ao cliente.

Com relação à atualização do conteúdo do Manual, não há informações sobre as revisões, correções e atualizações, sendo que a atualização é um serviço técnico de responsabilidade da empresa ou responsável técnico pelo empreendimento a inclusão das modificações no Manual atualizado.

5. AÇÕES DE MANUTENÇÃO

Com relação à elaboração das ações de manutenção, estas devem estar de acordo com a ABNT NBR 5674 (1998). Além da determinação das atividades essenciais de manutenção, a periodicidade, os recursos necessários e os responsáveis pela execução devem ser citados.

Para que a manutenção obtenha os resultados esperados de conservação e crie condições para que seja atingida a vida útil do imóvel, é necessária a implantação de um sistema de gestão de manutenção que contemple o planejamento de atividades e recursos, bem como a execução de cada um deles de acordo com as especificidades de cada empreendimento. A manutenção deve ser iniciada tão logo inicie o uso da edificação (CBIC, 2014).

A Tabela 4 lista algumas das ações de manutenção utilizadas no sistema de construção leve em madeira, conforme especificado em norma. Além das ações citadas na Tabela 4, outras ações relacionadas aos revestimentos, vidros, instalações, cerca, entre outros elementos constituintes da edificação devem fazer parte do programa de manutenção preventiva.

A definição da periodicidade e da forma de execução faz parte da elaboração do programa de manutenção da edificação, conforme responsabilidades definidas pela ABNT NBR 14037 (1998) e ABNT NBR 5674 (1998). A contratação de empresas especializadas, dos profissionais e o treinamento adequado à equipe de manutenção para a execução dos serviços são de extrema importância. Além disso, o uso de materiais de boa qualidade e a correta utilização conforme suas especificações, manuais e normatizações são essenciais para a garantia e manutenção da vida útil do edifício. A correta manutenção, bem como os cuidados de uso, visam garantir também as condições de conforto e saúde dos usuários (CBIC, 2014).

Tabela 4: Ações de manutenção para o sistema de construção leve em madeira

SISTEMA	ATIVIDADE	RESPONSÁVEL	PERIODICIDADE
Instalações hidráulicas - agua potável	Verificar a estanqueidade e a pressão especificada para a válvula redutora de pressão das colunas de agua potável.	Equipe de manutenção local	A cada 1 mês
	Verificar funcionalidade do extravasor (ladrão) dos reservatórios, evitando entupimentos por incrustações ou sujeiras.		A cada 6 meses
Instalações elétricas	Testar o disjuntor tipo DR apertando o botão localizado no próprio aparelho. Ao apertar o botão, a energia será interrompida. Caso isso não ocorra, trocar o DR.	Equipe de manutenção local/ empresa capacitada	A cada 6 meses
Cobertura	Verificar a integridade das calhas, telhas e protetores térmicos e, se necessário, efetuar limpeza e reparos para garantir a funcionalidade quando necessário. Em épocas de chuvas fortes, e recomendada inspeção das calhas semanalmente.	Equipe de manutenção local/ Empresa capacitada	A cada 6 meses
Revestimento de paredes e tetos em argamassa ou gesso e forro de gesso (interno e externo)	Repintar os forros dos banheiros e áreas úmidas	Empresa Capacitada/ Empresa especializada	A cada 1 ano
Vedações flexíveis	Inspecionar e, se necessário, completar o rejuntamento convencional (em azulejos, cerâmicas, pedras), principalmente na área do box do chuveiro, bordas de banheiras	Equipe de manutenção local/ Empresa capacitada	A cada 1 ano
Esquadrias de madeira	No caso de esquadrias envernizadas, recomenda-se um tratamento com verniz e, a cada três anos, a raspagem total e reaplicação do verniz.	Empresa capacitada/ Empresa especializada	A cada 1 ano

6. CONCLUSÃO

Para que as ações preventivas e de manutenção obtenham os resultados esperados e crie condições para que seja atingida a vida útil do imóvel, é necessário a implantação de um sistema de gestão que contemple o planejamento de atividades e recursos, bem como a execução de cada um deles de acordo com as especificações de cada empreendimento.

Verifica-se que o valor final estimado de vida útil de projeto pode ser influenciado, tanto positivamente quanto negativamente, pela escolha das ações de manutenção nos elementos da edificação. Isso porque, se não realizada no período correto e pela empresa capacitada, pode não ter a capacidade de atingir a vida útil do material e de satisfazer as condições de desempenho

estabelecidas por norma, necessitando de mais intervenções ou substituições dos materiais e sistemas construtivos ao longo do tempo.

Os serviços de manutenção, definidos em períodos de curto, médio e longo prazo servem para: coordenar os serviços de manutenção reduzindo a necessidade de sucessivas intervenções; minimizar a interferência dos serviços de manutenção no uso da edificação e a interferência dos usuários sobre a execução dos serviços; e otimizar o aproveitamento de recursos humanos, financeiros e dos equipamentos (CBIC, 2014).

A análise do comportamento e durabilidade dos subsistemas é importante para que futuramente elabore-se um banco de dados, servindo de parâmetro para selecionar os materiais que melhor condizem com os níveis aceitáveis de desempenho, conforme local de implantação, uso da edificação e ações de manutenção específicas.

REFERÊNCIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT (1999), NBR 5674 - Manutenção de edificações – Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. (Rio de Janeiro, 1999).
[2] SILVA, R. D; INO, A. Habitação econômica em madeira no Brasil: estado da arte (2008). XI Encontro Brasileiro em madeira e estruturas de madeira. XI EBRAMEM. Londrina, Paraná.
[3] MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Sistema construtivo em wood frame para casas de madeira (2010). Seminário: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 31, n. 2, p. 143-156.
[4] ESPÍNDOLA, L. R. Habitação de interesse social em madeira conforme os princípios de coordenação modular e conectividade. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina. (Florianópolis, 2010).
[5] SOUZA, A. F. P. A sustentabilidade no uso da madeira de floresta plantada na construção civil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina. (Florianópolis, 2010).
[6] AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL – ABDI. Manual Da Construção Industrializada. Conceitos e Etapas (2015). Volume 1: Estrutura e Vedação (Brasília, 2015).
[7] VILLANUEVA, M. M. A importância as manutenção preventiva para o bom desempenho da edificação. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica (Rio de Janeiro, 2015).
[8] POSSAN, E. DEMOLINER, C. A. Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: abordagem geral (2013). Revista Científica CREA-PR, 1 ed. 2013. Disponível em http://creaprw16.creapr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/14. Acesso em: 10 de agosto de 2016.
[9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT (2013). NBR 15575: Edifícios Habitacionais de até cinco pavimentos – Parte 1: Requisitos Gerais.
[10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT (2013), NBR 15575: Edifícios Habitacionais de até cinco pavimentos – Parte 4: Sistema de Vedações Verticais externas e internas.
[11] M.C. FELIPE. Durabilidade, vida útil, e principais causadores da degradação das estruturas de concreto (2013). IX Congresso de Iniciação Científica do IFRN. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (Currais Novos, 2013).
[12] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION, ISO (2006). ISO 14040: Environmental Management - Life Cycle Assessment -Principles And Framework.
[13] ZABALZA B. I, VALERO C. A, ARANDA U. A. Life cycle assessment of building materials: comparative analysis of energy and environmental impacts and evaluation of the eco-efficiency improvement potential (2011). Building and Environment. v. 46 (5), p. 1133-1140. doi:10.1016/j.buildenv.2010.12.002
[14] MATTOS. M. C. Planejamento Da Vida Útil Na Construção Civil: Uma Metodologia Para A Aplicação Da Norma De Desempenho (NBR 15575) Em Sistemas De Revestimentos De Pintura. Dissertação. Escola de Arquitetura da UFMG. Universidade Federal de Minas Gerais (Belo Horizonte, 2013).
[15] BECKER, R. Implementation of the performance approach in the investigation of innovative building system (2001). National Building Research Institute, Technion – Israel Institute of Tecnology, Haifa, Israel, 2001.

[16] LORENZI, L. S. Análise crítica e proposições de avanço nas metodologias de ensaios experimentais de desempenho à luz da ABNT NBR 15575 (2013) para edificações habitacionais de interesse sociais térreas. Tese de Doutorado. Escola de engenharia – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Porto Alegre, 2013).
[17] MIRANDA. S. S. A influência da NBR 15575 na prática da arquitetura na cidade de Pelotas, RS. Dissertação. Universidade Federal de Pelotas (Pelotas, 2014).
[18] BORGES, C. A. M. O conceito de desempenho de edificações e a sua importância para o setor da construção civil no Brasil (2008). Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP- Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo: EPUSP, 2008.
[19] ZANOTTO, et. al. Atendimento ao requisito manutenibilidade da NBR 15575:2013 em um empreendimento habitacional (2015). 9º Simpósio Brasileiro de Gestão e Economia da Construção - Inovação e Sustentabilidade. 6º Encontro Latino Americano de Gestão e Economia da Construção. São Carlos (São Paulo, 2015).
[20] RODRIGUES, M. A. S.; J. C. SALES. A madeira e suas patologias. Estudo de caso: Igreja Nossa Senhora das Mercês – Itapipoca/CE (2013). In: IX Congresso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras (João Pessoa-PB, 2013).
[21] MARTINS, J. F. A.; FIORITI, C. F. Avaliação de manifestações patológicas identificadas nas estruturas em madeira do centro de eventos IBC (Instituto Brasileiro do Café) (2016). Revista Eletrônica de Engenharia Civil (REEC), Goiânia, v. 12, n. 3, p. 43-55.
[22] CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO (CBIC). Guia nacional para a elaboração do manual de uso, operação e manutenção das edificações (2014). Câmara Brasileira da Indústria da Construção. Fortaleza: Gadioli Cipolla Branding e Comunicação, 185 p.
[23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT (1998), NBR 14037 - Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações – Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos (Rio de Janeiro, 2011).

PROPRIEDADES DA MADEIRA DE *TECTONA GRANDIS* E SUA PRESERVAÇÃO PARA UTILIZAÇÃO COMO MOURÕES

PROPERTIES OF WOOD *TECTONA GRANDIS* AND ITS PRESERVATION FOR USE HOW WOODEN CONSTRUCTIONS

Adrianna Amorim de Sousa Pinto [(1)], Bárbara Luísa Corradi [(2)], Aylson Costa de Oliveira [(2)], Manolo Trindade Quintilhan [(1)], Weslley Candido de Oliveira [(1)], Leandro Laurentis Martins de Oliveira [(1)]

(1) UFMT-Universidade Federal de Mato Grosso-Bolsista de Iniciação Científica CNPQ-Brasil
(2) Doutores professores, UFMT–Universidade Federal de Mato Grosso, Brasil
Endereço de contato: adriannamorim@gmail.com

Código de identificação: T8-11

Resumo

Na madeira de Tectona grandis L.f, teca, o cerne não é atacado por xilófagos, enquanto o alburno e a medula são facilmente deteriorados, sendo, portanto, o tratamento preservativo uma alternativa para aumentar sua durabilidade. Assim, a madeira de teca com diâmetros reduzidos poderá ser utilizada como mourões de cercas. O trabalho objetivou avaliar as propriedades da madeira de teca, realizar o tratamento sob pressão com Arseniato de Cobre Cromatado (CCA) e avaliar a retenção e penetração do preservativo. Foram coletados toretes de teca com diâmetros inferiores a 15 cm, devido ao fato desse material não ser utilizado para fins nobres. A caracterização da madeira compreendeu a densidade básica, porcentagens de cerne, alburno, medula e composição química. O tratamento foi realizado em autoclave industrial, com CCA, pelo método de célula cheia. Foram efetuados os testes de retenção e penetração. O valor médio da densidade foi de 0,589 g/cm³, a relação cerne/alburno foi de 0,73, e os teores de extrativos, lignina total e holocelulose foram de 8,9%, 36,13% e 55,22% respectivamente. A preservação da madeira foi classificada como parcial periférica. O valor médio da área preservada foi de 40,03% enquanto a área de alburno corresponde a 54,58%, ou seja, a área do alburno não foi totalmente preservada. Para a análise de retenção, o valor encontrado foi de 2,63 kg/m³, valor inferior à normativa vigente. Conclui-se que a madeira de teca é de difícil preservação, sendo necessários estudos relacionados à deterioração em campo da madeira tratada para que seja indicado um uso adequado.

Palavras chaves: tratamento preservativo; CCA; análise da penetração e retenção

Abstract

In the wood of Tectona grandis L.f, teak, the heartwood is not attacked by xylophages, while the sapwood and marrow are easily deteriorated, and therefore the preservative treatment is an alternative to increase its durability. Thus, teak wood with reduced diameters can be used as fence posts. The objective of this work was to evaluate the properties of teak wood, to perform the pressure treatment with Cromated Copper Arsenate (CCA) and to evaluate the retention and penetration of the preservative. Teak turtles were collected with diameters smaller than 15 cm, due to the fact that this material was not used for noble purposes. The wood characterization comprised the basic density, percentages of heartwood, sapwood, marrow and chemical composition. The treatment was carried out in an industrial autoclave, with CCA, by the full cell method. Retention and penetration tests were performed. The mean value of the density was 0.589 g / cm³, the core / sapwood ratio was 0.73, and the extractive, total lignin and holocellulose contents were 8.9%, 36.13% and 55.22%, respectively. The preservation of the wood was classified as partial peripheral. The average value of the preserved area was 40.03% while the sapwood area corresponded to 54.58%, that is, the area of the sapwood was not fully preserved. For the retention analysis, the value found was 2.63 kg / m³, lower than the current norm. It is concluded that the teak wood is difficult to preserve, and studies related to the deterioration in the field of the treated wood are necessary for proper use.

Keywords*: preservative treatment; CCA; penetration and retention analysis*

1. INTRODUÇÃO

De acordo com o atual sistema de classificação por base filogenética APG III a espécie *Tectona grandis* L.f. está inserida na família Lamiaceae (Labiate), pertencente à ordem Lamiales (SOUZA; LORENZI, 2012). O gênero é originário da Índia e foi introduzido no Brasil devido ao seu grande potencial econômico, por ser uma espécie arbórea com madeira muito utilizada na construção civil e naval (ANGELI, 2003).

O seu rápido crescimento em algumas regiões do Brasil estimularam os plantios da teca em larga escala, para produção de madeira serrada (CHAGAS et al., 2014). Destaca-se o estado do Mato Grosso que reúne condições edafoclimáticas adequadas ao reflorestamento com essa espécie, um dos pioneiros em plantios de teca no Brasil. O incremento médio anual nesse estado, entre 20 e 25 anos, é de aproximadamente 15 m³/ha ano, em termos de produção líquida, para povoamentos desbastados aos 5, 10 e 15 anos (LEITE et al., 2011).

O cultivo de teca é realizado em ciclos longos, em sistema de desbaste, quando algumas árvores são retiradas do povoamento, em várias idades, e aquelas remanescentes são utilizadas pela indústria madeireira em um ciclo de corte de aproximadamente 30 anos. No Mato Grosso, a madeira proveniente de desbaste com mais de 15 cm de diâmetro está sendo utilizada pela indústria madeireira para produção de madeira serrada, laminação e painéis lateralmente colados. A madeira em tora com diâmetro inferior a 15 cm é vendida como lenha, produto de baixo valor agregado, possuindo maior proporção de alburno do que cerne.

O cerne da madeira de teca não é atacado por insetos, coleópteros e térmitas, e pode ser exposta à água doce e salgada e ao contato direto com o solo (MOTTA, 2011). Porém, a região do alburno, bem como a medula, é facilmente deteriorada. Logo, o tratamento preservativo pode ser indicado para aumentar sua durabilidade. Essa é uma alternativa para agregar valor à madeira atualmente utilizada como lenha, composta por grandes proporções de alburno.

Há poucos trabalhos no Brasil que avaliam a madeira de teca, destacando-se os trabalhos realizados por Chagas et al. (2015) que estudaram o tratamento preservativo em madeira de teca; Floréz (2012) que realizou a caracterização tecnológica da madeira de teca com 13 anos; e Motta (2011) que analisou as propriedades tecnológicas da madeira de teca aos 15 anos de idade.

Portanto, este trabalho teve como objetivo avaliar as propriedades da madeira de teca, realizar o tratamento sob pressão com Arseniato de Cobre Cromatado (CCA) em peças roliças e avaliar a retenção e penetração do preservativo, visando a utilização da madeira tratada como mourões de cercas em instalações rurais.

2. METODOLOGIA

2.1 Material

O material avaliado foi coletado em um plantio comercial localizado na cidade de Nossa Senhora do Livramento, estado do Mato Grosso sob espaçamento inicial de 3,0 x 2,0 m. Utilizou-se madeira proveniente de desbaste, aos 13 anos de idade, sendo utilizadas peças com diâmetros médios com casca inferiores àqueles adequados para produção de madeira serrada, ou seja, 15 cm. Foram selecionados, aleatoriamente, 30 toretes com 60 cm de comprimento.

Os testes foram realizados no Laboratório de Tecnologia da Madeira da Universidade Federal de Mato Grosso, *campus* Cuiabá. De cada torete retiraram-se discos de cinco cm de altura para determinação das propriedades da madeira e o restante foi destinado aos testes de preservação.

2.2 Propriedades da madeira

Foi mensurado o diâmetro com casca e sem casca dos 30 toretes selecionados com uma fita dendométrica, e determinado a porcentagem de casca. Para a determinação das porcentagens de cerne

e alburno utilizou-se a metodologia descrita por Evangelista (2007). Foi identificado em cada disco, a região limite entre cerne e alburno, observando-se a alteração na cor, denotando, portanto, a região do cerne. De uma extremidade à outra de cada disco, foram traçadas duas retas perpendiculares, passando pelo centro da medula. Foram feitas as medições do diâmetro total, do diâmetro do cerne e do diâmetro da medula com uma régua de precisão igual a 0,1cm. Procedeu-se, então aos cálculos para determinação das porcentagens de cerne, alburno, medula e relação cerne/alburno (C/A).

Determinou-se a densidade básica da madeira de teca, pelo método de imersão em água, de acordo com a norma ABNT NBR 11941 (ABNT, 2003).

A composição química da madeira foi avaliada pelos teores de extrativos totais, lignina e holocelulose (conjunto de celulose e hemicelulose). Os discos foram seccionado em palitos, formando-se três amostras compostas destinadas à análise química. As amostras de madeira foram transformadas em serragem, utilizando-se um moinho de laboratório tipo Wiley, de acordo com a norma TAPPI 257 cm-85 (TAPPI, 2001).

Os teores de lignina insolúvel na madeira foram determinados pelo método Klason, modificado por Gomide e Demuner (1986). A lignina solúvel foi determinada por espectrometria, conforme Goldschimid (1971). Foi realizada uma hidrólise ácida com ácido sulfúrico a 72% em 0,3 g de serragem sem extrativos a 30 ºC durante um período de uma hora. Posteriormente, a mistura foi diluída até 3% e submetida à outra hidrólise a uma pressão de 2 atm a 121°C durante uma hora. Por filtração foram determinados os teores de lignina insolúvel e por espectrometria os teores de lignina solúvel. Pela soma de lignina insolúvel e solúvel foram obtidos os teores de lignina totais.

Os Teores de extrativos totais foram determinados de acordo com norma TAPPI 264 om-88 (TAPPI, 2001), substituindo-se a solução de etanol/benzeno por etanol/tolueno. Os teores de holocelulose foram estimados pelo somatório da celulose e hemicelulose, retirando-se de 100, os teores de lignina e extrativos totais.

2.3 Tratamento preservativo

Para preservação da madeira foram utilizados 15 toretes com 55 cm de comprimento e diâmetro máximo de 15 cm que serão avaliados em ensaio de deterioração em campo com os outros 15 toretes que não foram tratados. Para realização do tratamento preservativo foram retiradas a casca dos toretes de teca e efetuada a secagem ao ar livre, para uma melhor absorção do produto preservativo. O tratamento preservativo foi realizado em autoclave industrial, na Unidade de Tratamento de Madeira Santo André, localizada em Várzea Grande, MT.

O tratamento preservativo foi realizado através do processo de célula cheia (Bethell). As etapas do processo envolveram carregamento da madeira no cilindro da autoclave, aplicação de vácuo inicial a 560 mmHg por 30 minutos, enchimento com a solução preservativa, aplicação de pressão de 12 kgf/cm^2, por 90 minutos, retirada do produto do cilindro, vácuo final a 560 mmHg por 10 minutos e descarregamento.

O produto preservativo utilizado foi o arseniato de cobre cromatado (CCA tipo C) de ação fungicida e inseticida. O produto foi fornecido pela MONTANA Química S/A, com o registro comercial de Osmose K 33 C, numa concentração de 2% de ingredientes ativos. Após cada tratamento preservativo, a madeira foi armazenada em local protegido de umidade, sem contato direto com o solo, permitindo as reações de fixação primária do produto na madeira.

2.4 Avaliação do Tratamento preservativo

A avaliação do tratamento preservativo foi realizada no Laboratório de Tecnologia da Madeira da Faculdade de Engenharia Florestal da Universidade Federal de Mato Grosso.

Para determinar a retenção de CCA foi utilizada a metodologia da diferença de massa, de acordo com Evangelista (2011). Mediu-se a massa de cada torete, no início e no final do tratamento, com

auxílio de uma balança de precisão, e determinou-se o volume de madeira tratável de cada torete. A retenção por diferença de massa foram estimadas através da seguinte equação:

$$ret_{CCA} = \frac{(p_{f-P_i})}{v_{rt}} * \frac{C_{CCA}}{100} \quad (1)$$

Em que: *retCCA*= retenção de CCA, em kg, por m^3 de madeira tratada;*pi*= peso inicial da tora, em kg;*pf*= peso final da tora, após o tratamento preservativo, em kg;*CCCA*= concentração de princípio ativo da solução preservativa de CCA, em %; e, *vrt*= volume de madeira tratável, em m^3.

A avaliação da penetração do produto preservativo foi qualitativa, feita por meio de reações colorimétricas, através da detecção de cobre na madeira tratada, com o uso de uma solução de cromoazurol-S. A solução foi aplicada em toda região transversal do torete, com o auxílio de um pincel. Ao detectar a presença de cobre, há uma reação do cromo da solução com o cobre do CCA, fazendo com que a madeira adquira uma coloração azul escuro. A ausência de cobre na madeira, por sua vez, resulta numa coloração rosa. A NBR 9480 (ABNT, 2009) preconiza o tratamento de 100% do alburno, considerando tão somente a presença ou ausência de produtos. A penetração foi classificada conforme Figura 1, total e uniforme (TU), parcial e periférica (PP), parcial e irregular (PI), vascular (V) e nula (N).

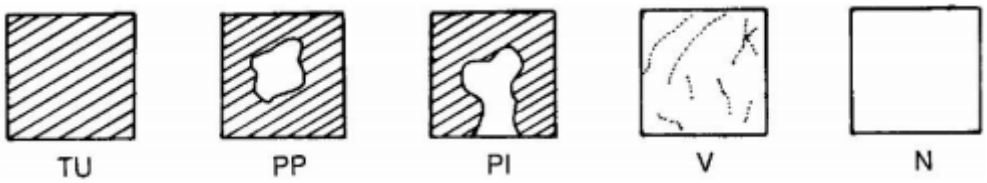


Figura 1: Tipos de penetração do preservativo na madeira
Fonte: Mendes e Alves (1988).

A penetração do produto na madeira também foi avaliada quantitativamente, por meio da penetração na seção transversal da madeira e da área tratada com CCA. Para tanto, mediu-se a penetração do produto, indicada pela reação do cromoazurol-S, na seção transversal de cada torete. As medições foram realizadas com o auxílio de uma régua com precisão de 0,01 cm, em toda a região tratada no sentido casca-medula. Essas medições foram realizadas em quatro pontos diferentes da seção transversal de cada amostra. A partir dessas medições, a penetração média do produto na seção transversal e a área tratada na madeira foram estimadas.

3. RESULTADOS

3.1 Propriedades da madeira

Na tabela 1 apresentam-se o valor médio, máximo, mínimo, desvio padrão e coeficiente de variação dos diâmetros com casca, sem casca e porcentagem da casca dos 30 toretes selecionados.

Tabela 1: Estatística descritiva para diâmetro com e sem casca dos toretes e porcentagem de casca para toretes de *Tectona grandis* aos 13 anos

Característica	Média	Máximo	Mínimo	Dp	CV(%)
Dt. com casca(cm)	11,61	14,10	9,77	1,00	8,70
Dt. sem casca(cm)	10,75	13,05	9,00	0,98	9,15
% Casca	13,55	16,48	7,42	2,04	15,08

Dt: Diâmetro dos toretes, Dp: Desvio padrão, CV: coeficiente de variação.

Os valores encontrados para os diâmetros dos toretes de teca estão abaixo de 15 cm, que é o mínimo comercializado para as indústrias madeireiras, para produção de madeira serrada, lâminas ou sarrafos. Assim, é necessário agregar valor comercial para a madeira de teca nessas condições, atualmente comercializada como lenha, produto com baixo valor agregado. Uma alternativa seria a fabricação de mourões de cerca, porém, é ideal que seja feito o tratamento preservativo.

O valor encontrado para porcentagem de casca foi de 13,55%. A casca confere proteção contra a perda de umidade, enquanto a árvore está viva (BURGER; RICHTER, 1991), para os fins deste estudo, ela é indesejável porque prejudica a preservação, portanto, a casca foi retirada.

O valor médio, máximo, mínimo, desvio padrão e coeficiente de variação das porcentagens de cerne, alburno e medula, além da relação cerne/alburno (C/A) para toretes de teca aos 13 anos, com diâmetros inferiores a 15 cm, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Estatística descritiva para porcentagens de cerne, alburno e medula e relação cerne/alburno para toretes de *Tectona grandis*, com diâmetros inferiores a 15 cm, aos 13 anos

Característica	Média	Máximo	Mínimo	Dp	CV(%)
Alburno (%)	54,58	72,04	34,07	8,57	15,71
Cerne (%)	44,81	65,46	27,11	8,68	19,37
Medula (%)	0,61	1,23	0,15	0,27	44,70
Relação C/A	0,73	1,92	0,38	0,34	46,70

C/A: Cerne/Alburno, Dp: Desvio padrão, CV: Coeficiente de variação.

A parte externa da madeira foi quantificada como alburno, com coloração mais clara, e a parte interna como cerne, por possuir cor mais escura, e a medula o centro da madeira. As áreas suscetíveis ao apodrecimento na madeira são o alburno e a medula, por serem constituídas por tecido parenquimático, atraindo agentes destruidores, devido à presença de conteúdos nutritivos (BURGER; RICHTER, 1991). Na madeira de teca, identificou-se uma área de transição, região intermediária entre o alburno e o cerne, por possuir coloração clara foi quantificada como alburno.

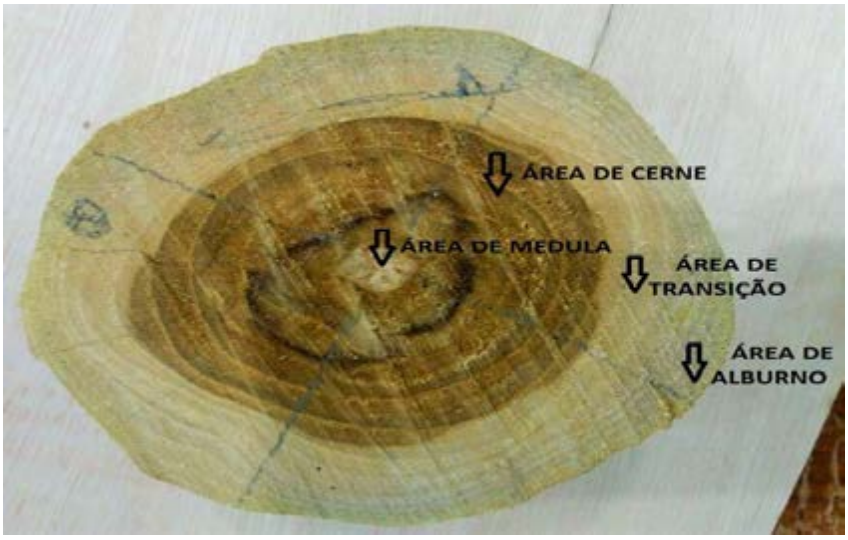


Figura 2: As setas indicam as áreas identificadas na madeira de teca

A quantidade de cerne é inversamente proporcional à quantidade de alburno. O valor da porcentagem de cerne foi menor que o verificado por Flórez (2012) que encontrou uma porcentagem de cerne de 51,44% para árvores com mesma idade. Essa diferença se deve provavelmente pelo fato de que o material do presente trabalho foi coletado em porções mais altas da árvore, cujo diâmetro foi inferior a 15 cm. Flórez (2012) coletou amostras ao longo do tronco e a porcentagem de cerne dada pelo autor é o valor médio para a árvore toda.

Madeiras com maior proporção de cerne apresentam maior durabilidade natural, devido aos compostos químicos presentes nessa região, sendo desejável maior proporção de cerne para a utilização final. Segundo Perez e Kanninen (2003) a proporção de cerne aumenta logaritmicamente com a idade da árvore, em defluência do crescimento em diâmetro. Como a porcentagem de alburno é superior à de cerne, faz-se necessário o tratamento preservativo dos toretes, para que sua resistência ao ataque de xilófagos seja aumentada.

Quanto maior o valor da relação cerne/alburno, maior a presença de cerne na madeira. Portanto, madeiras com alta porcentagem de cerne tendem a ter uma durabilidade natural maior e madeiras com alta porcentagem de alburno precisam ser tratadas, caso o uso dado aquela madeira, exija contato com o solo. O valor médio da densidade básica e composição química da madeira de teca são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Valores médios de densidade básica e da composição química da madeira de *Tectona grandis* proveniente de toretes com diâmetros inferiores a 15 cm, aos 13 anos

Característica	**Média**
Densidade básica (g/cm³)	0,589
Extrativos (%)	8,90
Lignina insolúvel (%)	34,93
Lignina solúvel (%)	0,93
Lignina total (%)	36,13
Holoceluloses (%)	55,22

O valor médio da densidade básica da madeira de teca aos 13 anos foi de 0,589 g/cm³. O valor encontrado está próximo ao obtido por Flórez (2012) com plantio de mesma idade, 0,538 g/cm³. O valor também foi semelhante ao encontrado por Chagas et al (2014) com madeira de 12 anos com 0,518 g/cm³.

O teor de extrativos para madeira de teca foi similar ao encontrado por Flórez (2012), 8,9%, para madeira de teca de mesma idade. De acordo com Walker (2006), a durabilidade natural da madeira de teca deve-se a grande presença de extrativos no cerne, como a tectoquinona, pertencente à classe dos flavonóides, atuando como um preservante natural. Comparando-se o teor de lignina total e holoceluloses, os valores encontrados foram similares com os obtidos por Flórez (2012), 32,47% e 57,94% respectivamente. Valores semelhantes foram também encontrados por Chagas et al (2014): 31,23% de lignina total e 64,01% de holoceluloses, para madeira de teca aos 12 anos.

3.2 Avaliação do Tratamento preservativo

Na Figura 2 observa-se um exemplo de peça de madeira de teca tratada, antes e após o teste com solução de cromoazurol-S. Vale ressaltar que as regiões que adquiriram coloração azulada receberam o produto preservativo, o CCA. A parte mais externa do alburno foi tratada, porém foram verificadas irregularidades na distribuição do preservativo, principalmente na área de transição entre o cerne e o alburno. Pode ser observar na Figura 3 as irregularidades no tratamento preservativo. A baixa penetração pode ter ocorrido devido a presenças de extrativos, ou pela modificação da área associada à formação do cerne. Observou-se, também, que a região da medula foi totalmente tratada, em todas as peças, por se tratar de uma região esponjosa, com alta permeabilidade.

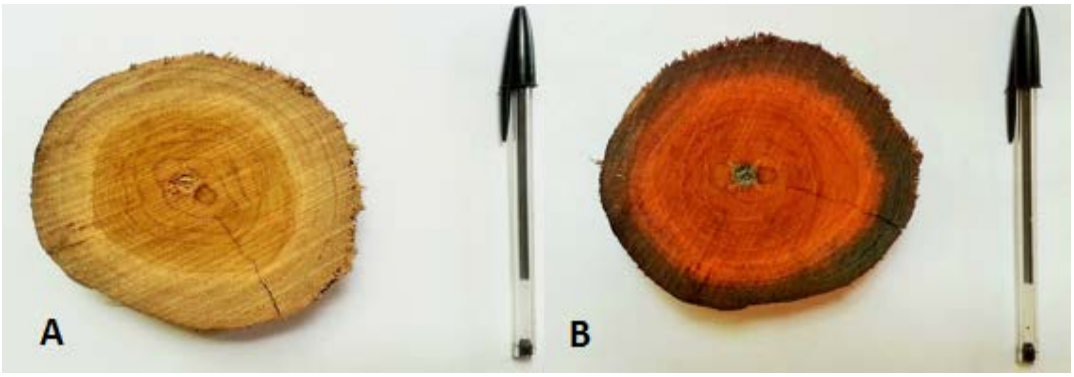


Figura 3: Disco (A) sem a solução de cromoazurol e (B) com a presença de cromoazurol

Figura 4: Disco com presença de cromoazurol para avaliação qualitativa

Na Tabela 4 são descritas a avaliação da penetração qualitativa e quantitativa para o alburno, cerne e medula e a análise de retenção com CCA, para cada peça de madeira tratada.

Tabela 4

Torete	**Penetração qualitativa e quantitativa**				**Retenção com CCA (Kg/m³)**
	Alburno	**Cerne**	**Medula**	**Área preservada (%)**	
1	Parcial irregular	Vascular	Total	33,27	2,87
2	Parcial irregular	Vascular	Total	43,29	3,03
3	Parcial periférica	Vascular	Total	32,43	2,47
4	Parcial periférica	Nula	Total	58,14	3,75
5	Parcial periférica	Vascular	Total	34,86	2,29
6	Parcial irregular	Vascular	Total	51,2	3,58
7	Parcial periférica	Nula	Total	30,96	1,93
8	Parcial periférica	Vascular	Total	26,25	2,14
9	Parcial irregular	Nula	Total	42,67	2,58
10	Parcial periférica	Vascular	Total	53,07	2,95
11	Parcial periférica	Nula	Total	40,08	2,14
12	Parcial periférica	Vascular	Total	55,27	2,31
13	Parcial periférica	Vascular	Total	31,21	2,63
14	Parcial periférica	Vascular	Total	31,71	3,83
15	Parcial periférica	Nula	Total	36,09	2,8
Média	-	-	-	**40,03**	**2,63**

A norma NBR 9480 (ABNT, 2009) estabelece que a área do alburno deve ser totalmente preservada com CCA, para que a madeira seja comercializada. Contudo, nesse trabalho verificou-se uma penetração desuniforme na área considerada como alburno, fato que pode inviabilizar a comercialização de peças tratadas de teca.

No alburno, a penetração foi classificada em sua maioria como do tipo parcial periférica. O cerne apresentou baixa penetração devido à sua baixa permeabilidade, resultado que já era esperado. Isso porque o cerne, devido à presença de tilos que obstruem as vias de circulação de líquidos, tem a impregnação de substâncias, como os preservativos, dificultada (BURGER; RICHTER, 1991). A medula foi totalmente preservada. De acordo com a classificação utilizada por Mendes e Alves (1988) os resultados observados apresentaram na madeira de teca penetração do tipo parcial periférica.

Para a análise de retenção de CCA segundo a metodologia de Evangelista (2011) o valor médio para madeira de teca aos 13 anos foi de 2,63 kg/m³ (Tabela 4). Esse valor de retenção é inferior ao estabelecido pela norma NBR 9480 (ABNT, 2009) na qual estabelece valores superiores a 6,5 Kg/m³. A média da área preservada da madeira de teca foi de 40,03%, enquanto a média da área de alburno foi de 54,08% para as peças tratadas. Pode-se concluir, portanto, que apenas 74% da área considerada como alburno foi preservada.

Segundo Chagas et al. (2015), são necessárias novas pesquisas com o objetivo de aumentar a permeabilidade da madeira de teca, para que a impregnação e a retenção do preservativo sejam aumentadas. Deve-se também, quantificar a área de transição entre cerne e alburno e estudar a sua composição química, a fim de verificar a presença de extrativos tóxicos aos xilófagos, bem como a durabilidade da madeira de teca tratada, em ensaios de deterioração em campo.

4. CONCLUSÕES

Os valores médios encontrados na pesquisa das propriedades analisadas, como densidade, relação cerne/alburno, composição química foram semelhantes ao encontrados na literatura para madeira de *Tectona grandis* provenientes de plantios no Brasil com idades próximas.

A madeira de *Tectona grandis* apresentou penetração do tipo parcial periférica e baixa retenção do produto pela área tratável, portanto pode ser classificada como de difícil preservação.

Assim, são necessários outros estudos principalmente relacionados à deterioração em campo, para indicação correta do uso da madeira tratada.

REFERÊNCIAS

[1] SOUZA, V.C; LORENZI.H. Botânica Sistemática: Guia ilustrado para identificação das famílias de Fanerogámas nativas e exóticas no Brasil, baseado em APG III.Nova Odessa, SP: Instituto Plantarum 3. Ed, Pg 645-768. 2012.

[2] LORENZI, H; SOUZA, H. M; TORRES, M. A. V; BACHER, L. B. Árvores exóticas no Brasil: madeireiras, ornamentais e aromáticas. Nova Odessa, SP: Instituto Plantarum, p. 368-368. 2003.

[3] ANGELI, A. *Tectona grandis* (Teca). In: IDENTIFICAÇÃO DE ESPÉCIES FLORESTAIS. Piracicaba: IPEF, 2003. Disponível em: http://www.ipef.br/identificacao/tectona. grandis.asp>. Acesso em: 30 jun. 2016

[4] CHAGAS, S.F.; EVANGELISTA, W. V.; SILVA, J.C.; CARVALHO, A. M. L. Propriedades da madeira de teca de diferentes idades e oriundas de desbaste. Ciência da Madeira (*Brazilian Journal of Wood Science*), v.05, n.2, p.138-154, 2014.

[5] LEITE, H. G.; OLIVEIRA-NETO, R. R.; MONTE, M. A.; FARDIN, L.; ALCANTARA, A. M.; BINOTI, M. L. M. S.; CASTRO, R. V. O. Modelo de afilamento de cerne de *Tectona grandis* L.f. Scientia Forestalis, Piracicaba, SP, v. 39, n. 89, p. 53-59, 2011.

[6] MOTTA, P. J. Propriedades tecnológicas da madeira de *Tectona grandis* L.f. proveniente do vale do rio doce, Minas Gerais.2011. 126p. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais) – Universidade Federal do Espírito Santo,Espírito Santo, 2011.

[7] CHAGAS, S.F.; EVANGELISTA, W. V.;SILVA, J.C.; PINHEIRO, M. A. Estudo da retenção e penetração de CCA na madeira de teca, visando uso como mourões tratados. Scientia Forestalis. Piracicaba, v. 43, n. 105, p. 155-165, mar. 2015.

[8] FLORÉZ, B.J. Caracterização tecnológica da madeira jovem de Teca (*Tectona grandis* L.f.). 2012. 85p. Dissertação (Mestrado em Ciência e Tecnologia da Madeira) – Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2012.

[9] EVANGELISTA, W.V. Caracterização da madeira de clones de *Eucalyptus camaldulensis* Dehnh. e *Eucalyptus urophylla* S.T. Blake, oriunda de consórcio agrossilvipastoril. 2007. 120p. Dissertação (Mestrado em Ciência Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007.

[10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11941. Madeira: determinação da densidade básica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

[11] TAPPI - Technical Association of the Pulp and Paper Industry. TAPPI test methods T 257 cm-85: sampling and preparing wood for analysis. In: TAPPI Standard Method. Atlanta, USA. Cd-Rom, 2001.

[12] GOMIDE, J. L.; DEMUNER, B. J. Determinação do teor de lignina em material lenhoso: método Klason modificado. O Papel, v. 47, n. 8, p. 36-38, 1986.

[13] GOLDSCHIMID, O. Ultraviolet spectra. In: SARKANEN, K. V.; LUDWING, C. H. (Eds) Lignins. New York: Wiley Interscience, 1971. p. 241-266.

[14] TAPPI - Technical Association of the Pulp and Paper Industry. TAPPI test methods T 264 om-88: preparation of wood for chemical analysis. In: TAPPI Standard Method. Atlanta, USA. Cd-Rom, 2001.

[15] EVANGELISTA, W. V. Penetração e retenção de Arseniato de Cobre Cromatado em madeira de eucalipto. 2011. 126 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2011.

[16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR 9480 Peças roliças preservadas de eucalipto para construções rurais - Requisitos. 2.ed. Rio de Janeiro, 2009. 12 p.

[17] MENDES, A. S.; ALVES. M. V. S. A degradação da madeira e sua preservação. Brasília, IBDF/DPq-LPF, 1988.

[18] BURGER, L.M; RICHTER, H. G. Anatomia da madeira. São Paulo: Nobel,1991, Pag 115-138.
[19] PÉREZ, L.D.; KANNINEN, M. Heartwood, sapwood and back content, and Wood dry density of young and mature teak *(Tectona grandis*) trees grown in Costa Rica. Silva Fennica, Helsinki, v.37, n.1, p.45-54, 2003.

COMPORTAMENTO NO PLANO E FORA DO PLANO DE PAVIMENTOS DE MADEIRA

IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE BEHAVIOUR OF TIMBER FLOORS

João H. Negrão [(1)] (A)

(1) PhD, CICC, CITAB, Professor Associado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal
Endereço de contato: jhnegrao@dec.uc.pt; (A) Apresentador

Código de Identificação: T9-01

Resumo

Na construção tradicional em Portugal, as paredes são constituídas por alvenaria de pedra e os pavimentos são em madeira. Sendo estes constituídos por soalho aplicado diretamente sobre as vigas ou sobre barrotes contínuos perpendiculares a estas, as suas caraterísticas dinâmicas e capacidade de distribuição de forças no plano suscitam dúvidas. As primeiras são essenciais para o bom desempenho a respeito de vibrações em serviço, enquanto a segunda é necessária para a mobilização das paredes e demais elementos de travamento face à ação sísmica. Em intervenções de reforço e reabilitação, o comportamento no plano pode ser melhorado mediante a inclusão de uma treliça de travamento no plano do pavimento, constituída pelas vigas existentes e por elementos diagonais adicionais metálicos, em madeira ou em FRP, aplicados sobre, sob ou entre as vigas. Uma alternativa é a constituição de um pavimento misto madeira-betão. Neste caso, o objetivo primário é a melhoria de desempenho do pavimento para ações verticais, mas a lâmina de betão confere ao pavimento uma elevada rigidez no seu plano, permitindo antecipar um desempenho satisfatório também quanto ao funcionamento como diafragma sendo indispensável, para tal, que as ligações lâmina-paredes apresentem também as necessárias características de rigidez e resistência. Este trabalho descreve um estudo computacional preliminar nessa área, sendo comparados modelos dos tipos referidos, nomeadamente de variantes de um pavimento simples (não reforçado), de um reforço com treliça e de um pavimento madeira-betão.

Palavras chave: pavimentos de madeira; diafragma; dinâmica reforço

Abstract

In traditional construction in Portugal, walls are made up with stone masonry and the floors are in timber. These consist of floor planks either directly laying on the main timber beams or on transverse small beams which in turn lay on the main beams. Whatever the case is, the dynamic characteristics and the capability to withstand in-plane forces raise some interrogations. The former are essential to the good in-service behaviour towards vibrations, while the letter is needed to distribute the horizontal forces caused by a seism to walls and bracing systems. In strengthening and refurbishment interventions, the in-plane behaviour may be enhanced through the design of a bracing truss in the floor plane, composed by the existing floor beams and additional diagonal steel, timber or FRP elements, applied on, under or between the main beams. An alternative consists of a composite timber-concrete floor. In this case, the primary objective is the improvement of the floor performance under vertical loads, but the very high in-plane stiffness of the concrete layer allows to anticipate a satisfactory diaphragm behaviour of the floor, which also requires that the floor-to-wall connections show the adequate strength and stiffness characteristics. This paper describes a preliminary computational study in this topic, where floor models of the types described before are compared, namely variants of a simple (unstrengthened) floor, a truss-reinforced floor and a timber-concrete floor.

Keywords*: timber floors; diaphragms; dynamic; strengthening*

1. INTRODUÇÃO

Os edifícios de construção tradicional em Portugal, bem como na generalidade dos países mediterrânicos da Europa, são constituídos por paredes em alvenaria de pedra, ligados por pavimentos de madeira. As tábuas de solho podem ser aplicadas sobre barrotes perpendiculares às vigas principais, caso se pretenda que tenham a direção destas ou o seu espaçamento seja excessivo (Figura 1a), ou diretamente sobre as vigas, se o espaçamento for pequeno (tipicamente inferior a 40cm) e se pretender essa direção para as tábuas (Figura 1b). Acessoriamente, e dependendo do vão em causa, podem ser usados tarugos de travamento e distribuição, habitualmente a meio (no caso de um tarugo, Figura 1c) ou a terços (no caso de dois) do vão do pavimento. A entrega nas paredes é feita seja diretamente, inserindo as vigas em caboucos praticados na alvenaria, ou indiretamente, apoiando as vigas num frechal que se desenvolve continuamente ao longo da parede e ligado a esta. Salvo no caso raro em que os barrotes tenham comprimentos de entrega longos nos caboucos, a condição de apoio habitualmente considerada é a de apoio simples, isto é, sem encastramento.

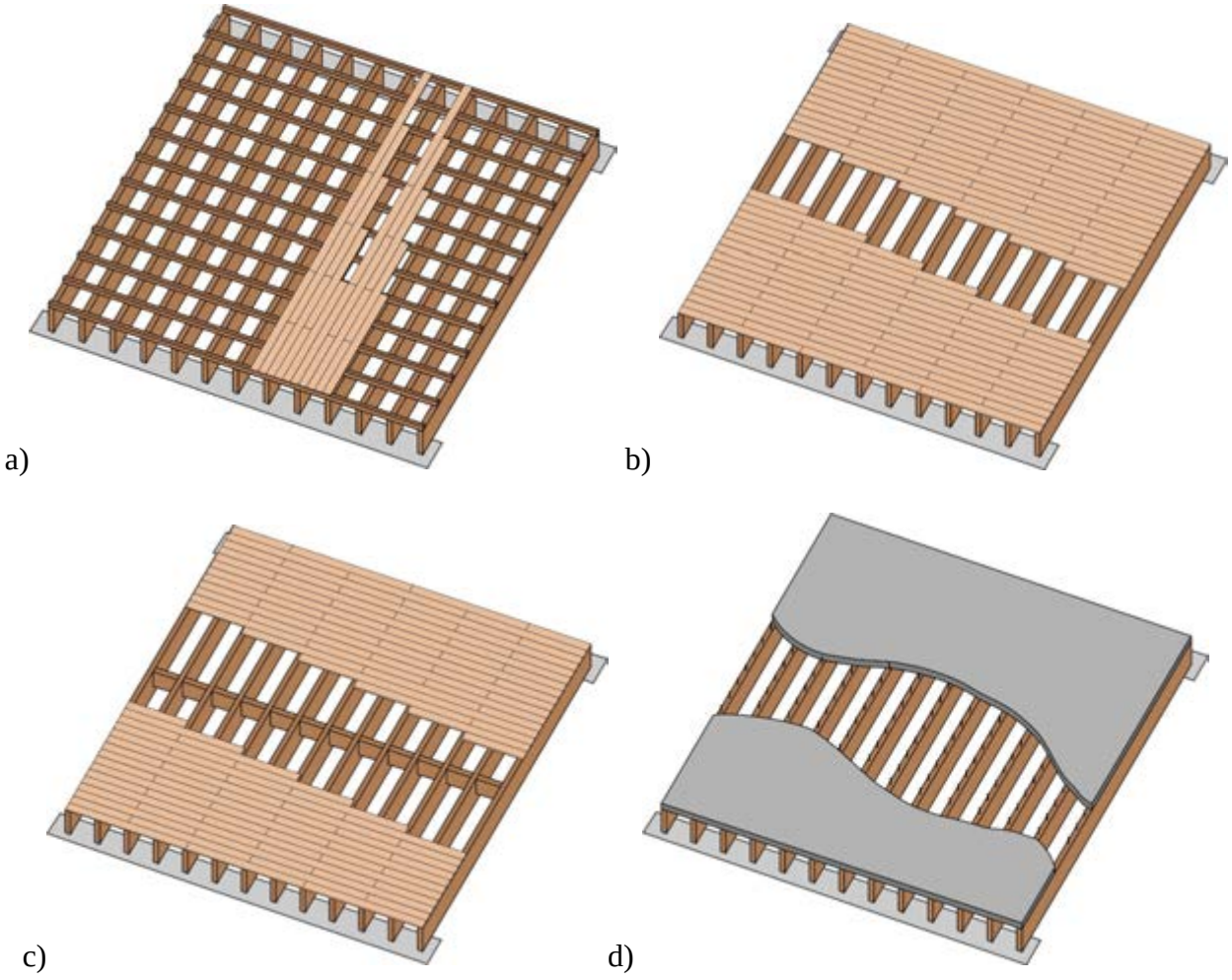


Figura 1: Configurações comuns de pavimentos de madeira: a) com sarrafos ; b) sem sarrafos ; c) com tarugo(s) ; d) misto madeira-betão

Pela própria natureza dos elementos constituintes, os pavimentos de madeira são unidirecionais, servindo os sarrafos, o solho e/ou os tarugos de elementos de distribuição de eficácia variável, como se verá. Quer os sarrafos, quer as tábuas de solho, têm juntas cuja frequência e espaçamento tem a ver com o vão do pavimento e com o padrão de repetição escolhido. Os tarugos são naturalmente

descontínuos, sendo introduzidos no intervalo livre entre faces de vigas contíguas e ligados a estas por pregagem oblíqua ou de topo. Neste ultimo caso, é necessário que sejam desencontrados vão a vão, para permitir a pregagem de topo.

Uma solução muito eficaz na reabilitação ou reforço de pavimentos de madeira consiste na execução de uma lâmina de betão, ligada às vigas por conetores metálicos, de novo a mobilizar o comportamento compósito semirrígido do conjunto (Figura 1d). A lajeta pode ser executada diretamente sobre as tábuas de solho, funcionando estas como cofragem perdida, ou sobre uma cofragem recuperável pela face inferior.

Para além da verificação da capacidade resistente dos pavimentos originais e/ou das soluções reforçadas a ações gravíticas, interessa também averiguar a capacidade de distribuição de carga dos vários sistemas e de assegurar o bom desempenho em serviço, nomeadamente limitando inferiormente as frequências de vibração mais baixas. Por outro lado, no caso de regiões onde a ação sísmica assume importância relevante, como acontece em grande parte do território de Portugal Continental e nas ilhas dos grupos Oriental e Central do arquipélago dos Açores, é relevante investigar a capacidade dos pavimentos para repartição de forças horizontais pelos elementos de travamento, tipicamente paredes-mestras de alvenaria ou frontais.

Para esse efeito, procedeu-se à análise da série de modelos, essencialmente correspondentes a variantes dos representados na Figura 1, elencada na Tabela 1.

Tabela 1: Modelos de pavimento analisados

Modelo	Descrição
A	Solho sobre sarrafos contínuos – Apoio em 2 lados opostos
B	Solho sobre sarrafos com juntas espaçadas de 1,2m – Apoio em 2 lados opostos
C	Solho sobre vigas principais – Apoio em 2 lados opostos
D	Solho sobre sarrafos contínuos – Apoio em 4 lados
E	Solho sobre sarrafos com juntas espaçadas de 1,2m – Apoio em 4 lados
F	Solho sobre vigas principais – Apoio em 4 lados
G	Pavimento misto madeira-betão – Apoio em 2 lados
H	Pavimento misto madeira-betão – Apoio em 4 lados
I	Solho sobre vigas principais e tarugo central – Apoio em 2 lados

2. COMPORTAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO FORA DO PLANO (FLEXÃO)

2.1 Modelação

O modelo geométrico consiste de um pavimento quadrado de 4,80mx4,80m, com uma modularidade de 0,40m entre eixos de vigas e de sarrafos (quando existentes), existindo portanto 13 vigas, duas das quais periféricas, e 13 sarrafos. Todas as vigas têm apoios rotulados nas extremidades. Nos modelos D, E, F e H, são adicionalmente restringidos os deslocamentos transversais dos nós internos das vigas periféricas, simulando frechais com apoio contínuo nas paredes laterais. A secção considerada para as vigas foi de 80x160mm^2, adequada e frequente em vãos com a dimensão aproximada do aqui considerado. Os sarrafos têm secção de 40x60mm^2, também comum nestes pavimentos e para o espaçamento indicado. O solho foi modelado com uma espessura de 22mm, a mais correntemente utilizada. Para evitar a quase triplicação da dimensão da malha de elementos finitos, foram consideradas tábuas de 0,40m de largura por módulo, em vez de três tábuas de 0,133m, de forma a obter-se uma malha de densidade semelhante à dos restantes modelos. A influência desta simplificação nos resultados foi praticamente impercetível. Foram introduzidas libertações de modo a impedir interação flexão-torção entre barras ortogonais. Foi atribuída às vigas de madeira a classe resistente C18 segundo a EN338 [1].

No caso do modelo I, atribui-se ao tarugo central uma secção de 80x140mm^2, ligeiramente menor do que a das vigas principais. Uma vez que os troços de tarugo são descontínuos, é indispensável ter

em consideração a rigidez de rotação (K) da sua ligação às vigas, sem o que não desempenhariam qualquer efeito de distribuição de carga. Esse é um problema complexo e, para a determinação aproximada daquele valor, foi considerado o modelo representado na Figura 2, que se baseia na hipótese de que, por ação de uma força P aplicada numa viga, os tarugos adjacentes sofrem apenas movimento transversal de corpo rígido causado pelo escorregamento das ligações. Esta hipótese fundamenta-se no pequeno comprimento do tarugo, que resulta em rigidezes de rotação e translação elevadas dessa barra. Por outro lado, a rotação de corpo rígido do tarugo é impedido pelo seu confinamento entre as duas vigas adjacentes, contraventadas pelos tarugos seguintes. O movimento relativo tarugo-viga tem valores iguais e sentidos opostos na viga carregada e nas adjacentes, devendo-se à parte da força P que é repartida pelos tarugos para as vigas vizinhas.

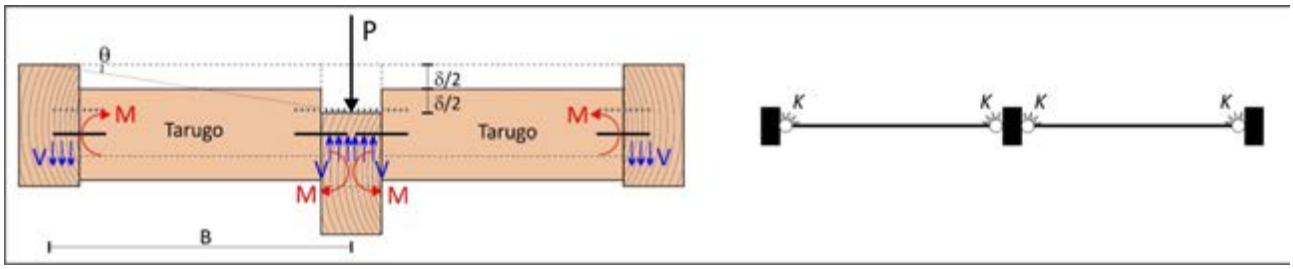


Figura 2: Modelo de ligação elástica tarugo-vigas

Sendo δ o afundamento total da viga carregada, a rotação aparente do tarugo, entre vigas vizinhas, será dada por

$$\theta \cong \text{tg}\ \theta = \delta / B \tag{1}$$

do que resulta, para uma rotação unitária

$$\delta = B \tag{2}$$

Admitindo que a ligação do tarugo à viga se faz por uma cavilha ou parafuso de topo (o que só será possível se tarugos consecutivos estiverem transversalmente desfasados), o módulo de escorregamento por ligador e superfície de corte, para ligadores deste tipo e de acordo com a EN1995-1-1:2004 (EC5, Parte 1-1) [2], será

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5}\ d/23 \tag{3}$$

Esta expressão aplica-se a ligadores inseridos perpendicularmente ao fio da madeira, mas admite-se igualmente válida no caso presente, em que o ligador é paralelo ao fio no tarugo.

Considerando um ligador de 10mm de diâmetro e um valor médio da massa volúmica de 380kg/m^3, como especificado pela EN338 para a classe C18, este valor resulta em

$$K_{ser} = 380^{1,5} * 10/23 = 3221\ \text{N/mm (ou kN/m)} \tag{4}$$

O deslocamento transversal relativo (2) reparte-se igualmente pelas duas interfaces tarugo-viga, pelo que a força transversal mobilizada será

$$V = K_{ser}\ B/2 = 3221 * 0{,}4/2 = 644\ \text{kN} \tag{5}$$

O equilíbrio de momentos do tarugo, finalmente, determina o valor dos momentos M, que correspondem à rigidez de rotação aparente:

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow VB = 2M \Rightarrow M = VB/2 = 644*0{,}4/2 \cong 129\ \text{kNm/rad} \tag{6}$$

Este foi o valor atribuído às molas de rotação nas ligações vigas-tarugos do modelo I.

Finamente, para os modelos G e H, relativos ao pavimento misto madeira betão, foi utilizado um modelo de laje ortotrópica nervurada numa direção, correspondendo as nervuras às vigas de madeira e tendo espaçamento igual ao destas. As suas dimensões foram definidas por homogeneização da secção de madeira a respeito do betão, definido como C30/37 segundo a EN1992-1-1 (EC2, Parte 1-1) [3]. Este procedimento resulta numa ligação rígida dos dois materiais, correspondendo-lhe uma rigidez e frequência de vibração superior às que se obteriam se houvesse sido feita a modelação do comportamento compósito. No entanto, as conclusões obtidas ganham força ao fazer-se a extrapolação do modelo rígido para o semi-rígido, o que torna justificável a utilização daquele neste estudo preliminar. A análise estrutural foi realizada com o programa AutoDesk Robot [4].

2.2 Resultados e discussão – Comportamento dinâmico

Na Figura 3 representam-se os 4 primeiros modos de vibração para o modelo A. O amortecimento modal considerado foi de ξ=1%, como especificado no EC5.

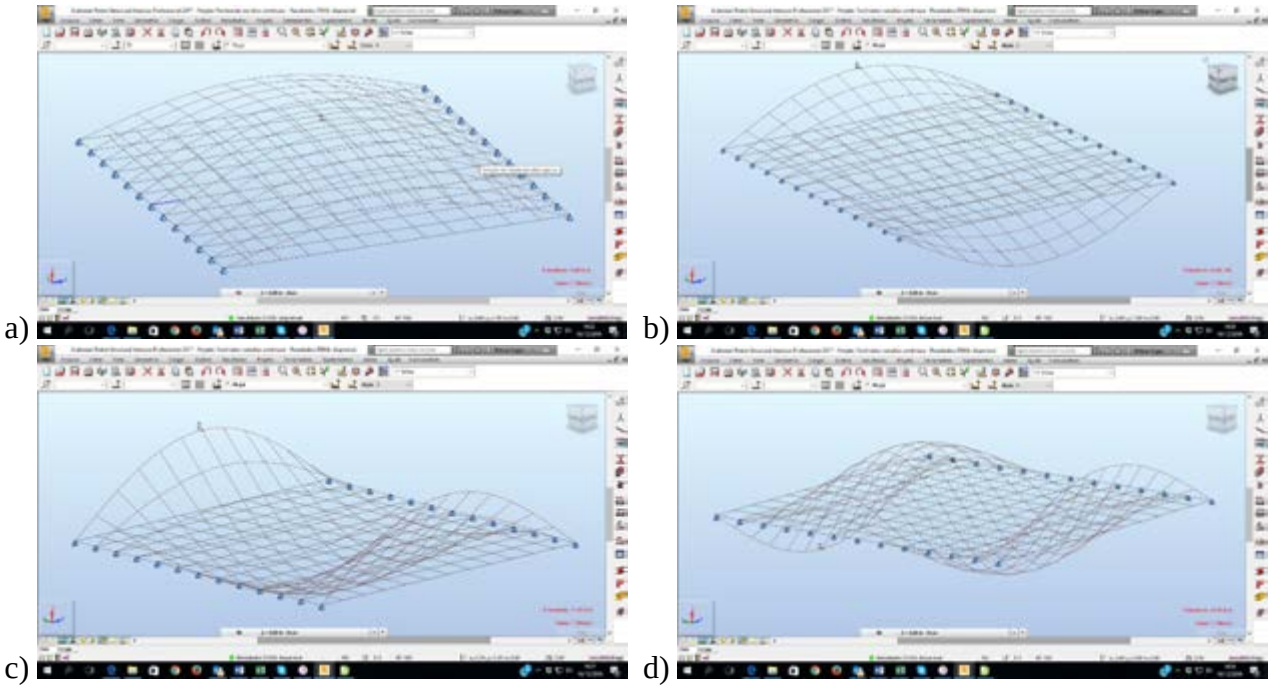


Figura 3: a) Modo 1 b) Modo 2 c) Modo 3 d) Modo 4

Todos estes modos são simétricos em X (direção principal), alternando em simétricos (1 e 3) e antissimétricos (2,4) na direção transversal. Em conjunto, e para vibração na direção vertical, correspondem a uma participação modal de mais de 98%, o que torna quase irrelevantes as contribuições de modos superiores. A ordem destes modos mantém-se inalterada em todas as configurações, à exceção da I, em que o 4º modo é o 1º modo antissimétrico em X, mas com uma frequência muito mais elevada do que nos restantes casos. Isto significa que, do ponto de vista de resposta a excitação devida a cargas dinâmicas verticais (salto, passos sincronizados), não são de esperar respostas muito diferentes para as diversas configurações. Na Tabela 2 apresentam-se os valores das frequências de vibração para os primeiros 10 modos e o tipo respetivo. As cores destinam-se a facilitar a identificação de modos semelhantes, tendo-se atribuído a cor cinzenta aos primeiros quatro modos que, como referido, quase não mudam de posição entre configurações.

Tabela 2: 10 primeiras frequências e modos de vibração para as várias configurações

Modo	Modelo A		Modelo B		Modelo C		Modelo D		Modelo E		Modelo F		Modelo G		Modelo H		Modelo I	
	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo	f (Hz)	Tipo
1	10,8	X1-Y1	10,8	X1-Y1	9,2	X1-Y1	10,9	X1-Y1	10,9	X1-Y1	9,2	X1-Y1	7,8	X1-Y1	9,4	X1-Y1	9,1	X1-Y1
2	10,9	X1-Y2	10,9	X1-Y2	9,5	X1-Y2	12,8	X1-Y2	12,4	X1-Y2	9,7	X1-Y2	8,9	X1-Y2	16,9	X1-Y2	9,4	X1-Y2
3	11,5	X1-Y3	11,4	X1-Y3	9,8	X1-Y3	19,0	X1-Y3	17,5	X1-Y3	11,7	X1-Y3	13,6	X1-Y3	31,5	X1-Y3	10,0	X1-Y3
4	14,5	X1-Y4	13,8	X1-Y4	10,6	X1-Y4	29,9	X1-Y4	26,6	X1-Y4	15,7	X1-Y4	24,0	X1-Y4	32,3	X2-Y1	12,4	X1-Y4
5	21,7	X1-Y5	19,8	X1-Y5	13,0	X1-Y5	43,0	X2-Y1	38,8	X1-Y5	21,5	X1-Y5	31,1	X2-Y1	37,0	X2-Y2	18,0	X1-Y5
6	33,0	X1-Y6	29,3	X1-Y6	17,2	X1-Y6	43,6	X2-Y2	43,0	X2-Y1	28,7	X1-Y6	32,0	X2-Y2	47,6	X2-Y3	26,3	X1-Y6
7	43,0	X2-Y1	41,4	X1-Y7	23,0	X1-Y7	44,8	X1-Y5	43,4	X2-Y2	36,5	X1-Y7	35,6	X2-Y3	52,6	X1-Y4	36,4	X1-Y7
8	43,4	X2-Y2	43,0	X2-Y1	30,0	X1-Y8	45,8	X2-Y3	45,2	X2-Y3	36,8	X2-Y1	40,5	X1-Y5	65,4	X2-Y4	36,8	X2-Y1
9	44,0	X2-Y3	43,3	X2-Y2	36,8	X2-Y1	51,2	X2-Y4	49,4	X2-Y4	36,9	X2-Y2	43,3	X2-Y4	70,4	X3-Y1	36,9	X2-Y2
10	44,9	X2-Y4	43,9	X2-Y3	36,9	X2-Y2	61,2	X2-Y5	53,1	X1-Y6	37,5	X2-Y3	56,5	X2-Y5	73,5	X3-Y2	37,5	X2-Y3

Xi-Yj – Modo caracterizado por "i" ondas na direção X e "j" ondas na direção Y. Valores ímpares correspondem a modos simétricos e valores pares a modos antissimétricos.

Uma primeira conclusão a destacar, porque algo inesperada, é a de que a solução madeira-betão apoiada em dois lados (G) é a que apresenta o mais baixo valor da frequência fundamental, embora seja muito mais rígida do que as restantes (à exceção da H). Tal deve-se ao facto de a esta solução estar associado um significativo aumento de massa, que influencia a frequência em sentido inverso da rigidez. Assim, para a avaliação da eficácia deste tipo de solução deverá ponderar-se se, com ela, se pretende reforçar a resistência e rigidez sob ações estáticas ou o efeito de diafragma para a ação sísmica. Para a variante com apoio em 4 lados, como é esperado que aconteça em situação de reabilitação real, a frequência fundamental mantém-se mais ou menos inalterada, mas há um aumento significativo das restantes, o que sem dúvida se deve à muito maior rigidez transversal desta variante, conferida pela lâmina de betão contínua, em relação a qualquer das restantes.

Outro aspeto relevante é o de que a consideração de juntas nos elementos secundários (sarrafos ou tábuas de solho) não afeta significativamente as frequências e modos de vibração, o que se pode concluir por comparação das variantes A e B, diferindo entre si apenas pela consideração de juntas nos sarrafos. A modelação poderá, por conseguinte, ser feita admitindo elementos contínuos, o que simplifica consideravelmente a modelação.

A comparação das variantes com (B) e sem (C) sarrafos e apoio em dois lados revela, como esperado, redução nos valores das frequências de vibração. No entanto, essa redução é pequena nos primeiros modos, acentuando-se apenas nos modos superiores, com baixa contribuição para a resposta do pavimento. Esse comportamento é semelhante nas variantes com apoio nos 4 lados (D e E), presumivelmente conferido também por frechais laterais mantendo-se, nestes casos, a proximidade dos valores das frequências mesmo para os modos mais elevados.

A presença de um tarugo central (I) quase não altera as frequências dos primeiros 3 modos da variante sem esse elemento (C), indicando que esse elemento, eficaz para melhorar a repartição de cargas, como se verá a seguir, tem pouco impacto na modificação do comportamento dinâmico do pavimento.

Finalmente, observa-se que, em todos os casos, a frequência fundamental se mantém basicamente acima de 8Hz o que, do ponto de vista regulamentar (EC5), permite a dispensa de um estudo dinâmico específico e requer apenas a verificação simplificada da secção 7.3.3 daquela norma, o que não será feito neste trabalho por falta de espaço.

2.3 Resultados e discussão – Distribuição de carga

Nas Figuras 4-a-b-c-d representa-se o efeito de repartição de carga, em termos de % do momento máximo numa viga carregada isoladamente. Os gráficos a) e b) referem-se à viga de bordo, com uma força pontual aplicada a 1/4 ou a meio vão dessa viga. Não se representam as variantes D, E, F e H porque, sendo apoiadas nos 4 lados, a questão da repartição de carga não se coloca nesses casos.

Os gráficos c) e d) correspondem à viga central, com a força nas mesmas posições dessa viga.

O eixo das abcissas refere-se à posição ao longo do vão de 4,8m.

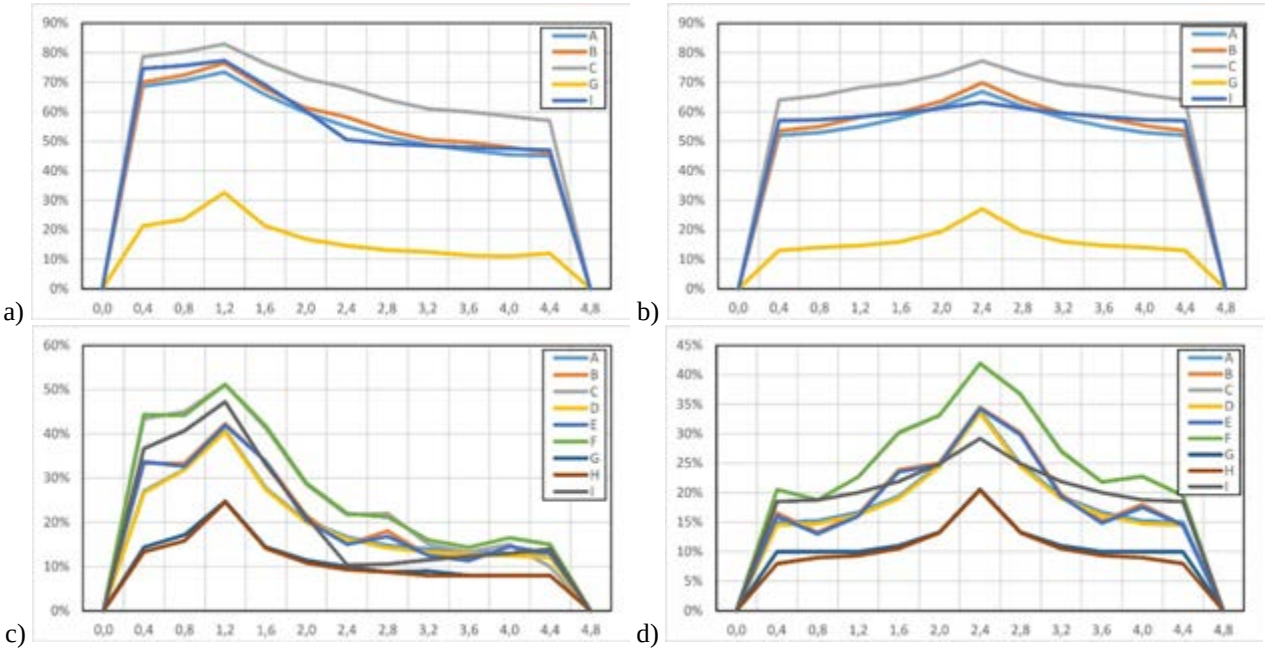


Figura 4: Efeito de repartição de carga pontual aplicada em: a) ¼ do vão em viga lateral; b) ½ vão em viga lateral; c) ¼ do vão em viga central; d) ½ vão em viga central

O aspeto relevante que os gráficos a) e b) evidenciam é o da superior capacidade de distribuição do pavimento madeira-betão, para carga aplicada na viga lateral. Enquanto nas restantes variantes essa viga é chamada a suportar de 70 a 80% do momento de referência, esse valor diminui para cerca de 30% na solução mista, o que se deve provavelmente à muito maior rigidez transversal desta solução. É de admitir que, caso tivesse sido levado em conta o comportamento semi-lígido, esta percentagem fosse ainda menor, uma vez que tal diminuiria a rigidez da viga. No entanto, e dada a complexidade do problema, esta observação não passa de uma conjetura a comprovar por uma análise mais profunda. Este comportamento é também observado para a carga aplicada a ¼ ou meio vão da viga central, embora a redução de momento daí resultante não seja tão dramática como no caso da viga lateral. Assim, conclui-se que, adicionalmente ao aumento de resistência resultane da associação da viga de madeira e da lajeta de betão numa secção compósita, este tipo de solução beneficia ainda de um acréscimo de resistência adicional proveniente da melhoria da distribuição de carga.

Este efeito pode constatar-se de forma mais evidente na Figura 5, na qual se representam, para uma força pontual aplicada a meio vão da viga central, os momentos fletores, em percentagem do momento de referência, ao longo de toda essa viga. As soluções mistas (G e H) são de novo as mais eficazes, embora também seja de assinalar a redução significativa conseguida pela introdução do tarugo central (variante I), que pode assim ser igualmente encarado como uma solução indireta de reforço do pavimento.

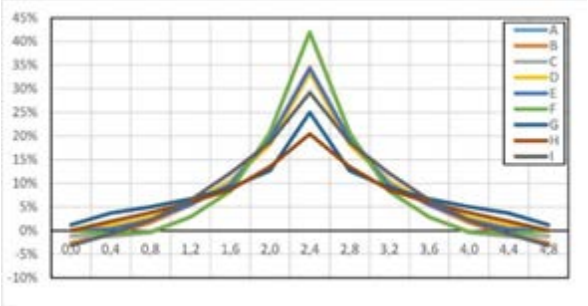


Figura 5: Variação de momento fletor ao longo da viga central, sob força pontual a meio vão

3. COMPORTAMENTO ESTÁTICO NO PLANO (EFEITO DE DIAFRAGMA)

3.1 Modelação

Foi considerado a mesma configuração de referência que no caso anterior, focando-se agora a atenção no desempenho sob forças no plano. Os pavimentos de madeira são geralmente considerados ineficazes quanto ao comportamento de diafragma, essencial para distribuir as forças horizontais geradas pela ação sísmica pelos elementos de travamento verticais (paredes de alvenaria, tipicamente). As razões para tal são a baixa rigidez axial das vigas constituintes mas, principalmente, o mecanismo de distorção permitido pela ausência de sarrafos ou a sua pregagem perpendicular às vigas (Figura 6).

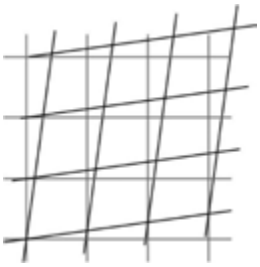
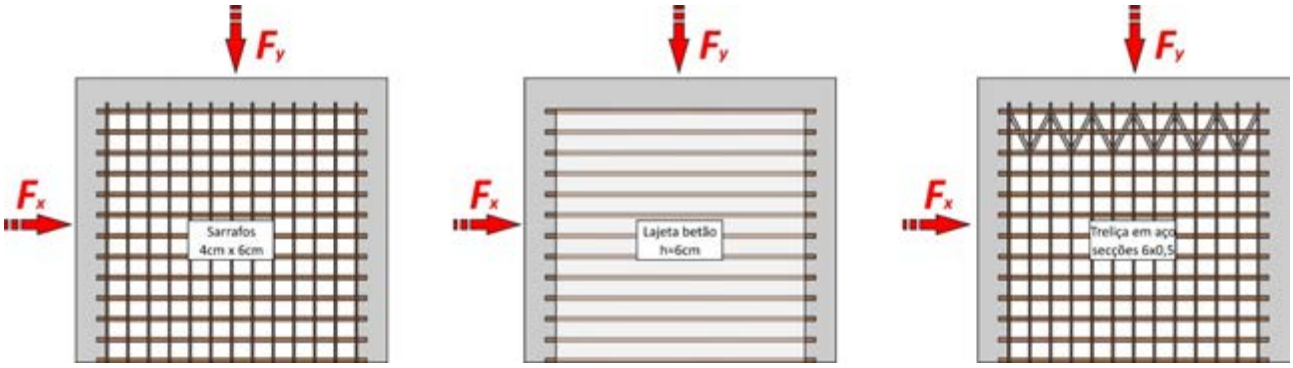


Figura 6: Mecanismo de distorção em pavimentos de madeira

Com o intuito de averiguar este comportamento e a eficácia de possíveis soluções de reforço e correção, foram analisados os modelos representados nas Figuras 7-a-b-c. O primeiro caso constitui a solução de referência, o tradicional pavimento de vigas de madeira e sarrafos transversais, com vãos e secções transversais iguais às utilizadas para o estudo fora do plano. A Figura 7-b refere-se a uma laje mista madeira-betão, tendo sido removidos os sarrafos e executada uma lajeta de 6cm de espessura. Também aqui, como na secção 2, se considerou a ligação rígida madeira-betão o que, não correspondendo à situação real, não altera as conclusões do estudo de forma significativa. A Figura 7-c representa uma treliça horizontal executada sob ou sobre o pavimento existente. Esta solução é frequente em reabilitação e reforço de pavimentos de madeira e destina-se, em primeiro lugar, a travar panos não contraventados de paredes mas, possuindo uma considerável rigidez no plano, melhora igualmente o comportamento de diafragma do pavimento. Estando quase continuamente apoiada nos elementos de madeira, que suportam o seu peso e limitam os comprimentos de encurvadura dos elementos individuais, pode ser executada com barras de aço retangulares de pequena secção. No estudo presente, a secção considerada foi de 60x5mm^2, aplicada ao baixo.



(a) (b) (c)

Figura 7: Configurações analisadas para estdu da rigidez no plano

O pavimento cobre um espaço quadrado de 5m de lado. Este é fechado por paredes de alvenaria em três lados e aberto no outro. Esta configuração foi escolhida para permitir separar as componentes

de translação e de rotação/torção das ações horizontais. As vigas de pavimento orientam-se segundo a direção X (horizontal), apoiando-se em paredes opostas. Os sarrafos dispõem-se segundo a direção Y. O espaçamento de ambos os elementos é de 40cm.

As forças pseudo-estáticas correspondentes à ação sísmica foram determinadas de forma simplificada, considerando uma aceleração horizontal de 0,15g, valor correspondente a um sismo de intensidade elevada, e admitindo que a massa da estrutura era inteiramente devida ao peso das paredes, o que corresponde aproximadamente à realidade. Considerando paredes de 0,8m de espessura e 4m de pé-direito, a força sísmica a distribuir pelo pavimento, por piso e por unidade de comprimento de parede, será de

$$F_x = F_y = 0{,}8*4{,}0*22*0{,}15 = 10{,}6 \text{ kN/m} \quad (7)$$

Assim, foi considerada uma carga uniformemente distribuída de 10kN/m por metro linear de parede, perfazendo uma força total de 50kN na direção y e de 100kN na direção x, uma vez que existem duas paredes segundo y. Note-se que estas forças são as que atuam segundo o eixo fraco de cada parede, admitindo-se que as que atuam segundo o eixo forte são diretamente suportadas pela parede respetiva, sem intervenção do efeito distribuidor do pavimento/diafragma.

Para as condições de apoio do pavimento no plano, consideraram-se apoios elásticos de rigidez igual à rigidez de translação de uma parede com as dimensões indicadas, atuada por uma força horizontal no topo (Figura 8) e um módulo de elasticidade de 1GPa, ou seja, para um espaçamento de 0,4m entre apoio

$$K = 3EI/L^3 = 3*1E06*(0{,}4*0{,}8^3/12)/4{,}0^3 = 800 \text{ kN/m} \quad (8)$$

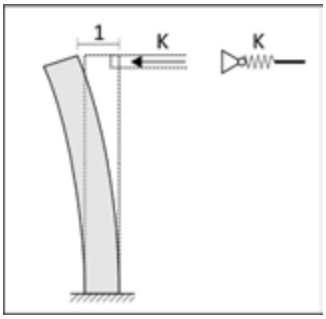


Figura 8: Rigidez no plano dos apoios do pavimento

3.2 Resultados e discussão – Ação sísmica na direção y

Neste caso, a força sísmica na parede x deve ser distribuída, por efeito de diafragma, para as duas paredes y. Tratando-se de uma situação simétrica, não há lugar a torção de conjunto, pelo que, considerando negligenciável a rigidez de eixo fraco da parede x, esta deveria suportar 0% desta força, cabendo 50% a cada parede y.

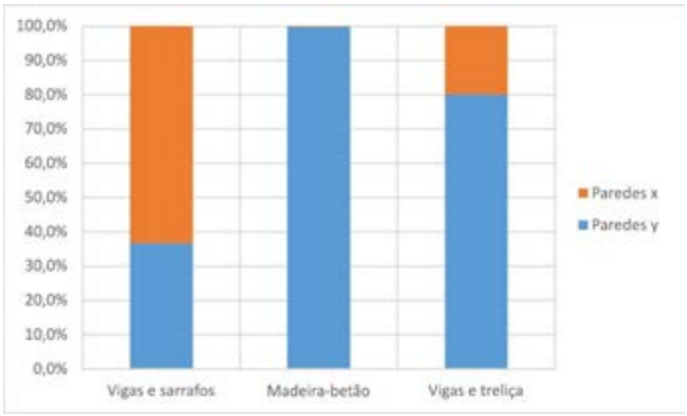


Figura 9: Repartição da força F_y pelas paredes para as 3 variantes

Os resultados representados na Figura 9 mostram comportamentos muito distintos para as 3 configurações analisadas. Para a solução mista madeira-betão, verifica-se que o comportamento de diafragma é praticamente perfeito, sendo 99,2% da força F_y transferida para as paredes que se dispõem segundo esta direção. No caso de referência, sem qualquer medida de reforço, comprova-se a ineficácia para o fim proposto, ficando a parede orientada na direção x sujeita a grandes flexões fora do seu plano (63,3% da força F_y), para as quais não tem capacidade resistente, a menos que se proceda à execução de reforços armados em ambas as faces, situação que só deverá ser considerada na ausência de alternativas mais económicas e menos visualmente impactantes. A treliça melhora significativamente este comportamento, mas não a um ponto que permita aceitar a validade da hipótese do diafragma rígido, uma vez que 19,9% da força F_y fica ainda a cargo da parede orientada segundo x. No entanto, deve ter-se em conta que a solução específica aqui testada é passível de melhoramentos sem acréscimo de custos significativos, nomeadamente: i) o aumento do braço do binário (altura) da treliça; ii) a sua duplicação (no lado oposto do pavimento) ou iii) quadruplicação, com um quadro treliçado em todo o contorno. Estas variantes não foram aqui testadas, por falta de espaço, mas produzirão, seguramente, um aumento de eficácia no efeito de diafragma. A última alternativa, em particular, revelar-se-á indispensável para fazer face aos efeitos de torção, como se verá na sub-secção seguinte.

3.3 Resultados e discussão – Ação sísmica na direção x

Devido à disposição das paredes, haverá agora grande excentricidade entre o centro de massa das forças que mobilizam o pavimento (sensivelmente no centro deste) e a rigidez que se lhes opõe (sensivelmente segundo o eixo da parede x). Em consequência, há lugar a um elevado momento torçor, que deverá ser equilibrado por forças “y” de sentidos opostos nas duas paredes y, de acordo com o modelo teórico de distribuição baseado no pressuposto do diafragma rígido. Com o equilíbrio de momentos assim garantido, as forças F_x deverão ser exclusivamente absorvidas pela parede x.

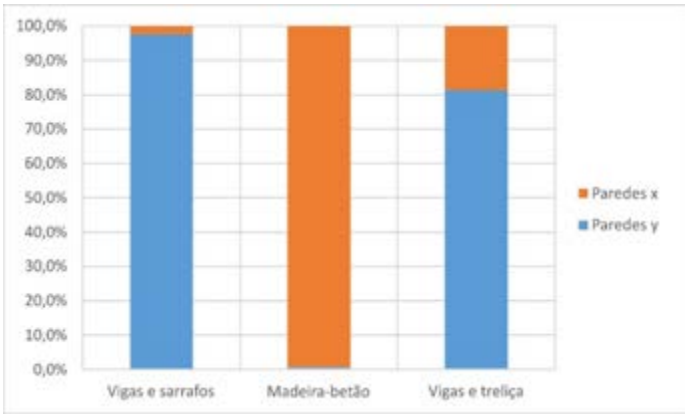


Figura 10: Repartição das forças F_x pelas paredes para as 3 variantes

A Figura 10 demonstra uma vez mais a perfeita concordância da solução mista madeira-betão com a hipótese do diafragma rígido, cabendo à parede x suportar 99,3% da força sísmica atuando nessa direção, não obstante a grande excentricidade. O pavimento tradicional revela-se absolutamente ineficaz, neste caso, apresentando uma distribuição residual de 2,4% e ficando, por conseguinte, a quase totalidade das forças F_x a produzir flexão fora do plano das paredes y. A treliça exerce de novo um efeito benéfico na repartição de forças, mas muito inferior ao do caso da translação sem torção e claramente insuficiente para uma condição de projeto aceitável. Sendo a consideração da torção incontornável em situação de projeto real, mesmo no caso de estruturas com simetria ortogonal (segundo os dois eixos), pela imposição regulamentar de excentricidades mínimas (EC8 [5]), resulta que uma solução de reforço com treliças no pavimento, para ser eficaz, deverá prever a execução de uma treliça de topologia tubular, preferencialmente acompanhando o contorno do pavimento.

4. CONCLUSÕES

O comportamento dinâmico de pavimentos de madeira de construção tradicional não fazia parte do conhecimento existente à época da construção destes edifícios, tipicamente anteriores ao início do século XX. Neste trabalho, de natureza analítica e computacional, procurou-se salientar as suas idiossincrasias, nomeadamente com vista a apoiar a decisão face a eventual intenção de reforço ou reabilitação. O estudo incidiu sobre o comportamento no plano (como diafragma) e fora do plano (como pavimento propriamente dito). No último caso, analisaram-se pavimentos simples (com solho diretamente sobre as vigas), com sarrafos e com tarugos, e ainda o efeito da consideração das juntas nos sarrafos. Complementarmente, analisou-se ainda uma solução de reforço constituída por uma lajeta de betão rigidamente ligada às vigas. Verificou-se que as primeiras frequências de vibração, que determinam o essencial das forças dinâmicas em condições normais de utilização, sofrem variações pequenas em valor e ordenamento embora, contra a expetativa inicial, a solução mista apresente uma ligeira redução da frequência fundamental. Ainda assim, todos os valores se mantêm acima (ou apenas ligeiramente abaixo, no caso referido) do valor de 8Hz o qual, nos termos do EC5 [2], requer um estudo dinâmico aprofundado. Todas as soluções de madeira apresentam capacidades de repartição de carga comparáveis, mas a solução mista madeira-betão é muito mais eficaz para este fim, sendo particularmente eficiente para repartição de carga das vigas de bordo dos painéis de pavimento.

No que respeita ao comportamento no plano, foi de novo modelado um pavimento tradicional, com vigas e sarrafos, e comparados os seus resultados com os de duas soluções possíveis de reforço, respetivamente uma solução mista madeira-betão com uma lajeta executada *in situ* e o pavimento original com uma treliça horizontal metálica, para melhoria do comportamento no plano. Foram considerados separadamente os efeitos devidos à translação e à torção causadas pela ação sísmica,

tendo-se concluído que a solução mista apresenta um comportamento de diafragma praticamente perfeito. O pavimento de referência tem baixa capacidade de distribuição de forças horizontais, confirmando a ideia da sua inadequação para essa finalidade. A treliça de reforço melhora sensivelmente esse desempenho mas, nomeadamente no caso de torções significativas, é aconselhável o uso de uma topologia fechada, preferencialmente acompanhando o contorno do pavimento, para se obter um desempenho adequado.

REFERÊNCIAS

[1] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 338: Structural timber - Strength classes, Brussels, 2009
[2] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1995-1-1:2005, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, Brussels, 2004
[3] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1992-1-1:2004+AC:2008, Eurocode 2 – Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2004
[4] Autodesk Robot Structural Analysis, v. 2017, Autodesk, USA, 2016
[5] CEN-Comité Européen de Normalization, EN 1998-1:2004, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, 2004

ANÁLISIS DEL ESTADO DE DETERIORO DE MADERAS DE IMPORTANCIA PATRIMONIAL

ANALYSIS OF THE STATE OF DETERIORATION OF WOOD Heritage

María V. Correa [(1)] (P), Gustavo D. Veloso [(2)], Paula V. Alfieri [(3)], Vilma G. Rosato [(1)]

(1) Dra., Investigadora, L.E.M.I.T., La Plata, Argentina
(2) Ing.Mecánico, L.E.M.I.T., La Plata, Argentina
(3) Lic. en Biología, L.E.M.I.T., La Plata, Argentina
Dirección de contacto: mavecorrea@hotmail.com; (P) Presentadora

Código de identificación: T9-03

Resumen

Se estudió el estado de deterioro y degradación de la madera perteneciente a la mesa de giro de locomotoras ubicada en la Estación cabecera del Ferrocarril Provincial La Plata, Meridiano V; estructura declarada de importancia patrimonial en 2006. Actualmente esta se encuentra en avanzado estado de deterioro ocasionado por factores ambientales y biológicos principalmente sus dos pasarelas constituidas por listones de madera de quebracho colorado de 120 x 14 x 3,5 cm cada uno.

Para evaluar el grado de biodegradación y compromiso estructural de la pasarela se extrajeron 4 listones con diferentes tipos de ataque. Para diferenciar estos ataques, se realizaron tomografías axiales computadas y exposición a rayos X con el fin de observar la profundidad y expansión del deterioro. Posteriormente los listones se ensayaron en máquina INSTRON para evaluar la pérdida de resistencia mecánica del material afectado. Para identificar el agente biológico causante del deterioro, se aislaron y cultivaron los basidiomas hallados tanto en superficie como en el interior de la madera.

Se observó que las maderas en servicio expuestas a intemperie durante varias décadas se encuentran afectadas por agentes bióticos y abióticos. Sin embargo, el deterioro biológico es el que más compromete las propiedades físico-mecánicas de la madera. Por otra parte, se demostró que la biodegradación no es proporcional a lo que se observa a simple vista, por lo tanto es necesario realizar una exhaustiva evaluación con el fin de garantizar el servicio de las estructuras y prevenir las pérdidas del patrimonio.

Palabras clave: deterioro; degradación; madera, bienes patrimoniales; hongos xilófagos

Abstract

This study was based on the current status of the locomotive turntable found in the Provincial Railway Station La Plata. It was declared as architectural heritage in 2006. The structure that consists in wooden slats into metal framework. Currently, this structure is in an advanced status of degradation caused by environmental and biological factors.

To evaluate the degree of biodegradation and structural compromise of the catwalk, four slats with different types of attack were extracted. To differentiate these attacks, computed axial tomography and x-ray exposure were performed to observe the depth and expansion of the deterioration. The slats were then tested in an INSTRON machine to evaluate the loss of mechanical strength of the affected material. To identify the biological agent causing deterioration, the basidiomes found on both the surface and the inside of the wood were isolated and cultured.

It was observed that the wood in service exposed to weather for several decades are affected by biotic and abiotic agents. However, the biological deterioration is the one that most compromises the physical-mechanical properties of the wood. On the other hand, it was demonstrated that biodegradation is not proportional to what is observed with the naked eye, therefore a thorough evaluation is necessary in order to guarantee the service of the structures and to prevent losses of the heritage.

Keywords*: deterioration; degradation; wooden heritage; xylophages*

1. INTRODUCCIÓN

El 27 de abril de 1910, se inauguraron los primeros 100 km de vía férrea del Ferrocarril Provincial Meridiano V y la Estación central de La Plata entre las calles 71 a 72 y 13 a 22 ocupando 142.000 m^2. El edificio, proyectado por el ingeniero Enrique Dengremont, posee rasgos arquitectónicos de origen francés dentro de un estilo ecléctico [1]. A fines del año 2006 entran en litigio la Provincia y la Nación por la tenencia del edificio y se comprueba que el edificio pertenece al O.N.A.B.E. (Organismo Administrador de Bienes del Estado) ese mismo año es declarada la importancia patrimonial del predio [2].

A 200 metros de la estación de pasajeros se halla la mesa de giro de locomotoras que consta de dos pasarelas de listones de madera de quebracho colorado de 120 x 14 x 3,5 cm que presentan un avanzado deterioro ocasionado por factores ambientales y biológicos. Por lo mencionado, el objetivo de este trabajo fue la evaluación del grado de biodeterioro y la afección a nivel estructural de las maderas que componen la mesa de giro de locomotoras de la estación Meridiano V [1,2].

En los procesos de biodegradación y el biodeterioro de la madera están involucrados factores abióticos tales como humedad y temperatura y también los hongos degradadores que alteran las propiedades físicas de la madera [3]. Esto ocasiona principalmente pérdida de la estabilidad dimensional y estructural.

2. MATERIALES Y METODOLOGÍA

Para evaluar el grado de biodeterioro y la funcionalidad estructural de la pasarela de madera se extrajeron 4 listones de 120 x 14 x 3,5 cm cada uno con diferentes tipos de ataque pertenecientes a las dos pasarelas de la mesa de giro. Para diferenciar estos ataques, las maderas fueron observadas bajo lupa estereoscópica, se realizaron tomografías axiales computadas y exposición a rayos X con el fin de observar la profundidad y expansión del deterioro. Para establecer el deterioro microestructural de la madera (pared celular), se realizaron cortes ultrafinos de las muestras para luego ser observadas mediante microscopía óptica (MO). Posteriormente los listones se ensayaron en máquina INSTRON para evaluar la pérdida de resistencia mecánica del material afectado. Para reconocer el agente causante del biodeterioro se aislaron y cultivaron los especímenes de hongos xilófagos hallados tanto en la superficie de los listones como en su interior.

3. RESULTADOS Y DISCUCIÓN

Se determinó la especie de madera de los listones y se la caracterizó como *Schinopsis sp.* (quebracho colorado) la cual posee una densidad de 1340 g/cm^3, es de color castaño a rojizo y se clasifica como dura según Tortorelli, 1940 [4], En la Figura 1 se muestra el estado de deterioro de los listones extraídos. En el panel A se observa el desarrollo de estructuras correspondientes a los basidiomas del hongo. En el panel B se muestra en detalle el mismo y en el panel C se muestra, en corte transversal, la presencia de micelio desarrollándose en el interior del listón.

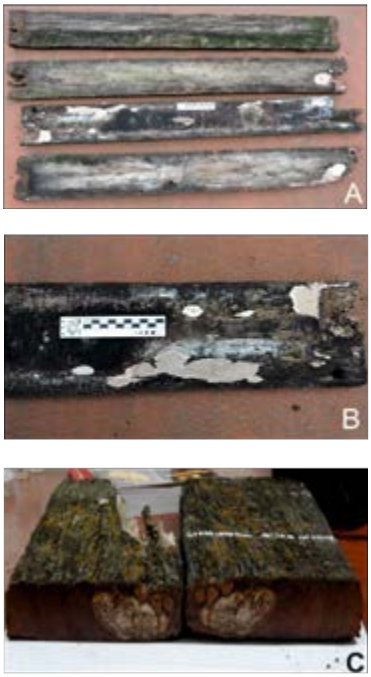


Figura 1: Listones de madera deteriorados.

La degradación fúngica fue analizada mediante métodos no destructivos: se utilizó rayos X y tomografía computarizada (TC) para evidenciar el área ocupado por micelio y basidiomas y se cuantificó mediante análisis de imagen utilizando el software ImageJ. Las escalas de grises de las imágenes obtenidas indicaron cambios de densidad, siendo la escala negra la menos densa y la escala blanca la más densa. En la Figura 2, en el panel A se muestra una imagen de rayos X del listón de madera, el sector más oscuro de la imagen corresponde al espacio ocupado por el micelio del hongo. En los paneles B y C se observan cortes de las imágenes obtenidas por TC a diferente profundidad del listón. Al igual que en las imágenes de RX, las áreas más oscuras son las menos densas y están ocupadas por el hongo.

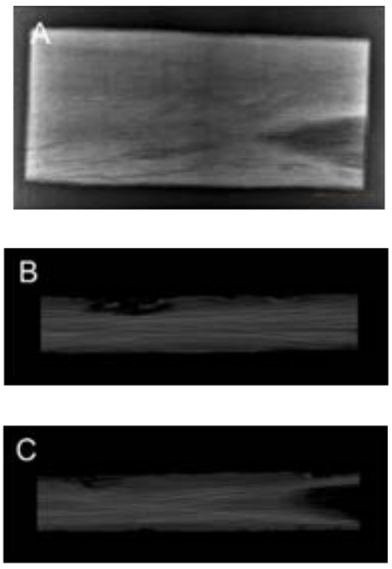


Figura 2: Ensayos no destructivos en maderas. Panel A: Rayos X. Paneles B y C: imágenes de TC a diferente profundidad. Nótese la pérdida de densidad del material en las zonas oscuras de las figuras.

Para identificar el agente biológico causante del deterioro se aislaron y cultivaron los basidiomas hallados tanto en superficie como en el interior de la madera, Figura 3. La determinación del hongo y sus características en cultivo in vitro se basó en Iaconis y Wright [5] y Robledo y Urcelay [6]. El cultivo en presencia de ácido tánico y gálico arrojó que los especímenes cultivados tenían capacidad oxidativa clasificándolos como muy fuerte según el método de Nobles [7]. Mediante observaciones macro y microscópicas de sus características morfológicas se determinó que los especímenes pertenecen a la especie fúngica *Phellinus chaquensis* (hongo de pudrición blanca). En la Figura 3, en el panel A se observa una foto del cultivo del hongo en presencia de los ácidos tálico y gálico, el color ocre es generado por la oxidación que realiza el hongo sobre los mismos. En el panel B se observa una fotomicrografía de las estructuras de las hifas del hongo. En los paneles C y D se muestran fotomicrografías de cortes ultrafinos de sectores de la madera que han sido degradados por la acción del hongo xilófago.

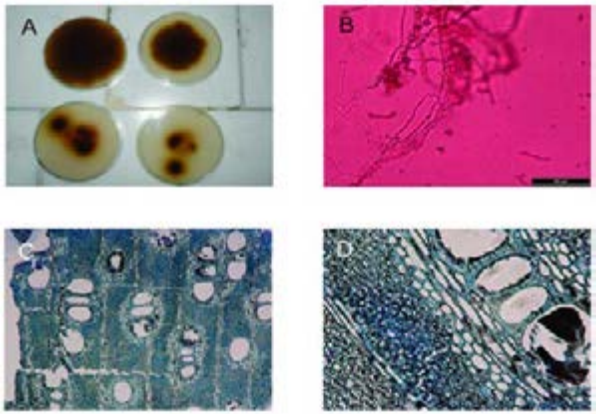


Figura 3: Madera degradada por xilófago. Panel A: Reacción positiva del hongo frente a ácidos tálico y gálico. Panel B: Hifas himeniales. Panel C: Corte ultrafino de *Schinopsis spp.* Panel D: Detalle de La pared celular atacada por el hongo.

Por otra parte se evaluó cómo el biodeterioro y el deterioro ambiental afectaron la resistencia mecánica de las maderas (resistencia a la compresión). Como referencia se utilizó un listón comercial en óptimas condiciones (sin exposición a agentes deteriorantes) del mismo tamaño y especie que los listones afectados. Los resultados demuestran que el deterioro provocado por la degradación ambiental (UV, desgaste abrasivo por viento, cambios dimensionales constantes por condiciones de humedad y temperatura variables) reduce la resistencia mecánica en un 15±4% mientras que el agente biológico la reduce en un 60±10%. Esta diferencia radica en que los hongos xilófagos atacan y modifican los componentes estructurales de la madera (lignina y celulosa) mientras que los agentes ambientales solo modifican la superficie. Si bien esto último no compromete mecánicamente al material, facilita la generación de grietas y fallas que se traduce en el porcentaje obtenido. Además, aumentan el contenido de humedad por facilitación del ingreso de agua por capilaridad, dejando al material con mayor bioreceptibilidad [8].

4. CONCLUSIÓN

Las maderas en servicio expuestas a intemperie durante varias décadas se encuentran afectadas por agentes bióticos y abióticos que son los causantes de su deterioro.

El biodeterioro no es proporcional a lo que se observa a simple vista, por lo tanto es necesario realizar una exhaustiva evaluación con el fin de garantizar el servicio de las estructuras y prevenir las pérdidas del patrimonio como ocurrió en el caso aquí estudiado.

El deterioro biológico es el que más compromete las propiedades físicomecánicas de la madera: las maderas con mayor compromiso mecánico fueron aquellas más afectadas por hongos que causan

el tipo de pudrición blanca, estos organismos atacan la lignina que es el componente responsable de la resistencia mecánica de las maderas duras.

Es importante considerar para este tipo de madera, elegida por su gran resistencia mecánica que, con el paso del tiempo, los agentes abióticos inician el proceso de deterioro: (I) los cambios en la humedad relativa del material propicia la lixiviación y/o la solubilización de los taninos (II) la radiación UV degrada lignina y cuartea la superficie del material (III) la abrasión eólica genera grietas y desprende parte de la protección externa aumentando la absorción de agua por capilaridad.

Todos estos procesos favorecen la biorreceptibilidad del material generando un microambiente propicio para la colonización por hongos xilófagos.

AGRADECIMIENTOS

A la Comisión de Investigaciones Científicas por el subsidio otorgado por resolución Nº 274/16 que permitió realizar este trabajo.

REFERENCIAS

[1] Tartarini, J. Patrimonio ferroviario Bonaerense. Pasajeros Al tren, Ed. Dirección Provincial de Patrimonio Cultural. 2009, p. 1-220.
[2] http://estacionprovincial.com.ar
[3] Sterflinger K. Fungi: Their role in deterioration of cultural heritage. Fung Biol Rev 2010, 24(1–2): 47–55.
[4] Tortorelli, L.A. (1940) Maderas argentinas. Ed. Universidad de Buenos Aires. pp. 250.
[5] Iaconis C., Wright J. Studies on Basidiomycetes II. Systematic and biology of three species of Fomes. Anal. Soc. Cien. Arg. 1953, 151: 10–24.
[6] Robledo G., Urcelay C. Wood fungi in native trees of the middle region of Argentina. Editorial Universitaria, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, 2009, p. 1-201.
[7] Nobles, M.K. (1965) Identification of cultures of Wood-inhabiting Hymenomycetes. CanadianJournal of Botany, 43:1097-1139.
[8] Basilico, M.Z et al. (2004) Biorreceptibilidad y control de mohos. FABICIB, 8:219-226.

METODOLOGIA E TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA DA "PASSARELA PÊNSIL DE PIRACICABA"

METHODOLOGY AND REHABILITATION TECHNIQUES OF TIMBER STRUCTURAL MEMBERS OF THE "PIRACICABA SUSPENSION FOOTBRIDGE"

Leandro Dussarrat Brito [(1)] (A), Carlito Calil Junior [(2)]

(1) Post-Doctoral Researcher Structural Engineering, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Brazil
(2) PhD. Full Professor, Department of Structural Engineering, Laboratory of Wood and Wood Structures, University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Brazil
Endereço de contato: leandro.3dr@outlook.com.br; (A) Apresentador

Código de identificação: T9-04

Resumo

Em pontes e passarelas de madeira os pontos mais críticos com potencial de risco de biodeterioração geralmente ocorrem nas interfaces viga-tabuleiro e em certas regiões de ligações, onde ficam suscetíveis à retenção de umidade na madeira. Durante as inspeções detalhadas NDT realizadas "in loco" nas avaliações para reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* da "Passarela Pênsil de Piracicaba" foram detectados elevados níveis de biodeteriorações em vigas transversinas superiores (TS) nas zonas de fixação das peças dos tabuleiros, em nós de ligações das treliças (TR1 e TR2), vigas transversinas inferiores (TI), montantes (M), diagonais (D) e contraventamentos (C). Diante da necessidade de reabilitar os elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* parcialmente biodeteriorados foram estudadas propostas de metodologia e técnicas de reabilitação dessas peças. Para validação do trabalho foram realizados ensaios em laboratório de elementos estruturais retirados da estrutura e em peças de *Eucalyptus citriodora* propostas para a técnica de reabilitação com cobrejuntas justapostas. Os resultados obtidos foram satisfatórios validando a adequação da metodologia proposta. Por fim são demonstradas as principais técnicas empregadas na reabilitação dos elementos estruturais da "Passarela Pênsil de Piracicaba", realizadas entre agosto de 2013 a junho de 2014.

Palavras chave: engenharia; projeto; reabilitação; estruturas; madeira

Abstract

In bridges and timber footbridges, the most critical areas with the potential biodeterioration risk generally occur in the beam-deck interfaces and in certain connection regions where are susceptible to moisture retention in the wood. During the detailed inspections NDT carried out "in situ" in the assessments for the rehabilitation of Eucalyptus citriodora structural members of the "Piracicaba Suspension Footbridge" high levels biodeterioration were detected in upper transverse beams (TS) in the connections areas of the decks pieces, in trusses connections (TR1 e TR2), lower transverse beams (TI), posts (M), diagonals (D) and bracings (C). In view of the need to rehabilitate the Eucalyptus citriodora structural members of partially biodeteriorated, proposals of methodology and rehabilitation techniques were studied. In order to validate the work, laboratory tests were carried out on structural members removed from the structure and on Eucalyptus citriodora pieces proposed for the rehabilitation technique with juxtaposed scabbing. The results were satisfactory, validating the adequacy of the proposed methodology. Finally, the main techniques used in the rehabilitation structural members of the "Piracicaba Suspension Footbridge", carried out between August 2013 and June 2014, are demonstrated.

Keywords*: engineering; design; rehabilitation; structures; timber*

1. INTRODUÇÃO

Conforme CÓIAS (2011) a atenção especial voltada aos profissionais (Engenheiros e Arquitetos) na preocupação em conservar e/ou recuperar estruturas existentes para mantê-las em uso adequadamente é uma grande tendência mundial na questão da sustentabilidade. Com esta atitude é possível reduzir a geração de resíduos e o consumo de materiais, que certamente geraria durante o processo construtivo de uma nova estrutura no local da existente.

No entanto, num cenário atual em diversos estados do BRASIL ainda tem sido comum constatar a ausência de políticas públicas em manutenções periódicas preventivas e/ou corretivas de pontes e passarelas, principalmente as de estruturas de madeira.

Para a mudança desse quadro, torna-se fundamental realizar estudos sistematizados para a elaboração de metodologias de inspeções periódicas, a fim de avaliar e propor técnicas de reabilitação para essas estruturas (DUSSARRAT BRITO, 2014). Para propor soluções adequadas em manutenções preventivas e/ou corretivas em reabilitação de estruturas, nas inspeções tem sido utilizado uma série de técnicas não destrutivas (NDT), a fim de identificar as manifestações patológicas presentes em elementos estruturais de madeira. Estas técnicas podem ater-se não somente à identificação de reparos de defeitos, como também em manutenções preventivas periódicas, a fim de incrementar correções para prevenir problemas e reduzir futuras manifestações patológicas. Pois, negligenciando-se ou tornando-se uma manutenção irregular, predispõe-se a estrutura ao desenvolvimento de biodeterioração ou desgaste dos elementos que implicarão a necessidade de reparos ou recuperações imediatas.

Diante desse contexto, este foi um dos trabalhos de fundamental importância nas pesquisas e estudos sistêmicos sobre metodologias de inspeção e técnicas reabilitação em estruturas de madeira de grande porte, realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), da Universidade de São Paulo (USP).

1.1 Objetivo

Objetivo principal desse trabalho é apresentar a metodologia e as principais técnicas utilizadas na reabilitação dos elementos estruturais de madeira da “Passarela Pênsil de Piracicaba”.

1.2 Justificativa

É fundamental realizar inspeções periódicas preventivas em estruturas de pontes e passarelas, para identificar e avaliar indícios de possíveis manifestações patológicas, e indicar as possíveis soluções de manutenções preventivas de conservação e/ou recuperação, a fim de assegurar os requisitos de durabilidade para prolongamento da vida útil e garantir a segurança destas estruturas diante das condições de uso, pois mantê-las adequadamente é uma questão de sustentabilidade.

2. METODOLOGIA

Para o desenvolvimento metodológico no estudo de viabilidade do emprego de técnicas de reabilitação de elementos estruturais de madeira da “Passarela Pênsil de Piracicaba”, os trabalhos foram divididos em duas etapas, tendo como ponto de partida na primeira etapa as inspeções realizadas “in loco”, para as avaliações com técnicas não destrutivas (NDT), com ênfase em técnicas de inspeção visual, com auxílio de ferramentas tradicionais de carpintaria e com uso do Resistograph® IML-RESI-F500-S.

Na segunda etapa foram elaboradas e avaliadas as propostas originais de técnicas de reabilitação, onde se empenha maior ênfase nesse artigo. Para validação das técnicas também foram realizados ensaios experimentais no LaMEM (Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira).

3. BREVE HISTÓRICO E DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ORIGINAL

Esse item além de resgatar um breve histórico tem como objetivo principal expor uma descrição geral da estrutura de madeira original da "Passarela Pênsil de Piracicaba" projetada na época.

Em 1993 CALIL JR., ROCCO LAHR, e DIAS apresentaram os principais aspectos do projeto e da construção da estrutura de madeira dessa que foi projetada com treliças e vigas principais em *Eucalyptus citriodora*, onde posteriormente em 1998 descreveram que essa é a maior passarela pênsil de madeira do Hemisfério Sul [(CALIL JR et al, 1993); (CALIL JR et al, 1998)].

A "Passarela Pênsil de Piracicaba", inaugurada em 15 de dezembro de 1992, localiza-se sobre o Rio Piracicaba, consagrou-se num importante ponto turístico na cidade de Piracicaba, Estado de São Paulo, Brasil, situada nas coordenadas GPS 22º43'05,82"S; 47º39'16,63"W, 475m de Altitude (DUSSARRAT BRITO, 2014).

3.1 Características geométricas da passarela

O projeto original do sistema "Pênsil" é composto por quatro torres de sustentação metálicas do aparelho suspensor, com pilares de seção transversal caixão e contraventamento treliçado. A suspensão é composta por quatro cabos de aço Filler 19x25, pré-esticados, sendo utilizado um par de cabos para cada viga de rigidez treliçada. A relação entre o vão e a flecha central foi de 6.25, e a relação entre o vão e a altura das vigas de rigidez treliçadas foi de 50. Os cabos formam na zona de ancoragem um ângulo de aproximadamente 33º (graus) com a horizontal, igual à sua máxima inclinação no trecho parabólico (Figura 3.1a). Os pendurais de aço 1020, com diâmetros de 1", com esticadores ajustáveis manualmente, são ligados aos cabos por placas metálicas parafusadas e às vigas de rigidez nos nós inferiores da treliça (CALIL JR et al, 1993).

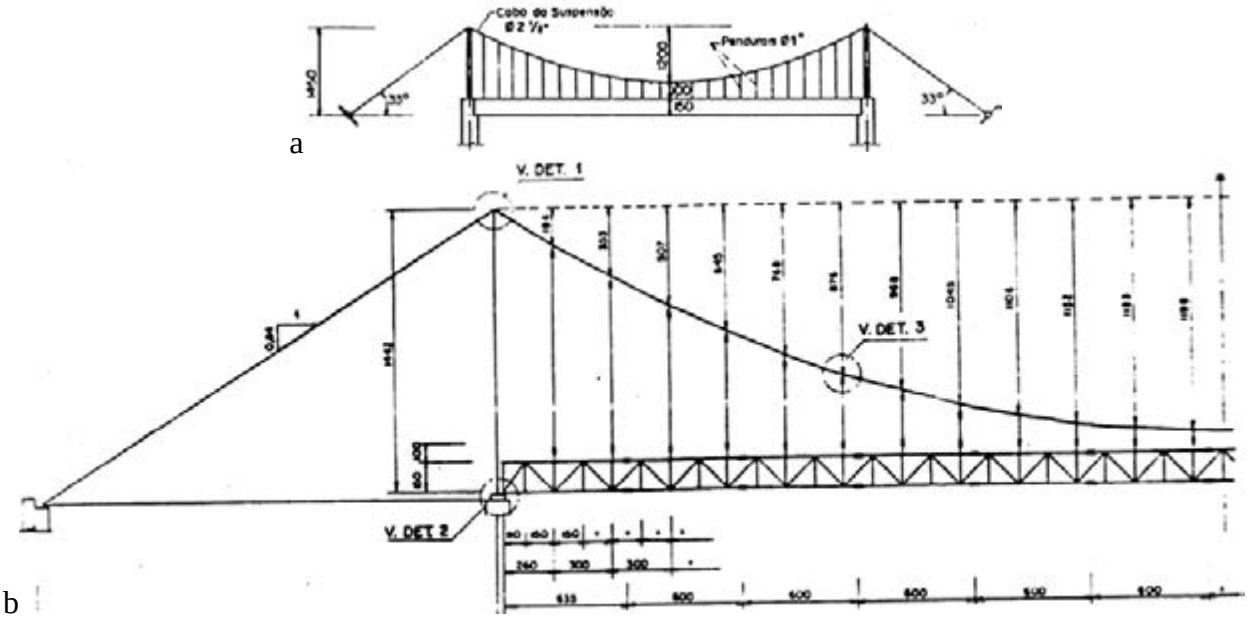
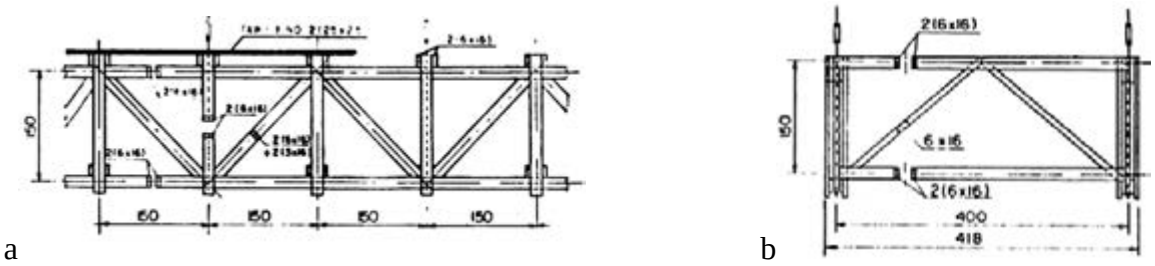


Figura 3.1: Geometria da passarela: a) vista lateral geral; b) dimensões gerais do projeto original.
Fonte: (CALIL JUNIOR; ROCCO LAHR; DIAS, 1993)

As duas vigas de rigidez longitudinais (TR1 e TR2) são compostas por sistema treliçado com peças múltiplas de seção transversal retangular 6 cm x 12 cm de *Eucalyptus citriodora* (Figura 3. 2a), ligadas através de barras roscadas, arruelas e porcas galvanizadas. A rigidez transversal é realizada através de peças inclinadas de contraventamento (C).



a b

Figura 3.2: Estrutura de madeira: a) Viga de rigidez treliçada (TR1=TR2); b) Contraventamento transversal das vigas de rigidez. Fonte: (CALIL JUNIOR; ROCCO LAHR; DIAS, 1993)

O sistema do tabuleiro é composto por duas camadas de tábuas cruzadas perpendicularmente, formando um ângulo de 45° com o eixo longitudinal da estrutura. Conforme CALIL JR et al (1993) as tábuas originais eram de *Eucalyptus tereticornis* com 2,5 cm x 20 cm, pregadas sobre as vigas transversinas superiores (TS) e as vigas de rigidez treliçadas (TR1 e TR2) (Figura 3.3).

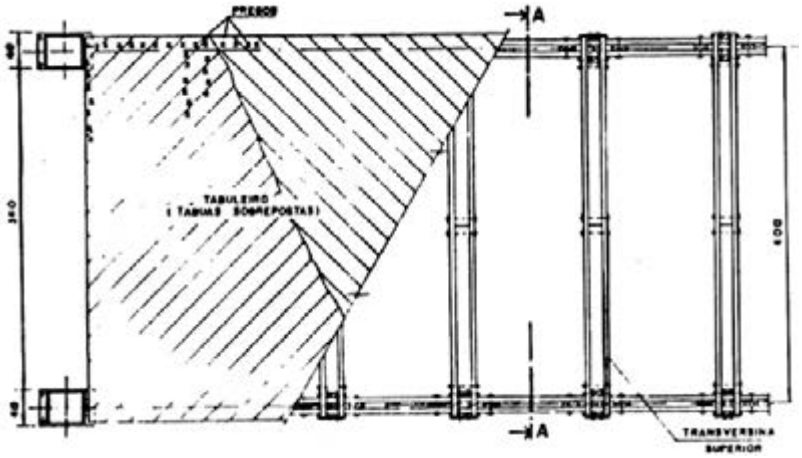


Figura 3.3: Detalhes do tabuleiro: Vista em Planta. Fonte: (CALIL JUNIOR et al. 1993)

3.2 Envoltórias dos esforços nos elementos principais

Conforme CALIL JR et al (1993), no projeto original com a ação permanente determinada para o cálculo de aproximadamente 165 daN/m² e a ação variável adotada para pedestres de 300 daN/m², admitindo todo o carregamento sendo suportado pelo aparelho suspensor, com a atuação conjunta das ações permanente e variável, foram obtidos os seguintes esforços referentes a um dos lados da suspensão (constituído por dois cabos):

- empuxo máximo nos cabos: 55.000 daN
- tração máxima nos cabos: 65.000 daN
- compressão máxima em cada torre: 70.000 daN
- tração máxima nos pendurais: 2.800 daN

Para a determinação dos esforços nas vigas de rigidez treliçadas foi utilizada a teoria elástica (GRAVINA, 1946) apud CALIL JR et al (1993). As envoltórias dos momentos fletores e esforços cortantes máximos são apresentados respectivamente nas Figuras 3.4a e 3.4b. Os momentos máximos ocorrem aproximadamente na seção transversal situada a um quarto do vão e o cortante máximo nos apoios.

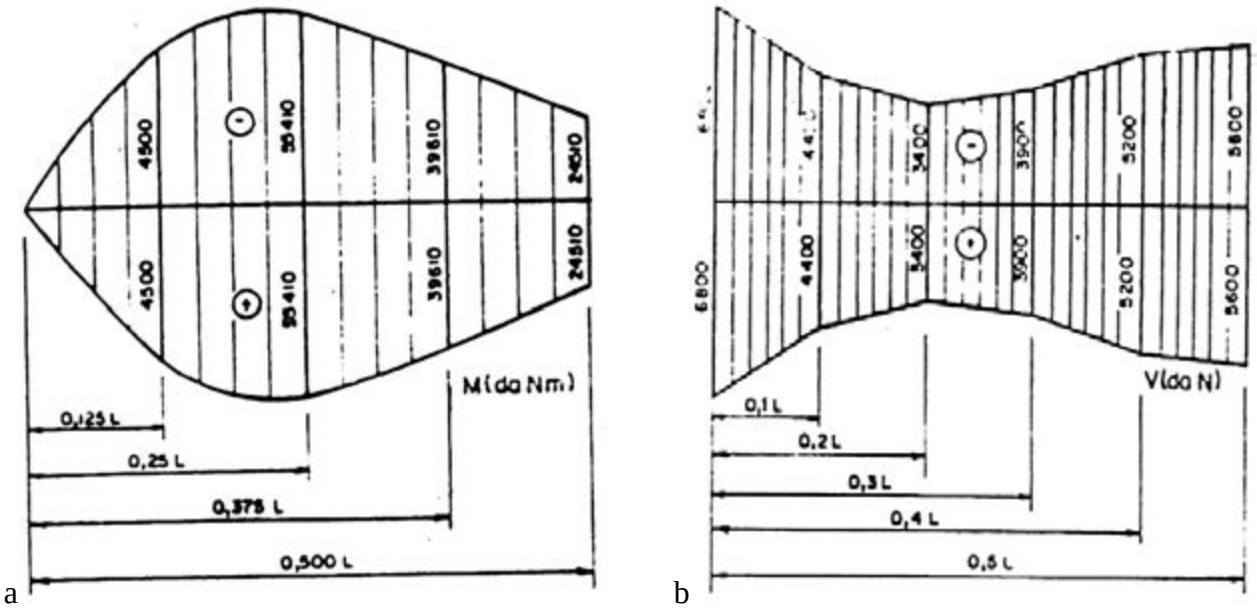


Figura 3.4: Envoltórias dos esforços na viga de rigidez: a) Momento Fletor (M); b) Cortante (V). Fonte: (CALIL JUNIOR; ROCCO LAHR; DIAS, 1993)

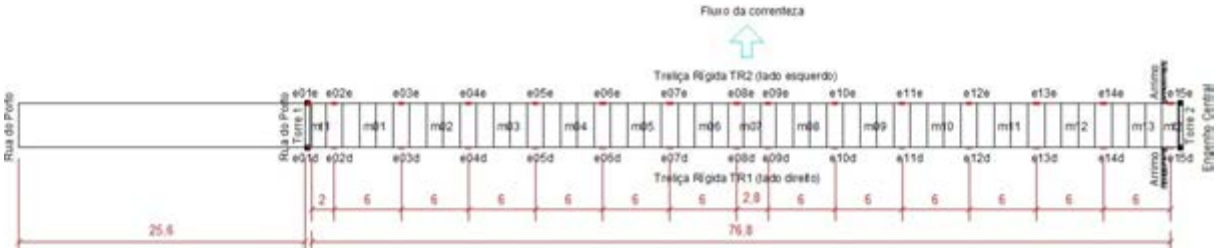
4. METODOLOGIA DE INSPEÇÃO E TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO

4.1 Visitas Técnicas “in loco”

Com intuito de restaurar a “Passarela Pênsil de Piracicaba” a Prefeitura Municipal de Piracicaba-SP, Brasil, solicitou uma avaliação da estrutura, a fim de identificar e avaliar as manifestações patológicas presentes e indicar procedimentos de manutenção e técnicas de reabilitação adequada para a restauração da mesma (CALIL JR. et al, 2011). Na primeira visita técnica realizada em 12 de dezembro de 2011, iniciaram-se os levantamentos das dimensões “in loco”, e as inspeções com auxílio de técnicas não destrutivas (NDT) para avaliação das manifestações patológicas nos elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora* e nas tábuas de Eucalyptus tereticornis que compunham o sistema do tabuleiro [(DUSSARRAT BRITO; CALIL JR, 2012); (DUSSARRAT BRITO, L.; CALIL JR., C. (2013)a].

A fim de propor uma metodologia facilitadora e precisa para a identificação dos elementos estruturais de madeira durante as inspeções periódicas em visitas técnicas posteriores, DUSSARRAT BRITO (2011) *apud* (CALIL JR. et al, 2011) elaborou esquemas de desenhos com suas respectivas siglas e nomenclaturas (Figuras 4.1 e 4.2), conforme as dimensões tiradas “in loco” nessa primeira fase de levantamento da inspeção.

Figura 4.1: Esquema unifilar em elevação da passarela pênsil: numeração dos módulos [mXX] e posição das numerações das ligações das emendas [eXX] dos módulos. Fonte: (DUSSARRAT BRITO, 2014)



Legenda: [mt1] módulo na torre 1
[mt2] módulo na torre 2
[mXX] numeração dos módulos
[eXX] numeração das ligações de emendas entre os módulos
[eXXe] numeração das ligações de emendas entre os módulos da TR2
[eXXd] numeração das ligações de emendas entre os módulos da TR1

Figura 4.2: Esquema unifilar em planta da passarela pênsil: posição das vigas de rigidez treliçadas, numeração dos módulos [mXX] e numeração das ligações das emendas [eXX] dos módulos.

Em geral, os pontos mais críticos em pontes de madeira, com Potencial de Risco de Biodeterioração, ocorrem nas interfaces viga-tabuleiro e em pontos de ligações, onde são suscetíveis à retenção de umidade na madeira [(CALIL JR., 2006); (CALIL JR.; DUSSARRAT BRITO, 2010); (DUSSARRAT BRITO; CALIL JR., 2015)]. O risco fica ainda mais eminente quando as tábuas do tabuleiro são fixadas com pregos ou parafusos que penetram na região superior da seção de uma viga. Durante as *Inspeções Visuais Detalhadas de Nível 2*, realizadas *in loco* nas avaliações para reabilitação de elementos estruturais de *Eucalyptus citriodora*, foram detectados elevados níveis de biodeteriorações nas vigas transversinas superiores TS com características visuais de ataque por fungos apodrecedores, mais precisamente, nessas tais zonas de fixação das peças dos tabuleiros, sendo ainda mais expressivos nos elementos estruturais do Módulo m13 (DUSSARRAT BRITO, 2014), conforme pode ser observado nas fotos apresentadas na Figura 4.3.

a b

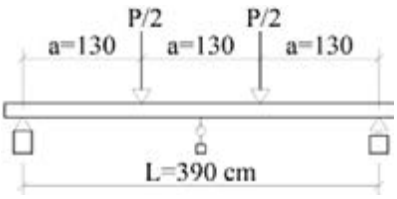
Figura 4.3: Biodeteriorações com características visuais de fungos apodrecedores, nas vigas transversinas superiores (TS) do módulo m13, em regiões de fixação das tábuas do tabuleiro. Foto: DUSSARRAT BRITO (Inspeção *in loco* em 09/08/2013)

4.2 Ensaios experimentais realizados no LaMEM

Diante da necessidade de reabilitar diversos elementos estruturais de madeira da "*Passarela Pênsil de Piracicaba"*, foram estudadas as propostas de técnicas de reabilitação das peças biodeterioradas. Como se tratavam peças estruturais reais de madeira, os trabalhos experimentais para validação das propostas de técnicas de reabilitação das peças de madeira com cobrejuntas justapostas de *Eucalyptus citriodora* foram realizados com ensaios no pórtico do LaMEM, em função do esquema de distribuição de cargas da *ASTM D 198-08 "Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in*

Structural Sizes" (Figura 4.4). Para a determinação de valores de MOE os cálculos foram realizados pela equação da Teoria Clássica da Resistência dos Materiais (Eq. 1):

$$E = \frac{23 \cdot P \cdot a^3}{48 \cdot f \cdot I} \quad (1)$$



Onde:

$E \rightarrow$ Módulo de elasticidade
$P \rightarrow$ Carga concentrada total aplicada
$a \rightarrow$ representa 1/3 do vão livre (L)
$f \rightarrow$ flecha
$I \rightarrow$ Momento de inércia da seção na posição do eixo em análise

Figura 4.4: Esquema estático para ensaios de flexão de peças estruturais reais. Fonte: (DUSSARRAT BRITO, 2014)

Como metodologia, os trabalhos experimentais foram realizados nas seguintes etapas:

- avaliações visuais e experimentais de 8 vigas transversinas superiores (TS1; TS2; TS3; TS4; TS5; TS6; TS7; TS8) de *Eucalyptus citriodora* originais da *Passarela Pênsil de Piracicaba*, parcialmente biodeterioradas na região superior (zona de compressão de vigas);
- estimativas dos valores do MOE e do MOR na avaliação de 6 peças diagonais de contraventamento (D1; D2; D3; D4; D5; D6) de *Eucalyptus citriodora*, superficialmente biodeterioradas, originais da *Passarela Pênsil de Piracicaba*, e correlações com o valor médio da densidade de madeira de *Eucalyptus citriodora* da Tabela E1 da ABNT NBR 7190:1997;
- caracterização de tábuas estruturais de madeira de *Eucalyptus citriodora* para avaliação da proposta da técnica reabilitação na utilização como *cobrejuntas justapostas*.

Para aplicações nos estudos das propostas de técnicas de reabilitação dos elementos estruturais de madeira, as verificações foram baseadas pelas informações históricas, assim como os detalhes do projeto estrutural original da passarela apresentados em CALIL JR et al (1993).

Diante das características visuais de biodeterioração por fungos apodrecedores nas Transversinas Superiores (TS) observadas *in loco*, foram submetidas para o LaMEM, 8 peças estruturais originais da passarela, onde foram realizados os ensaios experimentais de flexão estática pelo esquema de distribuição de cargas da ASTM D 198-08, para avaliações no comportamento real das vigas transversinas superiores (TS1; TS2; TS3; TS4, TS5; TS6; TS7; TS8), parcialmente biodeterioradas na região superior (zona de compressão de vigas), ainda sem o emprego de técnicas de reabilitação, e apresentação dos *Modos de Ruptura* nas transversinas TS5; TS6; TS7; TS8. As dimensões efetivas das vigas transversinas (TS) originais eram aproximadamente de 5,5 cm de largura por 15 cm de altura, e 430 cm de comprimento. No entanto essas vigas, apresentavam parcialmente com alto nível de biodeterioração, principalmente na região superior, acima da linha neutra, nas regiões onde eram fixadas as peças do tabuleiro, cujas regiões são propensas as infiltrações e à retenção de água e concentração de umidade. Os *Modos de Ruptura* nas transversinas biodeterioradas TS7 e TS8 estão apresentados de maneira pormenorizada na Figura 4.5, onde foram notáveis as separações longitudinais, paralela às fibras da região de madeira sã da região biodeteriorada. Destaca-se ainda que as rupturas nas TS5; TS6; TS7 biodeterioradas ocorreram com *Modo de Ruptura Brusca (Frágil)*, sem aviso inicial na viga, como o exemplo da TS7 apresentado nas fotos das Figuras 4.5a e 4.5b. No entanto, a arte de avaliar peças de madeira biodeterioradas, não é tarefa fácil. Em função das dimensões das peças estruturais originais altamente biodeterioradas, apresentarem grandes variações nas alturas "h" ao longo das seções transversais, inclusive com cavidades em formas irregulares internamente às peças, além de fendas longitudinais expressivas e vazios, é impraticável determinar o valor exato tanto do MOE quanto do MOR. Para isso, foi imprescindível analisar graficamente os resultados experimentais pela relação Força x Flecha.

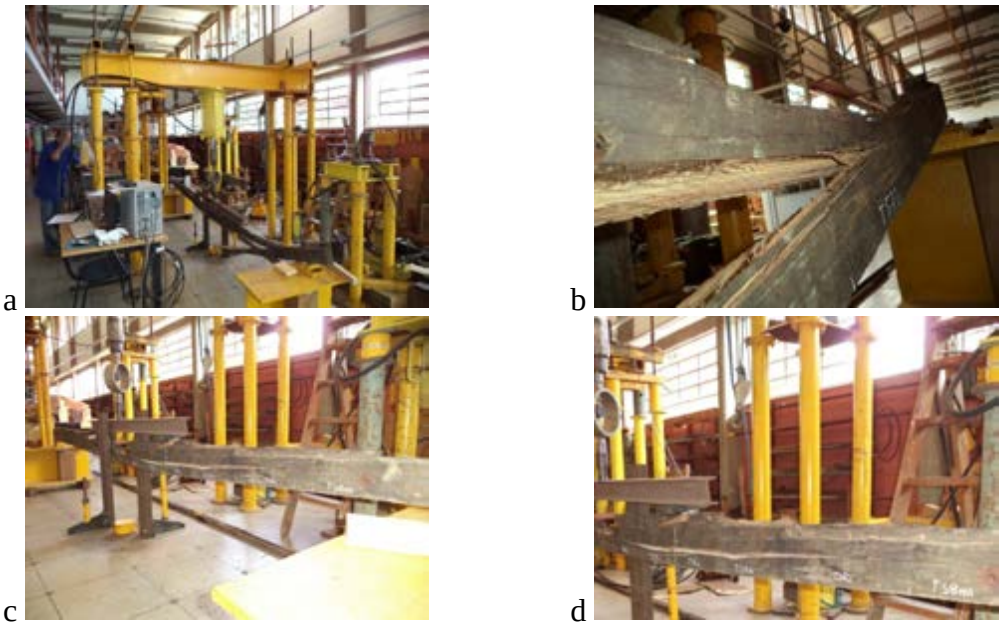


Figura 4.5: Ensaios estáticos de flexão de vigas transversinas parcialmente biodeterioradas na região superior de compressão (foram notáveis à separação longitudinal, paralela às fibras da região de madeira sã da região da madeira biodeteriorada): a) Modo de Ruptura Brusca (sem aviso) na TS7 (visão detalhada em b); c) Modo de ruptura por cisalhamento na TS8 (visão detalhada em d). Fotos: DUSSARRAT BRITO

No nível de carregamento equivalente a relação L/300, correspondente à flecha aproximada de 13 mm no estudo, obteve-se coerência como resultado do nível de biodeterioração nessas peças, conforme foi estimado pela *Técnica de Inspeção Visual Detalhada,* com mapeamento de imagens digitais assistidas via computador e validada também graficamente pela análise com o uso do Resistograph® [(DUSSARRAT BRITO, L.; CALIL JR, C., 2013b); (DUSSARRAT BRITO, 2014)]. Por essa razão, a escolha das nomenclaturas das 8 vigas transversinas de madeira retirados do módulo m13 da *Passarela* foi definida propositalmente em ordem crescente (TS1; TS2; TS3; TS4; TS5; TS6; TS7; TS8), em função do nível de biodeterioração das peças previamente avaliadas. A Figura 4.6 apresenta os diagramas com os resultados do comportamento das vigas TS1, TS2, TS3 e TS4 parcialmente biodeterioradas na região superior, ainda *sem o emprego de técnica de reabilitação*, válido para os ensaios de flexão estática.

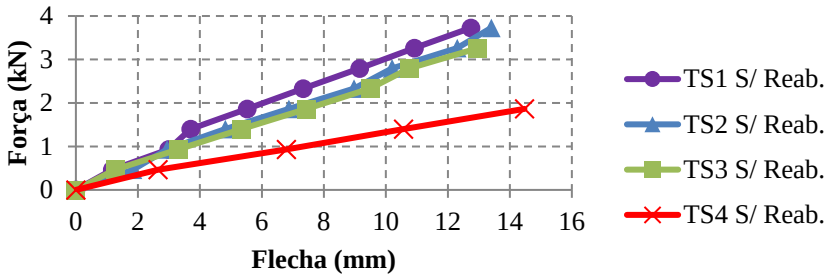


Figura 4.6: Resultados dos ensaios de flexão estática: Comportamento das vigas transversinas de madeira parciamente biodeterioradas na região superior, ainda sem o emprego de técnica de reabilitação, válido para os ensaios de flexão estática. Fonte: (DUSSARRAT BRITO, 2014)

Para avaliação do comportamento e estimativas do MOE e do MOR foram realizados ensaios estáticos de flexão em 6 peças de diagonais de contraventamento (D1, D2, D3, D4, D5, D6), de *Eucalyptus citriodora* superficialmente biodeterioradas, originais da Passarela. Os modos de ruptura dessas peças ensaiadas à flexão estão apresentados de maneira pormenorizada na Figura 4.7.

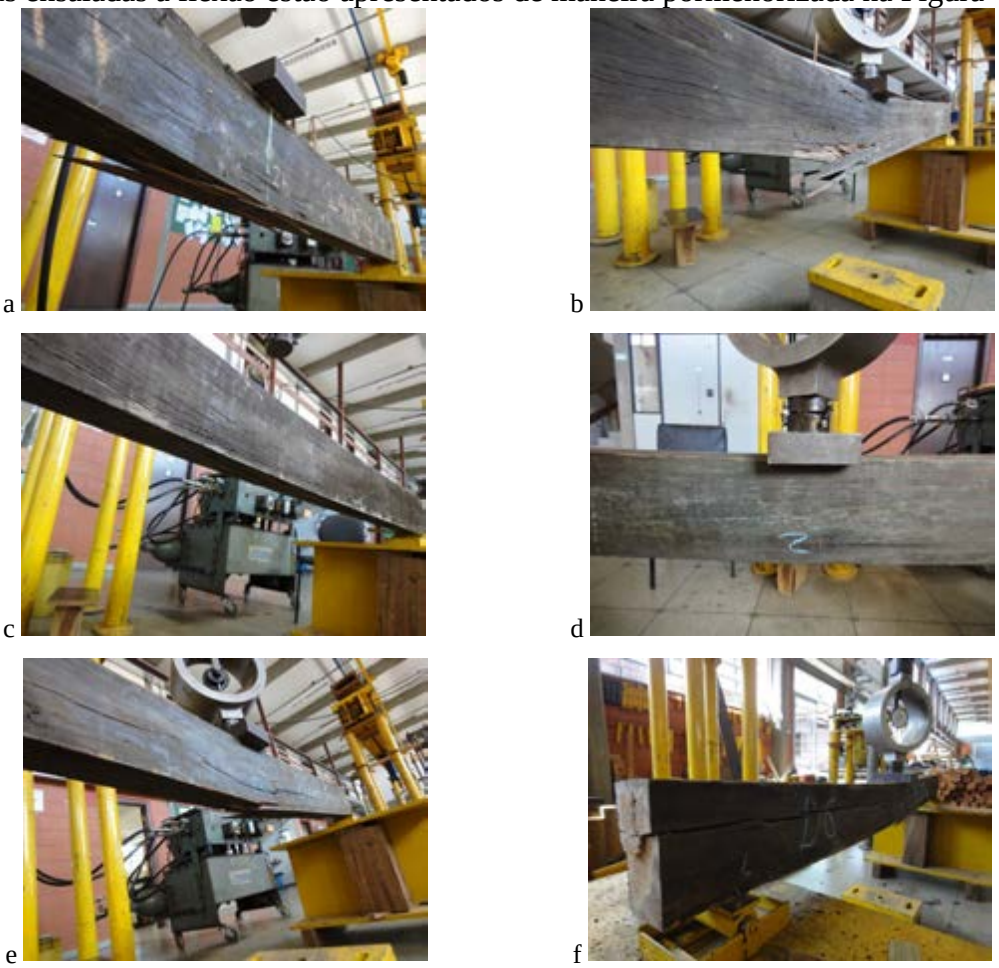


Figura 4.7: Modos de ruptura nas peças ensaiadas à flexão: a) D1; b) D2; c) D3; d) D4; e) D5; f) D6.
Fotos: DUSSARRAT BRITO

Nos ensaios de flexão estática, para a determinação dos valores estimados do MOE, e do MOR foi respeitada a relação L/300, que para o L de 180 cm corresponde à aproximadamente 0,6 cm, para a determinação do valor limite permissível para à deformação elástica máxima de cada viga. A Figura 4.8 apresenta os diagramas com os resultados do comportamento dessas peças, válido para os ensaios de flexão estática.

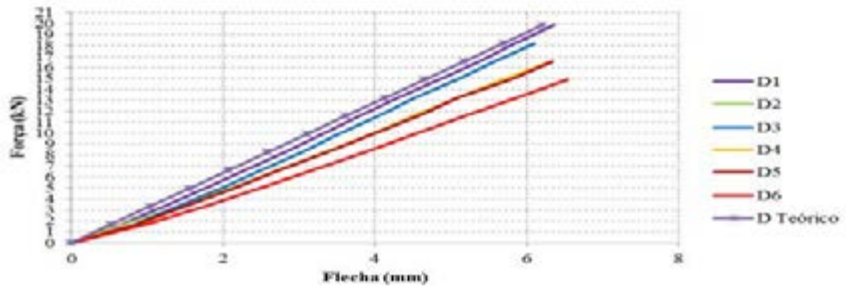


Figura 4.8: Resultados dos ensaios de flexão estática: comportamento das peças de diagonais de contraventamento (D1, D2, D3, D4, D5, D6) de *Eucalyptus citriodora*, superficialmente biodeterioradas, avaliadas para estimativa dos valores do MOE e do MOR, das peças originais da estrutura.

A metodologia proposta consistiu na aplicação de técnicas de reabilitações com cobrejuntas justapostas com peças estruturais comerciais de dimensões 3 cm x15 cm de *Eucalyptus citriodora*, fixadas paralelamente aos elementos estruturais que foram previamente identificados com manifestações patológicas durante as inspeções. Para a caracterização do MOE das peças a serem utilizadas como Cobrejuntas Justapostas (CJ), foram realizados ensaios estáticos de flexão não destrutivos (END) em 12 peças estruturais novas de *Eucalyptus citriodora*, tratadas com CCA sob vácuo-pressão em autoclave, com dimensões médias aproximadas de 3 cm de espessura, por 15 cm de altura e 438 cm de comprimento, compatível com o comprimento das transversinas. A foto na Figura 4.9a ilustra a metodologia dos ensaios estáticos não destrutivos (END), de flexão de viga de madeira, em tamanho estrutural real, conforme a distribuição de cargas da ASTM D 198-08, para caracterização das peças de cobrejuntas de *Eucalyptus citriodora*. Na realização dos ensaios, para a determinação dos valores de MOE, foi respeitada à relação L/300, que para o L de 390 cm corresponde à aproximadamente 1,3 cm, no intuito de determinação do valor limite permissível para à deformação elástica máxima de cada viga. Na Figura 4.9b estão apresentados graficamente os resultados do comportamento dessas peças, na relação Força x Flecha.

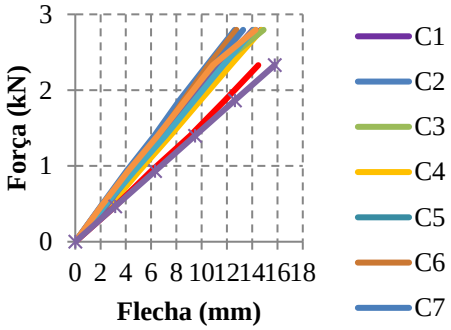
a b 

Figura 4.9: a) Visão geral do esquema dos ensaios estáticos não destrutivos na hipótese de flexão, para caracterização das cobrejuntas novas de madeira de *Eucalyptus citriodora*. Foto: DUSSARRAT BRITO; b) Comportamento das peças de madeira de *Eucalyptus citriodora*, caracterizadas para utilização na técnica de reabilitação como cobrejuntas justapostas, válido para os ensaios de flexão estática.

Nas Figuras 4.10 a 4.12 são demonstradas principais técnicas empregadas na reabilitação dos elementos estruturais da "Passarela Pênsil de Piracicaba", realizadas entre agosto de 2013 a junho de 2014.

a b

Figura 4.10: Técnicas de reabilitação: para os casos com biodeteriorações menos intensas em peças de montantes (M), vigas transversinas inferiores (TI), Banzo Inferior (BI), Banzo Superior (BS) foi utilizada a técnica de reabilitação com fixação de cobrejuntas justapostas, com peças novas de 3 cm x 16 cm, de *Eucalyptus citriodora* tratado com CCA. Fonte: (DUSSARRAT BRITO, 2014)

a b

Figura 4.11: Técnicas de reabilitação: para os casos severos, com alto nível de biodeterioração em peças de vigas transversinas superiores (TS), diagonais de contraventamento (C) e montantes (M), optou-se pela técnica de substituição por peças novas de 6 cm x 16 cm, de *Eucalyptus citriodora* tratado com CCA, com propriedades físicas semelhantes das recomendadas no projeto, a fim de preservar às características originais na intervenção. Fonte: (DUSSARRAT BRITO, 2014)

Para a reabilitação do tabuleiro, foi definida à substituição de todas às peças *Eucalyptus tereticornis* biodeterioradas, por peças classificadas de madeira Pinus C30 com espessura de 4 cm em duas camadas totalizando 8 cm de espessura, com sistema cruzado em X, conforme especificações recomendadas no do projeto de reabilitação realizado no LaMEM. Esse sistema de tabuleiro com tábuas cruzadas contraventadas em X, tem a função principal em garantir à eficiência da rigidez global do conjunto no sistema de contraventamento lateral da estrutura de madeira da passarela.

a b

Figura 4.12: Técnicas de reabilitação: substituição de todas às peças Eucalyptus tereticornis biodeterioradas, por peças classificadas de madeira Pinus C30 com espessura de 4 cm em duas camadas totalizando 8 cm de espessura, com sistema cruzado em X. Foto: CALIL JR. (Inspeção detalhada em 26/05/2014)

5. CONCLUSÕES

Conclui-se que em inspeções para avaliações de elementos estruturais de madeira, a metodologia da técnica de inspeção visual detalhada realizada por inspetores especialistas, tem-se demonstrado muito eficiente para a detecção de anomalias visíveis, a fim de diagnosticar manifestações de patológicas, para estimar o dano na madeira causado por agentes abióticos, como fendas, rachas, flechas; e por agentes bióticos, como brocas, cupins e fungos, e quando associadas ao mínimo de equipamentos com testes de puncionamento, picoteamento, percussão com martelo e sondagem interna com o uso do Resistograph®, favorecem a eficiência da metodologia.

Os resultados experimentais das peças de madeira submetidas a ensaios estáticos de flexão pura, conforme a distribuição de cargas da ASTM D 198-08 demonstraram eficientes para avaliação de peças de madeira e das técnicas de reabilitações propostas para as intervenções na restauração da “Passarela Pênsil de Piracicaba”.

AGRADECIMENTOS

À Comissão de Pesquisa (CPq) do programa de Pós-Doutorado, ao Departamento de Engenharia de Estruturas e ao Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, pela oportunidade na realização deste trabalho.

Aos Presidentes e Colaboradores da Comissão Organizadora, do Comitê Diretivo, do Comitê Científico e à Universidad Nacional del Noroeste de Buenos Aires por proporcionar o CLEM+CIMAD 2017.

REFERÊNCIAS

[1] CÓIAS, V. Qualificação dos profissionais e das empresas para a qualidade na reabilitação de estruturas de madeira. CIMAD 11 – 1º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira na Construção. Coimbra, Portugal (2011).

[2] DUSSARRAT BRITO, L. Patologia em estruturas de madeira: metodologia de inspeção e técnicas de reabilitação. Tese (Doutorado) Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, (2014).

[3] CALIL JR., C.; ROCCO LAHR, F.; DIAS, A. A. Passarela pênsil com vigas principais de madeira. In: I EREMEM, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (1993).
CALIL JR., C.; DIAS, A. A.; LAHR, F. A. R.. A Maior Passarela Pensil de Madeira do Hemisfério Sul. Téchne. Revista de Tecnologia da Construção, São Paulo, SP, Brasil, (1998).

[4] CALIL JR., C.; DUSSARRAT BRITO; L.; CALIL NETO, C.; ICIMOTO, F.; PIGOZZO, J. C. Relatório Técnico: Vistoria na Estrutura da Passarela Pênsil de Piracicaba pela Técnica de Inspeção Visual. USP/EESC/SET/LaMEM, São Carlos, SP, Brasil, 2011.
[5] DUSSARRAT BRITO, L.; CALIL JR., C. Evaluation by visual inspection technique of the "Pedestrian Suspension Bridge at Piracicaba", Brazil. In: ICDS12 International Conference Durable Structures: From Constrution to reabilitation. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC. Lisboa, (2012).
[6] DUSSARRAT BRITO, L.; CALIL JR., C. Manifestações patológicas em função da ausência de manutenções preventivas na estrutura de madeira da "Passarela Pênsil de Piracicaba", Brasil. In: IX International Congress on Pathology and Recovery Structures. João Pessoa, (2013)a.
[7] CALIL JR., C. et al, 2006. Manual de projeto e construção de pontes de madeira. ISBN: 85-98156-19-1. Suprema, São Carlos, Brasil. Free download e-book: <*http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/livros/361-manual-de-projeto-e-construcao-de-pontes-de-madeira*>
[8] CALIL JR., C.; DUSSARRAT BRITO, L. (2010). Manual de Projeto e Construção de Estruturas com Peças Roliças de Madeira de Reflorestamento. ISBN: 978-85-8023-000-0. Depto. de Eng. de Estruturas, EESC/USP. São Carlos, Brasil. Free download e-book: <*http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/livros/371-manual-de-projeto-e-construcao-de-estruturas-com-pecas-rolicas-de-madeira-de-reflorestamento*>
[9] DUSSARRAT BRITO, L.; CALIL JR., C. Chapter: Inspection and Rehabilitation of Timber Structural Elements. In: CALIL JUNIOR, C. et al.. Manual of Design and Construction of Timber Bridges, p. 117-131. 1ed. Saarbrücker: LAP LAMBERT Academic Publishing (2015).
[10] ASTM D 198-08. Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes. Pennsylvania, United States (2008).
[11] ABNT NBR 7190:1997. Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, (1997).
[12] ABNT/CB-02 REVISÃO ABNT NBR 7190 NOVEMBRO: 2011. Projetos de estruturas de madeira.
[13] DUSSARRAT BRITO, L.; CALIL JR, C. Uso do Resistograph® IML-RESI-F500-S em inspeções NDT para avaliações internas de elementos estruturais de madeira. In: IX CINPAR. João Pessoa, (2013).

ESTRUTURAS HISTÓRICAS DE MADEIRA: EFEITOS DE INTERVENÇÕES SOBRE A RIGIDEZ NOS ELEMENTOS HORIZONTAIS

HISTORICAL TIMBER STRUCTURES: EFFECTS OF INTERVENTIONS ON THE STIFFNESS IN THE HORIZONTAL ELEMENTS

Alfredo Calì [(1)], Poliana Dias de Moraes [(2)], Ângela do Valle [(3)] (A)

(1) Doutorando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil
(2) Profa. Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil,
(3) Profa. Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil,
Endereço de contato: alfredo.cali85@gmail.com; (P) Apresentador

Código de identificação: T9-05

Resumo

A modelagem de painéis horizontais como diafragmas é central na análise da estrutura de um edifício submetido a ações horizontais, como vento e terremoto, entre outras. No caso de edifícios históricos, a preservação da memória, o respeito aos princípios patrimoniais e o caráter interdisciplinar tornam a análise mais complexa. A rigidez dos diafragmas influencia o comportamento global do edifício, seja em madeira ou misto com alvenaria, por exemplo. O objetivo deste trabalho é apresentar alguns problemas relacionados às intervenções em elementos horizontais de madeira que modificam o desempenho estrutural do edifício. São expostas algumas simplificações geralmente adotadas na modelagem dos pisos, e apresentadas soluções tecnológicas disponíveis. Como referências normativas foram utilizados o Eurocódigo 8 (Parte 1 e 3), as normas italianas (NTC08, Circolare 617/09 e Circolare 26/10), e a norma brasileira NBR 15421 (2006). Essas normas são relativas a análises estruturais de edifícios, com enfoque particular no desempenho sísmico, e aqui podem ser encontradas as definições relativas ao conceito de elemento horizontal analisado como diafragma. Destaca-se que muitas normas, incluindo a norma brasileira, NBR 15421 (2006), não possuem formulação dedicada à verificação da segurança de estruturas existentes e históricas, sendo questionável se o critério de avaliação pode ser idêntico para edificações contemporâneas e antigas. Além desta lacuna normativa, seria preciso propor uma melhoria das normas de projeto ao sismo a fim de orientar os profissionais que atuam nessa área.

Palavras chave: estruturas históricas de madeira; rigidez de planos horizontais; ação de sismos

Abstract

The modeling of horizontal diaphragms plays a fundamental role in the analysis of a building subjected to horizontal actions, such as wind and earthquake. In the case of historical buildings, the preservation of memory, the principles of restoration and the interdisciplinarity of the problem make the analysis more complex. The in-plane stiffness of the diaphragms influences the global behavior of the building, especially in the wooden structures or in mixed masonry-wood structures. The aim of this paper is to present some problems related to interventions in timber flooring that modify the structural global behaviour of the buildings. Some simplifications, generally adopted in the modeling of the floors, are exposed with some technological solutions available. As normative references were used the following standards Eurocode 8 (Part 1 and 3), Italian standards (NTC08, Circolare 617/09 and Circolare 26/10), and the Brazilian standard NBR 15421 (2006). These norms are related to structural analysis of buildings, with particular focus on seismic performance, and here we can find the definitions regarding the concept of horizontal element analyzed as diaphragm. It is important to note that many standards, as well as the Brazilian standard NBR 15421 (2006), have not focused on existing and historical buildings, being questionable whether the safety verification can be the same for new and existing structures. Furthermore, it would be necessary to propose an improvement of design standards to create a helpful tool for professionals working in this area.

Keywords*: historical timber structures; in-plane stiffness of the horizontal diaphragms; seismic action*

1. INTRODUÇÃO

A madeira é um dos materiais de construção mais antigos e mais comuns na história do ser humano. Por esta razão, o ambiente construído apresenta vários exemplares de estruturas de madeira, antigas e modernas. No caso de construções históricas, é fundamental centrar a atenção nos temas de reabilitação e reforços estruturais adequados aos diferentes problemas que um edifício pode apresentar. Em especial, serão tratados os elementos horizontais em madeira, tais como coberturas e pavimentos de madeira, e as características de rigidez a ações atuantes no plano da estrutura. Para os diferentes tipos de problemas construtivos, existem muitas técnicas de intervenções já utilizadas. As técnicas de intervenções estruturais podem ser divididas em técnicas de reparação ou consolidação e técnicas de reforço (Costa, 2009).

A necessidade de reparação ou reforço estrutural e as técnicas e materiais a serem aplicados devem ser ponderadas considerando-se objetivos da intervenção, custo envolvido, grau de degradação existente, características dos edifícios e vantagens e desvantagens de cada uma das técnicas (Cruz, 2011).

Em pequenas intervenções, quando a estrutura apresenta um bom estado de conservação e não se prevê uma alteração de uso do edifício, é razoável repor as condições de segurança originais e reparar apenas os elementos deteriorados. Quando se prevê uma alteração de uso ou é necessária uma intervenção profunda, habitualmente, é exigido que o edifício recuperado obedeça aos regulamentos em vigor (Cruz, 2011). Na implementação de soluções de reabilitação ou reforço é importante assegurar a manutenção da autenticidade original das estruturas de madeira (Dias, 2008).

Como referência normativa, foram avaliadas algumas normas que norteiam os elementos horizontais de madeira em relação ao comportamento que desempenham no caso de ações horizontais. Normalmente esse tipo de comportamento é tratado nas normas sísmicas, enquanto que a função dos elementos horizontais, definidos como diafragmas rígidos ou deformáveis em relação à própria rigidez no plano, resulta ser de relevante importância no desempenho global da estrutura resistente a sismos. Em particular foram analisadas a norma brasileira 15421(2006) (ABNT, 2006), as normas europeias do Eurocódigo 8, Parte 1 (EN:1998-1, 2004) e Parte 3 (EN:1998-3, 2005), e as normas italianas NTC08 (NTC, 2008), Circolare 617/09 (Circolare_617, 2009) e Circolare 26/10 (26/10, 2010).

No caso de edificações antigas e com valor patrimonial é imprescindível entender a evolução da estrutura e das diferentes fases pelas quais a construção histórica passou. Às vezes, o projetista responsável por uma análise desse tipo não encontra indicações e suporte nas normas, uma vez que frequentemente são elaboradas apenas para projeto de construções novas.

O estudo de caso deste artigo é o Quartel da Tropa, pertencente ao conjunto de construções das Fortalezas de Santa Cruz de Anhatomirim, localizado na Ilha de Anhatomirim, na barra norte do canal da ilha de Santa Catarina, atual município de Governador Celso Ramos, no litoral do estado de Santa Catarina, no Brasil. Trata-se de uma construção em alvenaria estrutural e madeira. Apesar da construção do conjunto das Fortalezas ter iniciado em 1739, a conclusão das obras do Quartel provavelmente ocorreu somente após 1748 (Tonera, 2001). As diferentes obras de reforma realizadas nessa construção são relativas aos elementos estruturais horizontais de madeira, como pisos e cobertura. Provavelmente essas intervenções foram devidas às elevadas cargas horizontais na estrutura. No trabalho são analisadas as ações horizontais que podem agir sobre esse tipo de construção histórica e as normas aplicáveis para análise da segurança estrutural.

2. COMPORTAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS HORIZONTAIS EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS E RIGIDEZ NO PLANO

As estruturas estão sujeitas a ações verticais e horizontais decorrentes do seu uso e dos fenômenos naturais. Em edificações históricas é comum que as ações horizontais que representam o efeito de

vento, de sismos, e, no caso de construções enterradas ou semienterradas, o efeito do solo, não tenham sido consideradas no projeto da estrutura original. Como consequência, pode ocorrer que, caso as ações venham a atuar na edificação, a estrutura não apresente uma resposta adequada (A. Calì, 2016). Outro problema que pode acontecer é decorrente da deterioração do edifício devida à ação do tempo e ao uso, o que pode levar à redução das propriedades mecânicas dos materiais e, consequentemente, da capacidade portante dos elementos estruturais.

2.1 Ação das forças horizontais em edifícios com sistema piso-parede

Em um sistema piso-parede ligado às fundações da edificação, as forças laterais que incidam diretamente sobre as paredes transversais, situadas em planos perpendiculares em relação à direção das forças, são transferidas para a fundação e para a estrutura de piso (Ambrose, 1994).

O elemento estrutural piso é solicitado no seu próprio plano e recebe reações das paredes estruturais (laterais), que por sua vez transferem os esforços para as fundações. Nesse sistema, a força horizontal pode representar diferentes ações, como ações de vento, sismo ou outras cargas horizontais. Essas forças horizontais são distribuídas pelos diafragmas nas paredes laterais através de ações de cisalhamento. Nos sistemas piso-parede, geralmente os elementos horizontais são modelados como diafragmas. Estes últimos podem ser classificados em relação à rigidez no próprio plano como sendo rígido ou deformável (Figura 1). Os pavimentos e coberturas de madeira ou as abóbadas finas de alvenaria, que são comuns em edifícios existentes, tipicamente possuem comportamento de diafragmas deformáveis.

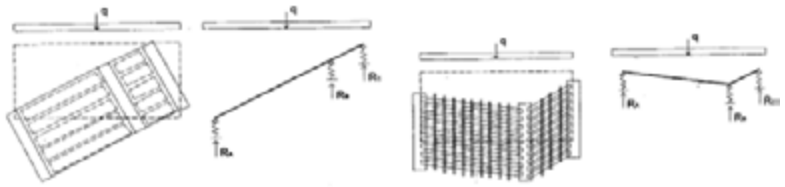


Figura 1: Esquema estático do comportamento idealizado de um pavimento como diafragma rígido (esquerda) e deformável (direita) (Ceravolo, 2009)

Em relação à rigidez no próprio plano, um diafragma pode ser considerado rígido quando permitir uma redistribuição hiperestática de forças entre paredes submetidas ao cisalhamento, enquanto que, no caso de diafragmas deformáveis, ocorre uma redistribuição isostática das forças horizontais nos painéis verticais (Elnashai, 2008). A existência de conexões apropriadas entre paredes e pavimentos permite evitar a formação de mecanismos locais de primeiro modo (tombamento) (Piazza M. B., 2008).

Uma função chave desempenhada pelo diafragma horizontal é a transmissão das ações horizontais, incluindo, entre outras, as ações sísmicas. Quando o piso não é satisfatoriamente ligado às paredes adjacentes ou a rigidez no plano é inadequada, podem ser observados a formação de mecanismos locais de primeiro modo com formas de colapso que envolvem tombamento das paredes. Paredes de alvenaria demonstram, em geral, uma resistência insuficiente para cargas laterais que atuam fora de seu plano. Quando o diafragma horizontal pode ser considerado perfeitamente rígido, e as conexões entre as paredes e o diafragma estão corretamente asseguradas, a carga sísmica lateral pode ser totalmente transmitida às paredes paralelas à direção da ação horizontal, permitindo à estrutura ter uma rigidez muito maior (Piazza M. B., 2008).

2.2 Edifícios históricos em alvenaria e *box-behaviour* das estruturas

No comportamento sísmico e na resistência em relação às ações monotônicas horizontais, o comportamento geral do edifício depende da qualidade das conexões entre paredes e estruturas

horizontais. Um pavimento, ou uma cobertura, que seja muito deformável, pode causar danos estruturais nos elementos verticais, porque cada elemento resiste ao sismo segundo a própria rigidez (Figura 2). A existência de um comportamento de diafragma rígido junto com boas conexões parede-parede e parede-diafragma pode melhorar muito a capacidade geral da estrutura na resistência a ações horizontais. Isso é devido ao fato que todos os elementos resistem em conjunto e a estrutura global apresenta uma rigidez muito maior. Este comportamento é conhecido como *box-behaviour* (comportamento de caixa).

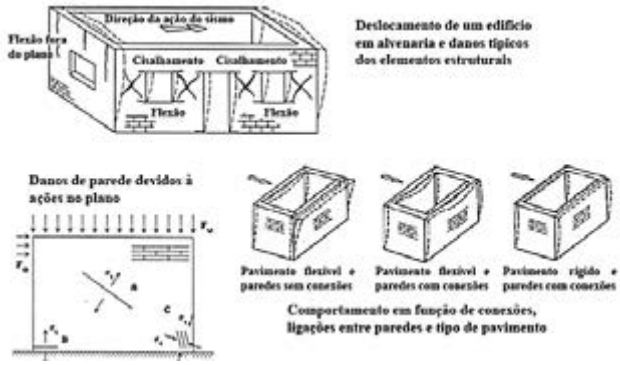


Figura 2: Comportamento de box behaviour de um edifício em alvenaria com diafragma horizontal deformável ou rígido sob efeito sísmico (Tomazevic, 1999)

3. CONSIDERAÇÕES SOBRE DIAFRAGMAS EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS EM DIFERENTES NORMAS DE PROJETOS ESTRUTURAIS

Na análise normativa foram incluídas aquelas normas nas quais há alguma referência sobre os temas relativos a diafragmas rígidos ou deformáveis e, em alguns casos, em relação a edifícios existentes. Normalmente essas definições estão incluídas nas normas que tratam de sismos, uma vez que na análise sísmica dos edifícios, e muito mais na dos edifícios existentes, o comportamento dos diafragmas horizontais é fundamental no desempenho global das estruturas.

3.1 Normas europeias

Uma norma europeia de referência para definição de diafragmas horizontais é o código para estruturas resistentes a sismos, EN 1998- Eurocódigo 8 (2004): Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Ela está dividida em seis partes, mas nesse artigo serão tratadas exclusivamente as partes relativas aos tópicos de interesse, sendo a parte 1 - Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, e a parte 3 - Avaliação e reabilitação de edifícios.

3.1.1 Eurocódigo 8 – Parte 1

A parte 1 da norma EN 1998-1 (EN:1998-1, 2004) considera que o diafragma é rígido se, na situação de projeto sísmico, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano os valores de seus deslocamentos horizontais não excederem em mais de 10%, em nenhum ponto, os relativos à hipótese de diafragma rígido.

Ainda na parte 1, a referência a edifícios históricos está presente só na seleção da tipologia de análise na avaliação sísmica. O tipo de análise proposta é não-linear estática, denominada "*pushover analysis*", e segundo a norma poderá ser aplicada para verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e existentes nas seguintes situações:

a) verificar ou rever os valores do coeficiente de sobrerresistência $\alpha u / \alpha 1$;

b) avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;

c) avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados, para efeitos da EN 1998-3;

d) como alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear.

3.1.2 Eurocódigo 8 – Parte 3

Refere-se à avaliação e reforço sísmico de edifícios existentes, com o objetivo de garantir uma capacidade resistente suficiente para suportar as exigências sísmicas a que poderão estar sujeitos.

O âmbito da norma EN 1998- Parte 3 é:

a) fornecer critérios para a avaliação do desempenho sísmico das estruturas existentes;

b) descrever a abordagem na seleção de medidas corretivas necessárias;

c) estabelecer critérios para a concepção de medidas de retrofitting (ou seja, a concepção, a análise estrutural, incluindo medidas de intervenção, o dimensionamento final das peças estruturais e de suas conexões com elementos estruturais existentes).

Desde os primeiros parágrafos, a norma enfatiza a importância dos valores históricos de um edifício. Embora as disposições sejam aplicáveis para todas as categorias de edifícios, a norma afirma que a avaliação sísmica e a restauração de monumentos e edifícios históricos requerem diferentes tipos de disposições e abordagens, dependendo da natureza dos monumentos.

As estruturas existentes refletem o estado dos conhecimentos no momento da sua construção, eventualmente contendo erros de execução grosseiros ocultos, além de, por vezes, terem sido submetidas a terremotos anteriores ou outras ações acidentais, com efeitos desconhecidos. Nestas condições, a avaliação estrutural e uma possível intervenção estrutural normalmente estarão submetidas a um grau diferente de incerteza (nível de conhecimento), ao contrário de um projeto de novas estruturas (EN:1998-3, 2005).

Portanto, são necessárias diferentes caracterizações de materiais e fatores de segurança estrutural, bem como diferentes procedimentos de análise, dependendo da integralidade e confiabilidade da informação disponível (EN:1998-3, 2005).

No anexo C da EN 1998-3 (parágrafo ou item C.5.1.3), há indicações sobre como proceder ao reforço e aumento de rigidez de diafragmas horizontais. Os pisos de madeira podem ser reforçados nas seguintes três formas:

a) inserindo uma camada adicional (ortogonal ou oblíqua) de tábuas de madeira sobre as camadas existentes;

b) aplicando lajes de concreto reforçado com armadura soldada. A camada de concreto deve ter conexão ao cisalhamento com o piso de madeira e deve ser fixada às paredes;

c) colocação de uma malha duplamente diagonal de vigas planas de aço ancoradas às vigas e às paredes do perímetro.

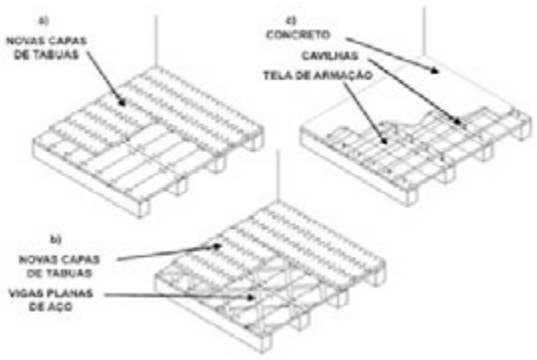


Figura 3: Métodos de reforço de pavimentos de madeira antigos sugeridos pelo Eurocódigo 8 (Brignola, 2009)

A elevada rigidez dos diafragmas é uma hipótese muito frequente nas análises sugeridas por essa norma. A análise linear estática e multi-modal pressupõe, por exemplo, entre outras hipóteses (Parágrafo C.3.1), que os pisos possuam suficiente rigidez no plano e sejam eficientemente ligados às paredes do perímetro para supor que distribuam as forças de inércia entre os elementos verticais, como ocorre em um diafragma rígido (Elnashai, 2008).

3.2 Normas Italianas

3.2.1 Normas técnicas de construção NTC08, D.M. 14-01-08

A norma italiana sobre as construções D.M. 14-01-08 (NTC, 2008) tem um capítulo (Capítulo 8) dedicado às construções existentes. Nessa parte, a norma sugere as etapas para avaliação de segurança e de preparação dos projetos: análise histórico-crítica; levantamento; caracterização mecânica dos materiais; nível de conhecimento e fatores de confiança; ações.

Destaca-se que a primeira etapa é uma das mais importantes. Geralmente, quando se trata de edifícios existentes, pode ser difícil encontrar desenhos e documentos originais para reconstruir a história do projeto e da construção. Para os edifícios, em particular para edifícios de valor cultural, histórico e arquitetônico, às vezes é possível, por meio de pesquisa de arquivo, reunir uma documentação suficientemente completa para reconstruir e interpretar as diferentes fases de construção. Com base em dados levantados ou obtidos na fase de pesquisa histórica, é possível obter conclusões operacionais para a modelagem mecânica do edifício geral.

3.2.2 Circolare 617/09 - Instruções para a aplicação das Normas Técnicas NTC08

Na norma explicativa (Circolare_617, 2009) do código italiano das construções (NTC, 2008), são explicados os critérios dos fatores de confiança que têm referência no Eurocódigo 8, Parte 3 (EN:1998-3, 2005). A diferença entre ele é que em todos os níveis deve ser feita uma análise completa do edifício, enquanto o Eurocódigo 8 permite, para o nível mais baixo de conhecimento KL1, uma análise estática linear ou dinâmica linear.

Nos requisitos de segurança, a norma explicativa (Circolare_617, 2009) prevê que, para a avaliação sísmica dos edifícios existentes simultaneamente à análise sísmica global, deve ser considerada também a análise dos mecanismos locais. Na análise sísmica global, deve ser considerado, na medida do possível, o sistema estrutural real do edifício, com particular atenção para a rigidez e resistência dos diafragmas e a eficácia das ligações dos elementos estruturais.

Quando a construção não apresenta um comportamento de conjunto, conhecido como *box behaviour* (Figura 2), mas tende a reagir ao terremoto como um conjunto de subsistemas (mecanismos locais), a verificação de um modelo global não está em conformidade ao seu comportamento sísmico real. Nesse caso, em que os diafragmas são flexíveis, uma abordagem aceitável na prática poderia ser analisar esses elementos individualmente (Magenes & Penna, 2009).

3.2.3 Circolare 26/10: "Diretrizes para a avaliação e mitigação do risco sísmico do patrimônio cultural - alinhamento com as normas técnicas para construção, NTC08"

Essas diretrizes (26/10, 2010) contêm a adaptação da diretiva do Presidente do Conselho de Ministros para a avaliação e redução do risco sísmico do patrimônio cultural, de 12 de outubro de 2007, às novas normas técnicas para a construção de 2008 (NTC, 2008).

Uma das primeiras inovações da presente diretiva é a introdução de alguns elementos relevantes para o conhecimento dos edifícios históricos. Seus principais aspectos são a análise dos contextos territoriais do entorno da construção, a sua localização em relação a determinadas áreas de risco e um levantamento inicial do edifício, com a identificação de elementos que podem afetar o nível de risco.

Outro aspecto relevante é a etapa de investigação do tipo de solo e de fundação que é usado, principalmente, para análise do comportamento sísmico do sistema de fundação no solo.

Este documento também recomenda outro procedimento, que é considerado altamente útil e desejável: o monitoramento (*monitoring*) por meio de inspeções periódicas do edifício, que representa uma medida sábia para a boa conservação. O monitoramento auxilia na programação de ações de manutenção e na ação pontual com uso de procedimentos de intervenção, em caso de constatação de danos estruturais.

Em relação ao fator de confiança, as diretrizes (26/10, 2010) explicam que, depois que o levantamento da construção é feito, após o aprofundamento do levantamento geométrico, a investigação dos materiais de construção e de suas caraterísticas mecânicas, abrangendo tipo de solo e fundações, o projetista deve escolher um fator de confiança Fc, entre 1 e 1,35, o que permite aumentar a confiabilidade do modelo de análise estrutural e a avaliação do fator de segurança sísmica.

O fator de confiança Fc é aplicado de forma diferente (EN:1998-1, 2004), dependendo dos modelos para a avaliação da segurança sísmica, que podem ser classificados em: modelos que consideram a deformabilidade e resistência dos materiais e dos elementos estruturais (caso a); modelos que consideram o equilíbrio limite dos diferentes elementos do edifício, considerando a alvenaria como rígida e não resistente à tração (caso b).

No primeiro caso (a), o fator Fc é aplicado para as propriedades do material, reduzindo tanto o módulo elástico quanto as resistências mecânicas. No segundo caso (b), o fator é aplicado diretamente à capacidade portante da estrutura, ou na redução da aceleração que corresponde aos diferentes estados limite.

3.3 Norma Brasileira: NBR15421-Projeto de estruturas resistentes a sismos

A norma brasileira NBR15421 (2006) apresenta a seguinte definição de diafragma (parágrafo da norma 3.10): é a parte horizontal de um sistema estrutural sismo-resistente, usualmente composto pelas lajes de um piso, que será projetado de forma a assegurar a transferência das forças sísmicas horizontais atuantes neste piso para os elementos verticais do sistema sismo-resistente.

Nos critérios básicos dessa norma, estão definidas algumas condições gerais que o edifício deve ter (Parágrafo 8.1), tais como a que afirma que os sistemas estruturais devem apresentar redundância por meio de várias linhas de elementos sismo-resistentes verticais, conectados entre si por diafragmas horizontais de elevada ductilidade (ABNT, 2006).

A deformabilidade dos diafragmas também tem uma definição, mesmo geral, no parágrafo 8.3.1 da referida norma. Os diafragmas são classificados como flexíveis em função da máxima deflexão horizontal para a seguinte condição: a máxima deflexão horizontal transversal a um eixo da estrutura paralelo ao eixo do diafragma, medida com relação à média dos deslocamentos relativos de pavimento dos pontos extremos deste eixo, é mais do que o dobro desta média dos deslocamentos relativos dos pontos extremos. Diafragmas de concreto que tenham uma relação entre vão e profundidade menor do que 3,0 e não apresentem as irregularidades estruturais no plano (definidas na Tabela 8.2 da mesma norma), podem ser classificados como rígidos.

As outras tipologias de diafragmas, como de madeira ou com abóbadas, como é típico nas edificações históricas, não são contempladas nessa norma, sendo sugerido que, quando os diafragmas não puderem ser classificados como rígidos ou flexíveis, o modelo deve incluir elementos que representem a rigidez destes diafragmas. Essa norma não prevê abordagem específica para edifícios existentes de relevância histórica, não proporcionando aos projetistas as orientações para este caso de intervenção.

Em conclusão, como analisado nos parágrafos anteriores, algumas normas de avaliação estrutural apresentadas, inclusive a norma brasileira de segurança sísmica de estruturas, ABNT NBR 15421/06, mostram-se carentes no aspecto de análise de riscos no caso de edifícios históricos, além de não fornecerem uma ferramenta útil na avaliação do conhecimento no caso de patrimônio histórico

edificado. Estas normas não apresentam uma parte dedicada a estruturas existentes e históricas, dificultando aos profissionais a verificação da segurança de tais edifícios.

4. QUARTEL DA TROPA DAS FORTALEZAS DE ANHATOMIRIM

O Quartel da Tropa é um dos principais edifícios no conjunto da Fortaleza de Santa Cruz, situada na Ilha de Anhatomirim no município de Governador Celso Ramos, estado de Santa Catarina, Brasil. Essa construção foi projetada pelo engenheiro militar português Brigadeiro José da Silva Paes. A fortaleza formava, no século XVIII, um dos vértices do sistema triangular de defesa, formado ainda pelas Fortalezas de São José da Ponta Grossa e Santo Antônio de Ratones. Este sistema deveria proteger a Barra Norte da Ilha de Santa Catarina das investidas estrangeiras – principalmente da Espanha – e consolidar a ocupação portuguesa do Sul do Brasil setecentista.

O estilo dessa construção é clássico e o projeto original demonstra a influência da arquitetura renascentista (Tonera, 2001). Apesar da construção da Fortaleza ter sido iniciada em 1739, a conclusão das obras do Quartel provavelmente ocorreu somente após 1748, visto que nesta data Silva Paes enviou correspondência ao Rei de Portugal, remetendo também a planta e a fachada do Quartel da Tropa para aprovação real (Figura 4). É o maior quartel existente entre as fortificações brasileiras (Tonera, 2001).

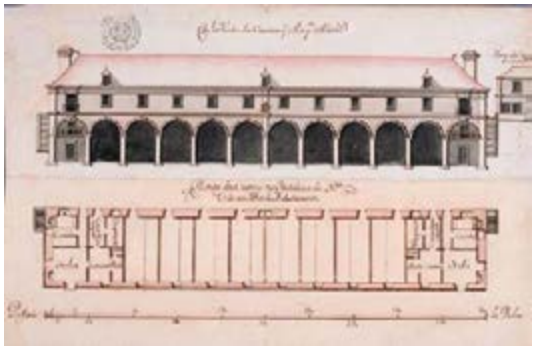


Figura 4: Iconografia de 1747 com planta e fachada principal, lado nordeste da construção (Nestor Goulart, 2000).

Essa construção funcionou como alojamento militar por quase toda a sua existência. Segundo relatos de funcionários militares da Fortaleza, o Quartel teria sido utilizado no início do século XX também como depósito de sal da Marinha. Em meados da década de 1950, juntamente com o restante da Fortaleza, foi abandonado e depredado. A restauração parcial do Quartel aconteceu em várias etapas ao longo da primeira metade da década de 1970 e início dos anos 80 (Tonera, 2001). O Projeto Fortalezas da Ilha de Santa Catarina, realizado entre 1988 e 1992 sob a coordenação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), com financiamento da Fundação Banco do Brasil, previa a restauração da Fortaleza de Santa Cruz de Anhatomirim, que desde 1979 é gerenciada pela UFSC. Atualmente o edifício tem uma nova fase de estudos para uma ulterior restauração sob a gestão de empresas privadas escolhidas pela Universidade Federal de Santa Catarina, gerente do projeto Fortalezas.

4.1 Obras de Conservação

A última restauração do Quartel da Tropa foi desenvolvida em várias etapas ao longo da primeira metade da década de 1970. Foi recuperada a cobertura do Quartel, com estrutura de caibro armado com linhas altas e tirantes de madeira fixados aos frechais, assentados de forma espaçada (Figura 5 centro). Ressalta-se que numa foto da década de 1960, época anterior às intervenções de 1970, a tipologia estrutural era de tesouras de madeira (Figura 5 esquerda) e que posteriormente foi alterada

para a estrutura atual. Ainda na intervenção da primeira metade da década de 1970, foram refeitos os pisos de madeira e as esquadrias. Na mesma intervenção, as peças de madeira de grandes dimensões utilizadas no barroteamento do piso e na estrutura de cobertura, assim como ocorre com os originais, são de madeira obtida nas matas próximas à Ilha de Anhatomirim. Na intervenção citada, também foi parcialmente refeito o reboco das paredes internas no segundo piso, bem como alguns trechos do revestimento externo das fachadas (Tonera, 2001).

Figura 5: Evolução da estrutura após a restauração do 1970. Estrutura anterior com piso superior do Quartel com cobertura com tesouras tradicionais e piso intermediário com barrotes engastados na alvenaria (esquerda) e posterior com cobertura em caibro armado (centro) e barrotes apoiados sobre as vigas de concreto (direita) (Tonera, 2001)

Talvez a primeira intervenção no Quartel, imediatamente após a construção inicial, tenha sido a inclusão do corpo central de alvenaria em forma de talude, bem como os contrafortes da fachada nordeste (Figura 6). O referido talude não aparece no projeto original do Quartel, embora já esteja presente nos levantamentos do Brigadeiro Sá e Faria, em 1760, e do Alferes Corrêa Rangel, em 1786. Na realidade, nesses dois levantamentos, o talude de alvenaria no corpo central do edifício é representado somente nas plantas baixas, não sendo mostrado, no entanto, nas fachadas (Tonera, 2001).

Figura 6: Fachada Nordeste atual, talude no corpo central avançado (esquerda) e contrafortes (direita) (Tonera, 2001)

Outra intervenção realizada no restauro do 1970 foi a introdução de vigas de concreto sobre os arcos, para suportar os barrotes do assoalho do piso superior.

Essa intervenção modificou a função estrutural dos arcos em tijolos e dos barrotes do piso, sendo que anteriormente os segundos estavam engastados na alvenaria de pedra que repousava sobre os primeiros. Após a modificação, os barrotes passaram a estar simplesmente apoiados no novo elemento estrutural em concreto modificando o tipo de ligação para rótula.

O Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional de Santa Catarina (IPHAN-SC) elaborou diferentes documentos nos quais são descritos os reparos feitos pela empresa Aresta, de Curitiba, sobre esse edifício, desde 1970 até 1987.

5. ANÁLISE QUALITATIVA PRELIMINAR DAS EVOLUÇÕES DAS FASES CONSTRUTIVAS DO EDIFÍCIO EM RELAÇÃO À RIGIDEZ DOS ELEMENTOS HORIZONTAIS

Num percurso de conhecimento de um edifício histórico, uma das problemáticas maiores, sobretudo no caso de uma edificação que sofreu muitas intervenções ao longo do tempo, é identificar que elementos são da construção original e quais são acréscimos ou substituições. Alguns exemplos na história da construção podem demonstrar que nem sempre um projeto original é completamente adequado. Às vezes, com o transcorrer do tempo e do uso de um edifício, surgem sugestões de melhorias que podem ser introduzidas na construção. Isso é particularmente verdadeiro no caso de construções históricas, nas quais os projetistas de diferentes épocas não dominavam os conhecimentos de engenharia que estão disponíveis no mundo atual.

A inclusão da estrutura central de alvenaria em forma de talude, tal como aquela dos contrafortes da fachada nordeste do Quartel, pode ter ocorrido em virtude de razões estruturais, ou seja, pela necessidade de equilibrar forças horizontais. O térreo tem dois lados enterrados (Tonera, 2001), recebendo dessa forma a carga horizontal devida ao empuxo do solo. Essas forças provocam um aumento de carga horizontal, que se adiciona às eventuais ações horizontais, como sismos e vento, que normalmente solicitam as estruturas.

As intervenções feitas em 1970 mudaram radicalmente a configuração da estrutura. Na estrutura da cobertura, as tesouras tradicionais foram substituídas por uma configuração de caibro armado com linha alta e tirante de madeira, como exemplificados no seguinte esquema estrutural (Figura 7).

Figura 7: Desenho ilustrativo de um sistema estrutural com tesouras (esquerda) e cobertura em caibro armado (centro) com esquema de carga no apoio de um caibro armado (direita) (Pereira, 2007)

O esquema estrutural do caibro armado difere do das tesouras uma vez que introduz o inconveniente de transmitir empuxos oblíquos sobre as paredes laterais de apoia (Figura 7 direita) (Pereira, 2007). Como consequência deste tipo de modificação, surgem efeitos de flexão sobre os elementos verticais da estrutura de apoio.

Na mesma ocasião, foi trocado o sistema de barrotes de madeira, que eram engastados na alvenaria acima dos arcos, introduzindo uma viga de concreto, material que nem sempre é indicado para intervenções em estruturas de alvenaria. Esta modificação na forma de apoio dos barrotes, transforma a estrutura hiperestática em isostática. Além disso, a introdução de vigas de concreto parece não respeitar os princípios de intervenção estabelecidos pelo ICOMOS (ICOMOS, 1999). Uma intervenção desse tipo não respeita os princípios de autenticidade, de preferência ao emprego de técnicas tradicionais, de compatibilização e de reversibilidade. Do ponto de vista estrutural, a alteração das técnicas construtivas reduziu a rigidez dos diafragmas horizontais, tanto de cobertura quanto de pavimentos intermediários. Como explicado nos parágrafos anteriores (parágrafo 2.3), uma alteração de rigidez nos edifícios provoca uma diminuição de firmeza da estrutura, enquanto que num sistema piso-parede é preferível que a construção responda às solicitações de maneira global (*box-behaviour*).Uma possível consequência da rigidez dos diafragmas pode ser o dano observado nas conexões entre os muros longitudinais e os arcos transversais. A redução da rigidez dos diafragmas horizontais provoca danos nas interligações entre os arcos transversais e as paredes ortogonais. O

mesmo problema aparece nos contrafortes, pela falta de conexões estruturais com os muros do edifício. Este tipo de vinculação com reduzida rigidez não permite que ocorra uma redistribuição homogênea das cargas entre os diferentes elementos estruturais, com a consequência de criar zonas de tensões excessivas ou descarregadas.

No levantamento das fontes documentais sobre o Quartel, que foram consultadas, não foi possível encontrar as justificativas para realização dessas profundas modificações. Uma análise estrutural comparativa entre as tipologias construtivas, nas diferentes fases do edifício, seria necessária para entender a evolução e as alterações feitas no mesmo.

6. CONCLUSÕES

Algumas normas de avaliação estrutural, inclusive a norma brasileira de segurança sísmica de estruturas (ABNT, 2006) mostram-se carentes no aspecto de análise de riscos no caso de edifícios históricos, além de não fornecerem uma ferramenta útil na avaliação do conhecimento no caso de patrimônio histórico edificado. Estas normas não apresentam uma parte dedicada a estruturas existentes e históricas, dificultando aos profissionais a verificação da segurança de tais edifícios. Este fato justifica a necessidade da realização de mais pesquisas sobre os temas de análise e projeto ao sismo de edifícios existentes, que tenham como objetivo a avaliação e redução de riscos estruturais. Um dos desafios para a comunidade científica moderna é compartilhar e adaptar os critérios das normativas mais completas em âmbito mundial, com uma perspectiva de internacionalização da construção. Cada região possui sua própria história e prática no uso de diferentes materiais e sistemas construtivos. É particularmente importante o estudo sísmico das edificações históricas, sendo que a ocorrência de eventos sísmicos não é desprezável, mesmo nos países nos quais os sismos não são considerados na prática de projeto das estruturas. As ações sísmicas têm intensidade e frequência variáveis em relação ao lugar aonde acontecem, não sendo sempre possível aplicarem-se os mesmos critérios de forma padronizada internacionalmente. Em relação às diferentes técnicas de intervenções apresentadas, tanto na revisão de literatura quanto no estudo de caso, é importante observar que em cada projeto devem ser escolhidas as intervenções adequadas ao edifício existente, a fim de manter seus valores culturais e arquitetônicos. Da mesma forma, é preferível não modificar o esquema de carga e estrutural do edifício originário. As soluções ilustradas nesse artigo, e propostas pelo Eurocódigo (Parte 3), têm como objetivo a criação de diafragmas e conexões rígidas, já que, no estudo de caso, as intervenções feitas mudaram o comportamento estrutural do edifício. Para um efetivo projeto de reforço e de restauro será preciso um ulterior estudo estrutural da construção e das suas diferentes fases, com o objetivo de entender as razões das intervenções que foram feitas nos restauros passados e propor adequações estruturais mais apropriadas ao projeto original.

AGRADECIMENTOS

"Este projeto foi financiado com o apoio da Comissão Europeia. Esta publicação/comunicação reflete apenas a opinião dos autores e a Comissão não pode ser responsabilizada por qualquer utilização que possa ser feita das informações aqui contidas - Programa ELARCH (Referência do projeto: 552129-EM-1-2014-1-IT -ERA MUNDUS-EMA21) ".

REFERÊNCIAS

[1] Costa, L.F.S. Tipicação de soluções de reabilitação de pavimentos estruturais em madeira em edificios antigos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009. Relatório de projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos.

[2] Cruz, H.M. Inspeção, avaliação e conservação de estruturas de madeira. 2011.

[3] Dias, T.I.M.P. Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. ese de Mestrado.
[4] ABNT NBR 15421, Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. 2006.
[5] EN:1998-1. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 2004.
[6] EN:1998-3. Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Bruxelas: CEN, 2005.
[7] NTC. Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. 2008.
[8] Circolare_617. Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. 2009.
[9] 26/10, Circolare. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni. 2010.
[10] Tonera, R. Tombamento dos Próprios Nacionais pertencentes ao Ministério da Guerra e situados no Estado de Santa Catarina, 1901. Florianópolis : s.n., 2001.
[11] A. Calì, P. D. Moraes, Â. Do Valle. Rigidez no plano dos elementos estruturais horizontais em estruturas historicas em madeira. Porto : CINPAR 2016, 2016.
[12] Ambrose, J. Simplified design of wood structures. John Wiley & Sons, 1994.
[13] Ceravolo, R. e Demarie, G. V. Analisi sismica er livelli di conoscenza del patrimonio architettonico. Torino: Clut, 2009.
[14] Elnashai, A.S. e Di Sarno, L. Fundamentals of Earthquake Engineering. Chichester : s.n., 2008.
[15] Piazza, M., Baldessari, C. e Tomasi, R. The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. Pequim : s.n., 2008. 14th World Conference on Earthquake Engineering.
[16] Piazza, M., BaldessariI, C. e Tomasi, R. The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. Pequim : s.n., 2008. 14th World Conference on Earthquake Engineering.
[17] Tomazevic. Earthquake design of Masonry Buildings. Londres : Imperial College Press, 1999.
[18] Brignola, A., Pampanin, S. e Podestà, S. Evaluation and control of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. 2009.
[19] Magenes, G. e Penna, A. Existing masonry buildings: general code iusses and methos of analysis and assessment. Napoli, Italia : Doppiavoce, 2009. Vol. Eurocode 8: Perspectives from the Italian Standpoint Workshop.
[20] Nestor Goulart, Reis Filho. Imagens de Vilas e Cidades do Brasil Colonial. 2000.
[21] Pereira, R. Lopes. Estruturas de coberta da Arquitetura religiosa em pernambuco tipologia, patologia e intervenções. s.l. : AERPA Editora, 2007. Revista Brasileira de Arqueometria, Restauração e Conservação. Vol.1, No.6, pp. 332 - 337.
[22] ICOMOS. Princípios para a preservação das estruturas históricas em madeira. Mexico : s.n., 1999.
[23] Diekmann. Diaphragms and Shearwall. New York : K. F. Faherty and T. G. Williamson (Eds.), 1995. Vol. Wood Engineering and Construction Handbook.
[24] Breyer, D.E., et al. Design of Wood Structures. s.l. : Springer, 2007. Structural Rehabilitation of Old Buildings.
[25] Giuriani, E. e Marini, A. Experiences from the Northen Italy 2004 earthquake: vulnerability assessment and strengthening of historic churces. Londres : Taylor & Francis, 2008. International Journal of Architectural Heritage.
[26] Gattesco, N. e Mascorini, L. In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings. Trieste, 2004. Construction and Buildings Materials.
[27] Doglioni, F. Seismic strengthening and renewal of architectonical treasure damaged during the Umbria-Marche earthquake in 1997. 2000. Handbook (guidelines) for the design of adjustment interventions.
[28] Mariani, M. Consolidamento delle strutture lignee con l'acciaio. 2004. DEI Genio Civile, 2004.
[29] Branco, J.M. Reforço de elementos existentes de madeira. Guimarães : P.B. Lourenço, J.M. Branco e H.S. Sousa (eds.), 2014. ISISE.

AVALIAÇÃO PARA RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA DE COBERTURA EM MADEIRA DE PRÉDIO NO CENTRO HISTÓRICO DE FLORIANÓPOLIS, BRASIL

EVALUATION FOR THE RECOVERY OF A BUILDING IN WOOD ROOFING STRUCTURE IN THE HISTORICAL CENTER OF FLORIANÓPOLIS, BRAZIL

Rodrigo F. Terezo [(1)], Talitha O. Rosa [(2)], Ângela M. Stüpp [(3)], Cleide B. Bourscheid [(2)], Gabriel O. Rosa [(4)]

(1) Prof. Dr., Universidade do Estado de Santa Catarina, Brasil
(2) Engª Florestal, Mestranda, Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, Brasil
(3) Mestre, Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, Brasil
(4) Acadêmico de Graduação em Engenharia Florestal, Universidade do Estado de Santa Catarina, Brasil
Endereço de contato: bourscheidcleide@gmail.com

Código de identificação: T9-08

Resumo

Por apresentar variações dimensionais e de resistência conforme as condições às quais será exposta, a madeira utilizada em estruturas demanda cuidado especial, uma vez que pode colocar em risco toda a edificação, mesmo quando empregada apenas como cobertura. Considerando a relevância da sanidade da cobertura no processo de restauro da edificação, este trabalho teve como objetivo avaliar qualitativamente a estrutura de madeira que compõe a cobertura de um prédio situado no centro histórico de Florianópolis (Brasil), construído em meados do Séc. XIX. A inspeção foi realizada por meio dos procedimentos de avaliação visual, levantamento dimensional, auscultação e escarificação. A cobertura é totalmente composta por madeira, e é formada por elementos estruturais treliçados de três tipos. A partir da avaliação executada os danos identificados foram: ataque de agentes xilófagos, apodrecimento, rachaduras, fissuras, envergamento, pontos de infiltração de água, ausência ou hipo-dimensionamento de mãos francesas, peças metálicas provocando sobrecarga, parafusos antigos, ferrugem nas vergas de aço, banzos inferiores colapsados e falta de sustentação nas paredes, devido à direção do descarregamento de forças. Desta forma, compreende-se que o processo de intervenção para restauração da estrutura deve ser executado, realizando planejamento adequado em função da complexidade e falta de materiais utilizados originalmente na edificação, visando manter ao máximo as características originais da obra.

Palavras chave: estruturas em madeira; centro histórico; inspeção de cobertura; patógenos da madeira

Abstract

Due to its dimensional and resistance variations according to the conditions to be exposed, the wood used in structures requires special care, since it can endanger the whole building, even when used only as roofing. Considering the relevance of the sanity of the roofing in the process of restoration of the building, this research aimed to evaluate the quality of the wood structure that composes the roof of a building located in the historical center of Florianópolis (Brazil), which was built in the 19th century. The inspection was performed through procedures such as: visual evaluation, dimensional survey, auscultation and scarification. The roof is entirely made of wood, and is formed by structural truss elements of three types. From the evaluation, the identified damages were: attack of xylophagous organisms, rot, cracks, water infiltration points, absence or hypo-scaling of struts, overload caused by metal parts, old screws, rust of Steel, lower flanges collected and lack of support on the walls due to the direction of discharge forces. Thus, it is understood that the intervention process to restore the structure must be executed with adequate planning due to the complexity and lack of materials originally used in the building, aiming to keep the maximum of the original characteristics of the work.

Keywords*: timber structures; historical center; inspection of roof; pathogens of wood*

1. INTRODUÇÃO

A madeira é uma matéria-prima importante e versátil em vários setores da atividade humana, pois pode ser aplicada em diversoas usos. No Brasil, a madeira é pouco valorizada como material de construção, embora seja encontrado em abundância na natureza (RODRIGUES & SALES, 2013[1]).

Sendo um material com grande variabilidade natural, anisotrópica, higroscópica e susceptível a degradação por agentes biológicos, a madeira tem sido aplicada na construção em diversas situações, nem sempre com os cuidados adequados de construção e de manutenção. Sendo que, frequentemente, os elementos em madeira são os primeiros a denunciar deficiências estruturais, problemas de umidade e demais patologias, que devem ser resolvidas de modo a manter a estrutura (CRUZ, 2011[2]).

Além de serem submetidas a ações, as estruturas de madeira interagem com o ambiente, o que contribui para a perda de suas propriedades iniciais. O ataque biológico representa uma das principais causas de sua degradação, resultando em perda de massa e, consequentemente, na diminuição da sua resistência (MIOTTO & DIAS, 2006[3]). Pelo fato de a madeira ser um material higroscópico, o teor de umidade também é um fator preponderante nas construções, e variações da umidade abaixo do ponto de saturação das fibras também implicam em variação nas propriedades mecânicas (GALVÃO; JANKOWSKY, 1985 *apud* ANDRADE JUNIOR et al, 2014[4]).

Embora o conhecimento das propriedades físicas e mecânicas da madeira seja fundamental para o seu correto emprego como elemento estrutural, é bastante comum encontrar construções históricas edificadas sem um projeto específico, uma vez que estas eram construídas pela experiência daqueles que a implementaram.

Apesar disto, Bernardo (2014)[5] afirma que uma casa de madeira antiga comprova a evolução da técnica construtiva, manifesta a história de uma região, traz consigo a sabedoria do artesão, enfim, revela os valores culturais como um bem nacional. A preservação da arquitetura de madeira contempla a manutenção deste conjunto de valores, a saber, os sociais, os históricos e os culturais, e o envio destes às futuras gerações. De acordo com Almeida (2012)[6], uma construção antiga é mais do que um edifício, é o desenho do arquiteto, o material utilizado pelo construtor, a história dos que lá passaram e um registo do que aconteceu a sua volta – Um patrimônio, que deve ser reconhecido e preservado.

O desafio de preservar o patrimônio histórico, no entanto, enfrenta questões elementares como a necessidade de conscientização da população e dos governos quanto à valorização da memória cultural a partir da conservação da arquitetura popular, principalmente as obras de madeira. São os elementos em estruturas de telhados em geral os mais atingidos, pois recebem o impacto direto do intemperismo. A deterioração pode iniciar a partir de pequenas falhas na cobertura, que ao longo dos anos, sem a devida manutenção, levam ao comprometimento da estrutura e da segurança de uso do bem imóvel (BERNARDO, 2014)[5].

Percebe-se, assim, a necessidade de um trabalho minucioso de equipes especializadas na inspeção e reparo ou restauração dos elementos estruturais danificados. Desta forma, este trabalho teve como objetivo avaliar qualitativamente elementos estruturais em madeira que compõem a cobertura de um prédio situado no centro histórico de Florianópolis.

2. MATERIAL E MÉTODOS

A inspeção foi realizada em um edifício do século XIX no centro histórico de Florianópolis – SC (Brasil). Os procedimentos para a avaliação foram executados na cobertura da edificação visitação à obra nos dias 26 e 27 de janeiro de 2015, e a metodologia utilizada incluiu: a avaliação visual e levantamento dimensional das peças da estrutura; auscultação; e escarificação. Além dessas técnicas foi realizado um levantamento fotográfico da estrutura do telhado.

A cobertura é formada por elementos estruturais em madeira treliçada (Figura 1) de três tipos, sendo os demais componentes, como terças e cumeeira, também em madeira.

Figura 1: Conjunto de treliças. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

A Figura 2 demonstra, de forma esquemática, os três tipos de treliças presentes na cobertura.

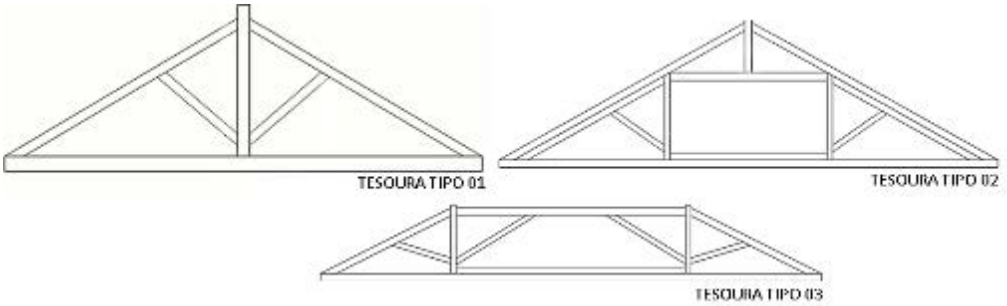


Figura 2: Modelos das tesouras utilizadas na cobertura. Fonte: STÜPP, 2016 (arquivo pessoal).

Na avaliação da estrutura em madeira do telhado foi empregada, primeiramente, inspeção visual de todas as peças que compõem as treliças: banzos, montantes e diagonais (Figura 2). Por meio dessa avaliação visual foi possível estimar a situação das peças em função dos defeitos, tais como ataques de agentes xilófagos, manchas de umidade, rupturas mecânicas e deformações excessivas, os quais podem comprometer a estabilidade da estrutura.

A partir da análise visual, onde foram detectados os pontos danificados nas peças, foram realizadas a auscultação e a escarificação, sendo estes, complementos da avaliação visual, uma vez que ajudam a localizar os pontos danificados por agentes xilófagos e defeitos por apodrecimento, em intensidade e quantidade.

A auscultação possibilita, pelo som, o reconhecimento da presença ou ausência de ataques por organismos xilófagos ou apodrecimento por umidade. Utiliza-se qualquer material que possa ajudar a propagar o som na madeira, como um martelo. Com a escarificação (Figura 3) é possível localizar, com precisão, as áreas atacadas e a profundidade do dano. Desta forma, pode-se reconhecer o grau de deterioração de cada componente estrutural. Para este método pode-se utilizar uma machadinha, que cria leves sulcos na madeira de forma a detectar os defeitos sem, contudo, comprometer as peças avaliadas.

Figura 3: Escarificação. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Por fim, as peças foram medidas em altura (h), espessura (e) e comprimento, possibilitando saber se o dimensionamento utilizado na época era compatível com as cargas atuantes do telhado.

3. RESULTADOS

Da inspeção realizada na obra foi possível a detecção de diversos problemas estruturais, sendo alguns extremamente prejudiciais para a estabilidade da cobertura, colocando em risco todo o edifício. Os resultados obtidos estão descritos conforme a técnica utilizada.

3.1 Inspeção visual

Durante esta etapa, pôde-se observar que quase todas as peças em madeira apresentaram fissuras, com exceção das diagonais. Todavia, para o tipo 02, os elementos de montante evidenciaram fissuras (Figura 4) em função da ausência de mãos francesas na estrutura das treliças ligadas à cumeeira, para melhor contraventamento da cobertura.

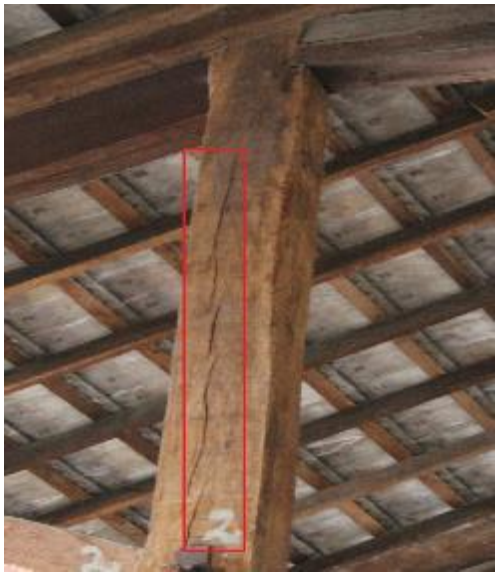


Figura 4: Fissura no montante. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Também, perceberam-se manchas de umidade nos banzos superior e inferior das treliças dos tipos 02 e 03 (Figura 5), e as do tipo 01 no banzo inferior. No caso das manchas nos banzos superiores,

estes se referem à parte da peça que está em contato com o banzo inferior (extremidades laterais), a qual se encontra apoiada na parede. Além disso, as manchas de umidade que foram encontradas estavam, na maioria, nas mesmas peças que apresentaram outros problemas, como fissuras ou cupins.

Figura 5: Manchas de umidade em quase toda a treliça (Tipo 2). Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Todas as treliças dos tipos 02 e 03, além da tesoura 02 do tipo 01, estavam escoradas (Figura 6). O escoramento foi feito devido ao envergamento das peças, principalmente do banzo inferior, além do fato de que os banzos superiores não estão apoiados sob a parede o que promove um esforço cortante maior no banzo inferior.

Figura 6: Escoramento das tesouras. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

3.2 Avaliação por auscultação e escarificação

O ataque por agentes xilófagos também foi observado. A ocorrência de maior gravidade foi encontrada nas tesouras do Tipo 01, nas quais se notou a presença ativa dos insetos, apesar de superficiais, como demonstrado pela Figura 7.

Figura 7: Ataque por agente xilófago (cupins). Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

3.3 Erros construtivos

No decorrer da inspeção foram visualizados alguns erros construtivos que, de certa forma, comprometeram a sanidade e capacidade de sustentação mecânica da estrutura, fazendo com que algumas peças começassem a envergar e/ou rachar.

Em alguns destes problemas foram colocadas escoras tanto para sustentação da tesoura inteira, que pode ser visto na Figura 8, como para reforço nos montantes e outras peças.

Figura 8: Escoramento de peças colapsadas. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Além disto, quando da construção, deveriam ter sido colocadas mãos-francesas entre as treliças do tipo 01, assim como foram colocadas em algumas do tipo 02, para que houvesse o travamento da cobertura no sentido longitudinal. Também, deveriam ser reforçadas as demais treliças (do tipo 02 e 03) com mãos francesas para a mesma finalidade (Figura 9). Outro ponto importante verificado foi que as mãos-francesas que estão unidas as terças possuem bitola pequena, sendo necessária a substituição por outras maiores (Figura 10).

Figura 9: Reforço com mãos-francesas entre treliças. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Figura 10: Bitola pequena nos reforços de mão-francesa entre treliças. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Ainda, pôde-se perceber que os parafusos utilizados necessitam ser substituídos, uma vez que os encontrados são muito antigos (Figura 11) e não se pode garantir que os mesmos promovam a segurança necessária para a contínua utilização desta cobertura.

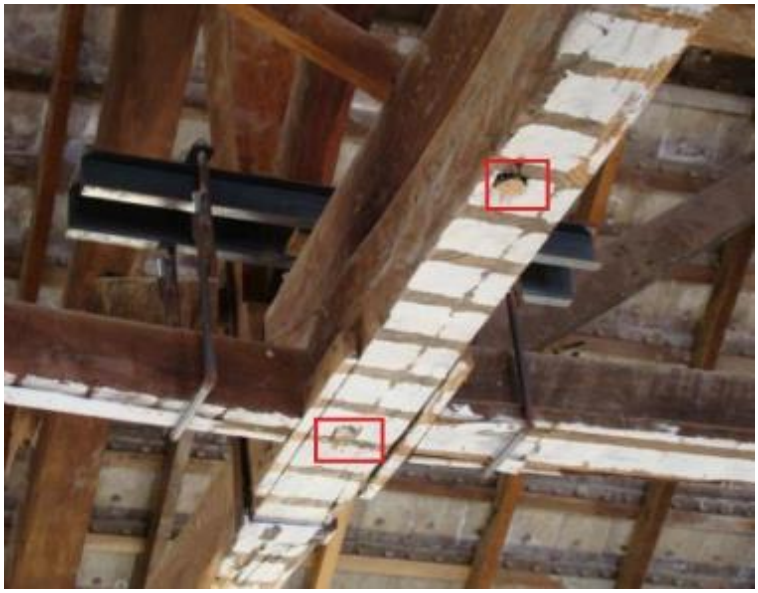


Figura 11: Parafusos. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Na cumeeira, no rincão e no espigão foram observados vários pontos com goteiras, e, até mesmo, grandes aberturas por onde a água da chuva facilmente entra, molhando as treliças, como nas Figuras 12 A, B, C.

A B C

Figura 12: Abertura na cumeeira (A), Rincão (B), e Espigão (C). Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

As Figuras 13 e 14 demonstram uma possível solução para a parede rachada em um dos galpões, a qual está em perigo iminente de total ruptura e queda, que faria com que a cobertura desabasse em conjunto. Neste caso, é necessário que seja aumentado o número de vigas na horizontal entre a última treliça e as terças na parede (13) de forma que as cargas sejam melhor distribuídas, bem como a inclusão de vigas nas treliças (14), já que a falta delas é um dos motivos pelo qual a parede foi empurrada para fora por conta das forças atuantes na mesma. Ainda, este também foi o motivo pelo qual as vigas de sustentação entre as treliças e as terças sofreram ruptura (14).

Figura 13: Necessidade de aumento da quantidade das vigas de apoio entre treliça e terça. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Figura 14: Ruptura da viga e sugestão de inclusão de vigas na horizontal. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Em decorrência da ruptura que já ocorreu na parede e a fez entortar, possivelmente as vergas das janelas, as quais estão enferrujadas, tenham tido sua capacidade mecânica reduzida, e por isso, deveriam ser avaliadas e se necessário, substituídas (Figura 15).

Figura 15: Vergas enferrujadas. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Foi possível perceber, também, o rompimento das treliças no local para onde as cargas são projetadas de acordo com a construção inicial, que é no banzo inferior, contrariamente à necessidade, dada na estrutura da parede. Notou-se que nestes locais são necessários pilares de sustentação de forma a provocar uma força de reação às cargas verticais. Os mesmos devem ser colocados na extremidade do banzo inferior das treliças de forma com que haja a neutralização das cargas, bem como que seu descarregamento seja distribuído, evitando que o banzo inferior receba toda a solicitação.

Figura 16: Necessidade de apoio nas treliças. Fonte: BOURSCHEID, 2015 (arquivo pessoal).

Ademais, foi constatado tesouras com sobrecarga em consequência do depósito de peças de aço sobre o banzo superior das mesmas. Isto pode ser observado na Figura 17.

Figura 17: Peças provocando sobrecarga.

4. CONCLUSÕES

Com a inspeção realizada foi possível avaliar, de maneira geral, o estado de conservação das treliças localizadas na cobertura do edifício avaliado em Florianópolis, SC.

Desta forma, entende-se a necessidade de intervenção na estrutura em razão do que foi constatado, o qual foi relatado anteriormente. Notou-se que diversas treliças dos tipos 02 e 03 estão correndo risco de desabamento juntamente com a parede. Portanto, é imprescindível que sejam restauradas. Quanto às tesouras do tipo 01, nas quais foi verificada a presença de cupins, as mesmas devem ser recuperadas, de modo a diminuir a possibilidade de ruptura das peças.

REFERÊNCIAS

[1] RODRIGUES, M. A. S.; SALES, J. C. A madeira e suas patologias. Estudo de caso: Igreja Nossa Senhora das Merces – Itapipoca/CE. IX Congresso Internacional sobre Patologia y Recuperacion de Estructuras. Joao Pessoa-PB. (2013).

[2] CRUZ, H. Inspecao, avaliacao e conservacao estruturas de madeira. 1ª Jornada de Materiais de Construcao. (2011).

[3] MIOTTO, J. L.; DIAS, A. A. Reforço e recuperação de estruturas de madeira. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 27, n. 2, p. 163-174. (2006).

[4] GALVÃO, A. P. M.; JANKOWSKY, I. P. Secagem Racional da Madeira.São Paulo: Nobel, 1985. IN: Andrade Junior, Jairo Ribas, Almeida, Diego Henrique de, Almeida, Tiago Hendrigo de, Christoforo, André Luis, Stamato, Guilherme Corrêa, & Lahr, Francisco Antonio Rocco. Avaliação das estruturas de cobertura em madeira de um galpão de estoque de produtos químicos. Ambiente Construído, 14(3), 75-85. (2014).

[5] BERNARDO, J. COLÔNIA MURICI: MÉTODOS PARA DIAGNÓSTICO EM PROJETOS DE RESTAURAÇÃO E PRESERVAÇÃO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO. Tese (Doutorado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal do Parana. Curitiba – PR. (2014).

[6] ALMEIDA, C. C. P. De. Análise e reabilitação estrutural de um edifício. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, (2012).

RECENT DEVELOPMENTS IN TIMBER-CONCRETE COMPOSITE

AVANCES RECIENTES EN COMPUESTOS DE HORMIGÓN Y MADERA

K. Holschemacher [(1)] (P), H. Kieslich [(2)]

(1) Prof. Dr.-Ing., HTWK Leipzig, University of Applied Sciences, Structural Concrete Institute, Germany
(2) M.Sc., HTWK Leipzig, University of Applied Sciences, Structural Concrete Institute, Germany
Contact address: klaus.holschemacher@htwk-leipzig.de; (P) Presenter

Identification code: T9-10

Abstract

Timber-concrete composite (TCC) is increasingly applied for strengthening of existing timber beam ceilings in construction practice. Also, for construction of new buildings some interesting TCC systems have been developed in the last years.

The paper is focused on recent research results on TCC gained at HTWK Leipzig / Germany. Especially, the structural performance of shear connectors and the application of high performance concrete layers in TCC systems are presented in detail. By the application of fibre reinforced light-weight concrete with self-compacting fresh concrete properties the load bearing behavior of TCC slabs could be improved essentially. Furthermore, it is possible to decrease the depth of the concrete slab in the TCC system. This fact leads to a considerable reduction of the dead load of TCC slabs and is of essential importance for strengthening of existing structures.

Finally, some practical applications of TCC are reported.

Keywords: timber-concrete composite; shear connector; structural behavior; high performance concrete; strengthening and repair; practical applications

Resumen

Los compuestos de hormigón y madera están siendo utilizados cada vez más para el refuerzo de forjados de madera existentes. Además, en los últimos años se han desarrollado interesantes sistemas mixtos de madera y hormigón para proyectos de nueva costrucción.

El artículo se centra en resultados recientes de la investigación sobre las estructuras mixtas de hormigón y madera obtenidos en la HTWK de Leipzig (Alemania). De manera especialmente detallada se presenta el comportamiento estructural de las conexiones y la utilización de hormigón de alto rendimiento en los sistemas mixtos de hormigón y madera. Con la utililzación de hormigón reforzado con fibras de acero con propiedades autocompactantes, el comportamiento estructural de los compuestos de hormigón y madera ha podido ser mejorado considerablemente. De este modo es posible reducir el espesor de la losa de hormigón en los compuestos de hormigón y madera, lo que conlleva una clara reducción del peso propio del forjado de hormigón y madera y es de gran importancia para el refuerzo de sistemas estructurales existentes.

Por ultimo, se presentan algunas aplicaciones prácticas de los compuestos de hormigón y madera.

***Palabras clave**: compuestos de hormigón y madera, medios de conexión, capacidad resistente, hormigón de alto rendimiento, reforzamiento et restauración, aplicacionés prácticas*

1. INTRODUCTION

Timber-concrete composite (TCC) is a well-established technique for strengthening of existing timber beam ceilings and for construction of floors in new buildings. Basically, TCC consists of timber beams that are connected with a concrete slab by shear connectors, Fig. 1. Other possible applications of TCC are wall constructions that are not the topic of this paper.

The shear connectors ensure the interaction of timber beams and concrete slab in the composite member. Usually, sheer connectors cause a flexible, but not a rigid bond between the timber and the concrete part of the composite section. Therefore, besides the depth of concrete slab and concrete strength class the stiffness and the ultimate load of shear connectors are of essential importance for the load-bearing behavior of TCC constructions, Fig. 2.

First applications of TCC trace back to the lack of resources in the early 20th century. It has been recognized that concrete is a valuable construction material for bearing compressive forces. Other advantages of concrete in comparison to other often-applied construction materials are the good fire resistance and durability. However, in flexural concrete members the tensile zone of the cross section has to be strengthened by materials with high tensile strength. Besides steel – leading to reinforced concrete – timber is a good material for this purpose. So, application of TCC leads to structural systems with advantageous load bearing capacity and low dead load at reasonable costs.

Beside the mentioned advantages TCC owns also some disadvantages. One of those is the fact that there are no normative rules for the design of TCC. Of course, TCC members can be designed according to codes for timber structures, e.g. Eurocode 5 [1]. But there is no information about characteristic or design values of stiffness and ultimate load of shear connectors available in the codes. This circumstance is the main obstacle for application of TCC in practice. Hence, in Germany TCC is mainly limited to strengthening of existing timber beam ceilings. For this purpose it is a very economic technology because the boarding can stay in place whereas for other strengthening techniques the boarding has to be removed [2], [3]. Application of TCC in new construction is limited to few special new buildings.

Nowadays, the main research in TCC is focused on the development of high-effective shear connectors, the load-bearing behavior of TCC members and some special structural-physical topics. In the following some results of the TCC research projects performed at HTWK Leipzig are presented.

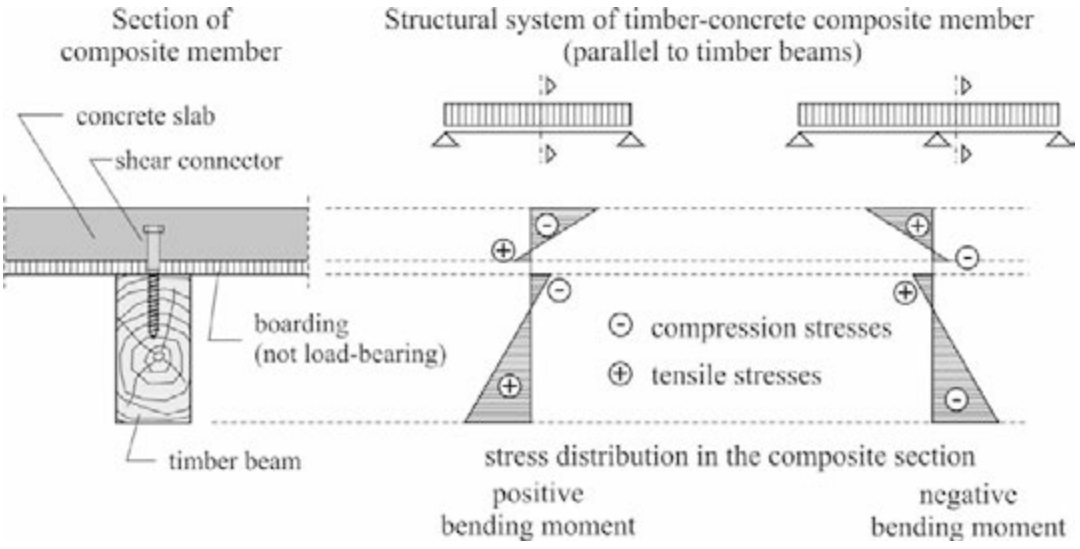


Figure 1: Timber-concrete composite members in case of strengthening of existing timber beam ceilings

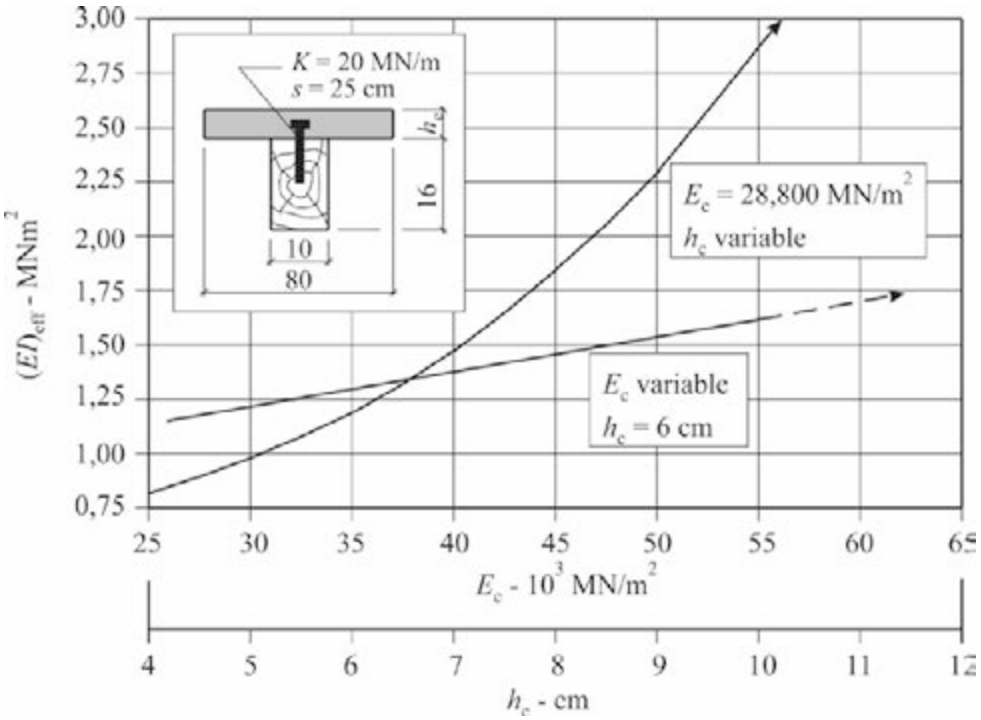


Figure 2: Influence of concrete slab depth and modulus of elasticity on stiffness of TCC systems, calculation according to Eurocode 5 [1]

2. APPLICATION OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE IN TCC

Basically, the concrete slab in TCC has to bear stresses caused by shear forces and bending moments in parallel direction to the timber beams, Fig. 1. Besides this, there are secondary stresses in the slab caused by the following facts [5]:

- There is a spreading of load in the concrete slab starting from shear connectors.
- Loads acting between the timber beams cause shear forces and bending moments in the concrete slab in rectangular direction to the timber beams. In case of larger single loads there is a significant lateral load distribution bearing more than only one timber beam.
- There are restraints caused by shrinkage of timber and concrete.
- The concrete slab is part of the embracing system.

So, it is not useful to apply plain concrete in TCC. There is a need for reinforcing the concrete slab. If an ordinary mesh reinforcement is used the resulting minimum depth of the concrete slab is 8 cm at least because of the fact that a concrete cover for reinforcement is needed at top and buttom side of the section. An alternative is the application of fibre reinforced concrete using steel or polymeric fibres. Then, there is no need for a concrete cover and the depth of the concrete slab can be reduced to the statically appropriate value of few centimeters, Fig. 3. Another effect is the better load-bearing behavior of shear connectors when steel fibre reinforced concrete is applied; see Chapter 3, Fig. 6.

A further improvement can be achieved if steel fibre reinforced lightweight concrete (SFRLWC) is used in TCC, especially when strengthening existing timber beam ceilings [6]. Caused by the lower material density the increase of the dead load of construction by adding the concrete slab at the top of the timber beams is reduced. This is also a valuable effect for other members that are loaded by TCC slabs, e.g. walls and foundations. However, if SFRLWC has to pump at site some special considerations are necessary [7].

The application of SFRLWC with self-compacting properties makes the casting process much easier. However, there is only little experience with this material in construction practice.

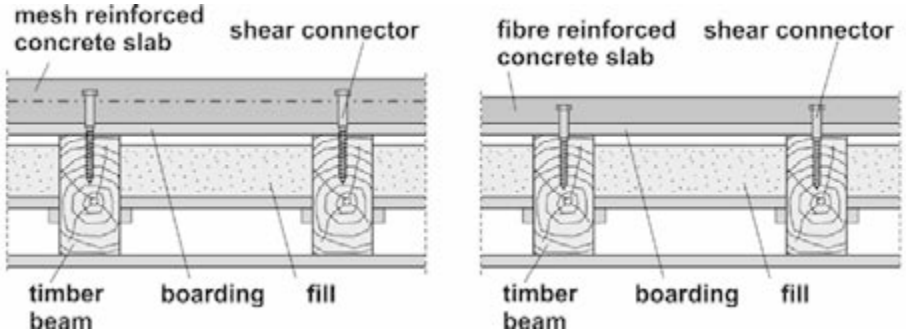


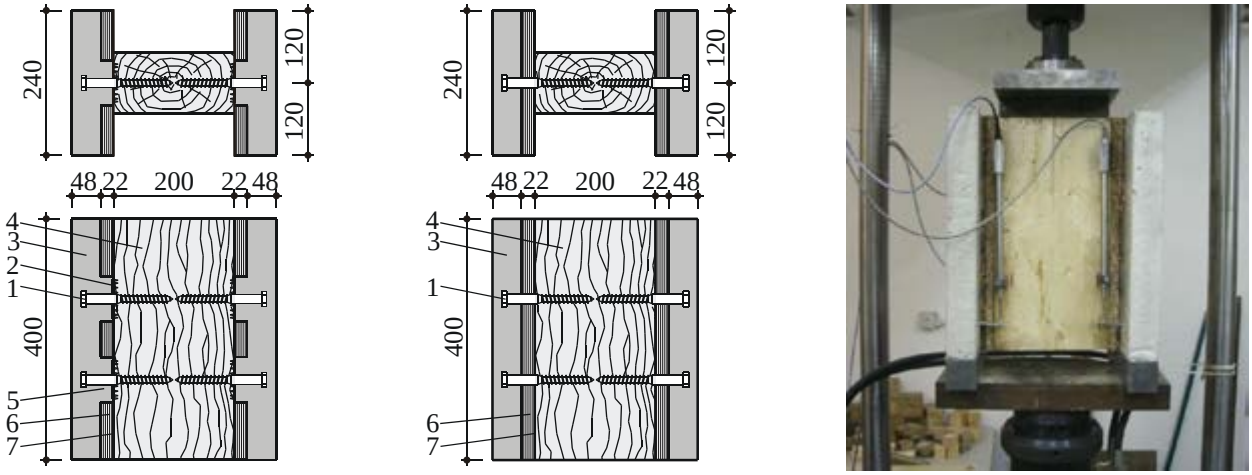
Figure 3: Strengthening of existing timber beam ceilings with TCC; left: application of a mesh reinforced concrete slab, right: application of steel fibre reinforced concrete

3. DEVELOPMENT OF SHEAR CONNECTORS FOR TCC

Ultimate load and stiffness of shear connectors influence essentially the load-bearing behavior of the complete TCC system. Besides, shear connectors should be easy to assemble and must not be too expansive to give them a chance in construction practice. Therefore, many investigations have addressed the development of suitable shear connectors.

For this reason numerous push-out tests were carried out at HTWK Leipzig. The geometry of used push-out specimens is presented in Fig. 4. The concrete used for the specimen was classified in the concrete class C20/25 according EC2; the timber beams exhibit an average compressive strength in grain direction of 51 MPa, an average bending strength of 62 MPa and a Youngs-Modulus of 12300 MPa. All specimens were loaded in a servo-hydraulic testing machine, whereby the loading regime was implemented according to DIN EN 26891 [4]. At first the load was increased force-controlled with a loading rate of 20 % of the estimated maximum load per minute until 70 % of the maximum value, Fig. 5. Within this loading regime the force was kept constant for 30 seconds at 40 % of the estimated maximum load. After that the further loading was applied path-controlled until failure of the specimen or a displacement of 15 mm.

The experiments showed that a combination of notch with screw is an economic and technical advantageous solution. When applying steel-fibre reinforced concrete a further improvement of the load-bearing behavior of the connectors is achievable, Fig. 6.



1 - Wood Screw 16/160 mm 2 - Single Sided Timber Connector Plates Type D
3 - SFRC Slab 4 - Timber Beam 5 - Concrete Key
6 - Sheet of Plywood 7 - PE-Film

Figure 4: Push-out specimen for investigation of the structural behavior of shear connectors

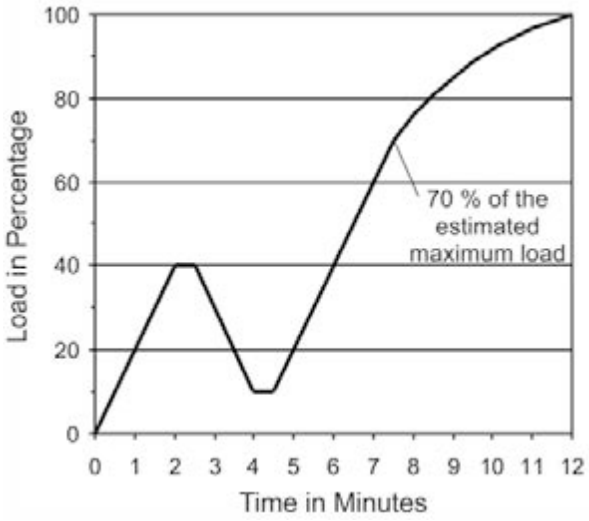


Figure 5: Push-out specimen for experimental investigation of structural behavior of shear connectors

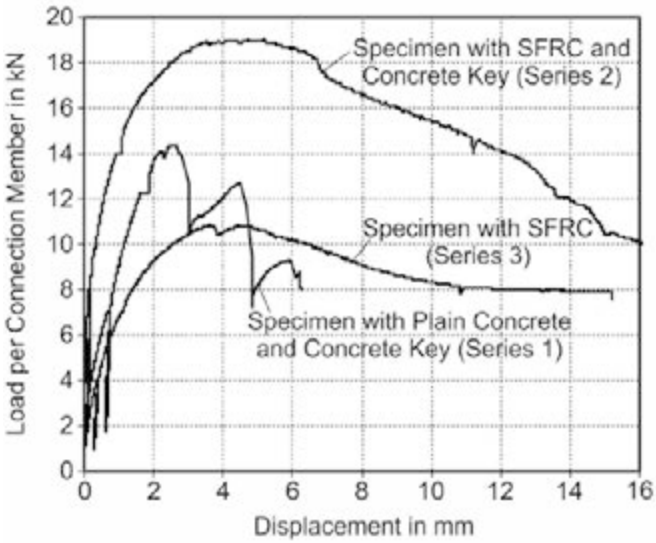


Figure 6: Push-out specimen for experimental investigation of structural behavior of shear connectors

4. LATERAL LOAD SHARING IN TCC-FLOORS

TCC slabs are able to distribute loads along and perpendicular to the axis of the timber beams. A concentrated load applied to one of the composite beams will deflect it due to bending. Because of the stiffness of the concrete slab adjacent beams also deflect although no load is applied to them directly. These beams contribute to the load bearing of the whole system and relieve the loaded beam partly, Fig. 7 [8], [9]. The described behavior of distributing loads perpendicular to the span is called lateral or transversal load bearing behavior and investigated at HTWK Leipzig for some years.

For investigation of lateral load bearing behavior some experiments have been carried out accompanied by numerical analysis based on FE-method [10]. Basically, the specimens were single-spanned slabs, spanned in direction of the timber beams, Fig. 8. The slabs consisted of three beams (10/20 cm) aligned in one direction and had a distance between each other of 60, 75 or 90 cm. The

span of the system was 3.90 m. The load was applied with a constant velocity of 0.1 mm/s in the mid span of the central bar.

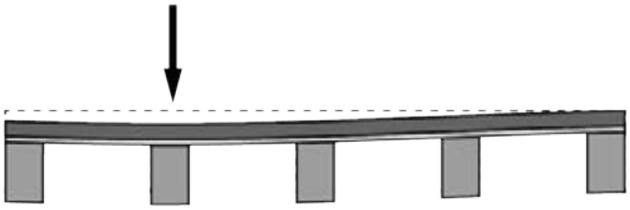


Figure 7: Principle of lateral load sharing in TCC structures

Figure 8: Experimental set-up of tested TCC ceilings

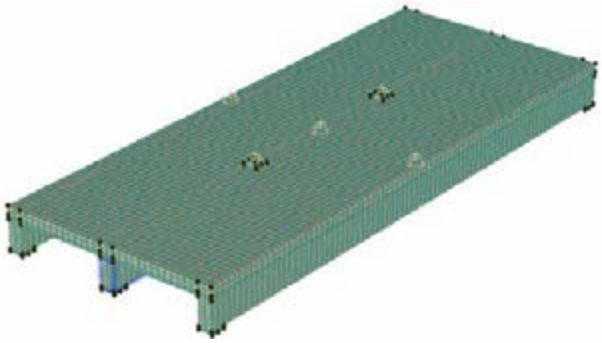


Figure 9: FE-model with timber beams and concrete topping

The experimentally determined load-deflections curves of the TCC ceilings were the basis for development and calibration of a FE-model as shown in Fig. 9. Details of the FE-model are reported in [11]. The FE-program ATENA was used for the numerical investigations. For all elements the 3D Solid Brick Elements were chosen. The bond between wood and concrete part of the model was realized by a smeared 3D-interface material. The comparison between the load-displacement curves of the central beam (loaded) at mid span (Figure 10 green curve) and the response of the FE-model (Figure 10 red curve) shows a very good accordance.

A parametric study showed that in TCC ceilings with dimensions usually in practice there is an essential load transfer in lateral direction. Even in case of unfavorable boundary conditions the deflection of the loaded beam is only 60 % in comparison to a beam without consideration of load transfer. This fact should be considered in the design of TCC ceilings to achieve economical results.

5. APPLICATION IN PRACTICE

TCC is a well-proven technique for strengthening of existing timber beam ceilings. In this way a lot of square meters of timber beam ceilings with to low stiffness already have been successfully revaluated, Fig. 11. Especially the application of steel fibre reinforced concrete in TCC has led to a simplification of the construction progress as the otherwise needed mesh reinforcement can be cancelled. This saves a lot of time because the transport of mesh reinforcement, usually 6,00 m in length, to the required place is quite complicated. Very often tight staircases have to be used as way for transport causing many problems.

For the construction of new buildings just few TCC systems were applied. Main reason is the advantage of competing reinforced concrete slabs in lower member height, better sound insulation and fire resistance [12].

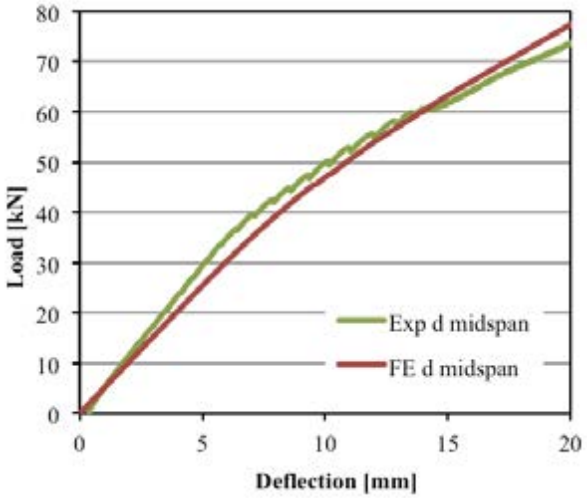


Figure 10: Mid span deflection of the TCC ceiling – comparison of test (green line) and simulation (red line)

Figure 11: Strengthening of existing timber beam ceilings with TCC; left: typical building with timber beam ceilings, right: arranged ceiling before casting

REFERENCES

[1] EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings (2004).

[2] Holschemacher, K. and Kieslich, H., 'Innovative concrete for timber-concrete composite construction', Proceedings of the 13th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh, UK, (2010) 180 – 181.

[3] Holschemacher, K. and Kieslich, H., 'Retrofitting of Timber Beam Ceilings with the Timber-Concrete Composite Construction', Proceedings of the 7th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions, Shanghai, China, (2010) 1095 – 1100.

[4] DIN EN 26891: Timber structures; joints made with mechanical fasteners; general principles for the determination of strength and deformation characteristics (1991).

[5] Holschemacher, K., Kieslich, H. and Müller, T., 'Considerations regarding the concrete in timber-concrete composite constructions', Proceedings of the 1st Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures (SMAR 2011), Dubai, United Arab Emirates, (2011).

[6] Holschemacher, K. and Kieslich, H., 'Application of PVA-fibre reinforced lightweight aggregate concrete for retrofitting of timber beam ceilings', Proceedings of the 8th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB 2012), Guimarães, Portugal, (2012) 311 – 312.

[7] Holschemacher, K. and Kieslich, H., 'Upgrading timber floors by innovative lightweight concrete toppings', Proceedings of the 9th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions (SAHC 2014), Mexico City, Mexico, (2014).

[8] Kieslich, H. and Holschemacher, K., 'Lateral Bond Behavior of Timber-Concrete Composite Constructions', Advanced Materials Research, Vol. 778 (2013) 665 – 672.

[9] Kieslich, H. and Holschemacher, K., 'Load-Sharing Effects in TCC-Constructions – Experiments', 3th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures (SHATIS'15), Wroclaw, Poland, (2015) 1009 – 1019.

[10] Kieslich, H. and Holschemacher, K., 'Load-Sharing Effects in TCC-Constructions – FE-Analysis', 3th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures (SHATIS'15), Wroclaw, Poland, (2015) 1020 – 1026.

[11] Kieslich, H. and Holschemacher, K., 'Transversal load sharing in timber-concrete floors – experimental and numerical investigations', World Conference on Timber Engineering, WCTE 2016, Vienna, Austria, (2016) 2355 – 2364.

[12] Selle, R., Holschemacher, K. and Heiden, B., 'An alternative approach for hybrid floors made of timber and concrete', Proceedings of the 10th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques", Vilnius, Lithuania, (2010), 778 – 786.

DIAGNÓSTICO DE LA CUBIERTA Y BAJOCUBIERTA DE MADERA DE UN EDIFICIO AGROFORESTAL Y PROPUESTAS DE ACTUACIÓN

DIAGNOSIS OF THE CURRENT STATE OF THE ROOF AND FLOOR TIMBER STRUCTURE OF AN AGROFORESTRY BUILDING, AND PROPOSALS FOR ACTION

Francisco Javier Izard Taillefer (1), Francisco Arriaga Martitegui (2), Miguel Esteban Herrero (3) (P), Ignacio Bobadilla Maldonado (3), Guillermo Íñiguez González (4)

(1) Máster en Ingeniería de la Madera Estructural por la Universidad de Santiago de Compostela. Graduado en Ingeniería Forestal por la Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España
(2) Profesor Catedrático de Universidad, Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España
(3) Profesor Titular de Universidad, Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España
(4) Profesor Contratado Doctor, Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España
Dirección de contacto: miguel.esteban@upm.es; (P) Presentador

Código de identificación: T9-13

Resumen

El objeto de este trabajo es el diagnóstico de la estructura de madera de la cubierta y bajocubierta de un edificio agroforestal situado en el término municipal de Béjar (Salamanca), y proponer medidas de actuación. Se analiza cada una de las piezas de la estructura principal, se identifican daños de origen mecánico y se toman muestras para identificar la especie de madera (roble y castaño) y los agentes xilófagos (pudriciones, cerambícidos y anóbidos). Mediante Técnicas No Destructivas se cuantifican los daños y se estiman las propiedades físicas y mecánicas de la madera para definir un perfil resistente. Se realiza un análisis del estado actual para verificar el modelo e identificar las causas de las roturas observadas y proponer dos soluciones. Una, considerada de emergencia para garantizar la conservación del edificio, se basa en la sustitución de piezas rotas y medidas constructivas. Otra, para rehabilitarlo y adaptarlo a un nuevo uso como alojamiento rural, se basa en la anterior, en el refuerzo de algunas partes de la estructura y en un cálculo más desarrollado donde se tienen en cuenta las principales uniones.

Palabras clave: rehabilitación; diagnóstico; estructura; madera; durabilidad; xilófagos

Abstract

The objective of this work is the diagnosis of the wood structure of the roof and undercover of an agroforestry building located in the municipality of Béjar (Salamanca), and propose measures of action. Each piece of the main structure is analyzed, damages of mechanical origin are identified and samples are taken to identify the wood species (oak and chestnut) and xylophagous agents (rotting, cerambycidae and anobiidae). By means of Non Destructive Techniques the damages are quantified and the physical and mechanical properties of the wood are estimated to define a resistant profile. An analysis of the current state is carried out to verify the model and to identify the causes of the observed breaks and to propose two solutions. One, considered an emergency to guarantee the conservation of the building, is based on the replacement of broken pieces and constructive measures. Another, to rehabilitate it and adapt it to a new use as rural housing, is based on the previous one, in the reinforcement of some parts of the structure and in a more developed calculation where the main unions are taken into account.

Keywords*: rehabilitation; diagnosis; structure; wood; durability; xylophage*

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio cuenta con muros de mampostería y una estructura de cubierta y forjado construida con madera de frondosa.

La cubierta está formada por cerchas, correas y cabios, mientras que el forjado lo conforman un sistema de vigas y los mismos tirantes de las cerchas. Estas piezas de forjado apoyan en un punto intermedio sobre las carreras, piezas que recorren longitudinalmente el edificio por su punto medio apoyadas sobre pilares de mampostería alineados.

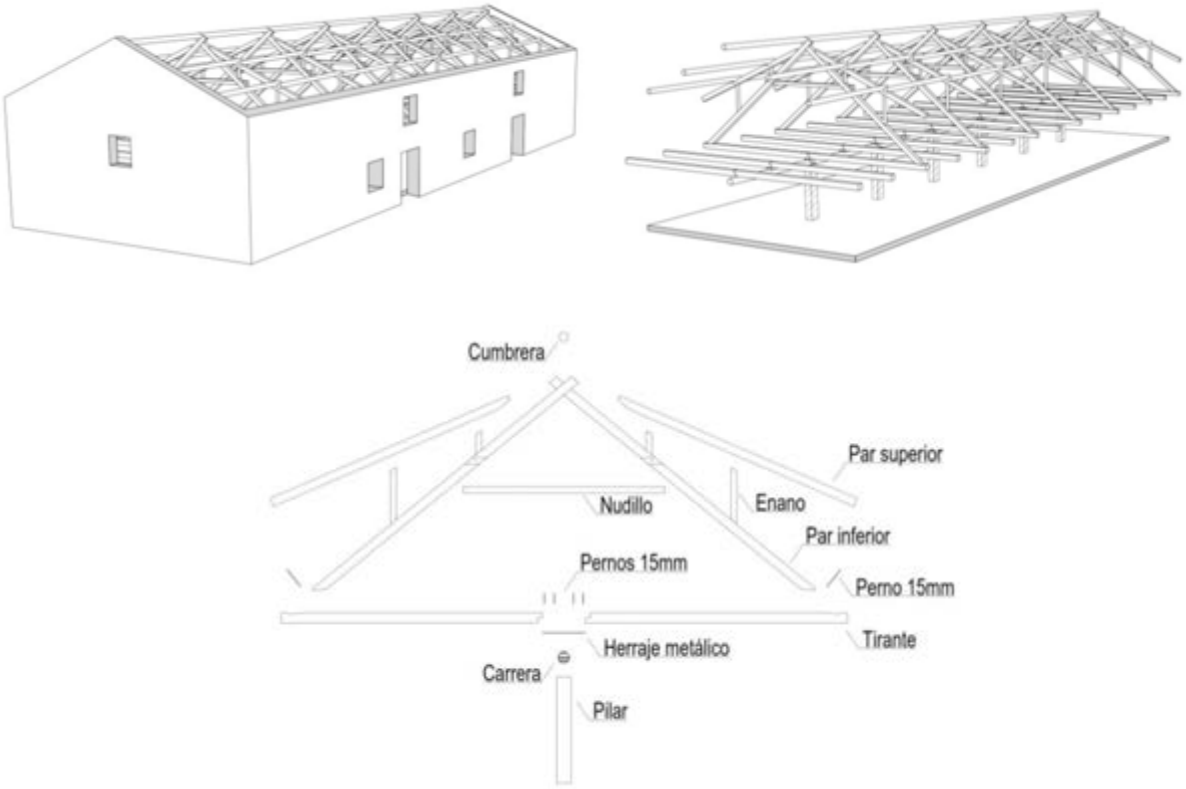


Figura 1: Planos detalle del edificio, su estructura y la configuración de la cercha.

2. INSPECCIÓN Y PATOLOGÍA

Se analiza y se inspecciona cada una de las piezas de la estructura principal, realizando un muestreo que será analizado en el laboratorio. Se realiza una identificación y cuantificación de los daños bióticos y estructurales.

Los insectos xilófagos que atacan las piezas de la estructura son: Familia Anobiidae; Familia Cerambycidae, Hespherophanes cinereus Villier.

Para valorar la patología se emplean Técnicas No Destructivas como el Microsecond Timer y el penetrómetro.

Para determinar los daños graves se emplea un punzón y se determina la cantidad de sección atacada. También se emplea la Técnica No Destructiva de onda de impacto para estudiar la velocidad de paso de la onda y de esta forma identificar posibles daños o singularidades en las piezas de madera.

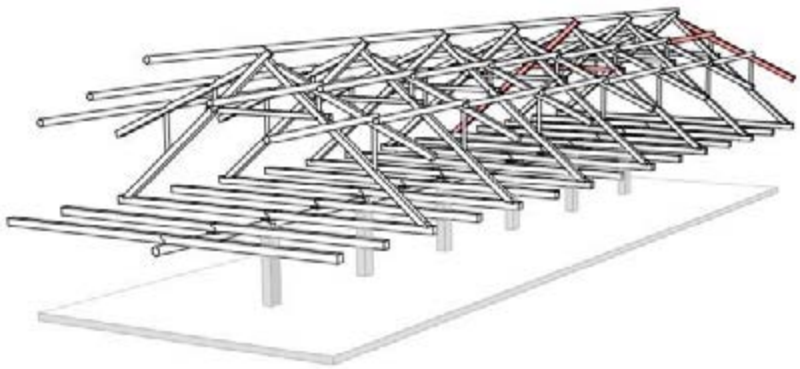


Figura 2: Vista global. Piezas de la estructura con daños graves representadas en color rojo.

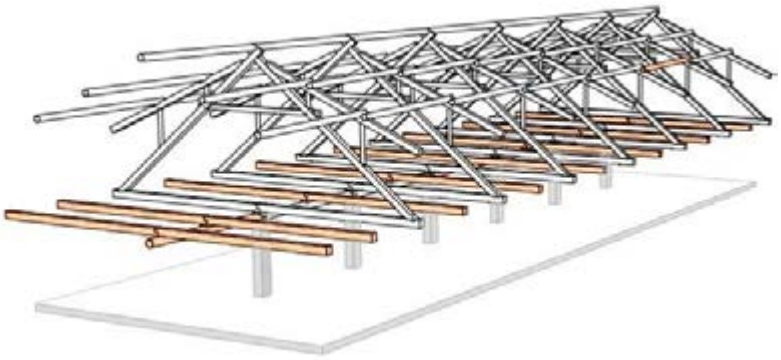


Figura 3: Vista global de ataques de insectos (en marrón, grado de ataque en albura medio; en gris, ataque elevado).

Para determinar aquellas piezas con riesgos de ataque de hongos de pudrición se emplea un xilohigrómetro. La Figura 4 representa el contenido de humedad medio en las piezas de la estructura.

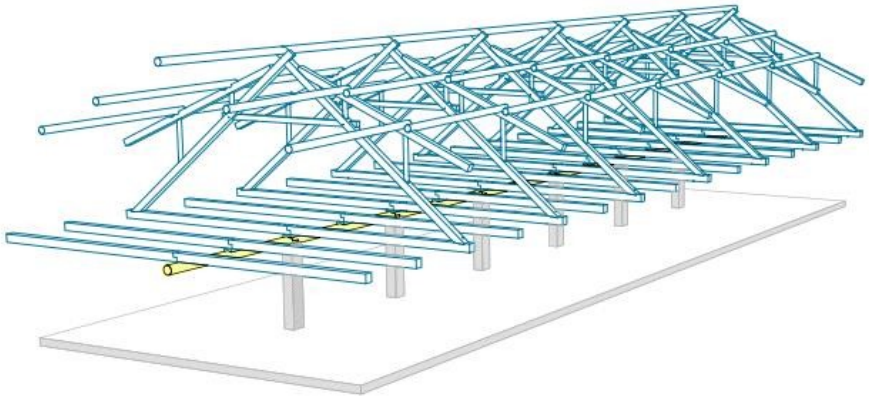


Figura 4: En azul las piezas con riesgo de ataque por hongos, con humedad entre 18-25% y en amarillo por debajo del 18%.

En la tabla 1 se muestran los porcentajes del contenido de humedad de los distintos grupos de piezas de la estructura, en las que se observa que únicamente desciende del 18% en las carreras. Además, se muestran los valores de velocidad de paso de la onda del Microsecond Timer de Fakopp (MST).

Tabla 1: Porcentajes del contenido de humedad medio, máximo y mínimo de cada uno de los grupos de piezas de la estructura principal y velocidad de paso de la onda corregida al 12%, distinguiendo entre las piezas de castaño y las de roble.

	Humedad (%)			MST
	Promedio	Máx	Mín	V12% (m/s)
Madera sana	20	20.5	19.5	3834.9
Tirantes sur	23.2	24.1	21.5	4002.6
Tirantes norte	23.1	25.5	20.2	3908.3
Carreras	17.8	18.2	17.2	4094.6
Pares y parecillos sur	23.3	24.5	19.8	3967.1
Pares y parecillos norte	24.1	24.9	22.1	3564.4
Correa	23.5	26.2	20.1	2783.1
Viguetas	22.3	23.1	21.5	3745.5
Valor medio castaño	22.5	23.8	20.3	3723.7
Vigas forjado sur	22.5	24.1	20	3905.8
Vigas forjado norte	22.1	23.2	21.1	3393.3
Valor medio roble	22.3	23.7	20.6	3649.6

Humedad ambiental	85%
Temperatura	10 oC

Se localiza una patología estructural en uno de los pares inferiores de una cercha donde, en la unión con el nudillo, el par se encuentra fracturado y fuera del plano de la cercha.

3. IDENTIFICACIÓN DE ESPECIE Y ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA

Se realiza un análisis detallado en laboratorio para poder estimar de forma precisa la especie y más adelante las propiedades mecánicas de la misma.

3.1 Identificación de la especie

Para ello se extraen cinco muestras de madera de cinco piezas distintas de la estructura mediante un taladro de 1600 W con broca de corona de 20 mm de diámetro mediante la cual se extraen los pequeños cilindros.

Más adelante, en el laboratorio, se extraen láminas de muy poco espesor y se observan al microscopio donde se visualizan los caracteres anatómicos de la madera para identificar la especie y se confirma que se trata de castaño en su totalidad, excepto las vigas, formadas por madera de roble.

3.2 Estimación de las propiedades mecánicas de la madera

Con el objetivo de determinar las propiedades mecánicas de la madera, en primer lugar se halla la densidad de la misma. Para ello, se emplean las mismas probetas extraídas mediante el taladro y se determina la densidad de cada una de forma precisa en el laboratorio.

Debido a que el roble presenta mejores características físicas y mecánicas que el castaño y su sección atacada es menor que la de éste, se decide continuar el trabajo teniendo en cuenta como material estructural únicamente el castaño, con el fin de realizar los cálculos desde el lado de la seguridad.

Debido a que no se encuentra suficiente información en cuanto a la resistencia a flexión del castaño en gran escuadría y tampoco se halla relación entre el módulo de elasticidad dinámico y el estático, se decide emplear la resistencia a flexión y los módulos de elasticidad de la clase resistente a la que más se aproximen los valores de estas propiedades hallados en la tesis doctoral: 'Caracterización mecánica de la madera estructural de *Castanea sativa Mill.* Clasificación visual y evaluación mediante métodos no destructivos' Universidad de Santiago de Compostela. Escuela Politécnica Superior. Vega, A. (Lugo, 2013).

De este modo, los módulos de elasticidad empleados en este nuevo perfil resistente provienen de la clase D35, mientras que las propiedades que determinan la resistencia se obtendrán a partir de la clase D27, siempre desde el lado de la seguridad. La densidad media será el promedio obtenido empíricamente mediante el método de la extracción de testigos y para la densidad característica se tomará el mínimo valor de esta propiedad hallado mediante el mismo método.

Como conclusión, la tabla 2 muestra las propiedades del perfil resistente basado en la clase resistente modificada, las cuales se aproximan de forma precisa a la madera de castaño del edificio:

Tabla 2: Propiedades mecánicas que conforman el perfil resistente.

Material	Castanea sativa Mill.
Resistencia a flexión (N/mm2) D27	27
Resistencia a tracción (N/mm2) D27	14
Resistencia a compresión (N/mm2) D27	21
Resistencia a cortante (N/mm2) D27	4
MOE característico (E0,05) (N/mm2) D35	10100
Densidad media (kg/m3)	542
Densidad característica (kg/m3)	506

4. COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

El cálculo de la estructura principal del edificio se realiza con el perfil resistente basado en la clase resistente modificada, teniendo en cuenta dos modelos diferenciados:

Se realiza el estudio comparativo del estado original (modelo 1 o M1) con el actual (modelo 2 o M2) de los elementos tipo. Donde M1 tiene una clase de servicio 2 y M2 presenta las secciones reducidas por los ataques y una clase de servicio 3 debido al elevado contenido de humedad de las piezas. Se realiza cualquier cálculo acorde a la normativa vigente (CTE-DB SE M). Las pérdidas de sección como consecuencia de los ataques producidos por organismos xilófagos se evalúan a partir de las medidas realizadas mediante la Técnica No Destructiva del penetrómetro.

Las acciones consideradas en el cálculo son las siguientes: peso propio, sobrecargas de uso, nieve, viento e incendio.

El cálculo estructural de los modelos mencionados se realiza mediante el programa Estrumad® en 2D por lo que se segmenta de la siguiente forma:

- En primer lugar se realiza el cálculo de los cabios inclinados biapoyados.
- A continuación se calculan las correas y la cumbrera también biapoyadas.
- Se modeliza el resto de la estructura de la cercha, la cual recibe las cargas puntuales procedentes de las correas y la cumbrera.
- Por último, se calculan las carreras y viguetas del forjado.

Una vez se comprueba el cálculo de los cabios, correas y cumbrera como elementos de cubierta se evalúa la cantidad de carga que reciben los pares superiores de la cercha a través del punto de apoyo de las correas y la cumbrera en forma de carga puntual. Estas cargas puntuales provienen de las cargas

que puedan recibir dichos elementos de cubierta (carga permanente, sobrecargas de uso, nieve y viento).

El tirante de la cercha tipo también actúa como forjado, por lo que se crean dos nuevas hipótesis de carga donde se tiene en cuenta la sobrecarga de uso uniforme y puntual junto con la carga de nieve, además del peso de las viguetas y el entablado de este piso.

Para calcular las carreras, se tienen en cuenta las cargas puntuales que reciben a través de las vigas y de los tirantes, además de las sobrecargas de uso puntual y uniforme.

5. RESULTADOS DE CÁLCULO Y JUSTIFICACIÓN DEL ESTADO ACTUAL

Una vez modelizada la estructura mediante el programa Estrumad se procede a calcularla y se obtienen los valores de esfuerzos axiles, cortantes y momentos flectores y los índices de tensiones y deformaciones para cada una de las barras de la estructura.

Todo ello de acuerdo con las hipótesis de carga planteadas y las combinaciones de hipótesis en base al Código Técnico de la Edificación.

En la tabla 3 se muestran los resultados de cálculo del estado original y de estado actual, indicando los índices máximos de tensiones, de deformación, el esfuerzo dominante y la combinación de hipótesis correspondiente de cabios, viguetas, carreras, correas y cercha tipo.

Tabla 3: Resultados de cálculo. Cabios, viguetas, carreras, correas y cercha tipo. Secciones originales con CS2 (M1) vs secciones reducidas con CS3 (M2). Índices de agotamiento en los modelos 1 y 2. Los valores de flecha se calculan con respecto a una deformación límite de L/300.

Piezas	Barras	i Tensiones%		i Flecha %	
		M1	M2	M1	M2
Cabios	-	33	50	33	55
Correas	-	43	59	48	81
Tirantes	1	61	80	103	145
	2	61	80	103	145
Par inf 1	3	109	152	26	47
	4	100	139	13	21
	5	48	64	10	20
	6	22	30	0	0
Par inf 2	7	105	148	24	44
	8	100	140	12	24
	9	44	61	12	18
	10	22	29	0	0
Par sup 1	11	56	77	22	39
	12	55	76	23	42
	13	14	19	2	6
Par sup 2	14	56	74	20	37
	15	56	74	23	41
	16	17	23	4	6
Nudillo	17	50	71	8	16
Enano i1	18	18	26	0	0
Enano i2	19	21	30	0	0
Enan s1	20	17	25	0	0
Enan s2	21	22	32	0	0
Carreras	-	122	152	192	203
Viguetas	-	73	87	195	205

La rotura del par inferior coincide con la unión con el nudillo, lugar en el cual el par presenta una sección reducida a la mitad. Es por ello que basta con reducir a la mitad la sección en el cálculo y por lo tanto duplicar el índice de tensiones máximo en la unión. El índice de tensiones debido a la flexocompresión producida en dicha sección es del 247.4%. Este índice de agotamiento por tensiones se aproxima a los límites de rotura, lo que unido a algún posible defecto, como por ejemplo, un nudo o una desviación de fibra, puede justificar que la fractura se haya producido a causa de las tensiones que recibe el par en dicho punto.

6. CONCLUSIONES Y PROPUESTAS DE ACTUACIÓN

En base a los resultados obtenidos mediante la inspección, las técnicas no destructivas empleadas y la comprobación del cálculo estructural, se llega a la conclusión de que es necesario realizar ciertas

medidas en la cubierta y bajocubierta del edificio para garantizar su conservación o bien rehabilitarlo por completo.

En este trabajo se describen dos soluciones:

- La primera, denominada solución de emergencia, se basa únicamente en garantizar la conservación del edificio y mantener la función que ha tenido hasta hoy mediante actuaciones que no requieran un alto coste económico.
- La segunda solución consiste en proponer las actuaciones necesarias para la ejecución de la rehabilitación completa de la estructura donde se imponen nuevas cargas de uso y determinadas exigencias normativas. También se realizan comprobaciones de cálculo de las uniones de mayor importancia.

6.1 Propuesta solución de emergencia

Con la intención de conservar el edificio y frenar el deterioro se proponen las siguientes medidas: reducción del contenido de humedad en la madera, sustitución de piezas con daños graves de origen biótico o estructural y protección superficial. Teniendo en cuenta estas actuaciones, se lleva a cabo la comprobación de la estructura en la nueva situación bajo una clase de servicio 2 y con las secciones reducidas de las piezas de madera.

La Figura 6 muestra los resultados de cálculo de la cercha en la solución de emergencia.

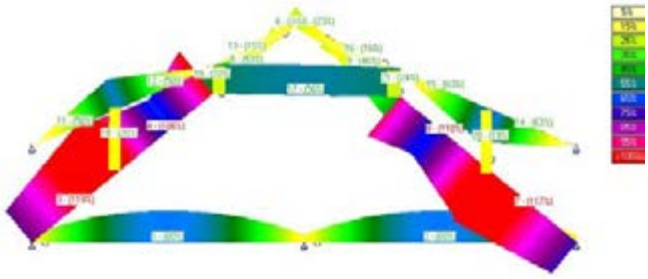


Figura 6: Representación gráfica de las tensiones que sufre la cercha en la solución de emergencia, con sección reducida y clase de servicio 2. El color rojo indica los mayores niveles de agotamiento, en este caso, por encima del 100%. Valores máximos de tensión expresados en %.

Como se puede observar en la Figura 6, aunque los índices de tensiones superen el 100%, las piezas siguen sin estar en situación de riesgo pues no exceden si quiera el 120% (el valor crítico de rotura se encuentra alrededor del 300%), y debido a que las flechas no son muy elevadas, se puede considerar que las soluciones adoptadas para únicamente conservar el edificio y frenar el deterioro, sin alterar su uso, son aceptables.

6.2 Propuesta rehabilitación total

En esta solución, se propone la rehabilitación del edificio para construir un hotel. El estudio se centra en el cálculo de la estructura principal de la cubierta y bajocubierta.

Debido a que debe tratarse de un edificio acondicionado, se mejoran las condiciones de humedad relativa del aire de forma que sólo exceda el 65% unas pocas semanas al año y por tanto el contenido de humedad en la madera disminuye hasta el 12%, lo que da lugar a una clase de servicio 1.

En esta situación, puesto que debe cumplirse la norma, los índices de máxima tensión y deformaciones no deben sobrepasar el 100%. Por esta razón, y debido a que se tiene en cuenta la situación de incendio, se propone una solución mediante la cual se refuerzan, se sustituyen y se protegen frente al fuego ciertas piezas. Además, se tienen en cuenta las cargas de uso correspondientes a la categoría de uso A1.

Para reforzar los pares inferiores se emplean piezas de madera microlaminada de 30 mm de espesor y un canto de 180 situadas en la cara opuesta a la que se encuentra el nudillo, de forma que pueda recorrer todo el par sin interrupciones. Estas piezas quedan con una sección total de 30 x 180 mm.

En el forjado, debido a que las vigas y tirantes no cumplen a flecha, se propone reforzar mediante madera microlaminada de 30 x 225 mm a ambos laterales de cada pieza y en toda la longitud.
Por último, se realiza un entrevigado mediante piezas de madera microlaminada con secciones de 200 x 225 mm.

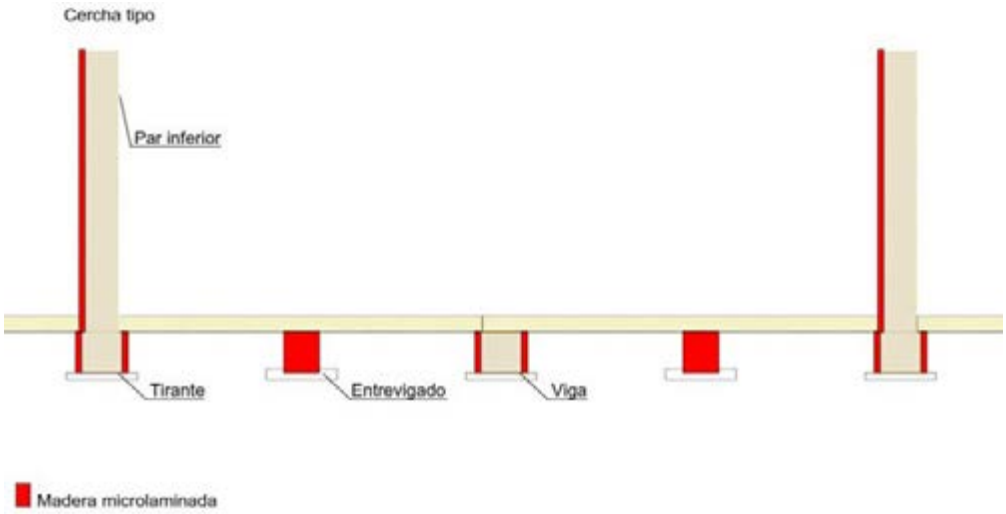


Figura 7: Gráfico que muestra la disposición de las piezas y las dimensiones de las secciones de madera microlaminada (en rojo).

A continuación, se muestra en la tabla 3 los índices de agotamiento y las deformaciones que presenta la estructura con las nuevas cargas, refuerzos, nuevas piezas y clase de servicio 1.

Tabla 4: Resultados de cálculo.

Pieza	Barra	bxh / diám.	Í tens. %	Flecha %	Tramo	Fuego (R60,0.7)	
						i (%)	bxh mm 60 min
Cabios	-	85	37	38	10/20	-	-
Correas	-	230	43	45	10/20	64	62x191
Tirantes	1	285x225	51	89	10/20	65	192x127
Vigas (LVL)	2	200x225	36	94	10/20	70	102x127
Par inf 1	3	215x185	81	26	20/20	-	-
	4	215x185	76	10	0/20	-	-
	5	215x185	43	10	0/20	-	-
	6	215x185	17	0	20/20	-	-
Par inf 2	7	215x185	80	24	20/20	-	-
	8	215x185	76	13	0/20	-	-
	9	215x185	33	8	0/20	-	-
	10	215x185	16	0	20/20	-	-
Par sup 1	11	175x175	50	25	20/20	-	-
	12	175x175	47	21	20/20	-	-
	13	175x175	14	4	20/20	-	-
Par sup 2	14	175x175	50	22	20/20	-	-
	15	175x175	50	23	0/20	-	-
	16	175x175	11	2	20/20	-	-
Nudillo	17	135x135	52	9	10/20	-	-
Enano i1	18	85	20	0	todo	-	-
Enano i2	19	85	25	0	todo	-	-
Enano s1	20	85	19	0	todo	-	-
Enano s2	21	85	27	0	todo	-	-
Carreras (MLE)	-	240x280	96	85	10/20	45	-
Viguetas	-	85	45	75	10/20	-	-

Como se puede observar, gracias al hecho de aligerar la cubierta, reforzar pares inferiores, tirantes y vigas, y realizar el entrevigado de madera microlaminada, la estructura cumple en cuanto a índices de agotamiento, flecha y fuego, y se han podido mantener todas las piezas de la estructura excluyendo aquellas fracturadas o con daños graves y las carreras.

Además debido a que al realizar el entrevigado disminuye la distancia entre apoyos de las viguetas de forjado, en esta situación dichas viguetas cumplen la norma con índices de deformaciones máximas del 75% con respecto al límite que exige la norma de L/300, siendo L la luz de las piezas.

Los pares inferiores, reforzados con madera microlaminada, presentan índices de tensiones que no exceden del 81%. Por otro lado, la máxima flecha se da en los tirantes y vigas donde se alcanzan valores de 94 % con respecto a L/300 en el caso de las vigas.

En cuanto al fuego, se calcula la sección residual de correas, tirantes y vigas y su índice de agotamiento pasados los 60 minutos de exposición. La sección residual de las correas es de 62 x 191 mm con un índice máximo de tensiones del 64%, los tirantes, con sección residual de 192 x 127 mm, alcanzan índices de agotamiento del 65%, y por último, las vigas de madera microlaminada presentan una sección residual de 102 x 127 mm, con índices de agotamiento del 70%.

Las carreras, piezas que recorren el edificio longitudinalmente y donde apoyan vigas y tirantes, y ahora el nuevo entrevigado, requieren un análisis de cálculo para evaluar sus índices de agotamiento y deformaciones. Los índices de agotamiento de estas piezas alcanzan el 156%.

Por esta razón, se propone reemplazar estas piezas, rollizos de castaño de 225 mm de diámetro, con vigas de madera laminada GL30h con secciones de 240 x 280 mm.

6.3 Empalme entre las piezas del tirante

El axil de tracción que debe resistir el tirante es de 67.62 kN. Para ello, se propone reforzar la unión entre ambas piezas con un empalme a media madera reforzado mediante dos piezas de madera microlaminada dispuestas lateralmente a los tirantes de castaño con un herraje y 4 pernos de acero. Lo que dará lugar a una unión entre madera-madera y a doble cortadura.

El resultado de cálculo indica que deberán colocarse dos núcleos de pernos, uno en cada pieza del tirante, a una distancia de 200mm de la testa correspondiente, formados por un conjunto de 6 pernos dispuestos en doble fila, y en el otro extremo de cada pieza de castaño se dispone otro núcleo de 3 pernos en fila, estas clavijas son designadas como: pernos de acero M12 de calidad 8.8.

En la siguiente figura se muestran en detalle la unión entre piezas del tirante:

Figura 8: Representación gráfica del refuerzo de la unión entre piezas del tirante mediante madera microlaminada

REFERENCIAS

[1] Documento Básico de Seguridad Estructural-Madera (CTE-DB SE M). (2009).

[2] Vega, A. ‘Caracterización mecánica de la madera estructural de *Castanea sativa Mill.* Clasificación visual y evaluación mediante métodos no destructivos’ Universidad de Santiago de Compostela. Escuela Politécnica Superior. (2013).

SAN TIRSO DE SAHAGÚN (LEÓN, ESPAÑA). UNA MISMA ARMADURA PARA DOS PROYECTOS DE INTERVENCIÓN

SAN TIRSO DE SAHAGÚN (LEÓN, SPAIN). SAME TIMBER FRAME FOR TWO REFURBISHMENT PROJECTS

Miguel C. Fernandez-Cabo [(1)], Miguel Esteban [(2)]

(1) Doctor Arquitecto. Profesor ETS Arquitectura-DCTA, Universidad Politécnica de Madrid, España
(2) Doctor Ingeniero de Montes. Profesor Titular de Universidad. Universidad Politécnica de Madrid, España
Dirección de contacto: miguelcarlos.fernandez@upm.es

Código de identificación: T9-14

Resumen

Este artículo versa sobre el diseño y ejecución de una cubierta de madera realizada sobre las naves de una iglesia de origen románico, San Tirso de Sahagún (León, España). En el proceso de elaboración del proyecto se producen cambios en el mismo debido a importantes diferencias sobre los criterios de intervención histórica entre el autor del proyecto (Miguel C. Fernández-Cabo) y el cliente (Junta de Castilla y León). El edificio histórico objeto de la intervención, declarado Monumento Nacional en 3 de junio de 1931, había sido objeto de varias intervenciones de restauración; las últimas más relevantes a considerar fueron las del arquitecto Luis Menéndez-Pidal (hacia 1955-60) y la del arquitecto García Mercadé, en 1980. Dada la libertad de diseño sugerida por la ausencia de referentes históricos en las naves a intervenir, el autor presenta un primer proyecto proponiendo un diseño de cubierta acorde con las ideas arquitectónicas contemporáneas sin menospreciar el dialogo con las referencias históricas. El proyecto es frontalmente rechazado por la Junta que insta a su modificación, sugiriendo claramente que el diseño de la cubierta debe seguir las pautas de una solución de cubierta al modo español de par y nudillo. Después de varios debates con la Comisión el arquitecto presenta un proyecto definitivo que es el que realmente llega a ejecutarse. Se muestran estos dos proyectos con un denominador común: una estructura de madera que sirve a dos diseños de intradós claramente diferenciados, lo que nos evidencia la importancia de las cuestiones de piel en la envolvente de la arquitectura.

Palabras clave: estructuras de madera; restauración monumental; armaduras de cubierta; intervención en edificios históricos

Abstract

This paper discusses about the process of design and the construction of a timber roof over a Romanesque church, San Tirso de Sahagún (León, Spain). Some changes developed during the process of the project due to important differences about the criteria of the historical interpretation between the author of the project (Miguel C. Fernández-Cabo) and the client (Junta de Castilla y León). This historical building, declared as a National Monument on June 3, 1931, was object of several previous refurbishments. The most relevant and last to take into account are the ones of the architects Luis Menéndez-Pidal (close to 1955-60) and García Mercadé, in 1980. Due to the freedom of the design suggested by the lack of historical references, the author presents the first proposal based on a roof timber structure designed according to contemporary architectonical ideas but taking into account the historical references. The Junta de Castilla y León rejected this project, urging a modification and suggesting that the design should be according to the typical Spanish structure based on a collar beam (in Spanish, par y nudillo). The project's author presented a last solution, which actually carried out after several discussions with the Commission. This paper shows both projects and their common points of view: a timber structure based on two different designs, which shows the relevance of the aesthetical matters in architecture.

Keywords*: timber structures; monumental refurbishment; roof frames; historical building restoration*

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto histórico del edificio

Se trata de una iglesia de traza original románica (s. XII), de tres ábsides y tres naves con crucero (Gómez-Moreno 1979, García y Pérez 2003). De su primer ábside románico, conserva su zócalo de piedra caliza, que se manifiesta al exterior con columnas adosadas muy deterioradas en sus partes bajas. Este tramo podría corresponder a una primera iglesia o capilla. En el período románico mudéjar, desarrolla todas sus fábricas en ladrillo y tapiales revestidos de ladrillo. Sus ábsides laterales, con bóveda de horno, tienen una prolongación recta y son flanqueados por arcos de herradura al estilo califal, del que sólo queda el del lado de la epístola, siendo su gemelo, una reconstrucción. El ábside principal tiene la misma prolongación recta, sirviendo sus muros de apoyo a la torre o campanario del mismo período (Fig. 1). Frente a los ábsides se desarrolla el crucero y las dos capillas laterales, rematado el conjunto con armaduras de par-nudillo cuadradas, con almizate decorado en cuadrícula de peinazos. Todo este conjunto es una recreación de Menéndez-Pidal en su intervención de mediados de siglo XX. La nave central está cubierta por una armadura de par nudillo de reciente factura, con mala traza y ejecución deficiente, conservando gran parte del arrocabe de la ampliación del siglo XVII. A los pies de esta nave aún se conservan los lienzos de fábrica de la nave románico mudéjar, pudiéndose observar la gran diferencia de altura entre la coronación románica y la actual. Este mismo levante se detecta en las naves laterales, donde llama la atención un cuerpo de huecos renacentistas sobre las fábricas originales del período primitivo en la fachada sur, o lado de la epístola, donde aún se conserva el antiguo arco ojival que servía de acceso. El cuerpo del portal, situado al norte, lugar actual de acceso, es de factura contemporánea, aunque recreado en arcadas de ladrillo, intentando incorporarse a los aires renacentistas de la última ampliación del monumento.

1.2 Intervenciones históricas

El basamento de fábrica de sillería caliza del zócalo del ábside central, delata una posible construcción anterior, ya que la explicación dada por Gómez Moreno, aludiendo a un cambio de oficios –albañiles por canteros-, ni está fundamentada, ni es convincente. Salvando esta interrogante, el conjunto de las trazas en planta de la iglesia, con sus tres ábsides, crucero y tres naves, se origina a finales del siglo XII, ejecutándose toda ella en fábrica de ladrillo de 35 x 4,5 cm. Sin embargo, en el siglo XVII sufre una gran transformación volumétrica en los tramos del crucero, con solución abovedada, y las naves, que ven incrementada su altura de manera muy potente, cubiertas con armaduras de madera de la que solo queda parte del arrocabe de la nave central y algunos de sus tirantes.

1.3 La intervención de Menéndez-Pidal (1896-1975)

Las huellas más relevantes de la intervención efectuada por Menéndez-Pidal (Martínez Monedero 2008) a mediados de siglo XX (1955-60), se pueden observar en la reconstrucción de los dos últimos cuerpos de la torre, el último de ellos, de nueva construcción, así como la reconstrucción del ábside del Evangelio. No obstante, la intervención más sustanciosa se produjo en el cuerpo del crucero y capillas laterales. Menéndez-Pidal se encuentra con una bóveda sobre pechinas del siglo XVII, -probablemente tabicada- y la derriba. Reconstruye los muros en fábrica de ladrillo hasta conseguir una nivelación horizontal en sus cornisas y sobre ellas construye sendas armaduras cuadradas de par y nudillo con almizate de retícula cuadrada sobrepuesta a los nudillos. Parece que con ello intenta devolver al monumento un carácter más acorde con su período más valioso, el románico mudéjar, en detrimento de su ampliación del s. XVII. En esta operación sobre el crucero, no se consigue una correcta nivelación en los apoyos de las armaduras de madera, por lo que la alineación de paños de cubierta se ve obligada a adoptar la actual sección amansardada que arrastra a lo largo de las naves. En la foto realizada en su momento por Gómez Moreno para su Catálogo Monumental de la provincia

de León (Gómez-Moreno, 1979), observamos que ese tipo de perfil de cubierta no existía, ni tampoco el patio inglés que protege los ábsides.

1.4 La última intervención de García Mercadé: 1980

En 1980, García Mercadé, realiza obras de consolidación en la cimentación del ábside de la epístola. Se desconoce en qué momento la calle adopta las cotas de nivel actuales, quedando semi-enterrando el monumento, así como en qué fecha se realizó el patio tipo inglés que protege del enterramiento a los zócalos de los ábsides, aunque pudiera corresponder a la última intervención de García Mercadé. La intervención más reciente corresponde a una operación de protección y mantenimiento de cubiertas a fin de evitar el deterioro de los interiores realizándose con medios económicos muy precarios, no pudiendo dar satisfacción a las exigencias artísticas propias del monumento.

1.5 Estado previo a la nueva intervención en las cubiertas

La zona a intervenir en el edificio se limita a el conjunto de la nave central y laterales, sobre las que ya no quedaba resto alguno de las cubiertas históricas originales. Sólo la cubierta de la nave central simulaba una antigua armadura de cubierta de par y nudillo realizada por Menéndez-Pidal en 1960 y que estaba a punto de colapsar debido a los errores de diseño y ejecución cometidos durante su construcción. La causa más probable de su deformación y deterior próximo al colapso estructural tuvo dos razones principales: la baja pendiente de la armadura y la incorrección de sus uniones carpinteras, claramente inadecuadas para este tipo de estructuras (Fig. 2). Se hace difícil pensar que un error tan flagrante pudiera haber sido cometido por un arquitecto restaurador de la talla de Menéndez-Pidal, que había intervenido en una parte importante de los mejores edificios históricos españoles. Lo más probable es que proyectara una armadura par-nudillo habitual en la carpintería española (Fernández Cabo 1997, Nuere 1989), pero que desgraciadamente no pudo controlar su ejecución realizada por algún carpintero de armar incompetente. No hay que olvidar que por aquellos años, Menéndez-Pidal solía ir de visita de obras en tren, y esto se producía con escasa frecuencia.

1.6 Acuerdo de derribo de las armaduras de las naves

El acuerdo para su demolición fue rápidamente asumido por el Servicio de Restauración de la Dirección General de Patrimonio de la Junta de Castilla y León, quién ejercía las funciones de cliente de este proyecto de intervención. Las razones se basaron en que no se trataba de una armadura histórica y que debido a su lamentable estado su restauración costaría más que hacer una armadura nueva, y considerando el hecho insalvable de que el diseño estaba viciado desde un principio debido a su baja pendiente. Con esta premisa se inicia el desarrollo del primer proyecto que contemplará la ejecución de una armadura nueva para las tres naves de la ampliación renacentista.

2. EL PRIMER PROYECTO (2001)

2.1 Diseño del proyecto

En 2001 se presenta el primer proyecto contemplando la demolición completa de las cubiertas de las tres naves de la iglesia. También se contempla el derribo de la elevación de los muros de la nave central que se habían elevado sobre la cornisa románica. Esta idea permitía enrasar los arranques de la armadura sobre los muros igualando los niveles de apoyo en las tres naves. Como consecuencia de ello la nueva armadura podría trabajar conjuntamente como una sola cercha o estructura en celosía que recorría transversalmente las tres naves (Fig. 3). Este trabajo solidario permitía reducir las secciones de madera de todos los miembros de la estructura, reduciendo en consecuencia los costes de material.

La parte visible de la armadura en las naves laterales era similar a un forjado unidireccional, mientras que la nave central presentaba una sección clásica de tres paños, típica de las armaduras de par y nudillo tan comunes en España desde los siglos XV al XVIII. A diferencia de una configuración histórica de la sección de la cubierta, el primer proyecto plantea una innovación en la tipología habitual. Para ello se decide utilizar el forro de intradós de los miembros estructurales de la armadura, modificando los planos de entablado, que en este caso se proyectaba ejecutar con tableros contrachapados en lugar de la tabla habitual. El hecho de trabajar con tableros permite unas libertades formales en diseño que de otro modo se harían mucho más costosas si se ejecutaran con tabla. Con esta idea se decide dividir los tres paños de la nave central en formatos cuadrados para elevar sobre ellos unos artesones en forma piramidal, a diferencia de los tradicionales en forma de pirámide truncada o artesa, de donde viene el nombre de artesón. Aunque esto pudiera parecer un hecho atrevido o novedoso, en realidad se puede observar en una armadura histórica de estilo manierista todavía existente en la iglesia de Sta. María del Río en Castroverde de Campos (Zamora). El carpintero que diseña esta armadura, probablemente del siglo XVI, se atreve a ir más allá, realizando artesones piramidales cóncavos y convexos, generando una gran complejidad en la epidermis de la armadura (Fig. 4).

Para las naves laterales, sobre un sencillo bastidor estructural de viguetas, se continúa con la misma idea de realizar artesones cóncavos, pero variando con libertad la forma o configuración de cada uno, según su posición en el vano. Queremos llamar la atención sobre la diferencia entre la sencillez y eficacia de la configuración estructural de la armadura principal -diseñada para conformar los planos de la cubierta y los planos de intradós de las naves- y la complejidad en la epidermis de la armadura, que es la parte que recibe el espectador y la que configura el espacio arquitectónico interior. También hay que señalar en este aspecto que la variedad formal se realiza con el elemento más económico -el tablero- mientras que la estructura sigue un discurso de eficacia estructural. Esta lección es la misma que se puede extraer de la citada armadura histórica de Castroverde de Campos y de otras parecidas como la capilla mayor de la iglesia parroquial de Molinaseca (León).

2.2 Comentarios sobre el diseño de la estructura

En la Figura 5 se puede observar de manera independiente la disposición de la armadura soporte primaria (Fig. 5a) y el forro de artesones piramidales (nave central) y de otros formatos (naves laterales) adaptados con una ligera armadura secundaria (Fig. 5b). En la Figura 6 se puede observar a través de una sección longitudinal, la incorporación de la armadura en el conjunto de la iglesia (Fig. 6). El diseño de la estructura (mantenido en el primer y segundo proyectos) consiste en una estructura en celosía sobre cuatro apoyos que van a descargar sobre los muros. La parte superior de la armadura sigue los planos de pendiente de la cubierta mientras que la idea de la celosía consiste básicamente en tornapuntas o jabalcones que conducen las cargas de la cubierta hacia los apoyos en los muros.

La creación de una sección abovedada o artesonada en la nave central evitando la ejecución de tirantes al aire que corten la transparencia visual del espacio, como es habitual en las armaduras de par y nudillo españolas, condiciona la aparición de tracciones en la barra horizontal (nudillo) centrada sobre la nave central. Las tracciones no son importantes pues la estructura de las naves laterales compensa algo las tracciones. No obstante, se decide alojar una barra de acero en el interior de la sección de madera, no solo por condiciones estéticas sino porque las acciones sobre la estructura, especialmente el viento o la carga de nieve asimétrica, podrían cambiar la dirección de los axiles en la barra y pasar de tracciones a compresiones (Fig. 7d).

2.3 Diseño tradicional de uniones carpinteras

En cuanto al diseño de uniones se optó por la utilización de sencillas uniones carpinteras tradicionales, habida cuenta de que se estaba interviniendo sobre un edificio histórico con carácter monumental, y la presencia visual del acero debería minimizarse en lo posible. La mayoría de las

uniones son simples apoyos en espera o embarbillados, en los que la madera realiza el esfuerzo principal a compresión y cortadura, mientras que el acero solo fija la unión, ante posibles solicitaciones inesperadas como la aparición de tracciones producidas por fuertes succiones de viento (Fig. 7). Las soluciones de apoyo sobre los muros se realizan con apoyos en deslizamiento para evitar que posibles empujes horizontales no deseados, se transfieran a los muros de fábrica, no aptos para recibir tales empujes (Fig. 8).

Conviene aquí recordar que una de las grandes ventajas en el uso de la madera en estructuras -su bajo peso en relación a su trabajo estructural- se puede convertir en un inconveniente ante esfuerzos de viento, especialmente cuando no se puede anclar debidamente la estructura sobre la fábrica en la que se apoya, pues las fábricas trabajan a peso y no soportan tracciones. Es un tema ya comentado en tratados históricos como el de Fray Lorenzo de San Nicolás (1569-1679) (Fray Lorenzo 1716), donde habla de varios casos en los que algunos chapiteles salían volando por los aires, y porqué era necesario lastrarlos con peso importante en las secciones de apoyo (estribado), aumentando considerablemente la sección de la viguería horizontal para compensar los empujes y succiones del viento.

3. EL SEGUNDO PROYECTO (2002)

3.1 Comentarios al primer concurso de obra

El primer proyecto redactado en junio de 2001 fue aprobado por el Servicio de Restauración de la Consejería de Cultura y salió a contratación pública declarándose el concurso desierto, debido a que ninguna empresa se atrevió a presentar una oferta económica con la que poder afrontar las obras. Este hecho se produjo, con bastante probabilidad, debido a que las empresas que estudiaron el proyecto no dieron con el carpintero adecuado que pudiera construirles la armadura planteada en el proyecto a los precios que allí se reflejaban. Esto no quiere decir que no hubiera carpinteros dispuestos a realizar esa obra en ese precio, sino que los que sabían hacerla no se había presentado al concurso. No obstante, se pudo constatar que había al menos un carpintero que estaba dispuesto a realizar la armadura en precios que encajaban con los que figuraban en el proyecto, ya que este carpintero fue consultado durante la fase de desarrollo del proyecto, tanto en aspectos técnicos como económicos. Desgraciadamente, el citado carpintero no se presentó al concurso y la obra quedó desierta. Por otra parte, los responsables del Servicio de Restauración de la Consejería de Cultura no estaban contentos con el arriesgado diseño de casetones piramidales del primer proyecto. Igualmente se debe considerar que debido a la aparente complejidad del primer diseño las empresas que se presentaron a la puja no tuvieron capacidad para evaluar la relativa sencillez de ejecución de la armadura proyectada y se asustaron ante la novedad de diseño de esa estructura, ya que posiblemente nunca habían realizado nada parecido. Una estructura de madera con esa apariencia de complejidad a base de casetones piramidales no era un diseño habitual en España. Desafortunadamente, este no ha sido un caso único pues esa misma experiencia ha ocurrido con otros proyectos de intervención presentados a otras regiones españolas (Restauración de la iglesia de Alcaráz, Albacete). Proyectos que hubo que modificar para conseguir que pudieran contratarse las obras.

3.2 Premisas para el segundo proyecto

Ante la imposibilidad de contratar la obra con la asignación presupuestaria disponible, el Servicio de Restauración solicitó la modificación del primer proyecto para conseguir que pueda volver a salir a contratación pública y pueda aparecer alguna empresa que se comprometa a ejecuta la obra por el precio establecido. Asumiendo la hipótesis de que el aspecto de complejidad formal de la variada disposición de artesones piramidales, era la causante del miedo a concursar de las empresas de restauración, se decidió actuar sobre esta parte del primer diseño, conservando en su integridad el diseño de la estructura principal. En consecuencia, se eliminó toda esa epidermis proyectada con

tablero contrachapado y se optó por una solución plana, dando un aspecto artesonado a los paños de la nave central con una leve profundidad de unos 10 cm, equivalente al alto de los perfiles en cruz utilizados para conformar los artesones (Fig. 9). Las naves laterales se simplificaron aún más, quedando un aspecto tradicional de forjado de viguetas. Por lo demás no fueron precisas más reformas del primer proyecto presentado a concurso. El nuevo aspecto de la armadura hizo perder el miedo a los licitantes y el segundo proyecto fue adjudicado sin más problemas por el mismo presupuesto de licitación por el que había sido concursado el primer proyecto.

4. EL TERCER PROYECTO: LA OBRA REALMENTE EJECUTADA (2004)

Las modificaciones continuaron con el comienzo de las obras. Para reducir nuevamente el presupuesto adjudicado y poder dedicar parte de ese presupuesto a otros apartados no contemplados que surgieron al comienzo de las obras, se propuso la posibilidad de no tener que ejecutar el derribo de la elevación de los muros de la nave central que habían sido realizados en la época de la ampliación post-románica. Se abandona el trabajo conjunto de la armadura con sus tres naves y se divide en tres armaduras independientes (Fig. 10). Bajo esta premisa se volvió a replantear el diseño de la estructura y en este caso sí supuso una modificación consistente en su funcionamiento global, especialmente en los apoyos de la armadura central, para lo cual hubo que intestar unos canes en mechinales practicados en los muros (Fig. 11). Una solución de simples tijeras para las naves laterales y otra tijera o cercha sencilla para la nave central, en la que se utilizan jabalcones, no sólo para reducir la flexión del tirante, sino también para conformar el diseño artesonado de la armadura. Curiosamente, en este caso la modificación afecta a la armadura principal y se mantiene el aspecto epidérmico exactamente igual al segundo proyecto conformado con los casetones planos en forma de cruz. La solución estructural es una solución histórica habitual para el caso de alfarjes o forjados en los que las vigas se refuerzan con jabalcones evitando las consabidas deformaciones por flexión. Para el simple espectador, no iniciado en las artes de la carpintería de armar tradicional, el aspecto final de la armadura realmente ejecutada tiene un carácter claramente tradicional entroncado con la larga y amplia herencia de la carpintería de armar española (Fig. 12). Puede que algún turista visitante confunda esta armadura con una posible armadura románica.

5. CONCLUSIONES

El relato de la historia de esta intervención, aunque pueda tener un carácter bastante personal, al ser relatado desde el punto de vista del arquitecto autor del proyecto, tiene el interés de hacer comprender a otros actores y observadores de la obra arquitectónica, en qué manera la dialéctica de los procesos temporales y el discurrir de las vicisitudes de las obras, va transformando desde su fase inicial de diseño la realidad finalmente construida. Aunque en la arquitectura histórica era algo bastante frecuente debido principalmente al largo período en el que se ejecutaban las obras, en la arquitectura contemporánea también es bastante habitual realizar cambios inesperados del proyecto en el transcurso de las obras. En este caso particular, ha sido un largo recorrido, partiendo de soluciones más audaces o contemporáneas, para regresar a una solución basada en la carpintería de armar tradicional española. Tal vez hubiera sido más correcto haberse planteado la solución final desde un principio. Pero el ejercicio de la arquitectura nos inclina a renovarnos continuamente y a plantear diseños distintos a los que plantearon nuestros antepasados. La evolución histórica no siempre camina hacia delante; también existen regresiones históricas, aunque no siempre justificadas. Es por ello que no hemos querido hacer valoraciones estéticas sobre los distintos diseños realizados y sus modificaciones o transformaciones. Que sean terceras personas las que opinen al respecto.

REFERENCIAS

[1] Fernández Cabo, M. (1997). Armaduras de cubierta. Ambito Ediciones, Valladolid.
[2] Fray Lorenzo de San Nicolás (1716). *Arte y uso de Arquitectura*. Manuel Román, Madrid.
[3] García Nistal, J. y Pérez Gil, J (2003). *Sahagún. León.* Edilesa, León, pág. 72.
[4] Gómez-Moreno, M. (1979). Catálogo monumental de España. Provincia de León. Nebrija, León.
[5] Martínez-Monedero, M. (2008). *Las Restauraciones Arquitectónicas de Luis Menéndez-Pidal: La Confianza de un Método*. Valladolid: Universidad de Valladolid
[6] Nuere, E. (1989). La Carpintería De Armar Española. Instituto de Conservación y Restauración de Bienes Culturales, Madrid.

REABILITAÇÃO ESTRUTURAL E ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS EM TESOURAS DE CAIBRO - ARMADO DOS FORROS OITOCENTISTAS LUSO-BRASILEIROS. PROBLEMÁTICAS DE CONSERVAÇÃO

STRUCTURAL REHABILITATION AND NON-DESTRUTIVE TESTS IN REINFORCED - RAFTERS SCISSORS OF THE NINETEENTH CENTURY LUSO BRASILIAN CEILINGS. CONSERVATION PROBLEMS

Larissa Camilo e Silva [(1)] (A), Edgar Mantilla Carrasco [(2)], Eduarda Vieira [(3)]

(1) Departamento de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Avenida Antônio Carlos, 6627, 31270-901, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
(2) Departamento de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Avenida Antônio Carlos, 6627, 31270-901, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
(3) Centro de Investigação em Ciência e Tecnologia das Artes, CITAR, Escola das Artes, Universidade Católica Portuguesa, Rua Diogo de Botelho, 1327, 4169-005. Porto, Portugal.
Endereço de contato: larissacamilo@belohorizonte.com; (A) Apresentador

Código de identificação: T9-15

Resumo

A arquitetura colonial brasileira é singular devido às diferentes influências européias em sua concepção. Cidades como Ouro Preto, em Minas Gerais, são referência mundial da arquitetura de colônia; os mestres de obras conseguiram edificar exímios monumentos, hoje, património da humanidade. As obras de conservação e restauro nas últimas décadas no Brasil tiveram um grande impulso, -advindo da necessidade de preservação da nossa cultura e das diretrizes internacionais apresentadas através das cartas patrimoniais. Ensaios não-destrutivos em estruturas de madeira são uma alternativa pouco explorada para estudo e preservação das construções históricas. A tesoura de caibro-armado, sistema construtivo bastante difundido entre os séculos XVII e XIX nas cidades históricas brasileiras, é um exemplar estrutural de cobertura que, devido a fragilidade de sua estabilidade, sofre grandes deformações plásticas e deslocamentos, fragilizando sistemas construtivos subjacentes como os forros e alvenarias. Neste artigo visamos demonstrar a importância do levantamento não-destrutivo- das patologias em estruturas históricas de madeirae descrever d-metodologias de análise não-destrutivas que respeitem a integridade das estruturas histórias.

Palavras chave: estruturas de madeira; edificações históricas; ensaios não-destrutivos

Abstract

The Brazilian colonial architecture is singular due to the different European influences in its conception. Cities as Ouro Preto, in Minas Gerais, are world references of the Brazilian colonial architecture. In Brazil - the architectonic conservation and restoration works - have known a great development tin the last decades, mainly due both to the need of historic buildings preservation - and to the impact of the international conservation charters guidelines. Non-destructive testing on wooden structures is an unexplored alternative for the study and diagnosis of historical constructions. The reinforced rafters scissors, a constructive system very widespread between the 17th and 19th centuries in Brazilian historical cities, is a structural cover that, because of its inherent -instability suffers great plastic deformations and displacements, weakening underlying constructive systems such as masonry. In this article we aim to demonstrate the importance of the non-destructive methods within the characterization of wood pathologies in historical structures, in order to establish new approaches - that respect the integrity of the -historical structures.

Keywords*: wood structures; historical buildings; non-destructive testing*

1. INTRODUÇÃO

A arquitetura colonial é a grande referência histórica edificada do período de tempo que medeia desde o descobrimento ao desenvolvimento do Brasil Colônia. O período colonial brasileiro abrange os anos de 1500 (chegada e Pedro Álvares Cabral ao Brasil) a 1822 (com a Independência do Brasil). Como agente colonizador Portugal trouxe suas referências arquitetônicas para a então colônia brasileira. No entanto, devido às invasões territoriais e à extensão continental do nosso país outros países europeus como a Holanda, Alemanha, Inglaterra e Espanha também impuseram suas influências na arquitetura brasileira. Algumas características podem ser observadas como edificações margeando vias públicas, inexistência de afastamento frontal e lateral entre os imóveis e as vias urbanas são exemplo da herança nas colonizações europeias [1]

Os estilos predominantes da arquitetura colonial foram o barroco, o rococó e o maneirista presentes em construções militares, civis e religiosas no litoral, no interior e em Minas Gerais, principalmente, a partir do século XVIII. Logo após o Descobrimento do Brasil, as primeiras construções realizadas foram – as fortalezas, erguidas com o objetivo de defesa das vilas e cidades litorâneas. Os arquitetos eram os engenheiros militares e, posteriormente, padres jesuítas, que fundaram vilas e construíram igrejas e conventos [2].

Hoje, a referência histórica - edificada advém da arquitetura colonial, sendo assim a base da cultura construtiva de nosso país. As principais referências que tratam da preservação e conservação dos bens culturais são as Cartas de Conservação, documentos patrimoniais internacionais, onde -se apontam as metodologias e diretrizes a serem consideradas nas intervenções dos acervos culturais.

A Carta de Cracóvia[3] define que a conservação do patrimônio deverá ser executada de acordo com o projeto de restauro, que inclua o estudo dos materiais tradicionais, ou novos, o estudo e análise estrutural e dimensional e a identificação dos significados histórico, artístico e sócio-cultural. O projeto de restauro deve basear-se num conjunto de técnicas apropriadas e ser elaborado com as informações que compreendem por completo o edifício ou o sítio. A Carta recomenda ainda que sejam evitadas as reconstruções de partes significativas de um edifício, baseadas no que os responsáveis técnicos pela intervenção julgam ser o seu “verdadeiro estilo”.

A preservação e conservação de bens históricos edificados são temas que exigem conhecimento específico, devendo evitar-se a aplicação dos conhecimentos empíricos - inadequados, geralmente adotados nas obras de restauro pelas empresas, que não garantem -estarem tecnica e cientificamente habilitadas para realizar as intervenções. Apesar das diretrizes apresentadas em documentos, como as Cartas Patrimoniais, é importante mencionar que não existem atualmente normas para a prática de conservação e restauro de bens culturais imóveis, apenas uma resolução criada pelo ICOMOS (2001)[4] Onde são observados os limites e critérios a serem obedecidos pelos construtores e restauradores no canteiro de obras.

No Brasil não existem normas técnicas (ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas)[5] específicas para a prática de conservação e restauro em bens edificados.Apenas algumas normas brasileiras direcionadas ao uso do aço (NBR 8800/2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios), madeira (NBR 7190/1997 – Projetos de estruturas de madeira), fornecem o embasamento teórico aos profissionais da área. Deste modo, no contexto das intervenções em edificações históricas torna-se necessário - um estudo que combine o conhecimento científico e cultural do patrimônio arquitetônico que sirva de base à elaboração de um projecto de restauro /reabilitação.

2. A TESOURA DE CAIBRO-ARMADO COMO ELEMENTO ESTRUTURAL DE ESTUDO DE CASO

O caibro como elemento principal dispensa o uso de terças, tesouras ou vigas de cumeeira (Fig. 1). As duas pernas de caibros são conectadas entre si e fixadas na extremidade oposta sobre a linha dos frechais, sendo unidas - pelas ripas. A ausência de alguns elementos estruturais nesta tipologia proporciona um uso maior do vão, possibilitando a adoção, por exemplo, de forro tipo gamela e sótãos. Entretanto a falta da linha baixa nesta treliça causa excentricidades na estrutura sendo o principal deles o empuxo lateral nas paredes, tendo como um dos resultados o desaprumo das alvenarias [6].

2.1 Caibro-armado

A tipologia estrutural em análiseneste trabalho é a cobertura caibro-armado ou popularmente chamada de *canga-de-porco* [7]. A escolha deste sistema estrutural está embasada na singularidade que a mesma tem no contexto da arquitetura do período colonial e o interesse da resolução das patologias decorrentes das excentricidades na estrutura com a inserção do aço como material na preservação da arquitetura patrimonial do Brasil. Na cidade de Ouro Preto - este tipo de cobertura está muito patente em edificações religiosas e residenciais.

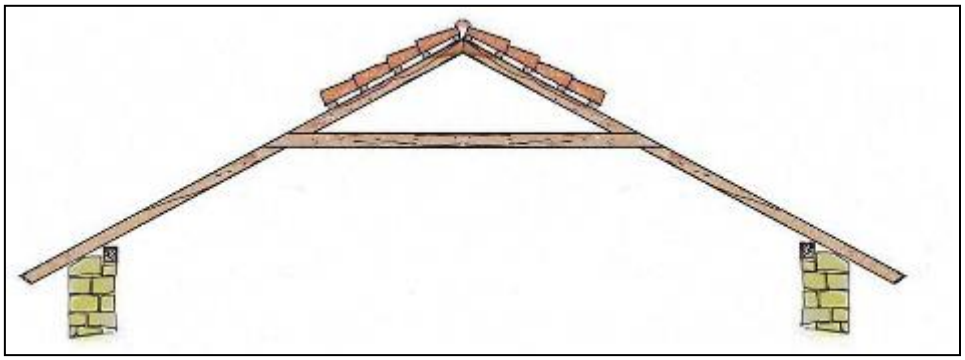


Figura 1: Desenho de uma treliça de caibro-armado.
Fonte: Colin, 2010.

Os mestres carapinas navais exerceram grande influência na adopção da tesoura de caibro armado para a elaboração de telhados, percebe-se a influência destes mestres principalmente no formato "*casco de navio invertido*" das coberturas (Figura 2). Entretanto a ausência da linha baixa na concepção original da tesoura de caibro-armado faz com que o empuxo lateral sobre as paredes contribua para rotações e, consequentemente, deslocamentos laterais das alvenarias. Como solução paliativa para essas rotações e deslocamentos na alvenaria, foram adotadas barras, ora em madeira ora em aço, para travamento das paredes, estabilizando o telhado e dificultando o surgimento das patologias estruturais nas alvenarias [7]. Contudo há edificações, como veremos neste artigo, nas quais os travamentos laterais não desempenham suas funções, permitindo a continuidade das rotações e deslocamentos, além de descaracterizar a tipologia construtiva da edificação, embasando por fim o estudo de caso de tese da autora.

Figura 2: Vista interna da cobertura do Paço dos Duques de Bragança com estrutura em quilha de navio invertida [8]. Guimarães, Portugal.
©Larissa Silva, 2016.

Santos [9] a propósito da arquitectura religiosa de Ouro Preto refere que a maioria dos casos repetia a simetria dos madeiramentos dos telhados; estes possuíam soluções antiquíssimas, que muito se afastam da solução atual e que por isso mereciam uma análise mais detalhada.

Segundo Vasconcellos [10] a técnica de pau roliço e da ripa em réguas de Imbiriba foi um sistema estrutural muito comum m grande parte das coberturas da arquitetura colonial. Santos [9] afirma que as coberturas das edificações religiosas de Ouro Preto possuíam, quase em sua totalidade, os troncos roliços e era muito comum o uso dos caibros-armados em quase todas as capelas da época. Para os monumentos que possuem técnicas de construção com sistema aberto (sistemas que não apresentam linha baixa), mesmo apresentando sérios conflitos estruturais, não é possível afirmar, que as excentricidades da estrutura tenham passado desapercebidas pelos construtores da época. Vasconcellos [10] acrescenta que houve uma preocupação em adotar condições locais que minimizavam os empuxos, que eram imediatamente incorporados aos novos projetos. O sistema de caibro-armado dispensa a linha baixa, não garantindo assim a rigidez da estrutura, optando pela liberdade de utilização do espaço abaixo dessas tesouras para a execução de forros em gamela ou em abóbada de berço. Assim, para eliminar o empuxo oblíquo faz-se necessária a utilização da linha baixa [9].

Actualmente, o IPHAN, nos Cadernos de Encargos [11], prioriza a estética em detrimento da estrutura. Neste posicionamento, em alguns monumentos, o IPHAN preocupado em manter a integridade física e cultural de algumas edificações, optou por retirar e substituir por completo a tipologia construtiva pré-existente à intervenção. Essa ação foi justificada devido a urgência com que normalmente são feitas as intervenções, encarando-se esta opção como a única forma viável para se manter a integridade do patrimônio. A utilização da madeira como material estrutural requer uma periodicidade na manutenção, a fim de verificar o estado de conservação dos elementos que compõem o madeiramento da cobertura. A umidade é a principal causa das patologias e sua ação provoca o apodrecimento da madeira e o aparecimento de biocolonização (micro e macroorganismos). Entre os fatores principais para o surgimento das patologias por infiltração nas estruturas em madeira estão: deslocamento das telhas e/ou mal estado de conservação, má execução de calhas, rufos ou algerozes e a execução incorreta do arremate das telhas na cumeeira;

O fator tempo por sí só não causa depreciação das características da madeira, existem exemplos de estruturas centenárias e até mesmo milenárias em perfeitas condições de serviço, por não trem sido expostas a condições ambientais que favorecessem a sua degradação [12].

Em construções em madeira os insetos xilófagos são os grandes causadores de patologias. E estes podem ser subdivididos em: térmitas (cupins) e coleópteros (brocas). A presença de umidade na madeira acima dos 20% é potenciadora do aparecimento de fungos que podem contribuir para a deterioração estrutural da madeira sendo a podridrão cúbica uma das anomalias mais frequentes [13]. - a (Fig. 3) a cobertura de caibro-armado do Teatro Municipal de Ouro Preto nota-se a presença de cupins que acabam reduziam drasticamente a resistência da madeira.

Outras desvantagens características do uso da madeira na construção [14]:

- Preço elevado;
- Enorme heterogeneidade e anisotropia (resistência e variações de dimensão a variarem em 3 direções principais – máxima resistência, mínima retração radial – mínima resistência e máxima retração);
- Quando desprotegida, exibe grande vulnerabilidade aos agentes agressivos;
- Combustibilidade, embora possa ser controlada com ignífugos;
- Variação dimensional com humidade;
- Limitação de dimensões;

Figura 3: Peça em madeira atacada por agentes biológicos no telhado do Teatro Municipal de Ouro Preto.
© Larissa Silva, 2009.

A flexão dos elementos estruturais da cobertura de caibro-armado é provocada pelas seções insuficientes utilizadas nas peças que constituem o madeiramento e à adição de cargas extra no conjunto da estrutura, como também a deterioração das peças causadas pelos ataques biológicos, provocando seu desabamento ou até a sua ruptura.

O empuxo lateral, proveniente da falta da linha baixa descarrega obliquamente as forças nas alvenarias, devido ao fato der não trabalharem a tração [7]. Estes esforços horizontais (V_H), que são as resultantes do peso com a força lateral exercida na parede, resultam nas paredes um momento de giro na base igual a:

$$M = V_H \times h \quad (1)$$

Onde V_H é o *empuxo* horizontal, e h a altura da parede de apoio dessa estrutura.

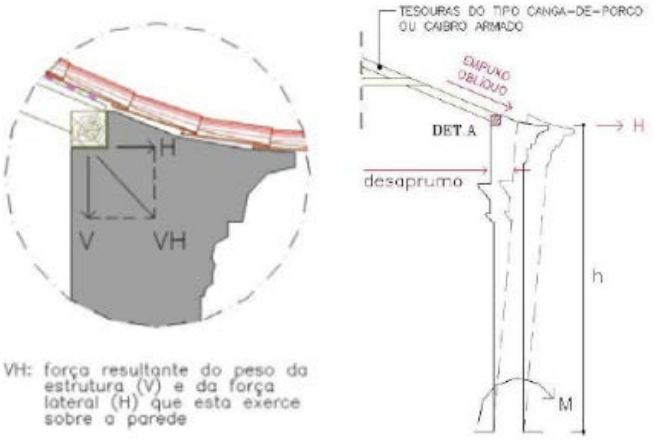


Figura 4: Detalhe dos esforços e rotação das ações causados sobre a parede.
Fonte: Frederico Almeida, Mosteirinho de Paudalho, s/d.

Santos [9] relata algumas variações estruturais da cobertura de caibro-armado na cidade de Ouro Preto visando à tentativa de melhoria do empuxo nas peças sobre a alvenaria. Paredes de espessuras mais grossas eram utilizadas para minimizar o empuxo lateral, mas também se fez comum a utilização de barras de ferro atirantadas ancoradas nas paredes para absorver as forças horizontais, de modo que restassem somente as cargas verticais para solicitação de esforços nas paredes (Figura 5).

Figura 5: Tirantes revestidos com madeira afim de evitar a continuação dos deslocamentos laterais das paredes da nave da Matriz de Nossa Senhora de Nazaré. Cachoeira do Campo, Minas Gerais.
© Larissa Silva, 2016.

3. CONTEXTUALIZAÇÃO DOS ESTUDOS DE CASO

O levantamento dos sistemas construtivos aplicados às coberturas das edificações históricas e mais concretamente das tesouras de caibro-armado que integram a pesquisa de doutoramento da autora, delimitou-se geograficamente ao centro histórico de Ouro Preto e tipologicamente as edificações religiosas históricas do século XVII e XVIII.

3.1 Igreja de São Bartolomeu

A Igreja de São Bartolomeu está localizada no distrito de São Bartolomeu, um dos vilarejos mais antigos de Minas Gerais, com registros datados do final do século XVII, zona rural da cidade de Ouro Preto. Sua construção possui características tipológicas das primeiras edificações religiosas erguidas na região de Ouro Preto em meados do século XVIII [15]. A edificação possui sua alvenaria em adobe e pau-a-pique (sacristia e altar-mor), revestidas por argamassa de cal e areia. O telhado, em madeira,

possui duas aguas com telhas cerâmicas; a tesoura de caibro-armado encontra-se ao longo da nave, altar-mor e na capela, ao lado direito do altar, destinado à Nossa Senhora do Rosário dos Negros. Os forros da nave, altar-mor e capela, em madeira, com encaixe saia-e-camisa são policromados. Os altares evidenciam talha do Estilo Nacional-Português, isenta da ornamentação antropomorfa, mas com douramento e policromia [15].

Figura 6: Fachada lateral e nave da Igreja de São Bartolomeu.
©Larissa Silva, 2016.

A primeira Igreja dedicada a São Bartolomeu no distrito foi edificada em outra localização. Contudo, após uma descarga elétrica advinda da queda de um raio, a primeira igreja foi completamente destruída. Na sequência da perda total da edificação em 1834 foi- realizada a transferência da sede da igreja, então destruída, para a capela de Santa Efigênia dos Negros, no mesmo distrito, ao qual se manteve a capela ao lado direito do altar-mor dedicado então a São Bartolomeu [15].

O estado de conservação da Igreja é crítico registando-se perdas de telhas, deslocamentos de ripas e orifícios que permitem a entrada de intempéries na cobertura, como consequência do atual estado de conservação, há perda de policromia dos forros da nave de o altar-mor.

Figura 7: Mau Estado de conservação do forro do alta-mor e da nave.
© Larissa Silva, 2016.

O acesso a cobertura é feito através das portas laterais do altar-mor, onde é possível ter acesso as tesouras que compõem o telhado. Não há espaçamento entre as telhas e a tesoura.

Figura 8: Vista interna dos caibros do telhado.
©Larissa Silva, 2016.

Foram adotadas algumas soluções a fim de amenizar os deslocamentos laterais das tesouras, como o travamento com barras de ferro ao longo da nave da igreja (Figura 9), com acabamentos em madeira- e escoramentos em madeira ao longo das paredes (Figura 10), estes últimos tendo vindo a fragilizar ainda mais as paredes de pau-a-pique devido a sua má execução.

Figura 9: Barras de travamento ao longo da Igreja. © Larissa Silva, 2016.

Figura 10: Escoramento nas paredes laterais da Igreja. ©Larissa Silva, 2016.

3.2 Igreja de São José

A igreja está localizada num terrapleno artificial, contido por muros de pedra, que já sofreram danos em época remota, e que exigiram um trabalho de contenção em concreto armado, com atirantamento e revestimento da pedra da região. As alvenarias das fachadas são em adobe com espessura de 90 centímetros nas áreas superiores e de 1,20 metros na base inferior. Já as alvenarias interiores, da sacristia, da nave e capela-mor são de pau-a-pique. No estado atual, a Igreja de São José, destaca-se das demais edificações históricas religiosas de Ouro Preto pela peculiar característica de seu frontispício. Com efeito, o acréscimo feito no século XIX, que exigiu o aumento da alvenaria em enorme e desproporcional espessura, trouxe a portada para a frente, sobre um plano, enquadrado de pilastras de pedra e com cantos arredondados onde foram colocadas falsas janelas. Sobre essa espécie de nartex existe um terraço, com balaustrada barroca, de pedra-sabão [15]. Sobre esse terraço avança o corpo da torre, com óculo envidraçado, cujo traço combina retas e curvas: acima do óculo situa-se um relógio circular, contido pela curva do entablamento simples de perfil curvo, diferente do entablamento emoldurado do corpo alto da igreja. A torre é simples, quadrangular, com cantos curvos

e sineiras altas, é curvada por uma cúpula bulbosa enquadrada por quatro pináculos, mas desprovida de arremate final, possivelmente desaparecido. O corpo principal da fachada é recuado, rematado por dois cunhais, entablamento moldurado, pináculos piramidais e duas aletas em consolo invertido, molduradas e cobertas de telhas e que ocultam a linha de topo da cobertura. Duas portas ao nível do coro dão acesso ao terraço da frente. A nave apresenta quatro altares, sendo dois de tabuado liso e dois da talha antiga. A capela-mor, dotada de tribunas, fora projetada em 1772, por Antônio Francisco Lisboa, o Aleijadinho [15]. O Altar e os retábulos são obras em talha policromada e com douramentos, com colunas lisas caneladas retas na parte superior e caneluras sinuosas no terço inferior, sobre as quais nascem o entablamento principal e o grande arco externo. Os forros da nave e capela-mor são em tábuas de madeira, com encaixe macho e fêmea, em formato de abóboda, revestidos por tinta látex acrílica branca que oculta a policromia original. [15]

Figura 11: Fachadas lateral e frontal e altar-mor da Igreja de São José.
© Larissa Silva, 2016.

Com o deslocamento das paredes laterais mais acentuados que a Igreja de São Bartolomeu, a Igreja de São José, também apresenta barras de ferro ao longo da nave para dificultar os empuxos laterais causados pela instabilidade da tesoura de caibro-armado. Acredita-se que a vibração causada pelo transito automóvel tenha agravado os deslocamentos das alvenarias. Na vistoria, realizada no dia 11 de outubro de 2016, constatou-se uma curvatura acentuada ao longo de toda a alvenaria da nave.

Figura 15: Barras de travamento em ferro das paredes laterais.
© Larissa Silva, 2016.

As deformações laterais são uma preocupante realidade da edificação. Na última intervenção datada no ano de 2011, não houve nenhuma ação destinada à contenção destes deslocamentos laterais.

Figura 17: Deformação da alvenaria lateral interna.
© Larissa Silva, 2016.

4. ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS APLICADOS A EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS

Os ensaios não-destrutivos (END) são procedimentos praticados em um material que não alteram, de forma permanente, as propriedades mecânicos, químicos, físicos ou dimensionais iniciais do material [16], ocasionando danos nulos ou imperceptíveis, permitem o controle de propriedades dos materiais, com economia de tempo e o retorno do material ao local de trabalho após a sua inspeção [17]. Os métodos mais comuns de END incluem ultra-som, tomografia acústica, resistograph, partículas magnéticas, líquido aparente, radiografia [16].

Carrasco (2015) [18] em sua metodologia para práticas de reabilitação denominada AIEAM (Avaliação da Integridade de Estruturas Antigas de Madeira), descreve os procedimentos como a

inspeção, diagnóstico e terapia vitais as boas práticas de preservação do patrimônio em intervenções em edificações históricas. Para a determinação da aparência fitossanitária da madeira a metodologia utiliza dois tipos de ensaios não-destrutivos aplicados separadamente ou combinados, sendo estes:

a) Tomografia acústica;
b) Método Ultra-sônico;

Na etapa de desenvolvimento das inspeções realizadas nos estudos de caso em análise neste artigo, foi pré-estabelecido que os ENDs a serem aplicados nas estruturas seriam a Tomografia Acústica, o qual possui como princípio físico a emissão e o percurso de ondas acústicas e visa a determinação da configuração física interna de peças atacadas por organismos xilófagos, avaliando também a resistência residual de madeiras antigas e avaliação da rigidez, e o Método Ultra-sônico, que consiste na propagação de ondas ultra-sônicas de freqüência baixa, sendo adequada a elementos considerados heterogêneos. A opção inicial por estes dois métodos de análise justifica-se devido à mobilidade permitida por ambos, visto que as edificações estão a mais de 97 km de distância do laboratório LAEES- UFMG (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas), e pela precisão aos vazios e a perda de resistência mecânica facilmente detectada por esses equipamentos.

A metodologia estabelecida à instrumentação foi:

- Método ultra-sônico: Após a inspeção visual das tesouras de caibro-armado, serão selecionadas peças que apresentarem anomalias no seu estado de conservação. O tempo de propagação do pulso é fornecido diretamente pelo aparelho de ultra-som e a velocidade será determinada pela equação:

$$V = \frac{l}{t} \tag{2}$$

Onde l é a distância percorrida e t o tempo de propagação do pulso.

- Tomografia acústica: A posição dos transdutores será colocada de acordo com a disposição dos caibros no telhado. A discretização dos pontos será de acordo ao tipo de madeira, geometria da peça e do telhado. Para o estudo tri-dimensional serão utilizados dois planos distanciados de no máximo 40 cm. As demais características de este ensaio serão analisadas durante o planejamento experimental característico a cada edificação.

Deve-se salientar que a inspeção visual precede quaisquer métodos, é o primeiro passo na análise de um elemento estrutural de madeira [19]. Utilizando-se da técnica de inspeção visual o profissional habilitado para tal, pode facilmente desenvolver uma avaliação qualitativa da integridade estrutural relativa de elementos individuais [20]. Assim sendo a aplicabilidade dos END’s fica mais precisa, auxiliando a assertividade das patologias a serem analisadas, direcionando de forma precisa as soluções a serem aplicadas as peças de madeira.

5. CONCLUSÕES PRELIMINARES

O Brasil possui uma considerável multiculturalidade devido ao fenômeno colonizador continental. Sob influência das principais nações européias como a França, Espanha, Holanda, Alemanha, Itália e Inglaterra, edificamos nosso patrimônio histórico. De Portugal importamos artistas e tecnologias que contribuíram para ajudar a edificar os monumentos e centros urbanos. A concentração de edificações com elementos construtivos coloniais nos centros históricos, frequentemente esquecidas ou abandonadas representa um desafio de preservação dada a sua volumetria e valor histórico. A inexistência de um inventário estadual e nacional coloca-as em risco de desaparecimento e sujeita-as à descaracterização de ações de reabilitação executadas sem os critérios adequados ao patrimônio construído histórico. Os ensaios não-destrutivos são uma metodologia pouco explorada nas intervenções, seja no nível de reabilitação ou de conservação, das edificações e suas estruturas de madeira. Neste contexto, conclui-se, nesta fase da investigação que o levantamento das tipologias estruturais brasileiras do século XVIII é de extrema importância, tendo em conta que é crucial

implementar procedimentos adequados e critérios rigorosos aplicáveis ao setor da preservação da herança cultural edificada nacional.

REFERÊNCIAS

[1] Custódio, José de Arimathéia Cordeiro. *A arquitetura de defesa no Brasil Colonial.* Londrina, v.67, n.10,p-173-194, jan/jun.2011.
[2] Tirapeli, Percival. *Arte colonial: barroco e rococó*. Companhia Editora Nacional (Coleção Arte Brasileira), São Paulo, 2006.
[3] Carta de Cracóvia. Princípios para a Conservação e o Restauro do Patrimônio Construído. Cracóvia, Polónia. Outubro, 2000.
[4] ICOMOS. *Carta de Burra***.** Conselho Internacional de Monumentos e Sítios. ICOMOS, 1980.
[5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. http://www.abnt.org.br/. Acesso em 05/01/2017.
[6] Silva, Larissa Camilo. Avaliação do desempenho estrutural da tesoura de caibro-armado e solução em aço para telhados coloniais. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto.
[7] Pereira, Renata Lopes. *Estruturas de Coberta da Arquitetura Religiosa em Pernanbuco. Tipologia, Patologia e Intervenções*. Revista Brasileira de Arquemoetria, Restauração e Conservação. Vol. 1, nº 6, pp.332 – 337. Editora AERPA, 2007.
[8] Paço dos Duques de Bragança. Residência Oficial do Presidente da República. Museu. Categoria: MN - Monumento Nacional, Decreto de 16-06-1910, nº 136, de 23 junho 1910 /ZEP, Portaria, DG, 2ª série, nº 170, de 23 julho 1955 * 1/ Incluído na Zona Especial de Proteção do Núcleo Urbano da Cidade de Guimarães (v. PT010308340101).
[9] Santos, Paulo F. *A Arquitetura Religiosa em Ouro Preto.* Livraria Kosmos. Rio de Janeiro, 1951.
[10] Vasconcellos, Diogo de. *História das Minas Gerais.* Belo Horizonte: Itatiaia, 1974 (2 vols).
[11] Caderno de Encargos. Ministério da Cultura, Programa Monumenta. Brasília, 2005.
[12] Neves, André E. P. S. das. *Avaliação, Tratamento e Consolidação de Madeira em Edifícios Antigos*. Trabalho final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Dezembro, 2013.
[13] Gonzaga, Armando Luiz. *Madeira: Uso e Conservação.* Cadernos Técnicos. IPHAN, Brasília, 2006.
[14] Branco, Fernando; Brito, Jorge; Flores, Ines; Gaspar, Florindo; Santos, Sandrina; Paulo, Pedro; Campos, João; Alexandre, Joel. *Diagnóstico e Patologia de Construções em Madeira*. Departamento de Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico.
[15] Instituto Nacional do Patrimônio Histórico Artístico Nacional. *Memorial descritivo do tombamento da Igreja de São Bartolomeu e Igreja de São José*. Acervo disponível: Escritório IPHAN – Belo Horizonte, biblioteca Casa do Conde, Bel Horizonte, Minas Gerais.
[16] Cintra, José Carlos A.; Aoki, Nelson; Tsuha, Cristina de H. C.; Giacheti, Heraldo Luiz. *Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos*. Oficina dos textos, 2013. ISBN 8-579-75161-6.
[17] Daniewicz, S. R.; Newman, J. C.; Schwalbe, K.; *Fatigue and Fracture Mechanices*. Volume 34, ASTM International, 2005. ISBN 0-8031-3487-8. ISSN 1040-3094 (em inglês).
[18] Carrasco, Edgar Mantilla. *Seminário: Reabilitação e Reforço de Estruturas Antigas de Madeira: Tesouras Tradicionais*. Escola de Arquitetura da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.
[19] Teixeira, Amanda Roca. *Metodologia para Determinação da Integridade da Madeira de Edificação Históricas por meio de Pulsos Ultra-Sônicos.* Trabalho final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2009.
[20] Azevedo Júnior, A. P. Avaliação não-destrutiva de propriedades mecânicas de madeira através da técnica de ultra-som: Fundamentos físicos e resultados experimentais. Trabalho final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.

UTILIZAÇÃO DA TERMOGRAFIA COMO TÉCNICA NÃO DESTRUTIVA NO DIAGNÓSTICO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OCULTAS EM MADEIRAS DE EDIFICAÇÕES ANTIGAS

USE OF THERMOGRAPHY AS A NON-DESTRUCTIVE TECHNIQUE IN THE DIAGNOSIS OF PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS HIDDEN IN WOOD OF OLD BUILDINGS

Cézar A. Figueredo [(1)], Cynara F. Bremer [(2)], Edgar V. M. Carrasco [(3)]

(1) Prof. Ms, Centro Universitário de Formiga, Arquitetura e Urbanismo Formiga (MG), Brasil
(2) Prof. Dr., Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Arquitetura, Belo Horizonte (MG), Brasil.
(3) Prof. Dr., Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Arquitetura, Belo Horizonte (MG), Brasil.
Endereço de contato: mantilla@dees.ufmg.br

Código de identificação: T9-16

Resumo

Esse artigo tem como objetivo apresentar a viabilidade do uso técnica de termografia ativa como técnica não destrutiva para diagnóstico das patologias em madeiras de edificações antigas. Por meio do uso da técnica ativa de termografia, que utiliza o pré-aquecimento da superfície a ser observada, foram realizados experimentos a fim de se testar uma metodologia para a obtenção de termogramas e análise das condições de integridade e manifestações patológicas ocultas em madeiras antigas utilizadas em estruturas. Essa metodologia é uma contribuição dessa pesquisa ao estado da arte dos experimentos em termografia, desenvolvida em dois eixos complementares: testes em laboratório e análise em campo, avaliando a possibilidade de uso da técnica. Os resultados demonstraram a viabilidade da utilização da técnica como ferramenta de diagnóstico preliminar de patologias ocultas em madeiras.

Palavras chave: termografia; técnicas não destrutivas; patologias em madeiras; edificações antigas

Abstract

This article aims to present the feasibility of the technical use of active thermography as a non - destructive technique for diagnosis of pathologies in old buildings. Through the use of the active thermography technique, which uses preheating of the surface to be observed, experiments were carried out in order to test a methodology to obtain of thermograms and analysis of the conditions of integrity and pathological manifestations hidden in old wood used in structures. This methodology is a contribution of this research to the state of the art of thermography experiments, developed in two complementary axes: laboratory tests and field analysis, evaluating the possibility of using the technique. The results demonstrated the feasibility of using the technique as a tool for the preliminary diagnosis of pathologies hidden in wood.

Keywords*: thermography; non-destructive techniques; pathologies in wood; old buildings*

1. INTRODUÇÃO

A conservação dos elementos construtivos de madeira em edificações antigas é fundamental para a estabilidade e a manutenção do corpo da edificação. A maior parte das estruturas de madeira presentes em edificações históricas encontra-se em suas coberturas; logo é de suma importância sua preservação, uma vez que a cobertura protege a edificação contra intempéries e promove a amarração estrutural das alvenarias por meio da ligação entre alvenaria e frechais. A cobertura também garante a segurança e integridade física dos usuários da edificação e constitui parte integrante do patrimônio cultural.

Em função de desempenharem um papel tão importante e por possuírem difícil acesso à manutenção, as estruturas de cobertura são, em muitos casos, os primeiros elementos a serem restaurados. Ao escolher a técnica de intervenção a ser empregada o projetista deve estar ciente das consequências que esta escolha traz para o valor cultural do monumento. A técnica pode trazer prejuízos ou benefícios tanto na questão patrimonial do seu valor histórico e cultural, quanto na questão técnica, de durabilidade e segurança. Apesar de existirem manuais e cadernos técnicos importantes que se referem à restauração de estruturas de cobertura publicados por órgãos públicos é importante investigar as origens das patologias e quais são os métodos menos intrusivos de intervenção.

Esse artigo é parte da pesquisa de mestrado desenvolvido no curso de Ambiente Construído e Patrimônio Sustentável e lança luz à caracterização da degradação das estruturas de madeira por meio do uso de um ensaio não destrutivo: a técnica de termografia. Este trabalho tem como objetivo apresentar resultados preliminares do uso da técnica para caracterização de falhas em madeiras de diferentes espécies a partir da excitação térmica a temperaturas até 150ºC, identificando fissuras e furos nas espécies por diferença de temperatura. Pretende-se com isso abrir um leque de possibilidades para o uso da termografia para identificação de patologias em edificações antigas por meio da diferença de temperatura, evitando métodos intrusivos que poderiam interferir nos sistemas construtivos antigos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O Brasil possui, hoje, dezenove sítios históricos considerados Patrimônio Histórico e Cultural da Humanidade, entre os mais de seiscentos eleitos pela UNESCO em todo o mundo. Dentre os locais pode-se ressaltar os seguintes sítios: Centro Histórico de Goiás (GO), Diamantina (MG), Olinda (PE), Ouro Preto (MG), Centros Históricos de São Luís (MA) e de Salvador (BA), que possuem edificações construídas utilizando estruturas de madeira, principalmente em suas coberturas. No Brasil as coberturas em estruturas de madeira foram inseridas no período colonial, com a chegada dos primeiros exploradores. As construções nesta época utilizavam os materiais existentes na região. Parte relevante do conjunto de edificações de valor cultural que se preserva no Brasil, é constituída por construções que fazem uso de estruturas de madeira, sobretudo em suas coberturas, ressaltando a importância da preservação da carpintaria tradicional, que tem nas sambladuras um elemento chave de sua característica construtiva.

> *"O conhecimento técnico do corte e do entalhe que detinham os colonizadores portugueses juntou-se à sabedoria dos indígenas quanto às características das madeiras nativas, criando uma cultura bastante específica." [1].*

É importante destacar que nos instrumentos de preservação e recomendações para intervenção em edificações históricas, em suas diferentes redações no decorrer dos anos, permanecem as diretrizes ligadas à não descaracterização dos sistemas construtivos tradicionais. Propõe-se que sejam executadas intervenções de caráter pouco intrusivo preservando sempre que possível o material e o

desenho original das soluções técnicas das edificações. É fundamental que as técnicas de reparação e restauro utilizadas nas estruturas de madeira sejam reversíveis e sejam catalogadas as espécies utilizadas no caso de reforço ou substituição de peças. De forma geral faz-se importante seguir uma metodologia de análise, registro, inspeção, diagnóstico e estudo minucioso, caso-a-caso das possíveis intervenções nas coberturas antigas.

O Conselho Internacional de Monumentos e Sítios (ICOMOS) apresenta três documentos específicos relacionados a metodologias de conservação e restauro específicos da madeira, Quadro 1.

Quadro 1 – Resumo das recomendações de intervenção em estruturas de madeira

Recomendações dos documentos ICOMOS para estruturas em madeira
1. Importância do registro e documentação; 2. Importância do diagnóstico e da inspeção; 3. Substituição com madeira igual ou de melhor qualidade-durabilidade 4. Técnicas contemporâneas devem ser utilizadas com o máximo cuidado e comprovação de durabilidade; 5. Controle de substâncias químicas preservantes com uso benéfico e eficaz; 6. Importância da manutenção e monitorização de estruturas; 7. Identificação botânica e avaliação estrutural; 8. Possibilidade de desmontagem e remontagem; 9. Avaliação de nós e da estabilidade lateral; 10. Caráter didático.
Princípios dos documentos ICOMOS para estruturas em madeira
I. Autenticidade; II. Preferência ao emprego de técnicas tradicionais; III. Distinção harmoniosa com marcação de peças novas; IV. Reversibilidade; V. Intervenção mínima; VI. Compatibilização.

Fonte: Os autores

A atividade de Conservação e Restauração é pensada, planejada, desenvolvida e implantada para atender à necessidade de preservar a matéria e a memória daquelas obras que possuem importância histórica, artística e cultural. Os objetivos das medidas de “intervenção indireta em uma obra consistem em aumentar sua vida útil, diminuir a velocidade de envelhecimento, diminuir riscos, manter características originais e manter condições físicas e funcionais”, [2]. Para que estas medidas sejam eficazes isso dependerá do conhecimento das características da obra desde sua criação até a intervenção, do seu do entorno, das causas que produzem sua patologia e dos materiais e meios técnicos idôneos que evitam sua alteração.

Toda e qualquer intervenção para conservação ou requalificação em coberturas de edificações antigas deve começar pela análise do estado de conservação do madeiramento do telhado. O ideal é que sejam usadas técnicas não destrutivas e pouco intrusivas, de forma a não causar ou agravar danos à estrutura O uso deste tipo de técnica não-destrutiva que abrange, entre outros, o uso de termografia é relativamente novo e pouco usado, seja pelo alto custo dos equipamentos de análise ou por sua dificuldade de aplicação prática. Na construção civil esta técnica tem sido empregada para a detecção de vazamentos, inspeção térmica de entorno de novas obras e testes térmicos para conservação de edificações. A proposta é utilizar a técnica para mapear patologias em madeiras, promovendo um novo uso para a termografia no patrimônio edificado e gerando uma forma de diagnóstico de patologias pouco intrusivo e confiável.

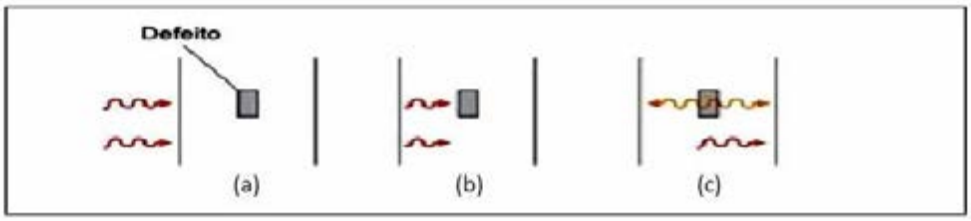
A maioria das patologias dos materiais e componentes presentes nas edificações está associada à temperatura, assim a medição desta poderá auxiliar na compreensão dos fenômenos que estão na origem das anomalias. A termografia tem como principais vantagens a detecção de objetos não visíveis, não precisa de contato físico, ensaio em tempo real, larga escala e é uma técnica não destrutiva [3]. Além disso, não requer um realojamento temporário dos residentes, possui apresentação visual ilustrativa dos resultados e confirma os pontos de falha e as vias de migração da umidade. Como desvantagem tem-se que o método detecta apenas diferencial de temperatura na superfície, não é possível penetrar nas paredes e não detecta danos abaixo da superfície [4].

No Brasil, CORTIZO [5], realizou trabalho pioneiro produzindo uma tese em que abordava o uso da termografia no diagnóstico de patologias no patrimônio histórico. No mundo alguns trabalhos relevantes realizados utilizando a termografia foram de CARLOMAGNO e MEOLA [6], CLARK *et al* [7], DORREGO *et al* [8], GRINZATO *et al* [9, 10, 11, 12, 13], MALDAGUE [14, 15], ROSINA *e* GRINZATO [16], entre outros. Esses trabalhos analisaram o uso de termografia como ferramenta de diagnóstico de patologias ocultas em edificações. CAVALIN *et al* [17], LEMASTER [18], LO e CHOI [19] e MEINLSCHMIDT [20], estudaram a utilização de termografia para a detecção de problemas em madeiras.

A técnica de termografia consiste no imageamento por escalas de cores da percepção da temperatura superficial de um corpo, uma vez que todo corpo com temperatura acima do Zero Absoluto emite radiação térmica. Por meio desse imageamento é possível detectar alterações de temperatura que indicam possíveis problemas patológicos. É importante ressaltar que a termografia enquanto ensaio não destrutivo não determina a patologia que acomete a estrutura, mas apenas indicia uma manifestação patológica oculta através do contraste térmico entre as diferentes partes da estrutura.

Em seu trabalho Maldague [15] apresentou duas técnicas para o método não destrutivo de imageamento termal: passiva e ativa. Técnica Passiva é aquela na qual os materiais já contém armazenamento interno de energia térmica ou são estimulados por uma fonte natural de calor (energia solar). Técnica Ativa é aquela que envolve o aquecimento ou resfriamento dos materiais para causar o fluxo de calor e o gradiente térmico necessário. A termografia passiva tem mais o caráter qualitativo, pois apresenta indicativos de anormalidades, enquanto o processo de excitação térmica tende a um caráter de resultados quantitativos, pela possibilidade de mensurar e controlar os eventos (fonte, tempo, intensidade e distância).

Os corpos emitem ou absorvem radiações eletromagnéticas por meio da agitação interna da matéria. Quando uma radiação incide sobre os corpos reais, uma parcela é absorvida e o restante é refletido ou transmitido [3]. Os equipamentos de termografia captam esta radiação infravermelha, transformam-na em sinais elétricos e geram uma imagem térmica (termograma) do corpo apresentando cores diferentes para temperaturas diferentes. É possível visualizar como é a propagação do calor no interior do corpo quando este apresenta um defeito, [21], Figura 1.



(a) um impulso de energia é aplicado à superfície; (b) o pulso de calor viaja dentro do material e encontra um defeito; (c) o defeito reflete parcialmente e transmite parcialmente o pulso. Fonte: HOLST, [21]

Figura 1: Propagação idealizada de um único pulso de calor em um material.

3. METODOLOGIA

A falta de utilização de métodos rápidos e eficazes para detectar e quantificar deteriorações em madeira é um dos fatores que retardam o prognóstico em estruturas. A chave para o sucesso desses métodos seria a análise das características mensuráveis de uma deterioração e suas relações com a resistência do material [22]. Para a avaliação do uso da termografia como método não destrutivo de determinação de patologias em madeiras, aplicou-se neste trabalho uma metodologia de análise dividida em 3 (três) etapas. Cada uma das etapas forneceu dados para as etapas subsequentes. Inicialmente foram realizados testes em laboratório, com controle de variáveis e utilizando madeiras degradadas reproduzindo a condição de uma estrutura real, avaliando os dados do ensaio. Na sequência realizou-se um experimento em campo, em uma cobertura madeira do final do século XIX com indícios de danos e patologias. Esse experimento em campo teve como objetivo verificar qualitativamente a possibilidade de utilização do imageamento termográfico como técnica de inspeção e diagnóstico de estruturas.

As etapas metodológicas foram assim divididas:

1. Determinação da emissividade da madeira a ser analisada;
2. Excitação térmica da madeira utilizando fonte de calor;
3. Realização do imageamento termográfico.

O método adotado para a determinação da emissividade foi o método do corpo negro, indicado para determinação em objetos com temperaturas inferiores a 260ºC. Ele consistiu em colar uma fita isolante sobre uma parte da superfície do objeto; a área ocupada pela fita devia preencher o campo de visão do equipamento. Foi assumida a premissa de que a temperatura da fita era igual à temperatura da superfície do objeto. Mediu-se a temperatura da fita utilizando uma emissividade de 0,95. Posteriormente, após 15 minutos, mediu-se a temperatura da área adjacente ao objeto e foi ajustada a emissividade até obter-se a mesma temperatura. Esta foi a emissividade admitida para o material [3].

Para fins de realização do experimento foi necessária a utilização de uma fonte contínua de calor, capaz de ser transportada e de fácil manuseio. Após alguns testes com fontes irradiantes de calor, optou-se pela utilização de um refletor com lâmpada halógena de 500W. Com a utilização de um conector para tomadas, o refletor apresentou-se portátil, leve, de fácil manuseio e capaz de irradiar calor, chegando à temperatura de aproximadamente 250°C em sua superfície. Para a realização dos experimentos, a fonte de calor deveria ficar atrás da amostra a ser irradiada, de forma que o calor penetrasse na amostra, perpassasse seus defeitos internos e rebatesse essas alterações da onda de calor na superfície a ser imageada, conforme Figura 2.

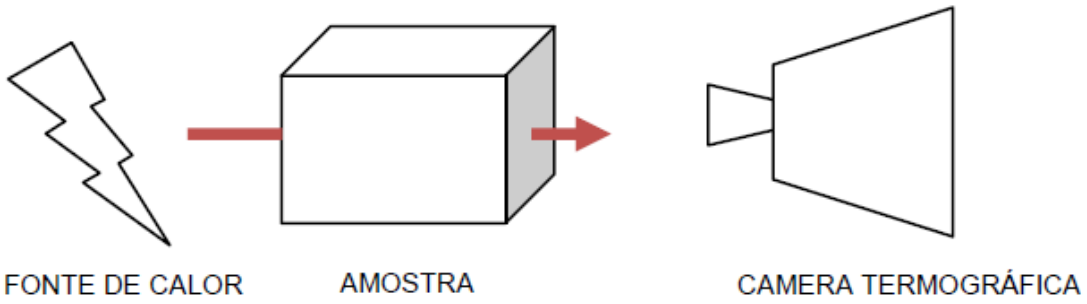


Figura 2: Esquema ilustrativo da disposição da fonte de calor.
Fonte: Os autores

Para a realização do imageamento termográfico foi necessária a determinação de 3 (três) variáveis a fim de se garantir a correta configuração do equipamento:

1. Emissividade do material;
2. Temperatura ambiente;
3. Umidade relativa do ar.

A determinação da emissividade consistiu no primeiro passo desta metodologia. A determinação da temperatura ambiente e da umidade relativa do ar foi realizada utilizando um termo-higrômetro. Uma vez determinadas essas três variáveis foi possível configurar-las na câmera termográfica a fim de se obter termogramas corretos.

O equipamento utilizado nos ensaios foi uma câmera termográfica, FLIR T460, como mostrada na Figura 3. Para a sua utilização é necessário inserir a emissividade do objeto, a temperatura ambiente e a distância até o objeto. A câmera termográfica capta os raios infravermelhos e, utilizando os valores de entrada, dá como resposta a temperatura superficial. Ela opera em uma faixa de temperatura que varia entre -20°C e 1200°C. A câmera termográfica então gera imagens que apresentam as temperaturas superficiais por meio de cores. O aparelho possui uma mira laser, para identificar o ponto do objeto que está sendo analisado. Para a emissividade (E) das madeiras utilizadas no ensaio foi adotado o valor de 0,80.

Figura 3: Câmera termográfica FLIR T460.
Fonte: Os autores

O procedimento experimental consistiu no pré-aquecimento das amostras durante o tempo determinado de 30 minutos e, em sequência, seu imageamento termográfico. A partir do contraste de temperaturas expressos nos termogramas foi possível detectar pontos de possíveis patologias das peças.

Foram realizados dois ensaios, um em laboratório e um em campo, utilizando madeiras antigas. Em laboratório foi utilizada uma amostra de madeira antiga, obtida de uma viga retirada de uma obra de reforma de assoalho de uma edificação histórica. A amostra encontrava-se bastante deteriorada.

No ensaio de campo foi escolhido um telhado de edificação datada do final do século XIX. A Figura 4 apresenta os dois objetos de estudo.

Figura 4: Amostra de madeira e telhado antigo.
Fonte: Os autores

A leitura dos termogramas se deu por meio dos dados expostos nas imagens. Todos os dados foram obtidos por leitura dos equipamentos. Os termogramas disponibilizaram informações sobre a temperatura nos locais selecionados e apresentaram a imagem visual da distribuição da temperatura nas ligações. Pôde-se obter uma leitura da distribuição comparando as cores da imagem com as cores da escala térmica do termograma. Nos termogramas foram assinalados com números os pontos de alteração de temperatura que indicavam possíveis locais de patologia.

4. RESULTADOS

A análise dos termogramas utilizou como princípio a diferença de temperaturas na superfície para assinalar possíveis patologias internas da madeira. Os locais mais quentes na superfície indicaram áreas com algum tipo de patologia interna, enquanto os mais frios ou com temperatura mais homogênea representaram áreas onde não houve perda de material interna na madeira. Isso pode ser explicado pelos mecanismos de transmissão de calor. Sendo aquecida homogeneamente durante o mesmo período de exposição a uma fonte de calor, a madeira íntegra, sem falhas, apresenta aumento de temperatura homogêneo em toda superfície. Do contrário, a heterogeneidade do aquecimento, aponta a existência de áreas de pontes térmicas. Essas são provocadas por alteração de seção, existência de materiais com maior capacidade de condutividade térmica ou algum motivo oculto. De forma geral essas pontes térmicas aumentam a velocidade do aquecimento da superfície a ela conectada, deixando mais quentes as áreas com menos material, vazias preenchidas por ar ou água. Esses pontos mais quentes da superfície, portanto determinam áreas sob ação de agentes patológicos [21]. Na construção civil, uma variação de temperatura de 1°C até 2°C é geralmente um indicativo ou uma suspeição de existência de problemas. A partir de 4°C pode-se afirmar a existência de anormalidade no corpo [15].

As análises apresentadas foram qualitativas e visuais, tendo como dado quantitativo a diferença de temperatura. As análises prezaram por identificar áreas de possíveis patologias e observar o comportamento geral da madeira no experimento. Na Figura 5 são mostradas a amostra e o termograma gerado no ensaio em laboratório.

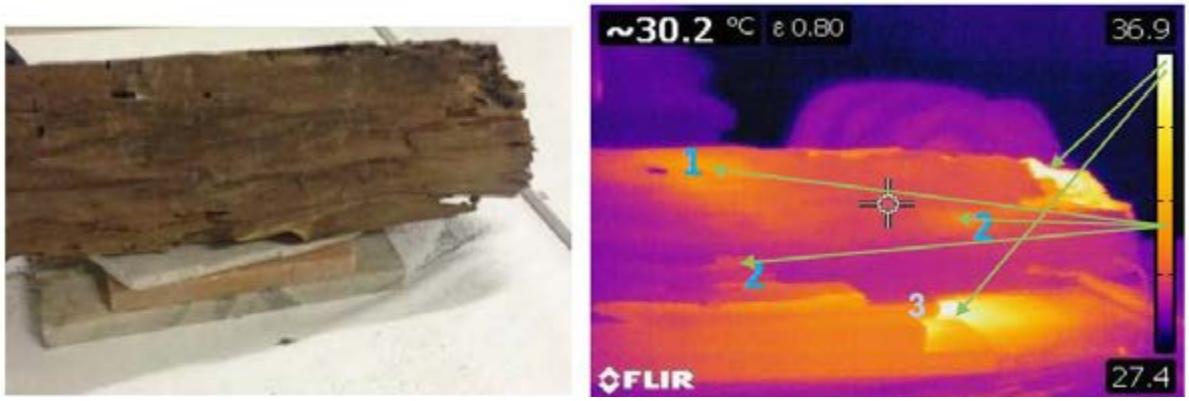


Figura 5: Amostra e Termograma.
Fonte: Os autores

A amplitude térmica do termograma foi de cerca de 9,5°C. Os intervalos de temperatura assinalados na escala termal estavam a cada 2,375°C. As setas relacionavam as regiões com heterogeneidade de temperatura do termograma na escala termal, que foram numeradas para análise. As áreas 1 e 2 apresentaram diferença de temperatura superior a 2ºC em relação à temperatura da amostra (30,2°C na área do alvo), de acordo com sua localização na escala termal. A área 3 encontrava-se na região da escala termal com diferença de temperatura cima de 4°C em relação à temperatura da amostra.

A área 1 indicou a parte da amostra com maior perda de material por ataque xilófago. Observou-se que ela possuia temperatura mais elevada que das áreas circundantes. As áreas indicadas com o número **2** apresentavam locais onde é possível presumir que houve perda de material por degradação da madeira. Essas áreas possuíam temperaturas superiores ao restante da peça. A área indicada com o número **3** indicava a superfície da mesa sob a amostra que foi aquecida por condução, por meio da fonte de calor.

No estudo de campo, Figura 6, é apresentado o resultado da análise da ligação banzo superior-pontalete, da tesoura do telhado.

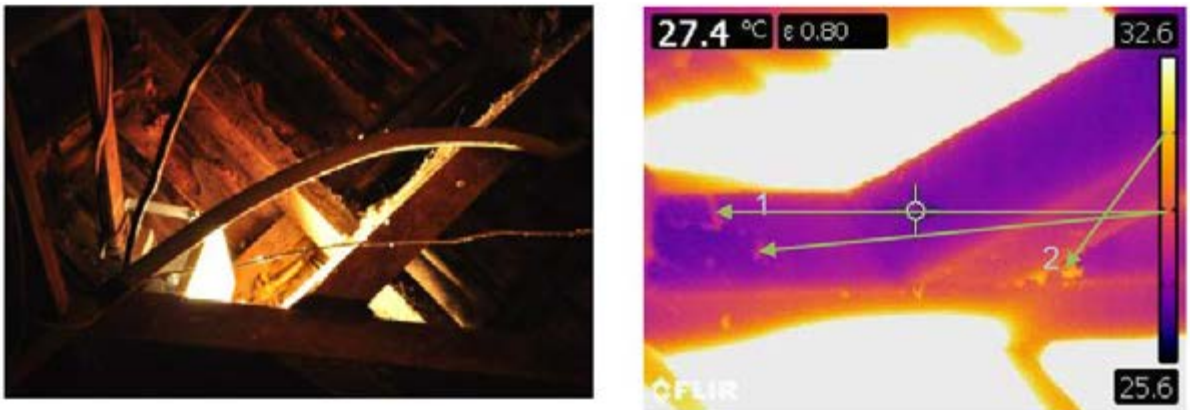


Figura 6: Ligação banzo superior-pontalete e termograma.
Fonte: Os autores

A amplitude térmica do termograma foi de cerca de 7°C. Os intervalos de temperatura assinalados na escala termal estavam a cada 1,75°C. As setas relacionavam as regiões com heterogeneidade de temperatura do termograma na escala termal e foram numeradas para análise. A área 1 apresentava diferença de temperatura superior a 2ºC em relação à temperatura da amostra (27,4°C na área do

alvo), de acordo com sua localização na escala termal. A área 2 encontrava-se na região da escala termal com diferença de temperatura cima de 4°C em relação à temperatura da amostra.

A área 1 indicava aquecimentos pontuais na superfície da ligação. Esses pontos de aquecimento indicavam áreas propensas a manifestações patológicas no interior da peça estrutural. A Área 2 apresentava aquecimento muito superior às demais. Esse aquecimento foi indicativo de possível patologia interna na área de ligação estrutural analisada.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho de pesquisa experimental visou obter informação relevante para a aplicação da termografia como ensaio não destrutivo na avaliação de patologias em madeiras antigas. Os resultados obtidos nos ensaios demonstraram a viabilidade da utilização da técnica para testes de estruturas antigas de madeira *in loco* visando diagnosticar seu estado de conservação. Ao analisar a eficiência do uso da termografia na identificação de manifestações patológicas em madeiras percebeu-se que a câmera termográfica detectou alteração da temperatura superficial, indicando locais com possíveis patologias superficiais.

A utilização do ensaio de termografia por técnica ativa, como técnica não destrutiva para diagnóstico de patologias ocultas em madeiras antigas, demonstrou-se eficaz provendo dados para uma análise preliminar do estado de conservação das ligações e da integridade do interior das madeiras. O ensaio demonstrou ser uma alternativa viável para análises não-intrusivas, identificando áreas que apresentavam maior possibilidade de ocorrência de patologias ocultas no interior das peças estruturais da ligação. Destaca-se que o ensaio não diagnostica a patologia, mas a possível manifestação oculta, trazendo dados da possível integridade da madeira.

Em ambos os casos o desenvolvimento dos experimentos teve resultados que demonstraram um potencial real de aplicação da termografia na inspeção e diagnóstico do estado de conservação das estruturas. É importante ressaltar que essa aplicação, no caso desta pesquisa, limitou-se a seu aspecto qualitativo – sua capacidade de gerar indícios de ataques patológicos na estrutura por meio do contraste de temperatura, onde áreas mais quentes, com diferenças de temperatura superior a 2°C, indicaram locais de possíveis manifestações de patologias.

A execução dos ensaios também apresentou uma série de fatores a serem observados no momento da aplicação da termografia como ferramenta de diagnóstico. Os fatores mais relevantes recaem sobre o acesso às áreas de análise. A metodologia requer que a área de análise seja acessível, para a montagem da fonte de irradiação de calor próxima da estrutura e a obtenção dos termogramas a uma distância inferior a 2 metros de distância do local analisado. Portanto, é importante o estudo do local do experimento a fim de verificar essa condicionante. Outro ponto importante é o monitoramento do aquecimento da madeira. Tratando-se de madeiras antigas e um refletor que aquece a 250°C é importante o controle para evitar superaquecimento da área irradiada, que pode levar à combustão da peça analisada.

Outros fatores importantes que são variáveis que devem ser determinadas antes do início do ensaio são:

a) Condições térmicas do local, antes e durante o ensaio (temperatura do ambiente e umidade relativa do ar);

b) Emissividade aferida por meio do método do corpo negro.

A termografia aplicada às ligações em coberturas antigas de madeira constituiu um ensaio não destrutivo eficaz e bastante rápido. Além disso, permitiu a realização de ensaios em tempo real, possibilitou a detecção de possíveis locais falhas internas na estrutura e pôde ser aplicada na edificação em funcionamento. Recomenda-se que a termografia seja utilizada como diagnóstico preliminar. Para o aprofundamento na identificação das patologias é necessário a realização de ensaios intrusivos como resistografia, tomografia por percussão para analises mais específicas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq, à CAPES e à FAPEMIG pelo apoio na pesquisa desenvolvida.

REFERÊNCIAS

[1] GONZAGA, L. A. 'Madeira: Uso e Conservação. Cadernos Técnicos do Programa Monumenta'. Programa Monumenta (2005).
[2] BRITO, M. 'Alternativas para a revalorização de centros urbanos: de Olinda a Barcelona como referências para uma estratégia de intervenção urbana' (1995).
[3] BARREIRA, E. S. B. M. 'Aplicação da termografia ao estudo do comportamento higrotérmico dos edifícios'. Dissertação (Mestrado em Construção de Edifícios) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto (2004).
[4] FLIR. 'Manual do utilizador'. São Paulo (2009).
[5] CORTIZO, E. C. 'Avaliação da técnica de termografia infravermelha para identificação de estruturas ocultas e diagnostico de anomalias em edificações: ênfase em edificações do patrimônio histórico'. UFMG (2007)
[6] CARLOMAGNO, G. M., MEOLA, C. 'Infrared thermography in the restoration of cultural properties'. CONFERENCE 4360 THERMOSENSE XXIII (2001)
[7] CLARK, M. *et al*. 'Application of infrared thermography to the non-desctructive testing of concrete and masonry bridges'. NDT&E International, London, v. 36, p. 265-275 (2003).
[8] DORREGO, J. *et al*. 'Damage detection and localization of reinforcement elements in historic buildings with infrared thermography'. ADVANCES in concrete structure. RILEM (2003).
[9] GRINZATO, E. *et al*. 'Monitoring of ancient buildings by thermal method'. Journal of Cultural Heritage, [S.l.], n. 3, p. 21-29 (2002).
[10] GRINZATO, E. *et al*. 'Capturing the building history by quantitative IR thermography'. INTERNACIONAL CONGRESS ON SCIENCE AND TECHNOLOGY FOR THE SAFEGUARD OF CULTURAL HERITAGE IN THE MEDITERRANEAN BASIN, 3rd., Hàlcalà de Henares (Spain) (2001).
[11] GRINZATO, E. *et al*. 'Monitoring of the Scrovegni Chapel by IR thermography: Giotto at infrared'. Infrared Physics & Technology, Exeter (GB), v. 43, p. 165-169 (2002).
[12] GRINZATO, E. *et al*. 'NDE of frescoes by infrared thermography and lateral heating'. EUROTHERM SEMINAR, 60. QIRT 98, Lodz (Poland), p.64-67 (1998).
[13] GRINZATO, E. *et al*. 'Non-destructive testing of wooden painting by IR thermography'. ECNDT, 8th, Barcelona (2002).
[14] MALDAGUE, X. 'Applications of infrared thermography in non destructive evaluation'. TRENDS in optical nondestructive testing (invited chapter). [S.l.]: Pramod Rastogi, p. 591-609 (2001).
[15] MALDAGUE, X. 'Infrared and Thermal testing: Nondestructive testing handbook'. 3th ed, Columbus, OH: Patrick O. Moore (2001).
[16] ROSINA, E.; GRINZATO, E. 'Infrared and thermal testing for conservation of historic building'. MOORE, Patrick O. (Ed.). Infrared and thermal testing. 3rd ed. Columbus (OH): American Society for Nondestructive Testing, Chapter 18, part.5 (2001).
[17] CAVALIN, P. *et al* 'Wood defect detection using grayscale images and an optimized feature set'. Proceedings of the 2006 IEEE Industrial Electronics Conference, Singapore, 3408–3412 (2006).
[18] LEMASTER R. L.: 'The use of advanced lighting techniques to detect localized and biological surface defecs in wood'. Proceedings of the 18th International Wood Machining Seminar, Vancouver, Canada, 257–267 (2007).
[19] LO T.Y., CHOI, K.T.W. 'Building defects diagnosis by infrared thermography'. Struct Surv 22, 259–263 (2004).
[20] MEINLSCHMIDT, P.: 'Thermographic detection of defects in wood and wood-based materials1. 14th International Symposium of Nondestructive Testing of Wood, Hannover, Germany (2006).
[21] HOLST, G. C. 'Common Sense approach to thermal imaging'. Winter Park (FL): JCD Publishing, (2000).
[22] RÅBERG, U. *et al*. 'Early soft rot colonization of Scots sapwood pine in above-ground exposure'. International Biodeterioration & Biodegradation, Birmingham, v.63, n.2, p.236-240, (2007).

Índice de autores

Nombres y Apellidos	Artículo	Página
Nora Abbiati	T3-26	192
Gustavo A. Acuña	T6-04	493
Luis Acuña Rello	T3-13	104
Luis Acuña Rello	T6-38	731
Sergio C. Alarcon	T3-24	172
Paula V. Alfieri	T9-03	1011
Felipe F. Almeida	T6-19	601
Victor Almeida de Araujo	T7-01	781
Victor Almeida de Araujo	T7-09	853
Rafaele Almeida Munis	T3-17	121
R. C. Alves	T3-31	221
Antônio Alves Dias	T3-03	51
Antônio Alves Dias	T3-15	115
Antônio Alves Dias	T4-01	258
Agostina Amilivia	T8-05	971
Sílvia T. A. Amorim	T4-27	429
Adrianna Amorim de Sousa Pinto	T8-11	989
Maria J. de Andrade Casimirio Miranda	T6-42	756
Jairo R. de Andrade Junior	T3-03	51
Gisele Cristina Antunes Martins	T6-23	627
Pablo H. G. Araujo	T4-20	389
Francisco Arriaga Martitegui	T9-13	1060
Patricio Arrien	T3-20	144
Manfred Auer	T3-27	202
André Simões Ballarin	T3-01	28
J. A. Balmori	T6-38	731
Vanesa Baño	T3-12	95
Vanesa Baño	T4-06	307
Vanesa Baño	T4-24	408

Vanesa Baño	T7-23	941
Andre R. Barbosa	T6-15	571
Ricardo D. Bassotti	T3-10	84
Ricardo D. Bassotti	T6-40	743
L. A. Basterra	T6-38	731
Cristian O. Bay	T3-10	84
Cristian O. Bay	T6-40	743
Wieland Becker	T6-25	635
Facundo J. Bellomo	T6-43	768
Franco P. Benedetti	T3-24	172
Franco P. Benedetti	T6-11	535
João C. Biazzon	T3-17	121
Ignacio Bobadilla Maldonado	T9-13	1060
Thiago L. Boll	T6-19	601
C. Bonus	T7-19	903
Isabella Bortoloto Joviano Santos	T7-08	841
Cleide B. Bourscheid	T4-12	360
Cleide B. Bourscheid	T9-08	1041
Matheus I. Brandão	T4-26	421
Sergio Brazolin	T6-42	756
Cynara F. Bremer	T9-16	1090
Aline F. de Brito	T3-06	61
Aline F. de Brito	T8-02	961
Aline F. de Brito	T8-03	966
Cecilia D. Bustos	T6-12	547
Perla de C. Lima	T3-15	115
José L. Caamaño González	T7-18	895
Gonzalo Caballé	T1-02	12
Gonzalo Caballé	T1-03	19
Gonzalo Caballé	T3-34	250
J. C. Cabrero	T4-07	317
Paulo B. Cachim	T6-08	525

Matías Cagno	T3-12	95
Alfredo Calí	T9-05	1029
Carlito Calil Junior	T3-01	28
Carlito Calil Junior	T3-15	115
Carlito Calil Junior	T4-14	367
Carlito Calil Junior	T4-17	376
Carlito Calil Junior	T6-06	504
Carlito Calil Junior	T6-23	627
Carlito Calil Junior	T7-05	813
Carlito Calil Junior	T7-14	879
Carlito Calil Junior	T9-04	1016
Fred W. Calonego	T3-06	61
Fred W. Calonego	T8-02	961
Fred W. Calonego	T8-03	966
Luis Diego Camacho Cornejo	T3-25	183
Felipe R. Camargo	T4-21	400
Larissa Camilo e Silva	T9-15	1078
Cristiane Inácio de Campos	T4-09	334
Cristiane Inácio de Campos	T4-19	383
Cristiane Inácio de Campos	T4-20	389
Cristiane Inácio de Campos	T4-25	415
Weslley Candido de Oliveira	T8-11	989
Sebastián I. Cárcamo Chávez	T7-16	889
Sebastián I. Cárcamo Chávez	T7-18	895
Andrea Cardoso	T3-28	213
Andrea Cardoso	T4-24	408
Tatiana Carlin	T6-26	645
Tatiana Carlin	T6-35	699
Jorge Carvalho Martins	T3-17	121
M. Castillo	T7-06	825
Igor Castoldi	T4-26	421
André L. Christoforo	T7-01	781

Allan A. Cid Olivares	T7-16	889
Allan A. Cid Olivares	T7-18	895
Bárbara Luísa Corradi	T8-11	989
María V. Correa	T9-03	1011
Juliana Cortez Barbosa	T4-08	327
Juliana Cortez Barbosa	T4-10	341
Juliana Cortez Barbosa	T7-01	781
Juliana Cortez Barbosa	T7-09	853
Nicolas Cortizo	T6-40	743
Silvia Cortizo	T1-01	2
Silvia Cortizo	T3-26	192
Jessica S. da Costa	T3-23	165
Aylson Costa de Oliveira	T8-11	989
Jorge Crempien	T6-04	493
Marcelo Cruz	T6-43	768
Alexsandro B. da Cunha	T4-12	360
Peter A. Dechent	T6-04	493
Alfredo M. P. G. Dias	T6-37	723
Poliana Dias de Moraes	T9-05	1029
Ramón Díaz	T6-13	559
Andrés Dieste	T8-05	971
James D. Dolan	T6-04	493
Bruno F. Donadon	T6-36	711
Yasmin Dotta Damha Santiago	T7-14	879
Graciela N. Doz	T6-30	677
Leandro Dussarrat Brito	T7-05	813
Leandro Dussarrat Brito	T7-08	841
Leandro Dussarrat Brito	T9-04	1016
Gilda E. Espinoza	T6-11	535
Miguel Esteban Herrero	T9-13	1060
Miguel Esteban Herrero	T9-14	1071
Pamela Y. Fank	T3-08	67

Anderson D. da Fé	T3-17	121
João Vítor Felippe Silva	T4-09	334
João Vítor Felippe Silva	T4-19	383
João Vítor Felippe Silva	T4-25	415
Maria Fernanda Felippe Silva	T4-09	334
Bruna Fernandes de Oliveira	T7-14	879
O. Fernández	T7-06	825
Miguel C. Fernandez-Cabo	T9-14	1071
Aurélio M. S. Ferrari	T4-11	352
Fabiane S. Ferro	T4-17	376
Cézar A. Figueredo	T9-16	1090
María C. Filippetti	T3-13	104
María C. Filippetti	T3-19	133
Daniele Filippini	T6-19	601
Rosemarie Garay	T7-06	825
José Nivaldo Garcia	T3-33	238
José Nivaldo Garcia	T4-30	436
José Nivaldo Garcia	T7-01	781
Maristela Gava	T4-08	327
Maristela Gava	T4-10	341
Maristela Gava	T4-20	389
Maristela Gava	T4-21	400
Maristela Gava	T7-01	781
Felipe Genovese	T3-10	84
Felipe Genovese	T6-40	743
Gian Carlo Giuliano	T6-04	493
Daniel Godoy	T4-06	307
Daniel Godoy	T4-24	408
Daniel Godoy	T7-23	941
Matheus de Godoy Tavares	T6-20	607
Matheus de Godoy Tavares	T6-26	645
Decio Gonçalves	T7-02	791

Decio Gonçalves	T7-14	879
Raquel Gonçalves	T3-34	250
Juan M. González	T3-12	95
Paulina González	T6-16	582
José Manuel Grau	T3-09	78
Manuel Guaita	T3-34	250
Manuel Guaita	T6-13	559
Manuel Guaita	T6-22	619
Manuel Guaita	T6-29	668
Alfredo A. Guillaumet	T3-13	104
Alfredo A. Guillaumet	T3-19	133
Alfredo A. Guillaumet	T3-20	144
Haddan Willian Guimarães	T6-20	607
Pablo Guindos	T3-02	39
Pablo Guindos	T3-27	202
Pablo Guindos	T6-01	462
Pablo Guindos	T6-02	472
Pablo Guindos	T6-03	483
Carlos M. Gutiérrez Aguilar	T7-09	853
Ricardo Hempel	T4-05	297
Eva Hermoso	T3-09	78
Eva Hermoso	T4-07	317
Klaus Holschemacher	T9-10	1052
Ming C. Hsu	T4-26	421
Felipe H. Icimoto	T4-17	376
Guillermo Íñiguez González	T9-13	1060
Francisco Javier Izard Taillefer	T9-13	1060
Alan F. Jara	T6-12	547
Andrea Salomé Jaramillo Benavides	T7-04	802
B. Kasal	T6-02	472
B. Kasal	T6-03	483
H. Kieslich	T9-10	1052

Manja Kitek Kuzman	T7-11	860
Torsten Kolb	T6-01	462
Michal Kowalczyk	T3-27	202
D. Lachance	T7-19	903
Paul F. Laleicke	T6-15	571
Hernando Alfonso Lara Palma	T4-02	269
Hernando Alfonso Lara Palma	T4-03	279
Hernando Alfonso Lara Palma	T4-04	287
Antonio José Lara-Bocanegra	T6-22	619
Antonio José Lara-Bocanegra	T6-29	668
Francisco J. Lario Leza	T1-03	19
Francisco J. Lario Leza	T3-34	250
Christine Laroca	T7-12	867
Jonas Leimke	T6-02	472
Jonas Leimke	T6-03	483
Thaisa M. Leite	T7-20	918
Lisiane Ilha Librelotto	T7-04	802
Alexandra Lima Demenighi	T7-04	802
J. Lizarazo-Marriaga	T5-01	447
Julia Lobo Ribeiro	T7-08	841
José L. Lopez	T6-11	535
Emilio Luengo	T4-07	317
Patricia Luna	T5-01	447
Maria Beatriz Macedo Simon Sola	T4-09	334
Maria Beatriz Macedo Simon Sola	T4-19	383
Marcos Vínicius Madruga	T4-03	279
Bruna B. Maia	T6-18	589
Almudena Majano-Majano	T6-22	619
Almudena Majano-Majano	T6-29	668
Roberto D. Manavella	T3-13	104
Roberto D. Manavella	T3-20	144
Rafael Mansini	T3-34	250

J. N. R. Mantilla	T3-32	230
J. N. R. Mantilla	T4-27	429
J. N. R. Mantilla	T5-08	453
Edgar V. Mantilla Carrasco	T3-31	221
Edgar V. Mantilla Carrasco	T3-32	230
Edgar V. Mantilla Carrasco	T4-27	429
Edgar V. Mantilla Carrasco	T5-08	453
Edgar V. Mantilla Carrasco	T9-15	1078
Edgar V. Mantilla Carrasco	T9-16	1090
João Theodoro do Marco	T4-04	287
Ricardo Marino	T3-21	156
A. Mariño	T5-01	447
Elen A. Martines Morales	T3-17	121
Elen A. Martines Morales	T4-08	327
Elen A. Martines Morales	T4-10	341
Elen A. Martines Morales	T7-01	781
Jorge Martínez	T8-05	971
Alejandro Martinez Meier	T1-02	12
Leandro Laurentis Martins de Oliveira	T8-11	989
Nilson T. Mascia	T6-36	711
Ciro Mastrandrea	T7-19	903
José M. Matamala	T6-04	493
Luana C. Mattos Arêas	T7-02	791
Luana C. Mattos Arêas	T7-14	879
Carlos Mazzey	T7-23	941
Esther Merlo	T1-02	12
Esther Merlo	T1-03	19
Esther Merlo	T3-34	250
Julio C. Molina	T6-06	504
Julio C. Molina	T7-01	781
Victor Mondino	T1-02	12
María S. Monteverde	T1-01	2

María S. Monteverde	T3-26	192
Lino Mora Vicarioli	T3-25	183
Marcos Cesar de Moraes Pereira	T4-14	367
Esteban Morales	T3-21	156
Telmo Morgado	T6-07	516
L. Morillas	T6-38	731
Cesar Alí Mossre	T3-19	133
Cesar Alí Mossre	T3-20	144
Laura Moya	T3-12	95
Laura Moya	T3-28	213
Laura Moya	T4-24	408
Laura Moya	T7-23	941
Liz G. Nallim	T6-43	768
Djanira R. Negrão	T8-02	961
João H. Negrão	T6-07	516
João H. Negrão	T6-25	635
João H. Negrão	T9-01	999
Vitor A. Neves Silva	T3-17	121
Jorge L. Nunes de Góes	T6-18	589
Jorge L. Nunes de Góes	T6-20	607
Jorge L. Nunes de Góes	T6-26	645
Jorge L. Nunes de Góes	T6-27	657
Jorge L. Nunes de Góes	T6-33	688
Jorge L. Nunes de Góes	T6-35	699
Hugo O´Neill	T3-12	95
Hugo O´Neill	T3-28	213
Hugo O´Neill	T4-24	408
A. L. C. Oliveira	T3-32	230
Carolina A. B. Oliveira	T4-08	327
Carolina A. B. Oliveira	T4-10	341
Gabriel P. Oliveira	T4-20	389
Karina A. Oliveira	T4-08	327

Karina A. Oliveira	T4-10	341
Carlos A. Oliveira de Matos	T3-18	127
Cassiano Oliveira de Souza	T6-42	756
Alexander I. Opazo	T3-24	172
Alexander I. Opazo	T6-11	535
Alexander I. Opazo	T6-12	547
Juan Ortiz	T6-22	619
Elisa Otero	T6-13	559
Candida Pasini Pizzoni	T8-08	977
Apurva Patel	T6-01	462
Mauri Pedroso de Lima Jr.	T3-17	121
Bruno P. Pellis	T4-11	352
Melany M. A. Pelozzi	T3-06	61
Melany M. A. Pelozzi	T8-02	961
E. Penner	T7-12	867
Ana Caroline M. Pereira	T3-23	165
Natália B. Pereira	T7-21	929
Samara P. Pereira	T6-30	677
Eduardo A. Pérez	T6-16	582
Carolina Pérez Gomar	T4-24	408
Juan Perlas	T3-12	95
Alfredo Petrauski	T4-26	421
Alfredo Petrauski	T6-19	601
Sandra M. F. C. Petrauski	T4-26	421
Sandra M. F. C. Petrauski	T6-19	601
Raphael J. B. Pigozzo	T6-42	756
André Pina de Mesquita	T7-02	791
Tiago Pires	T6-07	516
Juan Carlos Piter	T3-08	67
Juan Carlos Piter	T3-13	104
Juan Carlos Piter	T7-19	903
Paulo Roberto Pizzini	T6-26	645

Paulo Roberto Pizzini	T6-35	699
V. T. Pizzol	T3-31	221
César Polanco Tapia	T3-33	238
César Polanco Tapia	T4-30	436
T. Polocoser	T6-02	472
T. Polocoser	T6-03	483
Rocío Ramos	T3-08	67
Rocío Ramos	T7-19	903
Rubén Regueira	T6-13	559
Mariapaola Riggio	T6-15	571
M. Rivas	T5-01	447
Francisco A. Rocco Lahr	T7-01	781
Francisco A. Rocco Lahr	T7-02	791
Paula L. M. Rodrigues	T3-06	61
Paula L. M. Rodrigues	T8-02	961
Paula L. M. Rodrigues	T8-03	966
Gonzalo Rodríguez	T7-16	889
Gabriel O. Rosa	T9-08	1041
Talitha O. Rosa	T4-12	360
Talitha O. Rosa	T9-08	1041
Vilma G. Rosato	T9-03	1011
Antonio Ruano	T3-09	78
N. Rüther	T6-02	472
N. Rüther	T6-03	483
Erick I. Saavedra	T6-16	582
Angela P. Salinas	T3-24	172
Martín Sánchez Acosta	T7-19	903
Dick Sandberg	T7-11	860
Maria Raquel Sangaletti Lopes	T7-08	841
Oscar Santaclara	T1-02	12
Oscar Santaclara	T1-03	19
Oscar Santaclara	T3-34	250

José A. Santolaya	T6-16	582
Jhonattan R. Santos	T4-20	389
Lorenzo L. dos Santos	T3-15	115
Pedro A. F. M. Santos	T7-20	918
Bruno Santos Ferreira	T4-09	334
Bruno Santos Ferreira	T4-19	383
Bruno Santos Ferreira	T4-25	415
Purbasha Sarkar	T3-27	202
Antonio F. Savi	T7-01	781
Denisse A. Schmidt	T4-05	297
Evan L. Schmidt	T6-15	571
Cristián Schmitt Rivera	T7-24	951
Kay-Uwe Schober	T6-25	635
Enric Serra	T7-16	889
Leandro Serraiocco	T3-21	156
Elias T. D. Severo	T3-06	61
Elias T. D. Severo	T8-02	961
Elias T. D. Severo	T8-03	966
Guilherme R. da Silva	T7-21	929
Marcela G. da Silva	T3-23	165
Rodrigo A. Silva	T6-04	493
Josué da Silva Junior	T6-33	688
M. A. Smits	T5-08	453
Amanda A. Soares	T3-23	165
Julio Soriano	T4-11	352
Alexandre J. D. de Souza	T7-01	781
Luiz H. A. Souza	T4-21	400
Juliano Souza Vasconcelos	T7-01	781
Juliano Souza Vasconcelos	T7-09	853
Lucas Starguelin	T4-01	258
Pablo M. Stefani	T3-08	67
Francieli Stefani Cofani	T6-27	657

Ângela M. Stüpp	T4-12	360
Ângela M. Stüpp	T9-08	1041
Jéssica Szkura Moreno	T4-02	269
Luis Tejera	T1-02	12
Rodrigo F. Terezo	T4-12	360
Rodrigo F. Terezo	T9-08	1041
Mario W. E. Toledo	T6-43	768
E. Torran	T7-19	903
Bianca F. Torres	T3-23	165
Alex Torres de Araújo	T3-17	121
Miguel Tortoriello	T3-19	133
Leandro M. Trautwein	T6-36	711
Manolo Trindade Quintilhan	T8-11	989
Juan José Ugarte	T7-16	889
Mauro J. Valcanaia Jr.	T6-19	601
Ângela do Valle	T7-21	929
Ângela do Valle	T8-08	977
Ângela do Valle	T9-05	1029
Ivan M. R. do Valle	T7-20	918
Kevin Van Den Wymelenberg	T6-15	571
Rodrigo Vargas Souza	T7-04	802
Abel Vega	T4-06	307
Abel Vega	T4-24	408
Abel Vega	T7-23	941
Gustavo D. Veloso	T9-03	1011
J. Vergara	T7-06	825
Laura Viegas Carvalho	T7-08	841
Eduarda Vieira	T9-15	1078
Helena C. Vieira	T4-12	360
Renato S. Vitor	T6-36	711
Adriano Wagner Ballarin	T3-01	28
Adriano Wagner Ballarin	T4-02	269

Adriano Wagner Ballarin	T4-03	279
Adriano Wagner Ballarin	T4-04	287
Paulina Wegertseder	T4-05	297
Takashi Yojo	T6-42	756
Nicolás Zakowicz	T7-19	903
Alexandra Zitto	T7-19	903

Resumen ejecutivo de la Relatoría

Introducción

La realización de un Congreso Científico en el cual investigadores formados envían y exponen un gran número de trabajos originales, debe generar nuevo conocimiento. Este aporte al conocimiento no se pone de manifiesto solamente con la cantidad de artículos enviados y con su presentación, sino, fundamentalmente con la calidad de los mismos y su análisis en conjunto. Esto último resulta esencial para que así suceda.

Para aprovechar todo ese nuevo conocimiento, cometido básico de la realización del Congreso, es necesario analizar críticamente y en conjunto todas las ponencias referidas a temas similares y poder así llegar a una mejor puesta en evidencia de la calidad de los trabajos presentados y el nuevo conocimiento aportado. Se dispondrá por esta vía, además, de una buena aproximación al estado del arte (state-of-the-art) en las diferentes áreas comprendidas, o sea, realizar un Trabajo de Relatoría.

Esta experiencia nos indica que sería mucho más provechoso para los asistentes al Congreso disponer de los resultados de la Relatoría antes de asistir a él. Ello exige, naturalmente, contar con un cierto tiempo entre la presentación de los trabajos y la realización del evento, cosa que habrá que tener en cuenta en futuras jornadas científicas.

Resumen

Esta Relatoría fue llevada a cabo por un grupo de investigadores integrantes del LEMEJ. De la misma, surge que algunos de los trabajos presentados han sido de muy buen nivel; en los restantes se encontraron falencias referidas a las causas que se indican seguidamente, cosa que se hace al solo efecto de tender al mejoramiento de las presentaciones que se hagan en futuros Congresos. Las principales causas fueron:

1) Referidas a la aplicación de Normas:
   Se utilizan más de una sin explicar bien por qué.
   En los casos en que no hay Normas aplicables, debería sustituírselas por una precisa descripción de lo hecho y de las condiciones de ensayo.
   No se indican las utilizadas
   Se emplean Normas referidas a otros materiales, de muy diverso comportamiento mecánico, sin analizar si se lo puede hacer.
   Uso de criterios normativos de una especie para cualificar otras.

2) Referidas a las Probetas utilizadas
   No se indican sus dimensiones
   Probetas y patrones de comparación de distinto tamaño
   Falta de homogeneidad en la materia prima
   Inconsistencia en el tamaño
   Muestras demasiado pequeñas

3) Referidas a los resultados incluidos en las ponencias presentadas
   No generalizar los resultados a maderas de otra especie
   Cuando se estudia una madera interesa determinar su variabilidad intrínseca en los resultados, sin contaminaciones externas
   No se indica el número total de probetas ensayadas

Se ensaya un número insuficiente de probetas
Si lo que se publica es solo una parte de un Plan de Investigación más abarcador, indicarlo claramente y señalar qué parte de él se publica
No se indican las condiciones de ensayo
Se excluyen resultados sin indicar por qué
Excesiva dispersión de resultados, mucho mayor que la intrínseca de la madera ensayada, sin indicar por qué ocurre esto
No se analiza el origen de los resultados dudosos
Uso de insumos vencidos
Desconocimiento de la especie estudiada

4) Referidas al análisis de los Resultados obtenidos
Falta de claridad en la exposición de objetivos, lo que impide analizar correctamente los resultados
Insuficiente explicación de los resultados obtenidos
Resultados presentados y luego no analizados
Falta de "Conclusiones" o uso de este apartado para otros objetivos
Conclusiones que no surgen de los resultados expresados

De acuerdo a lo consignado precedentemente, se llegó a la conclusión de que, en el presente caso, es prácticamente imposible sumar estos resultados para "aportar al conocimiento". A fin de evitar en un futuro la reiteración de las falencias señaladas nos permitimos hacer las siguientes Sugerencias:

Unificar lo más posible el empleo de Normas en Latinoamérica.
Respetar el contenido mínimo de una publicación, tanto en apartados como en datos, a fin de que pueda ser comprendida en forma generalizada.
Respetar escrupulosamente las Normas y aplicar procedimientos adecuados y descriptos en forma clara, a los fines expresos del ensayo que se realiza; esto posibilita que la experiencia pueda ser repetida por otros investigadores en otros laboratorios y colabore efectivamente a la creación de nuevo conocimiento.
La metodología a emplear debe ser precisa y cuidada, para que los resultados, tanto numéricos como cualitativos, sean representativos del ensayo realizado.
Redacción clara y completa de los artículos. Consignar todos los datos significativos que surjan de los ensayos: 1) curvas cargas-deformaciones; 2) descripción completa tanto de lo hecho como de lo encontrado; 3) definición de los conceptos que se utilizan; 4) indicar cargas y deformación máxima de rotura y discriminar cuando esta se produce por los nudos o fuera de ellos; 5) descripción de los tipos de rotura encontrados.
Clara definición de las variables a estudiar. Controlar adecuadamente todas las variables que no se quiera que intervengan.
No solo interesan los valores fríos de las propiedades mecánicas estudiadas, también interesa, y mucho, el comportamiento general del cuerpo y la forma en que se produce su rotura, por lo que siempre resulta útil describirlos.
Los trabajos experimentales cuestan esfuerzo, tiempo y dinero, por lo que es aconsejable obtener y consignar la mayor cantidad posible de los datos experimentales obtenidos.
Mostrar, en primer término, los resultados realmente obtenidos en los ensayos; las eventuales correcciones pueden hacerse a posteriori.
Los trabajos que se publican están destinados a comunicar hechos y resultados a quienes no han participado en ellos, por lo que resulta necesario que contengan, al menos: 1) definición de conceptos y términos utilizados; 2) explicaciones completas y suficientes; 3) coherencia en el desarrollo del

contenido; 4) salvo expresa indicación en contrario por el autor, los trabajos deben ser comprensibles en sí mismos, más allá del grado de concisión que tengan (número máximo de páginas admitido).
Los resultados de los ensayos de maderas presentan siempre un fuerte grado de dispersión intrínseca, en consecuencia es necesario conocer este grado con la mayor precisión posible sin contaminar dichos resultados con defectos metodológicos.

II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera
II Congreso Ibero-Latinoamericano de la Madera en la Construcción

Organizadores

UNNOBA | Universidad Nacional Noroeste Buenos Aires
IDS | Instituto Desarrollo Sostenible
LEMEJ | Laboratorio de Ensayos de Materiales y Estructuras
Escuela de Tecnología

OSCM | Organización Sudamericana para la Construcción en Madera

Lat-RILEM | Grupo Latinoamericano de RILEM

UNNOBA
Universidad Nacional Noroeste ▪ Buenos Aires

OSCM
Organización Sudamericana para la Construcción en Madera

IDS Instituto Desarrollo Sostenible

LEMEJ Laboratorio de Ensayos de Materiales y Estructuras

Escuela de Tecnología