



higroscopicidad de la madera, y en consecuencia un aumento en la durabilidad y estabilidad dimensional. Sin embargo, las propiedades mecánicas se pueden reducir, especialmente si se somete a temperaturas superiores a los 200° C (Vignote Peña, 2014).

El adhesivo para fijar las placas fue Poliuretano o PUR, mono componente y sin solventes por lo que se puede utilizar en menor cantidad mejorando el rendimiento. No emite formaldehído y solventes durante el proceso de encolado y en servicio. Es resistente al calor y a la humedad y se une bien a metales y a otros materiales. Como uso estructural en madera, es aplicable en uniones dentadas y en vigas doble T.

## 2.2. Ensayos al Aplastamiento de placas de madera Contralaminada

Los ensayos de aplastamiento, miden “la tensión última de compresión que es capaz de soportar la pieza, ejercida por un elemento lineal rígido que atraviesa la sección” (Argüelles, Arriaga, & Martínez, 2000). De los 3 ensayos normalizados a nivel mundial, se optó por el norteamericano ASTM D5764-97<sup>a</sup>, en que una clavija de gran rigidez se encaja en una semi-perforación ubicada en la cara cargada de la probeta, permitiendo observar en forma más clara el comportamiento de la madera y la forma de falla (Santos, Morais, & Fontoura, 2013).

Los ensayos de aplastamiento se realizaron en el Laboratorio de Nanotecnología de la Universidad del Bío Bío en Concepción, Chile, usando la Máquina de ensayo universal INSTRON modelo 4468 con celda de carga de 50 kN y software de control Instron versión IX. La velocidad de carga fue de 1 mm/min, lo que permite evitar el efecto de la deformación diferida (creep). El desplazamiento máximo configurado inicialmente fue de 30 mm, cuestión sobrestimada, ya que el ensayo en algunos casos se detuvo mucho antes, sin describir toda la capacidad de las probetas -especialmente para las probetas de 5 capas-, o porque la maquina se detuvo al alcanzar un límite de sobretensión predefinido.

El dispositivo de ensayo se fabricó especialmente, soldando una pletina de acero de 8 mm a la parte lisa de un perno de acero grado 8 de 20 mm de diámetro. La geometría mínima de las probetas de madera contralaminada queda determinada por el diámetro del pasador. Para la ASTM D5764-97<sup>a</sup>, las dimensiones del ancho y de longitud mínimas son 4 veces el diámetro o 50 mm. Para el protocolo de ensayo al aplastamiento europeo EN 383, la geometría es 6 veces el diámetro para el ancho y 7 veces para la longitud. Se utilizó el criterio de la Norma europea, para satisfacer ambos requerimientos. Es decir, al usar un pasador de 20 mm de diámetro, las probetas quedaron en 120 mm de ancho (b) por 140 mm de alto (h). Los espesores y densidades de las probetas laminadas para 3 capas varían entorno a los 39 mm y 658 kg/m<sup>3</sup> respectivamente, y para las probetas contralaminadas, 34 mm y 680 kg/m<sup>3</sup> de densidad. Todas las probetas fueron aclimatadas por una semana en Cámara Higrotérmica a 20°C y 65 % de contenido de humedad, e inmediatamente antes de los ensayos, cada una fue medida y pesada.

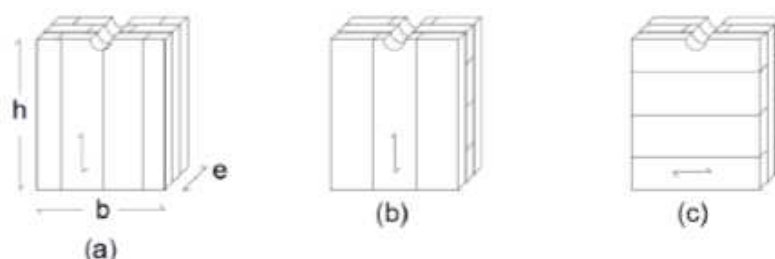
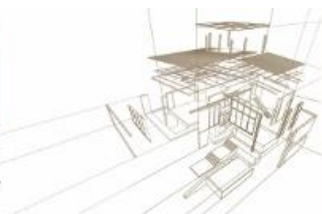


Figura 3: (a) placa de referencia: laminado 3 capas paralelas y parámetros geométricos principales; (b) placa CLT: 3 capas con la cara exterior paralela a la carga; (c) placa CLT: 3 capas con la cara exterior perpendicular a la carga.

Se fabricaron 23 probetas que se dividen en 3 grupos (ver Figura 3): uno de referencia con 5 probetas hechas en base a 3 capas paralelas de entre 11 y 13 mm, formando placas laminadas (a); un segundo grupo en base a 12 probetas de 3 capas de entre 11 y 13 mm Contralaminadas (CLT), subdivididas a su vez en dos sub-grupos, 6 con la cara exterior paralela a la carga (b) y 6 perpendicular (c); y un tercer grupo en base a 6 probetas de 5 capas de entre 11 y 13 mm subdivididas del mismo modo que las de 3 capas. Se exponen los resultados del primer y segundo grupo, con un volumen de madera equivalente y con resultados de comportamiento mecánico con una tendencia clara.

### 2.3. Definición de Parámetros

Para la definición de los parámetros se utilizó el Método ASTM D5764 - 97a, 2013 y referencia para la Norma Chilena 1198 (NCh 1198, 2014), conocido como del 5% de diámetro. El límite de fluencia se define como la intersección de una recta paralela a la rigidez inicial (pendiente entre 10% y 40% de la carga máxima) y la curva de prueba de carga-deformación. Esta línea recta paralela se ubica en el eje de desplazamiento a una distancia igual a 5% del diámetro del conector. El valor de carga de fluencia es un punto intermedio entre la carga proporcional y un valor que corresponde al 80% de la carga máxima. Para las deformaciones, se determinaron para el módulo de corrimiento los puntos  $u_{0,1P_{max}}$  y  $u_{0,4P_{max}}$  en referencia a los puntos descritos anteriormente, y la deformación  $u_y$  que corresponde al límite de fluencia, y  $u_f$ , que se corresponde con el 80% de la carga máxima (ver Figura 4).

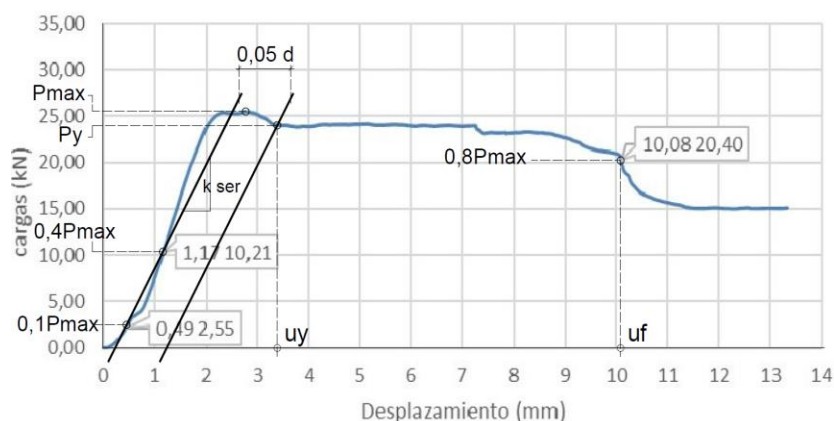
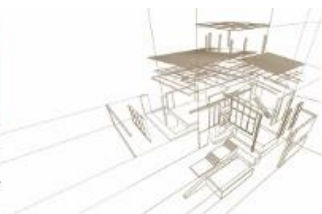


Figura 4: Definición de Parámetros para el método del 5% de diámetro.



Para la determinación la tensión de Aplastamiento,  $f_h$ , se utiliza la formulación

$$f_h = \frac{P_y}{d e} \quad (1)$$

Donde:

- $P_y$  es la carga de fluencia,
- $d$  es el diámetro del pasador y
- $e$ , el espesor de la placa

Para determinar la Rigidez, se describe un módulo de corrimiento  $K$ :

$$K = \frac{0,4 f_{h,est}}{4/3(u_{0,4Pmax} - u_{0,1Pmax})} \quad (2)$$

Donde:

- $f_{h,est}$ , equivale a la carga máxima  $P_{max}$  del gráfico y
- $u_{0,1Pmax}$  y  $u_{0,4Pmax}$ , son las deformaciones descritas anteriormente.

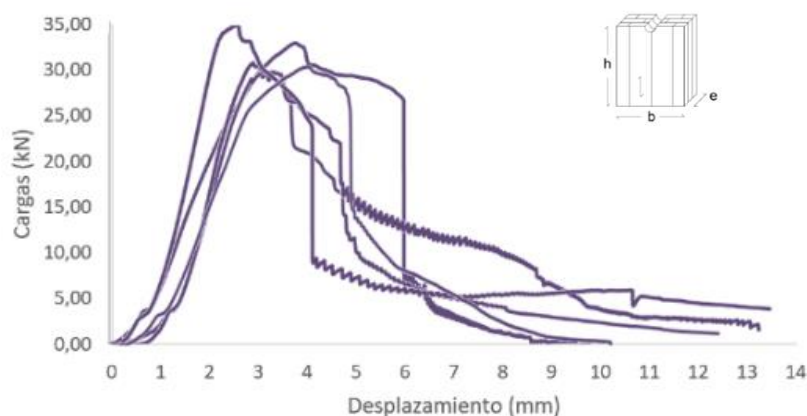
La ductilidad estática es el cociente entre  $u_f$  y  $u_y$  del gráfico, y para su clasificación, se utiliza la tabla 1 descrita por (Brühl, Schänzlin, & Kuhlmann, 2014).

Tabla 1. Clasificación de la Ductilidad (Brühl, Schänzlin, & Kuhlmann, 2014)

Clasificación	Relación de Ductilidad Estática
Frágil	$D_i \leq 2$
Ductilidad Baja	$2 \leq D_i \leq 4$
Ductilidad Media	$4 \leq D_i \leq 6$
Ductilidad Alta	$D_i \geq 6$

### 3. RESULTADOS

En la Figura 5 (a) se describen los gráficos carga-desplazamiento y en la tabla 2 de la siguiente página, los resultados inferidos para las probetas de referencia.



(a)

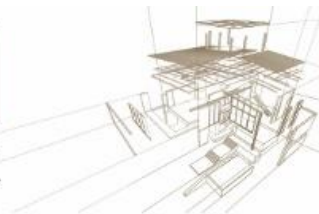


Figura 5. Gráficos carga -desplazamiento (a), placa de referencia: laminado 3 capas paralelas

Tabla 2. Resultados probetas de referencia

	Tensión de Aplastamiento, $f_h$				Rigidez, módulo de corrimiento K				Ductilidad Estática, D			
	$P_y$ (kN)	d (mm)	e (mm)	$f_h$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_{max}$ (kN)	$u_{0,1P_{max}}$	$u_{0,4P_{max}}$	K (N/mm)	$u_f$ (mm)	$u_y$ (mm)	D	Clasificación
rr1	30,8	20,00	39,00	39,49	32,91	0,61	1,47	11480,23	5,98	4,00	1,5	frágil
rr2	27,5	20,00	39,00	35,26	29,60	1,14	1,86	12333,33	3,69	3,69	1,0	frágil
rr3	25,9	20,00	39,00	33,21	30,85	1,20	1,89	13413,04	4,27	3,95	1,1	frágil
rr4	28,6	20,00	38,00	37,63	35,11	0,61	1,37	13859,21	3,58	3,50	1,0	frágil
rr5	29,4	20,00	38,00	38,68	30,59	1,63	2,54	10084,62	5,64	5,22	1,1	frágil
<b>prom.</b>	<b>28,44</b>	<b>20,00</b>	<b>38,60</b>	<b>36,85</b>	<b>31,81</b>	<b>1,04</b>	<b>1,83</b>	<b>12234,09</b>	<b>4,63</b>	<b>4,07</b>	<b>1,14</b>	<b>frágil</b>
C.V. (%)	6,5		7,0		6,9		12,4					

En las Figuras 6(b) y 6(c) se presentan los gráficos para las probetas de madera contralaminada. La tabla 3 expone el resumen de los resultados de estas últimas.

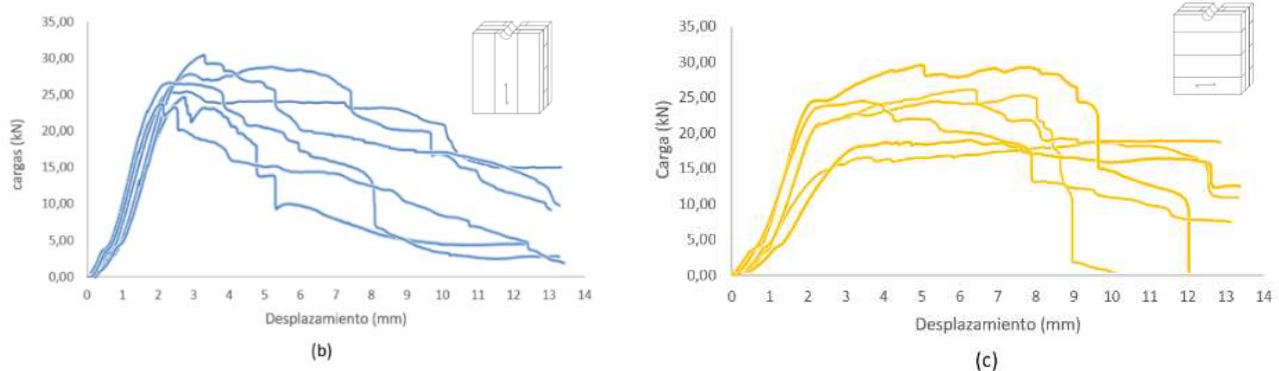
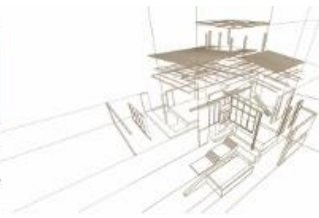


Figura 6. (b)  $X_{3-0}$  - (1-6), placa CLT: 3 capas con la cara exterior paralela a la carga; (c)  $X_{3-90}$  - (1-6), placa CLT: 3 capas con la cara exterior perpendicular a la carga

Tabla 3. Resultados probetas de madera CLT



	Tensión de Aplastamiento, $f_h$				Rigidez, módulo de corrimiento K				Ductilidad Estática, D			
	$P_y$ (kN)	d (mm)	e (mm)	$f_h$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_{max}$ (kN)	$u_{0,1Pmax}$	$u_{0,4Pmax}$	K (N/mm)	$u_x$ (mm)	$u_y$ (mm)	D	Clasificación
x3-0-1	24,00	20	33	36,36	25,49	0,49	1,17	11245,59	10,08	3,41	3,0	baja ductilidad
x3-0-2	23,35	20	34	34,34	25,03	1,48	2,23	10012,00	5,22	4,55	1,1	frágil
x3-0-3	28,90	20	35	41,29	30,03	0,81	1,62	11122,22	7,72	4,21	1,8	frágil
x3-0-4	28,15	20	34	41,40	30,23	0,80	1,59	11479,75	5,35	3,98	1,3	frágil
x3-0-5	25,75	20	34	37,87	26,39	0,38	1,06	11642,65	4,46	3,36	1,3	frágil
x3-0-6	19,69	20	34	28,96	23,96	0,36	1,00	11231,25	3,12	2,9	1,1	frágil
<b>promedio</b>	<b>24,97</b>	<b>20,00</b>	<b>34,00</b>	<b>36,70</b>	<b>26,86</b>	<b>0,72</b>	<b>1,45</b>	<b>11122,24</b>	<b>5,99</b>	<b>3,74</b>	<b>1,61</b>	<b>frágil</b>
C.V. (%)	13,6			12,8	9,9			5,2				
x3-90-1	16,65	20	33	25,23	18,75	0,56	1,33	7305,19	12,52	3,55	3,5	baja ductilidad
x3-90-2	24,29	20	33	36,80	26,72	1,15	1,90	10688,00	8,71	4,20	2,1	baja ductilidad
x3-90-3	22,61	20	34	33,25	24,32	1,22	1,98	9600,00	8,63	3,50	2,5	baja ductilidad
x3-90-4	17,64	20	34	25,94	19,09	0,83	1,72	6434,83	12,56	4,46	2,8	baja ductilidad
x3-90-5	27,66	20	33	41,91	29,50	0,57	1,30	12123,29	9,57	3,66	2,6	baja ductilidad
x3-90-6	24,55	20	33	37,20	24,76	0,47	1,26	9402,53	6,92	3,86	1,8	frágil
<b>promedio</b>	<b>22,23</b>			<b>33,39</b>	<b>23,86</b>			<b>9258,97</b>	<b>9,82</b>	<b>3,87</b>	<b>2,5</b>	<b>baja ductilidad</b>
C.V. (%)	19,2			19,9	17,8			22,7				

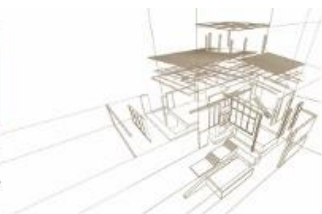
#### 4. CONCLUSIONES

- En cuanto a la Resistencia medida con la tensión de aplastamiento, no se observa una reducción importante al comparar la referencia, rr, con las placas de madera contralaminada, x3-0 y x3-90, si consideramos no perder de vista una importante reducción del área de madera más resistente (paralela a la fibra) de las placas contralaminadas a 3/5 y 2/5 respectivamente.

- Sobre la rigidez, las probetas de referencia son más rígidas que las contralaminadas que alcanzan a un 90 % en el caso de las placas con predominio de fibras paralelas (x3-0) y a un menor valor en el caso de las placas con predominio de fibras perpendiculares (x3-90), aunque estos últimos datos son bastante más dispersos (sobre el 20 % del C.V.). Sin embargo, se observa la formación de una rigidez pos elástica en estas últimas, que se puede relacionar directamente con un incremento de la ductilidad.

- En cuanto a la provisión de ductilidad estática, se corrobora lo indicado por la literatura en cuanto a su incremento al usar placas de madera Contralaminada. Como se indicó, este incremento se relaciona directamente con la disposición de fibras perpendiculares a la carga. Las placas de referencia (rr) de 3 capas paralelas tienen un comportamiento frágil (D=1,1). Al disponer 1 de 3 capas perpendicularmente (x3-0), se incrementa la ductilidad a 1,6, y cuando son 2 de 3 capas (x3-90), el incremento es más del doble que el de referencia: 2,5, clasificándose como baja ductilidad. El aporte de las fibras aplastadas perpendicularmente, implica concentrar mayor material resistente frente a la carga, creando un “efecto de cuerda” que beneficia el comportamiento global de la sección en términos de mayor ductilidad, fenómeno aún más notorio en las placas de 5 capas (Figura 7 b y c), no expuestas en este artículo.

- Sobre los modos de falla un defecto común, especialmente en las placas contralaminadas de 3 capas, fue el deslaminamiento de la línea de cola entre capas (ver Figura 7 a). Esto se produjo debido a una inadecuada adherencia superficial del



adhesivo en alguna de las caras, que rompió por la presión de las fibras aplastadas de la capa central al aumentar su volumen.

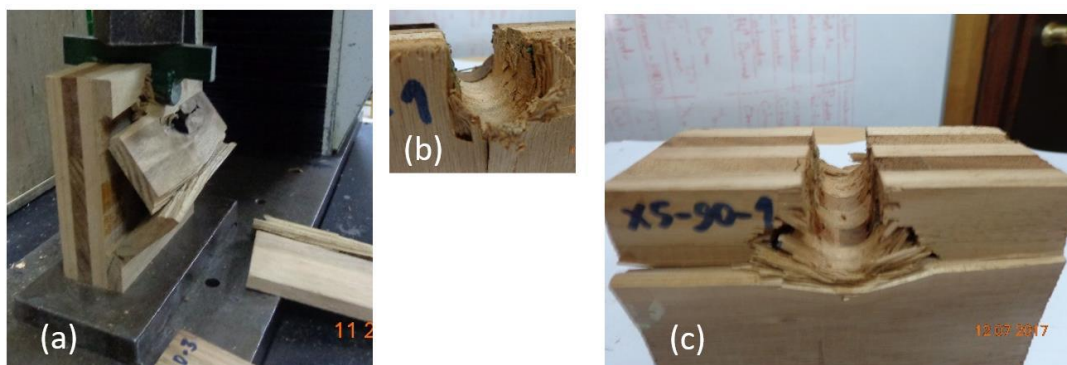


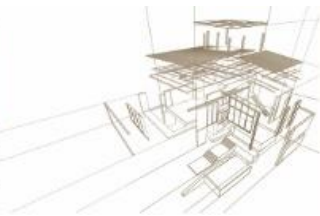
Figura 7. Falla en placas CLT de 5 capas con fibras en la cara exterior perpendicular (a) y detalle del “efecto cuerda” (b y c). (Foto del autor).

## BIBLIOGRAFÍA

- Argüelles, R., Arriaga, F., & Martínez, J. (2000). *Estructuras de Madera. Diseño y Cálculo*. Madrid: AITIM.
- Arriaga, F., Iñiguez, G., Herrero, M., Argüelles, R., & Fernández, J. (2011). *Documento Técnico: Diseño y cálculo de uniones en estructuras de madera*. Madrid: Madera Construcción.
- Augustin, M. (2008). Ultimate Limit States - Joints. En *Handbook 1 - Timber Structures* (págs. 136-157). Leonardo Da Vinci.
- Benavent-Climent, A. (2010). *Estructuras sismoresistentes*. Madrid: Maia.
- Blass, H. J., & Schadle, P. (2011). Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints. *Engineering Structures*, 3018-3026.
- Branco, J. M., Piazza, M., & Cruz, P. J. (2011). Experimental evaluation of different strengthening techniques of traditional timber connections. *Engineering Structures*. 33 (8), 2259-2270.
- Brühl, F., Schänzlin, J., & Kuhlmann, U. (2014). Ductility in Timber Structures: Investigations on Over-Strength Factors. *Materials and Joints in Timber Structures*, 182-190.
- Buchanan, A. (2007). Design for lateral forces. En A. Buchanan, *Timber Design Guide* (págs. 135-148). Canterbury: New Zealand Timber Industry Federation Inc.
- Echavarría, C., Correa, C., & Echeverri, C. (2009). Conexiones pernadas de madera reforzadas con placas dentadas de acero. *Dyna*, 98-108.
- Jorissen, A., & Fragiaco, M. (2011). General notes on ductility in timber structures. *Engineering Structures*, 2987-2997.
- Lederer, W., Bader, T., Unger, G., & Eberhardsteiner, J. (2016). Influence of different types of reinforcements on the embedment behavior of steel dowels in wood.
- Leijten, A. J. (1998). Reinforced joints with expanded tube fasteners. En A. J. Leijten, *Densified veneer wood reinforced timber joints with expanded tube fasteners* (págs. 57-67). Delft: Delf University Press.



- Priestley, M. J. (2011). Problems with Seismic Design Based on Elastic Stiffness. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand .
- Rozas, C., Sánchez, R., & Pinedo, P. (2005). Secado de eucalyptus nitens y globulus y su aprovechamiento en blocks, pisos y muebles. . *Maderas. Ciencia y tecnología.*, 109-120.
- Santos, C., Morais, J., & Fontoura, B. (2013). An experimental comparison of strengthening solutions for dowel-type wood connections. *Construction and Building Materials*, 114-127.
- Vignote Peña, S. (2014). *Productos derivados de la madera.* . Madrid: UPM.



## ANÁLISES EXPERIMENTAIS DE ESTRUTURA RETICULADA MLC- GLULAM VINCULADA COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

### EXPERIMENTAL ANALYSIS OF GLULAM ORTHOGONAL RETICULATED STRUCTURE WITH SEMI-RIGID JOINT

Dussarrat Brito, Leandro<sup>(1)</sup>; Icimoto, Felipe Hideyoshi<sup>(2)</sup>; Pereira, Marcos Cesar Moraes<sup>(3)</sup>;  
Nogueira, Rodrigo de Souza<sup>(4)</sup>; Calil Junior, Carlito<sup>(5)\*</sup>

<sup>(1)</sup>DSc. Pesquisador Pós-Doutorado em Engenharia de Estruturas. SET/LaMEM/EESC/USP. São Carlos, Brasil.

<sup>(2)</sup>DSc. Pesquisador Pós-Doutorado em Engenharia de Estruturas. SET/LaMEM/EESC/USP. São Carlos, Brasil.

<sup>(3)</sup>MSc. Doutorando em Engenharia de Materiais. CEM/LaMEM/EESC/USP. São Carlos, Brasil.

<sup>(4)</sup>MSc. Doutorando em Engenharia de Estruturas. SET/LaMEM/USP. São Carlos, Brasil.

<sup>(5)</sup>PhD. Prof. Titular. Departamento Engenharia de Estruturas, SET. Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, LaMEM. Escola de Engenharia de São Carlos, EESC. Universidade de São Paulo, USP. São Carlos, Brasil.

\*Contacto: [calil@sc.usp.br](mailto:calil@sc.usp.br)

#### Resumo

Este trabalho se caracteriza por estudos experimentais realizados em um protótipo original de estrutura reticulada ortogonal, tipo grelha, apoiada nos quatro cantos, constituída por elementos estruturais em madeira lamelada colada (GRELHA MLC-GLULAM) de pinus SP, vinculadas com barras nervuradas de aço CA-50 coladas com adesivo epóxi, idealizando-as como ligações semirrígidas momento-resistente. O posicionamento das barras de aço CA-50 coladas com adesivo epóxi, foi admitido segundo as recomendações normativas da ABNT NBR 7190: 1997 e do Anexo C do PrEN 1995-2: 2003 “Bonded in steel rods”. Os ensaios experimentais estáticos a flexão foram realizados com auxílio do sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000, utilizando-se 15 canais com transdutores de deslocamento LVDT, abaixo dos NÓS intermediários das ligações e, um canal de aquisição de dados para a célula de carga, diante dos estudos de hipóteses de cargas atuantes sobre os elementos estruturais do modelo da estrutura proposta nesta pesquisa. Os resultados experimentais da proposta estrutural indicam a possibilidade obtenção de otimizações na utilização de ligações semirrígidas pela transferência parcial de momentos resistente entre as vinculações com barras de aço CA-50 coladas entre os elementos estruturais MLC-GLULAM, assimilando-se assim ao comportamento da deformada mais efetiva ao que seria de um modelo teórico de grelha estrutural.

*Palavras-chave: engenharia; estruturas; madeira; ligações semirrígidas.*

#### Abstract

This paper is characterized on the experimental studies carried out on an original prototype orthogonal reticulated structure, type grid model structure, supported in four corners, constituted by structural members in glued laminated timber (MLC-GLULAM) of pinus SP, connected gluing with epoxy resin bonded in steel rods CA-50 anchored, through insertion in holes in the end grain of the timber members, idealized as semi-rigid moment resisting connections. The positioning of bonded steel rods CA-50 was accepted according to the normative recommendations of ABNT NBR 7190: 1997 and of Annex C of PrEN 1995-2: 2003 “Bonded in steel rods”. Static flexural tests were performed with the aid of the SYSTEM 5000, using 15 channels with displacement transducers under the intermediary nodes of the connections and a data acquisition channel for the load cell, of the different hypotheses studies of loading on the structural members of the structure. The experimental results of the structural proposal indicate the possibility of optimizations in the use of semi-rigid connections by the partial moment-resistant transfer bonding with steel rods CA-50 between structural member MLC-GLULAM, thus assimilating the a deformed behavior more effective than it would be for a grid model.

*Keywords: engineering; timber structures; semi-rigid connections; glued-in rods.*





## 1. INTRODUÇÃO

Em geral, as estruturas em forma de GRELHA MLC, não se caracterizam por um sistema estrutural de grelha, propriamente dito. Formando-se assim por um sistema visual de “Falsa” GRELHA MLC. As construções de pérgulas com “Falsas” GRELHAS MLC, em geral, tem sido projetadas através de pequenas peças MLC secundárias, fixadas apenas por cisalhamento, em VIGAS MLC principias de mesmas dimensões de seção transversal (bxh), tendo-se assim uma visão geral hipotética em forma de grelha.

Em geral, quando se dimensiona conectores metálicos em ligações resistentes ao cisalhamento, é usual, admitir como vinculação simplesmente apoiada. Ou seja, admitindo-se um tipo de vinculação onde não há a efetiva transferência de momento entre os elementos estruturais.

No entanto, diante da fundamentação teórica conceitual, uma estrutura global para adquirir comportamento efetivo de grelha, é fundamental que as ligações além de serem resistentes ao cisalhamento devem garantir a continuidade entre os elementos estruturais, ou seja, possuir também a função de ligação MOMENTO→RESISTENTE.

Para isto, considera-se fundamental a realização de trabalhos com experimentos em um protótipo em escala real, fundamentados pela base conceitual de estudos de comportamento realmente efetivo para modelo de grelha.

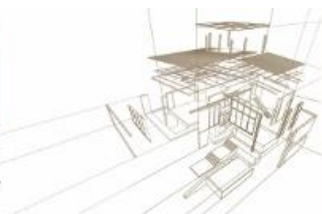
Assim, visando um estudo sistêmico de otimização através de ligações semirrígidas em análises de estruturas especiais em Madeira Lamelada Colada, este trabalho caracteriza-se pela originalidade na idealização de um protótipo de GRELHA MLC-GLULAM, constituída por peças MLC de *Pinus spp.*, vinculadas pela união de barras nervuradas de aço CA50 coladas com adesivo epóxi. Para os posicionamentos das barras de aço coladas na seção transversal das peças foram admitidas as recomendações, dimensões e espaçamentos mínimos, de acordo com os critérios normativos para ligações dispostos na ABNT NBR 7190 e no prEN 1995-2: 2003 Anexo C (informative) Bonded-in steel rods, do Eurocódigos. Para avaliação do comportamento global desta estrutura, com auxílio do DATA SYSTEM 5000, utilizando-se célula de carga e 15 transdutores de deslocamentos sob os NÓS de ligações intermediários, foram realizados ensaios experimentais estáticos de flexão no protótipo original idealizado em GRELHA MLC-GLULAM, posicionando-se suas extremidades, sobre quatro apoios de canto.

## 2. METODOLOGIA

Para análises na confecção do modelo experimental, partiu-se do princípio teórico para modelagem de um sistema de estrutura reticulada com peças de madeira lamelada colada (MLC-GLULAM), onde admitiu-se nas vinculações entre os elementos estruturais, conexões semirrígidas em ligações com barras de aço nervuradas CA-50, coladas com adesivo epóxi, impondo-se desta maneira um modelo assimilando-se ao sistema clássico de grelha.

Assim, os principais métodos de ensaios para caracterização das propriedades dos materiais e análises experimentais, destacam-se: os ensaios à compressão paralela às fibras de madeira; os ensaios de delaminação de peças MLC de *Pinus spp.*, de corpos-de-prova colados para o sistema de madeira lamelada colada; e ensaios de arrancamento de barras nervuradas de aço CA50 coladas com adesivo epóxi em corpos de prova de peças MLC de *Pinus spp.*.

Na caracterização de originalidade deste trabalho, para as avaliações globais de comportamento desta estrutura foram realizados ensaios experimentais estáticos de flexão no protótipo original idealizado em GRELHA MLC-GLULAM, posicionando-se suas extremidades, sobre quatro



apoios de canto. Estes ensaios foram realizados com auxílio do DATA SYSTEM 5000, utilizando-se célula de carga e 15 transdutores de deslocamentos sob os NÓS de ligações intermediários.

## 2.1. Concepção da estrutura do protótipo da GRELHA MLC-GLULAM

Diante dos critérios normativos de projeto, a modulação padronizada das dimensões das peças do protótipo experimental da GRELHA MLC idealizada, destacam-se os seguintes parâmetros conforme ilustrações que seguem nas figuras indicadas neste trabalho:

- largura de projeto para cada peça MLC  $b = 8\text{cm}$ ;
- altura de projeto para cada peça MLC  $h = 15\text{cm}$ ;
- diâmetro das barras de aço CA-50  $\phi = 12,5\text{mm}$ ;
- comprimento de cada barra de aço CA-50 interna  $L_{bt} = 33\text{cm}$ ;
- adesivo epóxi bicomponente COMPOUND® VEDACIT (Figura 4);
- diâmetro dos furos nas peças MLC para colagem das barras de aço CA-50 dever ser maior que  $df = (1,5 \cdot \Phi)$ , ou  $df = (\Phi + 2,5\text{mm})$ , portanto para  $\phi = 12,5\text{mm}$ ,  $df = 19\text{mm}$ ;
- espaçamentos livres dispostos ortogonalmente entre as peças MLC da malha da grelha  $40\text{cm} \times 40\text{cm}$ .

A quantidade e as dimensões padronizadas das peças MLC ( $b \times h$ ), em centímetros, idealizadas para montagem do protótipo experimental da GRELHA MLC foram:

- 2 peças MLC ( $8 \times 15$ ) com 280 cm de comprimento;
- 2 peças MLC ( $8 \times 15$ ) com 200 cm de comprimento;
- 15 peças MLC ( $8 \times 15$ ) com 88 cm de comprimento;
- e 8 peças MLC ( $8 \times 15$ ) com 40 cm de comprimento.

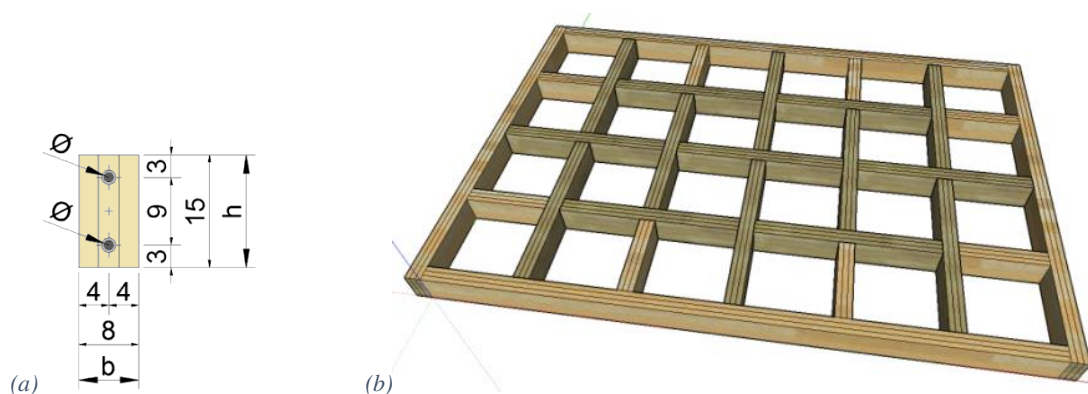


Figura 1: Detalhes do projeto na concepção da estrutura: (a) Seção transversal das peças MLC idealizado para montagem do protótipo experimental da GRELHA MLC-GLULAM ilustrando-se a modulação em (b). Fonte: Brito (2018).



## 2.2. Procedimento de montagem do protótipo da GRELHA MLC-GLULAM

As etapas no procedimento de montagem e colagem das peças MLC partiu-se da região central para as bordas externas do protótipo de GRELHA MLC-GLULAM (idealizado nesta pesquisa), onde são indicadas sequencialmente na Figura 2.

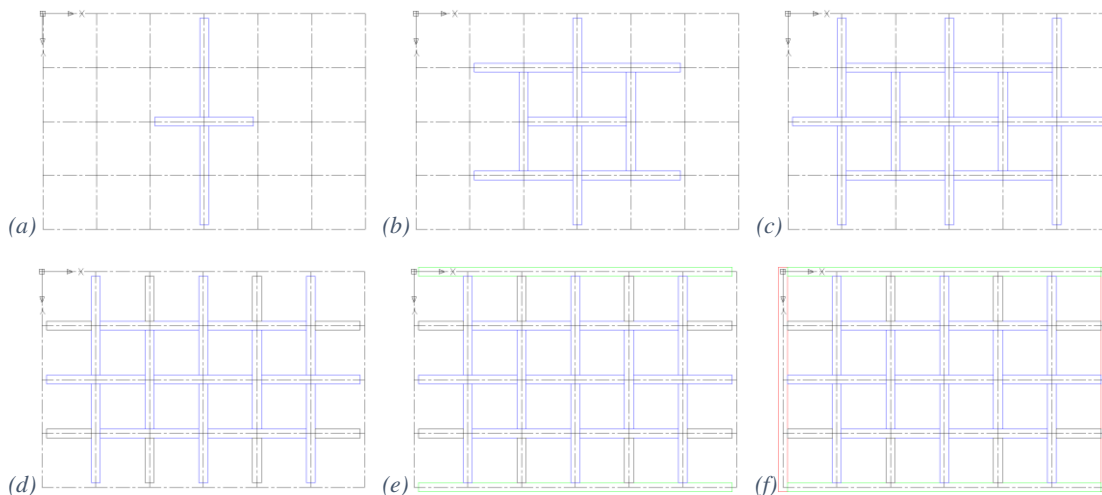


Figura 2: Sequência para o procedimento de montagem e colagem das peças MLC (8x15), partindo-se da região central para as bordas externas do protótipo original de GRELHA MLC-GLULAM idealizado nesta pesquisa. Fonte: Brito (2018).

Na Figura 3 ilustra-se o modelo idealizado das vinculações entre elementos estruturais MLC, na flexibilização de ligações semirrígidas VIGA↔VIGA↔VIGA MLC para o protótipo de GRELHA MLC-GLULAM, idealizado nesta pesquisa.

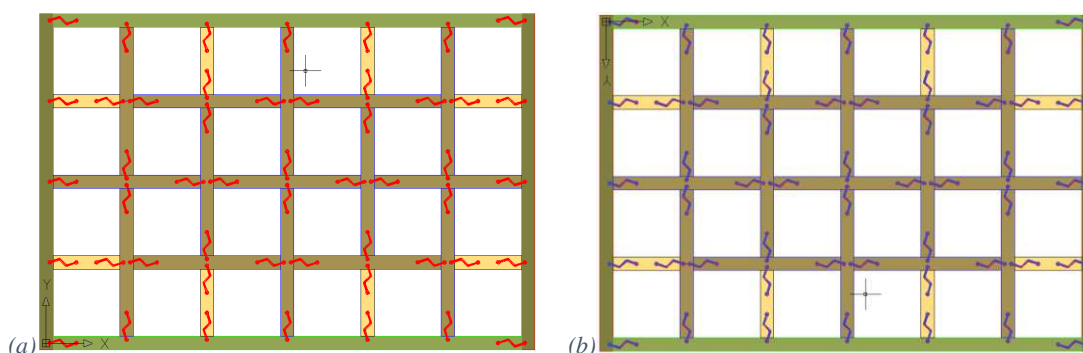
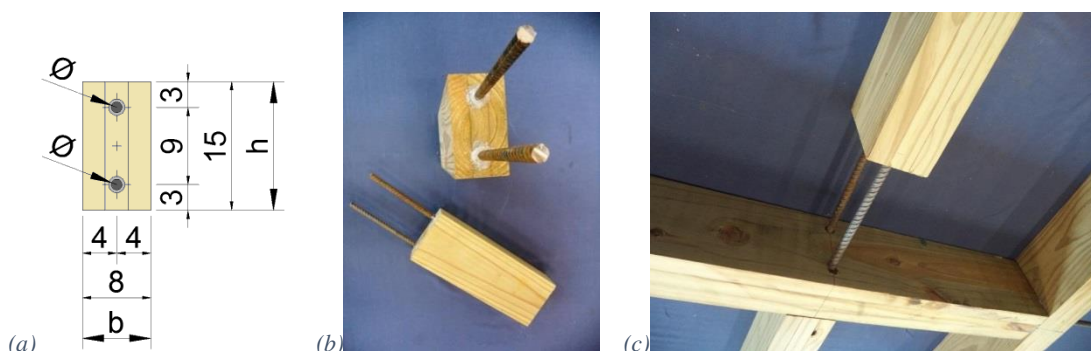


Figura 3: Modelo idealizado das vinculações entre elementos estruturais MLC, na flexibilização de ligações semirrígidas VIGA↔VIGA↔VIGA MLC para o protótipo original de GRELHA MLC-GLULAM: representação de molas de rigidez na região **tracionada** e na região **comprimida** do modelo. Fonte: Brito (2018).



*Figura 4: Detalhes de montagem e colagem: (a) Seção transversal das peças MLC idealizado para montagem do protótipo experimental da GRELHA MLC; (b) colagem das barras CA-50 nas peças MLC (8x15) de 40 cm de comprimento; (c) exemplo de posicionamento para colagem das peças MLC de 88cm de comprimento, espaçadas 48cm de eixo a eixo, na modulação padronizada do protótipo experimental da GRELHA MLC-GLULAM. Fonte: Brito (2018).*

### 3. ANÁLISE EXPERIMENTAL E RESULTADOS

Com auxílio do equipamento DATA SYSTEM 5000, utilizando-se célula de carga e 15 transdutores de deslocamentos sob os NÓS de ligações intermediários, conforme ilustram-se as figuras que seguem, foram realizados ensaios experimentais estáticos de flexão no protótipo original idealizado em GRELHA MLC-GLULAM, posicionando-se as extremidades das peças MLC de borda sobre quatro apoios de canto.

Na sequência de realização dos ensaios experimentais submetidas à flexão, para análise do comportamento do protótipo de GRELHA MLC, preliminarmente foi analisada a hipótese sob a condição de carregamento admitindo-se aplicação de carga concentrada no NÓ central da GRELHA MLC-GLULAM, indicada na Figura 5(a).

Assim, para avaliação global no comportamento do protótipo de GRELHA MLC de Pinus spp., idealizado nesta etapa da pesquisa, na primeira hipótese experimental, através da utilização de uma célula de carga, mediu-se a variação de cargas concentradas aplicadas no NÓ central da GRELHA MLC, obtendo-se através do sistema de aquisição de dados DATA SYSTEM 5000, as respectivas variações em valores de flechas, diante do posicionamento de cada um dos 15 transdutores de deslocamento LVDT's, conforme ilustram-se na Figura 5(b).

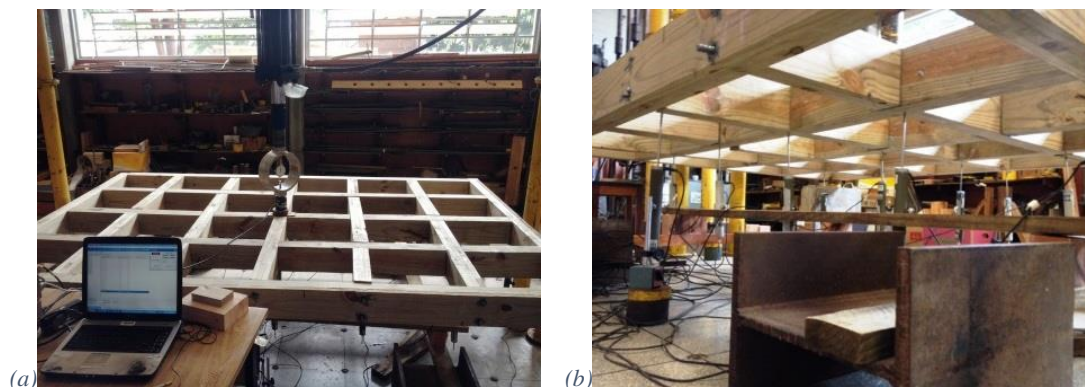


Figura 5: Esquema estático de flexão para avaliação global no comportamento do protótipo de GRELHA MLC de *Pinus spp.*, na primeira hipótese de carregamento idealizada nesta pesquisa: (a) Célula de carga e anel no pistão do pórtico de reação, posicionado no eixo do NÓ central da GRELHA MLC; (b) posicionamento de 15 transdutores de deslocamento, sob os NÓS principais da GRELHA MLC. Fotos: Brito (2018).

De acordo com as indicações apresentadas nos diagramas das Figuras 7 a 10 que seguem, limitando-se a flecha na relação  $L/300$  para avaliação no Estado Limite de Serviço (ELS), tem-se  $u_{lim(ELS)}=9,866\text{mm}$  para o vão de 2960mm, onde de acordo com as correlações dos resultados experimentais extraídos dos transdutores de deslocamento (LVDT's) dos ensaios de flexão, em análise ao protótipo de GRELHA MLC-GLULAM desta pesquisa, nota-se que o comportamento real deste modelo tende a se aproximar aos valores de flechas nos NÓS diante da hipótese de ligações SEMIRRÍGIDAS VIGA↔VIGA↔VIGA MLC, admitindo-se como redistribuição parcial de MOMENTOS↔RESISTENTES.

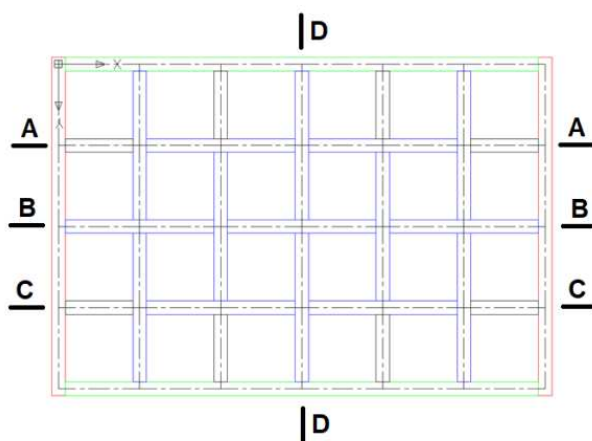


Figura 6: Posição dos eixos no protótipo de GRELHA MLC-GLULAM, para representação dos diagramas com indicações dos valores aproximados das flechas da deformada, limitando-se a flecha máxima no NÓ central na relação  $L/300$ .

Na Tabela 1 apresenta-se um resumo geral de valores aproximados das cargas registrados pela CÉLULA [20] e dos respectivos valores dos deslocamentos registrados pelos LVDT's, limitando-se a flecha máxima no NÓ central pela relação  $L/300$ .



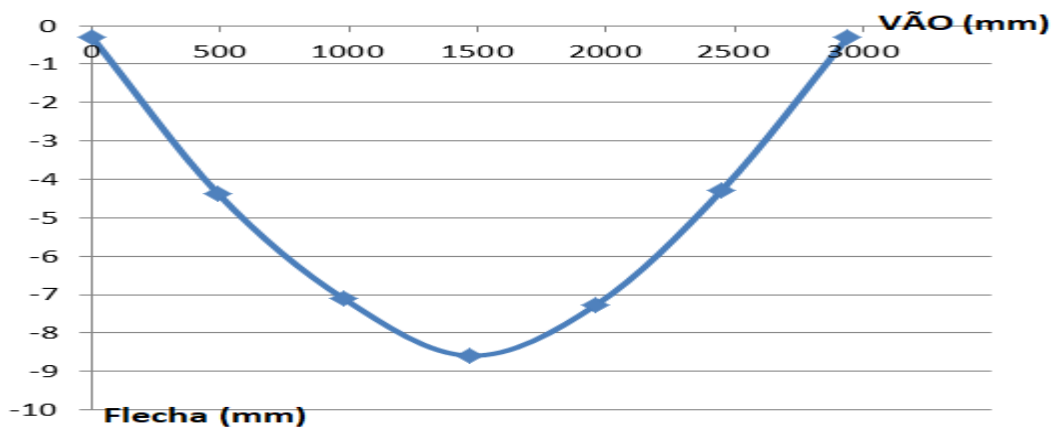
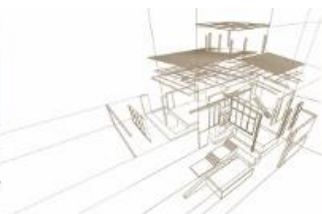


Figura 7: Representação da deformada no Eixo A\_A da GRELHA MLC-GLULAM.

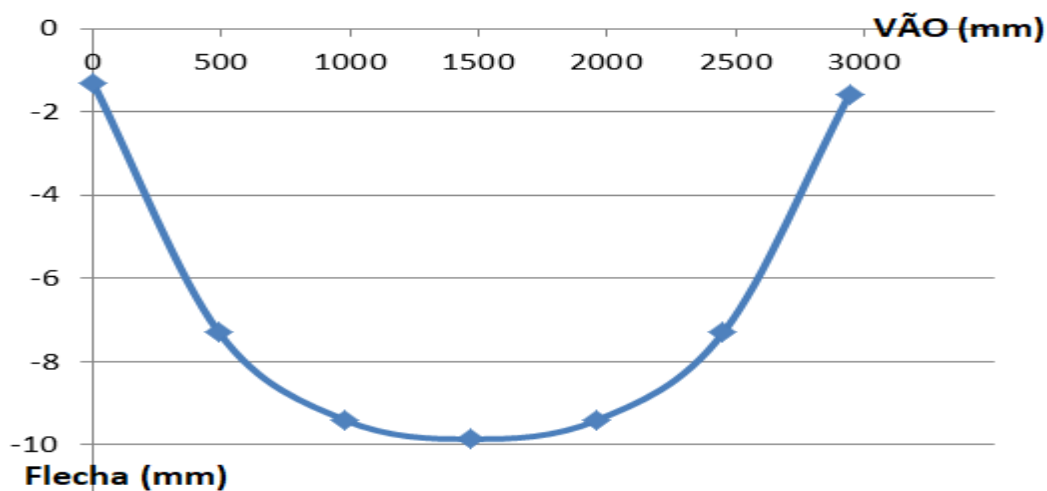


Figura 8: Representação da deformada no Eixo B\_B da GRELHA MLC-GLULAM.

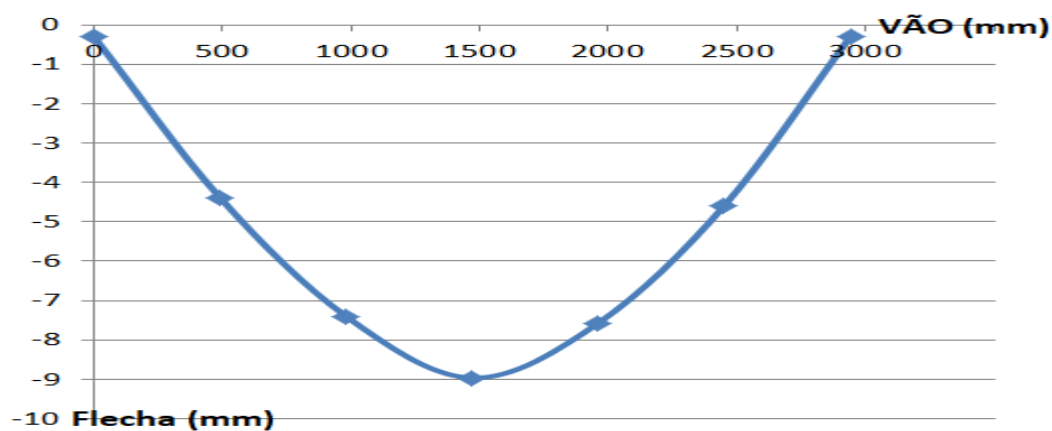


Figura 9: Representação da deformada no Eixo C\_C da GRELHA MLC-GLULAM.

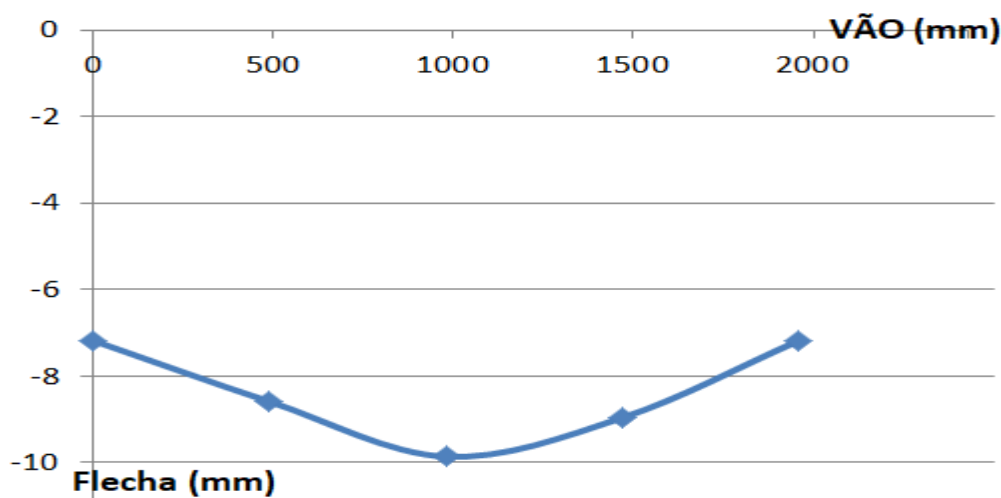


Figura 10: Representação da deformada no Eixo D\_D da GRELHA MLC-GLULAM.

#### 4. CONCLUSÕES

Durante a montagem dos elementos estruturais na confecção da grelha observou-se imprecisões milimétricas devido a imperfeições geométricas ocorridas nos processos manuais de furação e colagem. Diante destas imprecisões, notou-se pequenas variações dos deslocamentos detectadas nos transdutores de deslocamento LVDT's posicionados sob os NÓS da GRELHA MLC-GLULAM.

Diante dos resultados experimentais dos ensaios estáticos de flexão na fase elástica observados pela simetria contínua dos deslocamentos detectados pelos LVDT's no sistema de aquisição de dados DATA SYSTEM 5000, nota-se que na hipótese com carregamento concentrado no nó central da GRELHA MLC-GLULAM, indica-se ao comportamento similar ao teórico de grelha para o modelo original de otimização das ligações semirrígidas com vergalhões nervurados CA-50 colados com adesivo epóxi entre os elementos estruturais.

#### AGRADECIMENTOS

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.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). ABNT NBR 7190: 1997. Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2018). Texto base de etapa do projeto de revisão de norma ABNT NBR 7190: 2018. Projetos de estruturas de madeira. Texto base de etapa do Projeto de Revisão, disponibilizado em reunião do CB-02. Brasil.





Brito, L.D. (2018). Otimização de ligações semirrígidas em análise numérica de estruturas especiais em madeira laminada colada. Relatório final: Modalidade Pós-Doutorado. Departamento de Engenharia de Estruturas (SET), Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo (USP). São Carlos, Brasil.

Eurocode (1997). Glued-in steel rods. Anexo A (informative). PrENV 1995-2: 1997.

Eurocode (2003). Bonded-in steel rods. Anexo C (informative). PrEN 1995-2: 2003.



## ESTABILIDADE EM PEÇAS DE MADEIRA: COMPARAÇÃO DE CRITÉRIOS NORMATIVOS

### TIMBER STRUCTURES STABILITY: COMPARISON BETWEEN CODES

Sato, Julie Naomi<sup>(1)</sup>; Mascia, Nilson Tadeu<sup>(2)</sup> \*

<sup>(1)</sup> Engenheira civil. Unicamp. Campinas, Brasil

<sup>(2)</sup> Professor titular, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Unicamp, Campinas, Brasil

\* Contacto: [ntm@unicamp.br](mailto:ntm@unicamp.br)

#### Resumo

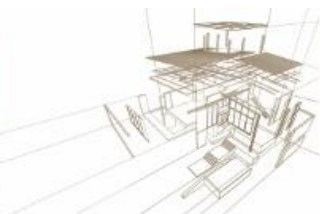
A norma brasileira para Projetos de Estruturas de Madeira ABNT-NBR 7190 de 1997 substituiu a anterior ABNT-NB 11 de 1951, provocando profundas alterações nos seus conceitos de segurança e proporcionou inegáveis e inúmeras vantagens nos procedimentos de verificação e dimensionamento de elementos estruturais. No entanto, as dificuldades de cálculo do método de dimensionamento proposto pela ABNT-NBR 7190/1997, especialmente o dimensionamento de peças comprimidas e flexocomprimidas com relação à condição de segurança a estabilidade, fizeram com que o modelo proposto sofresse diversas críticas. Nesse contexto, em 2011 foi formulado o projeto de norma da ABNT-NBR 7190, que teve sua última revisão em 2013, com uma grande diferença nos critérios de dimensionamento e de verificação de estabilidade. Desta forma, neste trabalho foi realizada uma análise comparativa dos métodos de cálculo da ABNT-NBR 7190/1997, do Projeto de Revisão da NBR 7190 e da norma européia, o Eurocode 5 de 2004. Baseado nos resultados obtidos, pode-se afirmar que o método adotado pelo Projeto de Revisão da ABNT-NBR 7190, de um modo geral, é o mais conservador. Os valores resultantes dos critérios desse projeto de revisão são inferiores ao da norma Eurocode 5, exceto no intervalo definido pela NBR 7190/1997 de peças medianamente esbeltas, em que os valores obtidos pelos critérios da NBR 7190/97 são inferiores em alguns casos. Observou-se ainda que o método proposto pelo Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) tornou o cálculo da estabilidade mais expedito e simples de ser aplicado.

*Palavras-chave: Estruturas de madeira, estabilidade, flexocompressão, normas.*

#### Abstract

The Brazilian ABNT-NBR 7190 of 1997 replaced the previous ABNT-NB 11 of 1951, causing deep changes in its concepts of safety and provided undeniable and numerous advantages in the procedures of verification and sizing of structural elements. However, the difficulties of calculating the sizing method proposed by ABNT-NBR 7190/1997, especially the dimensioning of pieces subjected to compression and combined compression and bending with respect to the safety stability condition, made the proposed model suffer several criticisms. In this context, in 2011, the draft standard of ABNT-NBR 7190 was formulated, which had its last revision in 2013, with a great difference in the stability verification and sizing design criteria. Thus, a comparative analysis of the calculation methods of ABNT-NBR 7190/1997, the Draft Review of NBR 7190 and the European standard, Eurocode 5 of 2004, was carried out. Based on the results obtained, it can be stated that the method adopted by the Proposed Review of ABNT-NBR 7190, in general, is the most conservative. The values resulting from the criteria of this revision project are lower than those of the Eurocode 5 standard, except in the interval defined by NBR 7190/1997 of medium slender pieces, where the values obtained by the criteria of NBR 7190/1997 are lower in some cases. It was also observed that the method proposed by the NBR 7190 (2013) Revision Project made the calculation of stability expeditious and easy-to-use.

*Keywords: Timber structures, stability, compression-bending, codes.*



## 1. INTRODUÇÃO

A substituição da norma brasileira de projetos de estruturas de madeira NB 11-ABNT (1951) pela NBR 7190-ABNT (1997) trouxe profundas alterações nos seus conceitos, com inúmeras vantagens nos conceitos de segurança (Fusco et al.1996). De uma norma determinista de tensões admissíveis passa-se a uma norma probabilista de estados limites, fazendo com que o dimensionamento em regime de ruptura permita a racionalização da segurança das estruturas.

Contudo, assim que publicada, Miotto (2003) comenta que a NBR 7190-ABNT (1997) recebeu muitas críticas com relação ao dimensionamento de peças comprimidas e flexocomprimidas, particularmente quanto ao procedimento de cálculo e verificação de estabilidade. Essas críticas eram voltadas sobre a natureza complexa de algumas equações propostas e as descontinuidades abruptas apresentadas no diagrama que representa a variação da resistência de cálculo segundo os diferentes índices de esbeltez. Desta forma, Miotto (2003) realizou uma avaliação teórica dos critérios da NBR 7190-ABNT (1997) para a verificação da estabilidade de peças solicitadas à compressão e à flexocompressão, comparando-os com as recomendações das normas de outros países, visando orientar o estabelecimento de um processo de cálculo com uma desejável objetividade e subsidiar possíveis alterações no documento normativo brasileiro.

Baraldi e Logsdon (1998), Gehri (2000) e Santos (2000 e 2002) e Miotto e Dias (2006), entre outros, constataram um problema de descontinuidade abrupta no diagrama de variação da resistência de cálculo com os diferentes índices de esbeltez, decorrente da consideração de excentricidades e efeitos de fluência de forma diferenciada no intervalo de índices de esbeltez.

Dentro desse contexto, em 2011 formulou-se a proposta de norma da NBR 7190-ABNT (1997) e a revisão do seu texto mais recente ocorreu em 2013, sendo esse o 2º Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013), em que propõe critérios de verificação de segurança a estabilidade de maneira semelhante aos critérios da norma europeia, o EUROCODE 5 (2004).

Sob esta ótica, este trabalho visou dar continuidade nos estudos sobre o tema, focando em peças de madeira serrada sujeitas à compressão e à flexocompressão com relação à condição de segurança a estabilidade e comparar os esforços de cálculo resultantes segundo os critérios propostos pela norma: brasileira e seu projeto de revisão e a norma européia.

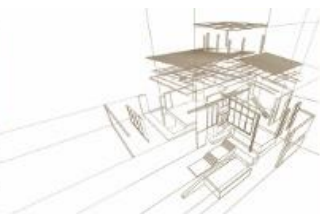
## 2. CRITÉRIOS NORMATIVOS

São apresentados os critérios normativos essenciais para a elaboração desse trabalho no tocante aos métodos de dimensionamento, para peças serradas sujeitas à compressão e flexocompressão paralelas as fibras e referentes à condição de segurança à estabilidade.

### 2.1. Critérios relativos à NBR 7190-ABNT (1997)

Segundo a NBR 7190-ABNT (1997), para a obtenção do valor de cálculo da resistência da madeira a partir do seu valor característico deve-se introduzir o coeficiente de minoração e o coeficiente de modificação, que leva em conta influências não consideradas pelo coeficiente de minoração, como efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente sobre a propriedades de resistência da madeira. O módulo de elasticidade efetivo que reflete a rigidez da peça é obtido a partir do coeficiente de modificação e do módulo de elasticidade médio. Além disso, a norma brasileira apresenta as classes de resistência das madeiras com propriedades padronizadas separadas em coníferas e dicotiledôneas.

Com relação as condições de verificação a estabilidade, a NBR 7190-ABNT(1997) classifica as peças comprimidas em três categorias a partir do índice de esbeltez,  $\lambda$ . Nesse índice é considerado apenas os comprimentos de flambagem,  $L_0$ , para duas situações, ou seja, barras biarticuladas, com  $L_0$  igual a distância entre os apoios, e engatadas livre com  $L_0$  igual a duas



vezes o comprimento da barra. Para  $0 < \lambda \leq 40$ , as peças são classificadas como curtas, para  $40 < \lambda \leq 80$ , como medianamente esbeltas e para  $80 < \lambda \leq 140$  como esbeltas.

Na hipótese de peça curta, a peça deve ser verificada somente pela condição de resistência às tensões normais de compressão ou flexocompressão paralelas as fibras se for o caso, sendo dispensada a consideração de eventuais efeitos de flexão e a verificação de estado limite último de instabilidade. Nas demais hipóteses, a verificação de segurança relativa à estabilidade deve ser feita admitindo-se uma excentricidade accidental mínima, uma excentricidade inicial mínima, além de acréscimos nas excentricidades devidos aos efeitos de segunda ordem (Alvim 2009). Para peças esbeltas, uma excentricidade relativa à fluência deve ser considerada. Desta forma, considera-se atendida a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade, para as peças medianamente esbeltas e esbeltas, quando respeitada a seguinte condição conforme a Equação 1:

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{M,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad (1)$$

onde:

- $\sigma_{Nc,d}$  é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de compressão,
- $\sigma_{M,d}$  é o valor de cálculo da parcela de tensão de compressão devida ao momento fletor,
- $f_{co,d}$  é o valor de cálculo da resistência da madeira à compressão paralela as fibras.

Esse momento é calculado como uma ampliação do momento inicial e envolvendo a força normal e a excentricidade devida ao efeito de segunda ordem.

## 2.2. Critérios relativos ao EUROCODE 5 (2004)

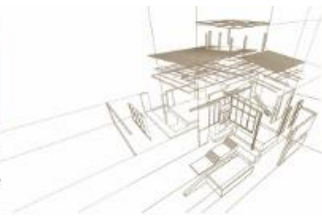
Segundo o EUROCODE 5 (2004), para o valor de cálculo da resistência da madeira a partir do seu valor característico deve-se introduzir o coeficiente de ponderação e o coeficiente de modificação, de modo análoga à norma brasileira. Quanto ao módulo de elasticidade longitudinal ajustado ao quantil 5% da distribuição de frequências, utilizado no cálculo de verificação de estabilidade, o EUROCODE 5(2004) não o define, assim como as classes de resistência das madeiras e os comprimentos de flambagem, sendo necessário recorrer a normas complementares, como as relações indicadas por Porteous e Kermani ( 2007).

Com relação as condições de verificação a estabilidade, o EUROCODE 5 (2004) classifica as peças comprimidas em duas categorias conforme o índice de esbeltez relativo,  $\lambda_{rel}$ . Para  $\lambda_{rel,x} \leq 0,3$  e  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ , sendo x e y eixos principais de inércia, as tensões normais devem satisfazer as verificações de resistência da peça. Para todos os outros casos, as tensões devem satisfazer as condições descritas no código normativo. O EUROCODE 5 (2004) utiliza, em as seguintes expressões para os índices de esbeltez relativo, de acordo com a Equação 2 e a Equação 3:

$$\lambda_{rel,x} = \frac{\lambda_x}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (2)$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3)$$

Onde:



- $\lambda_{rel,x}$  e  $\lambda_x$  são índices de esbeltez relativo e convencional correspondentes à flexão no eixo x;
- $\lambda_{rel,y}$  e  $\lambda_y$  são índices de esbeltez relativo e convencional correspondentes à flexão no eixo y;
- $f_{c0,k}$  é o valor característico da resistência da madeira à compressão paralela as fibras;
- $E_{0,05}$  é o valor do módulo de elasticidade longitudinal ajustado ao quantil 5% da distribuição de frequências.

Nas situações de verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira para peças sujeitas à compressão e à flexocompressão, o EUROCODE 5 (2004) utiliza o módulo de elasticidade longitudinal ajustado ao quantil 5% da distribuição de frequências, que pode ser obtido por expressões referidas no EN 338 (2009) como:

$$E_{0,05} = 0,67 * E_{0,mean} \text{ para coníferas (softwoods) e}$$

$$E_{0,05} = 0,84 * E_{0,mean} \text{ para dicotiledôneas (hardwoods),}$$

onde:  $E_{0,mean} = E_{c0,m}$  é o valor médio do módulo de elasticidade à compressão.

Para  $\lambda_{rel,x} \leq 0,3$  e  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ , as tensões normais devem satisfazer as verificações de resistência de flexocompressão ( Equação 4 e a Equação 5) e para todos os outros casos, as tensões devem satisfazer as seguintes condições de estabilidade. Com relação às condições de verificação ao estado limite último de instabilidade, os critérios seguem o mesmo modelo do EUROCODE 5 (2004), observando-se que há uma diferença nas expressões de verificação, cujos valores da resistência de cálculo a flexão são substituídos pelo valor de cálculo da resistência da madeira à compressão paralela as fibras.

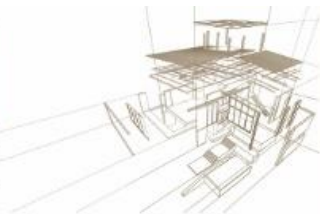
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,x} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (5)$$

Onde  $K_m$  vale 0,7 para seção retangular. Os outros parâmetros são definidos pelas Equação 6, Equação 7, Equação 8 e Equação 9:

$$k_{c,x} = \frac{1}{k_x + \sqrt{k_x^2 - \lambda_{rel,x}^2}} \quad (6)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (7)$$



$$k_x = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,x} - 0,3) + \lambda_{rel,x}^2) \quad (8)$$

$$k_y = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (9)$$

$\beta_c$  é um fator para peças dentro dos limites de divergência de alinhamento permitidos pelo EUROCODE 5 (2004): vão/500 para madeira laminada colada e LVL (Laminated veneer lumber) e vão/300 para madeira sólida. Para madeira serrada  $\beta_c = 0,2$ .

### 2.3. Critérios relativos ao 2º Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013)

Segundo o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013), o valor de cálculo da resistência da madeira é calculado da mesma maneira que a NBR 7190-ABNT (1997) e quanto ao módulo de elasticidade longitudinal ajustado ao quantil 5% da distribuição de frequências, utiliza-se um fator constante de 0,7 do valor médio do módulo de elasticidade à compressão. Quanto as classes de resistência, o Projeto de Revisão da norma brasileira classifica somente as classes de resistência para espécies de madeira na floresta tropical (folhosas), de modo semelhante à classe das dicotiledôneas da NBR 7190 (1997), e inclui as classes de resistência para espécies de madeiras de florestas plantadas, cujas classes são semelhantes às referenciadas pelo EUROCODE 5 (2004).

Os comprimentos de flambagem dependem das condições de vinculação das extremidades das barras e são ligeiramente superiores aos teóricos, pois os vínculos não possuem ligações totalmente rígidas, mas semirrígidas (Negrão e Faria 2009).

Com relação às condições de verificação ao estado limite último de instabilidade, os critérios seguem o mesmo modelo estabelecido pelo EUROCODE 5 (2004), observando-se que há uma diferença nas expressões de verificação, cujos valores da resistência de cálculo a flexão são substituídos pelo valor de cálculo da resistência da madeira à compressão paralela as fibras.

Para tornar claro as verificações da instabilidade quanto ao uso das expressões do EUROCODE 5 (2004) adotadas no Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013), ou seja, para as situações de  $\lambda_{rel,x} \leq 0,3$  e  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ , são apr, adaptadas as classes de

resistência da norma brasileira e que tem base na equação, isto é,  $\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$ , sendo nesse caso não colocado os índices x ou y nos índices de esbeltez. Pode-se verificar que para  $\lambda_{rel} = 0,3$  os valores de  $\lambda$  situam-sentre 15 e 20 para as diversas classes.

A Figura 1 apresenta uma relação mais próxima a esta ao se utilizar a Equação 4 e a Equação 5. Pode-se notar que a partir de  $\lambda = 40$  há uma nítida redução de  $Kc$  similar ao que ocorre nos diagramas de tensão normais de compressão e índice de esbeltez  $\lambda$ .

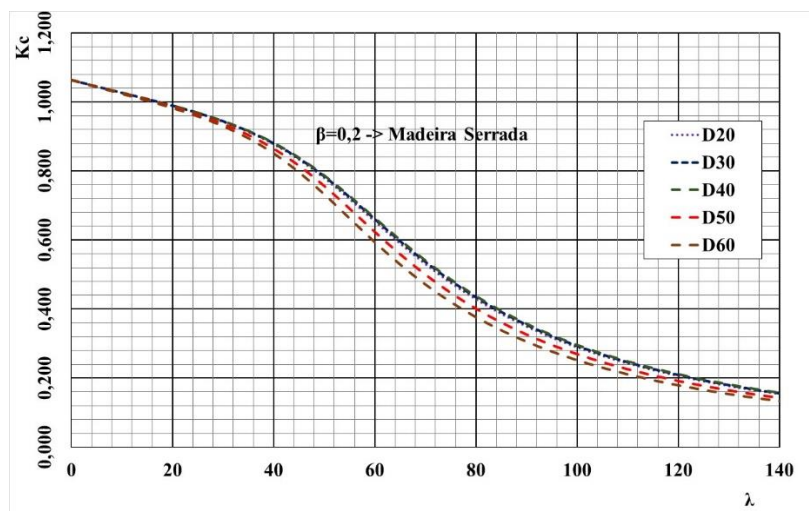
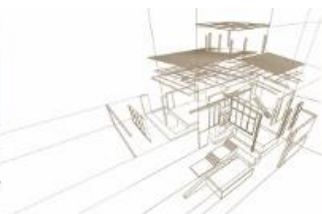


Figura 1: Relação entre parâmetro Kc os índices de esbeltez convencional.

Nessas situações de verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade paralelamente às fibras deve ser tomado com o valor característico para verificação de peças comprimidas e flexocomprimidas, ou seja  $E_{0,05} = 0,7 * E_{c0,m}$ .

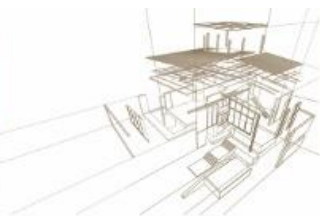
Observa-se ainda que para peças que compõem pórticos, pilares ou vigas em que a instabilidade lateral pode ocorrer, o desvio no alinhamento axial da peça, medido na metade da distância entre os apoios, deverá ser limitado em: vão/300 para peças de madeira serrada ou roliça, vão/500 para peças de madeira laminada colada.

### 3. MÉTODO DE ANÁLISE

O estudo realizado analisa e compara os métodos normativos brasileiros com a europeia a fim de buscar diferenças e semelhanças entre eles. Para que a comparação seja realizada foi necessário a definição de alguns parâmetros iniciais.

Para simplificação dos cálculos, foram adotadas somente peças de madeira serrada com seção transversal retangular e extremidades biarticuladas. Escolheu-se seções transversais convencionais com dimensões 6 cm por 12 cm.

Foram realizados cálculos adotando-se a propriedade de resistência e rigidez da classe C60 do tipo dicotiledônea fornecida pela NBR 7190 (ABNT,1997) para a avaliação numérica. Nesse caso tem-se a resistência característica à compressão paralela às fibras igual a 60 MPa, e o módulo de elasticidade médio à compressão paralela às fibras igual a 24.500 MPa. No entanto, na norma europeia utiliza-se a resistência a flexão nas expressões de verificação das peças flexocomprimidas. Como essa propriedade não é contemplada nas tabelas da NBR 7190 (ABNT,1997), realizou-se dois casos para a verificação de estabilidade nos critérios do EUROCODE 5 (2004): substituição dos parâmetros de resistência a flexão como primeiro caso, empregando os valores de resistência à compressão  $f_{c0,d}$  e como segundo caso, utilizando os valores de resistência



à tração  $f_{t0,d}$ . Para o cálculo da resistência à tração, a NBR 7190-ABNT (1997) permite adotar a relação  $f_{c0,k}/f_{t0,k} = 0,77$  na falta de determinação experimental.

Fez-se, de forma análoga, a avaliação numérica adotando a propriedade de resistência e rigidez da classe D60 do tipo folhosas de madeiras plantadas fornecida pelo 2º Projeto de Revisão da NBR 7190. Neste caso, como tal tabela define o valor de resistência a flexão, utilizou-se esse valor nas expressões de verificação das peças flexocomprimidas segundo critérios do EUROCODE 5 (2004). Nota-se que no Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) há uma tabela, na qual são apresentadas as classes de resistência para coníferas e folhosas (dicotiledôneas), mas a classe correspondente a C60, denominada D60, tem a resistência característica à flexão de 60 MPa e à compressão paralela às fibras de 32 Mpa. Em outra tabela, Tabela 2, desse projeto de revisão são apresentados os valores das classes de resistência para as folhosas, e neste caso somente são listados os valores característicos de compressão paralela e para a classe D60 a resistência vale 60 Mpa.

Optou-se por definir a classe de resistência por valor da compressão de 32 MPa, seguindo o projeto de norma para mostrar uma análise distinta da relativa à classe C60.

Neste estudo, admitiu-se os mesmos valores de carregamento e coeficientes adotados por Miotto (2003). Desta forma, considerou-se carregamento composto apenas por ações permanentes, com  $k_{mod,1} = 0,6$ , madeira na categoria seca, com  $k_{mod,2} = 1,0$  e finalmente, madeira de 1ª categoria, com  $k_{mod,3} = 1,0$ . Assim como em Miotto (2003), os fatores não contemplados pela NBR 7190-ABNT (1997) serão adotados como valor unitário. Observa-se ainda que para considerar o efeito da fluência no cálculo da excentricidade para peças esbeltas quando utilizada a NBR 7190-ABNT (1997) foi considerado o caso o coeficiente de fluência igual a 0,8.

Neste trabalho são analisados casos de compressão simples e flexocompressão, adotando-se excentricidades iniciais que provocam uma flexão sobre o eixo de menor inércia. Devido as interpretações divergentes de diversos autores, tais como Pfeil e Pfeil (2003), analisou-se ambos os casos: uma com a excentricidade inicial  $e_i$  nula e outra com um valor mínimo descrito na NBR 7190-ABNT (1997) de  $h/30$ , sendo  $h$  a altura da seção transversal referente ao plano de verificação. Além desses dois casos, considerou-se ainda a situação mais solicitante, com excentricidade  $h/2$ . Apesar das normas estudadas exigirem verificações para a condição de segurança relativa à resistência de peças comprimidas e flexocomprimidas, este estudo foca somente em verificações de segurança em relação ao estado limite último de instabilidade.

Os dados resultantes são ilustrados na forma de gráficos  $N_d/A$  vs  $\lambda$ , permitindo-se a visualização das tensões máximas em relação aos valores de índice de esbeltez, parâmetro de uso convencional no estudo sobre estabilidade à compressão.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste trabalho foram considerados apenas as propriedades de resistência e rigidez da classe C60 do tipo dicotiledônea fornecida pela NBR 7190-ABNT (1997) equivalentes a D60 do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013), isto é, a resistência característica à





compressão paralela às fibras, igual a 60 MPa, e o módulo de elasticidade médio à compressão paralela às fibras igual a 24.500 Mpa. A resistência de cálculo é dada por:

$$f_{c0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w} \quad (10)$$

A avaliação numérica é dividida em duas partes: a primeira: a classe C60 da NBR 7190-ABNT (1997); a segunda: a classe D60 do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013).

#### 4.1. Avaliação numérica dos critérios normativos classe C60 da NBR 7190 - ABNT (1997)

A Figura 2 apresenta os resultados para compressão centrada paralela as fibras, sendo as propriedades de resistência e rigidez da classe C60 NBR 7190-ABNT (1997).

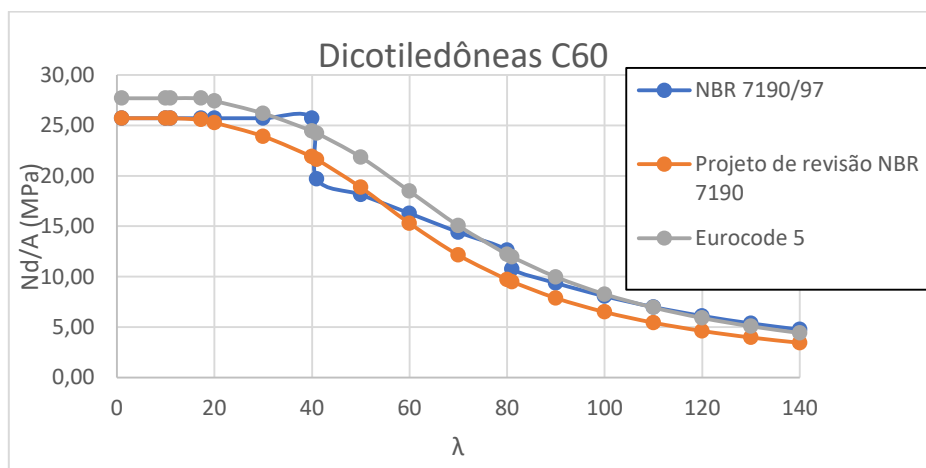
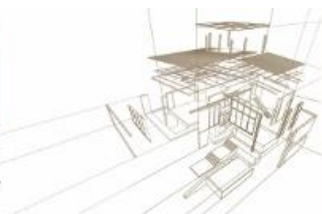


Figura 2: Comparação para dicotiledôneas (folhosa) classe C60 submetidas à compressão centrada.

A partir da análise dos dados da Figura 2, é possível observar que não há descontinuidades nas curvas do EUROCODE 5 (2004) e do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) para peças submetidas à compressão centrada paralela as fibras, enquanto que para NBR 7190 -ABNT (1997) há para o valor de  $\lambda = 40$  acentuada variação. Os valores do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) são, de um modo geral, inferiores comparado a NBR 7190 -ABNT (1997), exceto no intervalo entre os índices de esbeltez 40 e 60, na qual a situação inverte. Em relação ao EUROCODE 5 (2004), o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) apresenta maiores divergências de valores para índices de esbeltez maiores em dicotiledôneas, com valores de  $N_d$  22% inferiores.

Para a análise de peças flexocomprimidas considerou-se dois casos de excentricidades iniciais:  $h/30$  e  $h/2$ . A Figura 3 mostra os resultados para o segundo caso. Em ambos



os casos observa-se uma descontinuidade nas curvas do EUROCODE 5 (2004) e do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) no ponto em que  $\lambda_{rel} = 0,3$ , ou ao redor de  $\lambda = 16$  para essa classe de madeira, na qual as normas sugerem condições de verificação a estabilidade de forma distinta para  $\lambda_{rel}$  superiores e inferiores.

Quando submetidas à flexocompressão com excentricidade inicial, verifica-se que os valores do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) possuem valores inferiores em comparação com a NBR 7190-ABNT (1997), exceto no intervalo dos índices de esbeltez de 40 a 60, na qual a situação inverte, de modo semelhante à situação de compressão centrada. Os dados resultantes da aplicação do EUROCODE 5 (2004), superam os dados do Projeto de Revisão da NBR 7190/2013 em aproximadamente 20% quando substituído o parâmetro de resistência à flexão pelo o valor de resistência à compressão e em aproximadamente 25% quando utilizado o valor de resistência à tração.

Para peça sujeita à flexocompressão com excentricidade inicial  $h/2$ , os valores resultantes dos critérios do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) assemelham-se com os valores da NBR 7190-ABNT(1997), exceto no intervalo entre os índices de esbeltez 20 e 40, no qual os resultados da NBR 7190-ABNT (1997) superam os do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) em 23%. Os dados resultantes do EUROCODE 5 (2004), superam os dados do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) até 30% quando utilizado o valor de resistência à compressão e em até 60% quando utilizado o valor de resistência à tração.

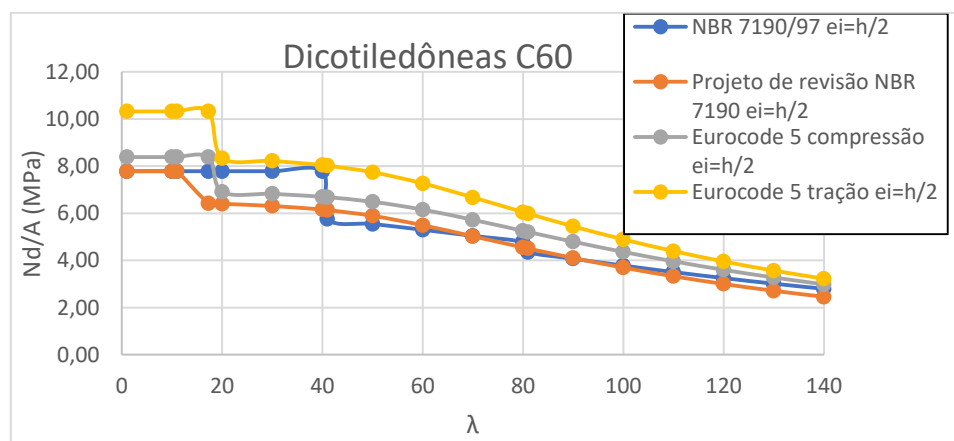
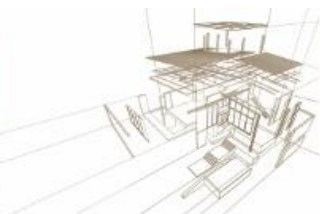


Figura 3: Comparação para dicotiledôneas classe C60 submetidas à flexocompressão com excentricidade inicial  $h/2$ .

## 5. CONCLUSÃO

À luz dos resultados obtidos, pode-se afirmar que o método adotado pelo Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013), de um modo geral, é o mais conservador. Os valores resultantes dos critérios do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) são inferiores aos da NBR 7190-ABNT (1997) e do EUROCODE 5 (2004), exceto no



intervalo definido pela NBR 7190-ABNT (1997) de peças medianamente esbeltas, em que os valores obtidos pelos critérios da NBR 7190-ABNT (1997) são inferiores em alguns casos.

Os critérios adotados pelo Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) são análogos ao modelo da norma europeia, como é possível verificar pela semelhança nas tendências das curvas apresentadas nos gráficos. A diferença entre os valores se deu devido a diferentes parâmetros empregados por cada norma, como o módulo de elasticidade medido na direção paralela as fibras e a resistência a flexão. Destaca-se que no caso de peças flexocomprimidas, o EUROCODE 5 (2004) utiliza a resistência de cálculo a flexão ( $f_{m,x,d}$  e  $f_{m,y,d}$ ), parâmetro não definido na NBR 7190-ABNT(1997). Assim nos cálculos, os valores de resistência à flexão foram substituídos pelos de resistência à tração e à compressão, ou seja, um caso em que  $f_{m,k} = f_{c0,k}$  e outro que  $f_{m,k} = f_{t0,k} = f_{c0,k}/0,77$ .

Para a compressão centrada, nota-se uma linha retilínea para valores baixos de índice de esbeltez, em que  $\lambda_{rel} \leq 0,3$ . Nas condições de flexocompressão, marca-se negativamente as descontinuidades nas curvas no intervalo de índice de esbeltez entre 15 e 20.

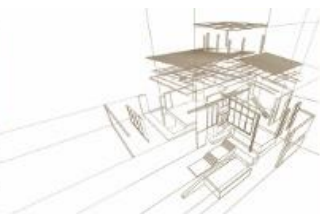
No caso das espécies de florestas plantadas, o Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) fornece valores de resistência a flexão, não sendo necessária a substituição desse parâmetro pela resistência à compressão e à tração nas verificações do EUROCODE 5 (2004). Observou-se que os valores de resistência à flexão são, em geral, mais elevados em comparação com os valores de resistência à compressão e à tração. Devido a essa divergência, destaca-se a notável diferença entre os resultados do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) e do EUROCODE 5 (2004).

A simplicidade de aplicação dos métodos do Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013) e do EUROCODE 5 (2004) merecem destaque quando comparada com o método da NBR 7190 -ABNT (1997). Contudo, o projeto da norma brasileira e o da norma europeia tem como pontos negativos a imposição de diferentes condições de verificação, o que resultou nas descontinuidades observada nos gráficos, e a falta de informações quanto à consideração dos efeitos de segunda ordem, conforme Miotto (2003).

Para trabalhos futuros seria interessante considerar a resistência à flexão analogamente ao EUROCODE 5 (2004), para possível consideração deste parâmetro na norma brasileira, evitando valores de  $N_d$  muito inferiores ao que a peça poderia suportar. Além disso, é importante que os efeitos de segunda ordem na verificação de estabilidade no Projeto de Revisão da NBR 7190 (2013), estejam colocadas de modo mais claros.

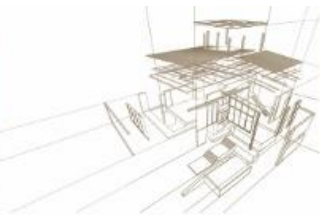
## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio institucional da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC), UNICAMP, para a realização desta pesquisa.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvim, R., C. Projeto de estruturas de madeira: peças compostas comprimidas. São Paulo: Blucher Acadêmico, 2009.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT/CB-02: 2º PN Revisão ABNT 7190. 2013.
- 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.
- European Committee for Standardization. EUROCODE 5: Design of Timber Structures. 2004.
- European Committee for Standardization. EN 338: Structural timber – Strength classes. 2009.
- Fusco, P.B.; Calil Junior, C.; Almeida, P.A.O. (1996). Norma de projeto de estruturas de madeira. BT/PEF/9702, ISSN 0103-9822, São Paulo.
- Gehri, E. (2000). A nova versão do Eurocode 5. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7., 2000, São Carlos.
- 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.
- Miotto, J.L.; Dias, A.A. (2006). Avaliação dos critérios de dimensionamento para peças comprimidas e flexocomprimidas de madeira. Cadernos de Engenharia das Estruturas, São Carlos, v.8, n.33, p. 53-81.
- Negrão, J., Faria, A. (2009). Projecto de Estruturas de madeira. Publindustria, Edições Técnicas.
- Pfeil, W.; Pfeil, M. Estruturas de Madeira (2003) 6a.ed. Rio de Janeiro: LTC-Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- Porteous, J; Kermani, A. (2007) Structural timber design to Eurocode 5. Blackwell Publishing Ltd.
- 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.



**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNIONES DENTADAS ENCOLADAS, PARA LA FABRICACIÓN DE VIGAS LAMINADAS CON LA MADERA TORNILLO (CEDRELINGA CATENIFORMIS D. DUCKE)**

**EVALUATION OF THE STRENGTH BEHAVIOR OF FINGER JOINT GLUED, FOR THE MANUFACTURE OF GLUE- LAMINATED TIMBERS BEAMS WITH TORNILLO (CEDRELINGA CATENIFORMIS D. DUCKE)**

Cruzatt, Fredy <sup>(1)</sup>\*; Moromi, Isabel <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Bachiller de la Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú

<sup>(2)</sup> Msc. Ing. Civil de la Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú

\* Contacto: facruzattal@gmail.com

### Resumen

El objetivo principal del estudio es evaluar y obtener los valores de resistencia característica de las uniones dentadas de madera Tornillo (*Cedrelinga cateniformis D. Ducke*), para su utilización en la fabricación de vigas de madera laminada para uso estructural. Se elaboraron 80 probetas con unión dentada encoladas con MUF (Melamina Úrea Formaldehído), de las cuales 40 probetas fueron ensayadas a flexión estática a 4 puntos de acuerdo con lo indicado por la norma EN 408 y las otras 40 probetas fueron ensayadas a tracción paralela a la fibra siguiendo las pautas indicadas por la norma NBR 7190 y la metodología de ensayo presentada por Mohamad et al. (2011). La resistencia característica a flexión y tracción paralela a la fibra de las uniones dentadas obtenidas fueron de 38.11 MPa y 35.11 MPa respectivamente. La resistencia característica a flexión fue similar a la resistencia mínima a flexión de las uniones dentadas de láminas (38MPa) encontrada en la norma EN 14080, mientras que la resistencia característica a tracción paralela a la fibra logró superar los 29 MPa, valor asignado a la clase resistente más alta de la norma EN 14080. Para cada ensayo efectuado se clasificaron y caracterizaron cada una de las probetas por tipo de falla, con la finalidad de evaluar la calidad del encolado de la unión fabricada. En esta etapa de análisis la mayoría de uniones dentadas produjeron un 100% de rotura por madera (falla tipo 1) y rotura por madera - adhesivo (falla tipo 2), es decir, el encolado funcionó adecuadamente.

*Palabras-clave: Vigas, Tornillo, Resistencia a la flexión, Resistencia a la tracción.*

### Abstract

The main objective of the study is to evaluate and obtain the values of resistance characteristic of the finger joints of wood Tornillo (*Cedrelinga cateniformis D. Ducke*), for its use in the manufacture of laminated wooden beams for structural use.

They were made 80 specimens with finger joints glued with MUF (Melamine Urea Formaldehyde) were prepared, of which 40 test pieces were tested to static bending at 4 points according to what is indicated by the EN 408 standard and the other 40 specimens were tested with under tension parallel to the fiber following the guidelines indicated by the NBR 7190 standard and the test methodology presented by Mohamad (2011). The characteristic resistance to bending and tensile parallel to the fiber of the finger joints obtained were 38.11 MPa and 35.11 MPa respectively. The characteristic resistance to bending was similar to the minimum bending strength of the finger joints of lamellas (38MPa) found in the EN 14080 standard, while the characteristic resistance to tensile parallel to the fiber exceeded 29 MPa, value assigned to the highest resistant class of the EN 14080 standard. For each test carried out, each of the specimens was classified and characterized by type of failure, in order to evaluate the quality of the bonding of the manufactured joint. In this analysis stage, most of the finger joints produced 100% breakage to wood (type 1 failure) and breakage by wood and adhesive (type 2 failure), that is, the gluing worked properly.

*Keywords: Beams, Tornillo, Bending strength, Tensile strength.*



## 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, el desarrollo e industrialización de la Madera Laminada Encolada (MLE) se encamina como una alternativa de solución al problema de deforestación de los bosques, ya que mediante este proceso de fabricación se busca racionalizar y aprovechar el recurso maderero. Este proceso se logra juntando piezas cortas de madera libre de defectos a través de uniones longitudinales que pueden ser de canto, biseladas o dentadas; estas últimas sustituyeron a las uniones biseladas y se utilizaron por primera vez en una aplicación estructural realizada por Egner y Jagfeld del Instituto Otto Graf en Stuttgart, Alemania, con el tiempo lograron ser las uniones más utilizadas en la industria del laminado debido a su menor desperdicio de madera, facilidad de fabricación y buen rendimiento (Jokerts 1981).

Para conseguir que las uniones dentadas produzcan buena resistencia, es necesario escoger el tipo de adhesivo para elaborar elementos de MLE de buena calidad. En el mercado existen diversos tipos de adhesivo a base de urea formaldehído, úrea resorcinol y úrea melamina adecuadas para uso en la elaboración de elementos estructurales (Demkoff 2003), cabe señalar que para producir con éxito láminas y elementos de MLE con uniones dentadas estas dependen de la geometría del diente, el adhesivo, la cantidad de adhesivo, humectabilidad de la madera, presión de ensamble (Franke, Schusser and Müller 2014; Ahmad et al. 2017).

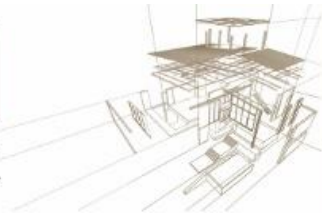
Comúnmente las especies más utilizadas son las coníferas de baja densidad, y recientemente se están estudiando y usando maderas duras y semiduras en la industria de la construcción. Específicamente el Tornillo es una madera de baja densidad, trabajable, de buen cepillado, poco susceptible al ataque de hongos e insectos, de alta durabilidad natural, de amplia distribución en Perú y gran acogida en el mercado (Scheelje 2002).

Este estudio evaluó la resistencia de las uniones dentadas a flexión y tracción paralela a la fibra, con la finalidad de obtener láminas de buena resistencia para su uso en la fabricación de vigas de madera laminada de Tornillo.

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Elaboración de las muestras con uniones dentadas

En el trabajo se utilizaron como materiales a la madera Tornillo y el adhesivo MUF 1242/2542. Primero se cortaron piezas de madera saneadas cuya humedad promedio medida en campo fue de 12.8%, luego se realizaron los cortes y formación del perfil dentado (Tabla 1), poco después se le aplicó el adhesivo escogido. Finalmente se unieron las piezas encoladas a una presión de 0.51MPa, con esta presión de ensamble no se observaron grietas; las Figuras 1, 2, 3 y 4 muestran el proceso de fabricación de las probetas. Asimismo el procedimiento de elaboración de las muestras con unión dentada siguió los requisitos mínimos indicados en la norma EN14080 (2013).



*Tabla 1: Geometría del perfil dentado*

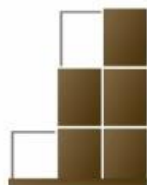
Empresa Postes Wise SAC.		
$l_j$	Longitud de diente	13 mm
$p$	Paso	4.5 mm
$b_t$	Anchura del diente	0.7 mm



*Figura 1: Piezas de madera Tornillo*



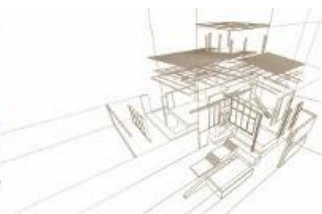
*Figura 2: Perfil dentado longitudinal*



# CLEM

2019

18 al 20 de noviembre  
Hotel Cottage  
Montevideo - Uruguay



4º CONGRESO  
LATINOAMERICANO  
DE ESTRUCTURAS  
DE MADERAS



*Figura 3: Encolado de piezas dentadas*



*Figura 4: Unión de piezas dentadas*

## 2.2. Ensayo de flexión a 4 puntos

Las muestras con unión dentada fueron sometidas a cargas de flexión siguiendo los procedimientos descritos en la norma EN 408 (2012). Los ensayos se ejecutaron en la Máquina Universal AMSLER cuya capacidad de carga es de 50000Kgf y rango de velocidad de aplicación de carga que varía entre los 4 mm/s a 6 mm/s. La Figura 5 muestra el ensayo a flexión de una probeta dentada de sección 40mm x35mm y con una luz de 630 mm (18 veces el espesor de la muestra) y cargado simétricamente en los tercios de la luz.

Para complementar el estudio se realizaron ensayos a flexión a las láminas sin unión dentada con el objetivo de usarlas como puntos de control.





*Figura 5: Ensayo de flexión a 4 puntos*

Con los datos obtenidos del ensayo a flexión se procedió a determinar la resistencia a la flexión, utilizando la siguiente expresión.

$$f_m = \frac{3P_{m\acute{a}x}a}{bh^2} \quad (1)$$

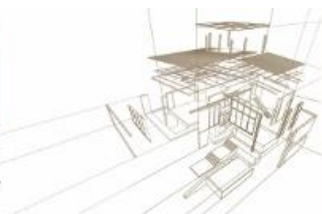
donde:

- $f_m$  es resistencia a la flexión (MPa),
- $P_{m\acute{a}x}$  es carga máxima a la rotura (N),
- $L$  luz de la probeta (mm),
- $a$  distancia entre el apoyo y la carga aplicada a  $L/3$  (mm),
- $b$  ancho de la probeta (mm),
- $h$  espesor de la probeta (mm).

### 2.3. Ensayo de tracción paralela a la fibra

Para este ensayo se tomaron como referencia las dimensiones de probetas descritas en la norma NBR 7190 (1997) y la metodología de ensayo presentado por Mohamad, Accordi y Roca (2011). Los ensayos se ejecutaron en la Máquina Universal ZWICK ROELL cuya capacidad de carga es de 1000 kN y a una velocidad de carga axial de 2 mm/min. La Figura 6 muestra las probetas moldeadas para los ensayos de tracción paralela a la fibra con geometría similar al mostrado en la norma NBR 7190, también la Figura 7 muestra el ensayo a tracción de una probeta dentada de sección 40 mm x 7 mm y con una separación entre mordazas de 210 mm y longitud total de 500mm.

Para complementar el estudio se realizaron ensayos a tracción a las láminas sin unión dentada con el objetivo de usarlas como puntos de control.



*Figura 6: Probeta moldeada para ensayo a tracción*



*Figura 7: Ensayo de tracción paralela a la fibra*

Con los datos obtenidos del ensayo a tracción paralela a la fibra se procedió a determinar la resistencia a la flexión, utilizando la siguiente expresión.

$$f_{t,o} = \frac{T_{m\acute{a}x}}{A} \quad (2)$$

donde:

- $f_{t,o}$  es resistencia a la tracción paralela a la fibra (MPa),
- $T_{m\acute{a}x}$  es carga máxima a la rotura (N),
- A área de la sección transversal (mm).

#### **2.4. Tipos de falla**

Al término de cada ensayo se realizó la inspección visual a cada probeta para describir el tipo de falla que se produjo. Para esta tarea se tomó como criterio de evaluación de uniones dentadas los trabajos presentados por Lara- Bocanegra et.al. (2017) y Vega et.al. (2017) (Tabla 2).

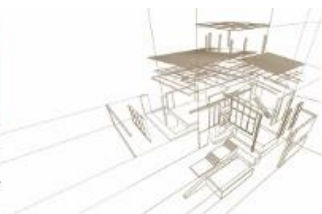
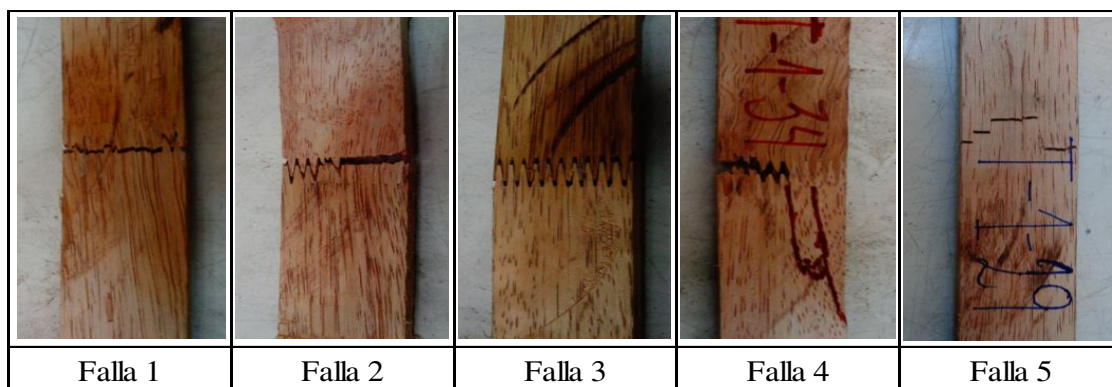


Tabla 2: Tipos de falla



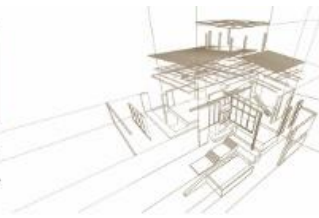
- El tipo de falla 1 se produce cuando el 100% de las uniones dentadas fallan por madera.
- El tipo de falla 2 se produce cuando un porcentaje de las uniones dentadas fallan por madera y adhesivo.
- El tipo de falla 3 se produce cuando el 100% de las uniones dentadas fallaron por adhesivo.
- El tipo de falla 4 se produce en la base de las uniones dentadas y se extiende a lo largo de la pieza de madera.
- El tipo de falla 5 se produce cuando la rotura se origina fuera de la zona de unión.

### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Tabla 3, se presentan los resultados más importantes correspondientes a los ensayos de flexión y tracción paralela a la fibra con y sin unión dentada cuyos valores son: cantidad de muestras (n), resistencia característica a la flexión de la lámina sin unión dentada ( $f_{m,l,k}$ ), resistencia característica a la flexión de la unión dentada ( $f_{m,j,k}$ ), resistencia característica a tracción paralela a la fibra de la lámina sin unión dentada ( $f_{t,o,l,k}$ ), resistencia característica a tracción paralela a la fibra de la unión dentada ( $f_{t,o,j,k}$ ) y densidad básica media ( $\rho_m$ ). Además se incluye la relación existente entre los valores de resistencia a la flexión y tracción paralela a la fibra de las uniones encoladas con MUF y los valores de resistencia a la flexión y tracción paralela a la fibra de las probetas sin unión dentada.

Tabla 3: Resistencia a la flexión y tracción paralela a la fibra de las probetas

Ensayos		Tipo de unión	n	5º percentil (MPa)	$\rho_m$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Eficiencia (%)
Flexión	$f_{m,l,k}$	Sin unión	40	39.40	470	100
	$f_{m,j,k}$	Dentada	40	38.11	449	96.73
Tracción	$f_{t,o,l,k}$	Sin unión	40	44.44	466	100
	$f_{t,o,j,k}$	Dentada	40	35.11	456	79.01



Los resultados muestran que la transferencia de esfuerzos a flexión y tracción es buena y el adhesivo cumple el propósito de penetrar y humectar el área del perfil dentado de la madera Tornillo, demostrándose lo indicado por Ahmad et al. (2017), que la humectabilidad en madera de baja densidad es mejor que la de alta densidad, porque permite una mejor dispersión del adhesivo sobre la superficie de la madera y proporciona una unión más efectiva.

Para complementar y tener mejor entendimiento del comportamiento de las uniones dentadas, se presenta en la Tabla 4, los valores medios ( $\bar{y}$ ) y mediana ( $\bar{m}$ ) de la resistencia y porcentaje de ocurrencia por tipo de falla que produjeron las uniones al ensayarlas a flexión y tracción paralela a la fibra; también se presenta en las Figuras 8 y 9, la relación de resistencias a flexión y tracción paralela a la fibra en relación al tipo de falla y adhesivo usado en la fabricación de láminas con uniones dentadas y vigas de madera laminada.

Tabla 4: Resultados de las resistencias a flexión y tracción por tipo de falla

Tipo de falla	Flexión			Tracción		
	$\bar{y}$ (MPa)	$\bar{m}$ (MPa)	Ocurrencia (%)	$\bar{y}$ (MPa)	$\bar{m}$ (MPa)	Ocurrencia (%)
Falla 1	55.75	52.13	17.50	68.69	69.96	17.50
Falla 2	53.94	52.19	42.50	67.24	71.02	40.00
Falla 3	50.60	50.88	15.00	69.87	69.87	5.00
Falla 4	50.29	50.67	17.50	65.05	63.51	30.00
Falla 5	34.29	33.79	7.50	29.66	33.69	7.50

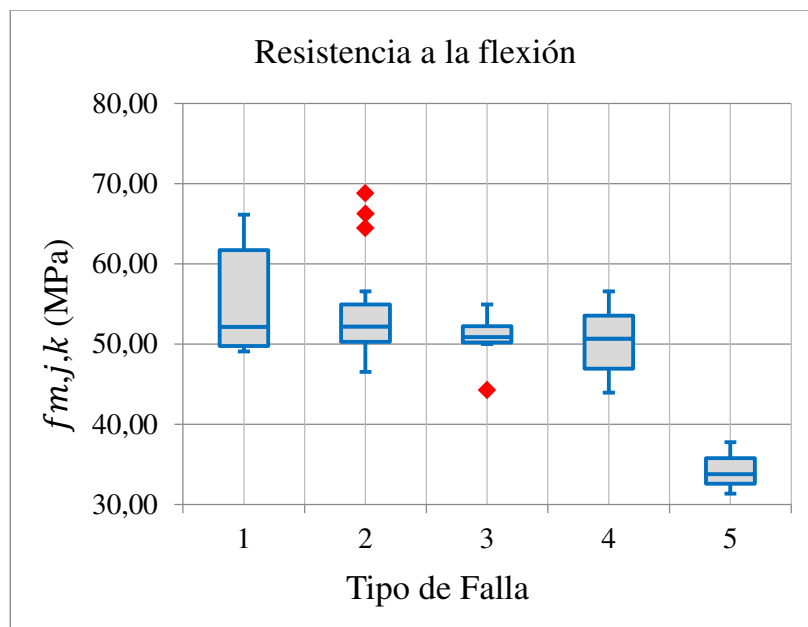
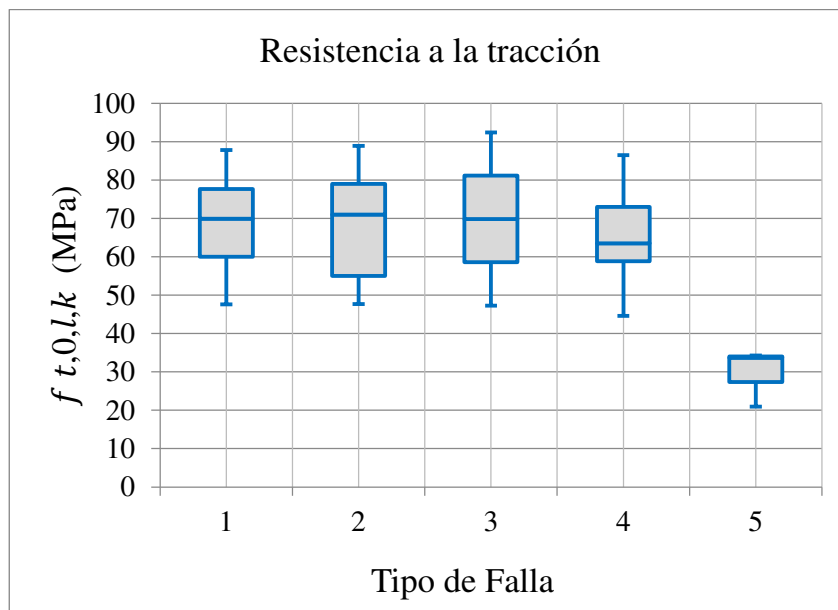
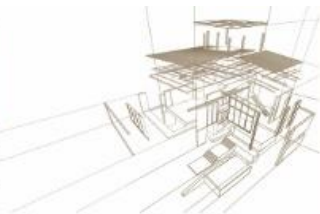


Figura 8: Resistencia a la flexión por tipo de falla



*Figura 9: Resistencia a tracción por tipo de falla*

De la Tabla 4, en las figuras 8 y 9 se observa que los mayores valores medios y mediana de la resistencia a flexión y tracción paralela a la fibra corresponden a las muestras que poseen el tipo de falla 1 (100% rotura por madera) y falla 2 (rotura por madera y adhesivo). También se observa en los ensayos a flexión y tracción que el 15% y 5% de las uniones fallan en el adhesivo (falla 3), el 25% y 37.5% fallan en la madera (falla 4 y 5), el 60% y 57.5% de las uniones fallan en madera y adhesivo (falla 1 y 2) respectivamente.

Los valores en los 3 primeros tipos de falla son similares, incluso el cuarto para ambos ensayos; el último tipo de falla presenta valores menores del 50% en los ensayos de tracción paralela a la fibra.

#### 4. CONCLUSIONES

Los resultados de los ensayos a flexión y tracción paralela a la fibra muestran que los parámetros de presión de ensamble (0.51 MPa), longitud de diente (13mm), adhesivo MUF, temperatura promedio (20°C) y humedad relativa promedio del ambiente (70%), han logrado conseguir valores de resistencia a flexión y tracción paralela a la fibra con uniones dentadas inferiores al 3% y 21% respectivamente en relación a los obtenidos en láminas macizas de Tornillo. Asimismo se ha demostrado que el encolado en la fabricación de láminas dentadas fue el adecuado, ya que las fallas en la zona de unión dentada en su mayoría son por madera, por consiguiente es factible obtener uniones dentadas de buen rendimiento y producir vigas estructurales de madera laminada encolada de Tornillo siguiendo los requisitos mínimos de fabricación de MLE de la norma EN 14080.



## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la empresa Postes Wise SAC., por el servicio prestado con los equipos, materiales y mano de obra para la elaboración de probetas, al Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería, por el uso de sus instalaciones para la realización de los ensayos, finalmente a todas las personas que de manera directa o indirecta colaboraron con la realización y culminación de esta investigación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahmad, Z. Lum, W.C. Lee, S.H. Razlan, M.A. Mohamad, W.W. (2017). Mechanical properties of finger jointed beams fabricated from eight Malaysian hardwood species. Journal: Construction and Building Materials, v.145: p. 464-473.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997). Projeto de Estruturas de Madeira. NBR 7190, Rio de Janeiro, Brasil.

Demkoff, M.L.V. (2003). Vigas Laminadas Estructurales en madera, su fabricación y empleo. XVII Jornadas Forestales de Entre Ríos, Concordia, Argentina.

Franke, B. Schusser, A. Müller, A. (2014). Analysis of Finger Joints from beech wood. In: World Conference on Timber Engineering, Quebec City, Canada, p.1-8.

Jokerst, R. Finger-jointed wood products (1981). USDA. Forest Service. Forest Product Laboratory, FPL 382.

Lara-Bocanegra, A.J. Majano-Majano, A. Crespo, J. Guaita, M. (2017). Finger-jointed Eucalyptus globulus with 1C-PUR adhesive for high performance engineered laminated products. Journal: Construction and Building Materials, v.135: p. 529-537.

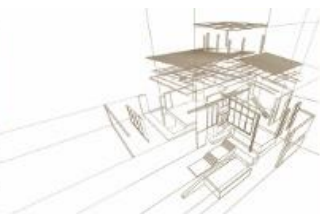
Mohamad, G. Accordi, J. Roca, L.E. (2011). Avaliação da associação de compósito de fibra de vidro e carbono no reforço de madeira de eucalyptus in natura e autoclavada. Revista: Matéria, v.16, n1: p. 621-637.

Norma Europea. Estructuras de Madera. Madera aserrada y Madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas. UNE-EN 408 (2012), Madrid, España.

Norma Europea. Estructuras de madera. Madera laminada encolada y madera maciza encolada. Requisitos. UNE-EN 14080 (2013), Madrid, España.

Scheelje, M. (2002). Comportamiento del Tornillo de tres edades diferentes al cepillado, taladrado y torneado. Trabajo de investigación (Para optar el título de Ingeniero Forestal), Lima, Perú: Universidad Nacional Agraria La Molina, Facultad de Ciencias Forestales.

Vega, A. Baño, V. Pérez, C. Cardoso, A. Godoy, D. O'Neill, H. Moya, L. (2017). Evaluación de la resistencia de uniones dentadas Finger Joint con madera de Eucalipto Grandis de procedencia uruguaya. En: II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera y II Congreso Ibero-Latinoamericano de la Madera en la Construcción. Junín, Buenos Aires, Argentina, p.1-7.



## COMPARATIVO DA RIGIDEZ E RUPTURA DE DOIS PAINÉIS ESTRUTURAIS DE MADEIRA MACIÇA LAMELAR UNIDA POR CAVILHAS COMPARATIVE OF STRENGTH AND RUPTURE OF TWO MASS TIMBER STRUCTURAL PANELS OF LAMELLAR JOINTED BY DOWELS

Marcos C. M. Pereira<sup>1\*</sup>, Vitor H. Minari<sup>2</sup>, Luc Sohier<sup>3</sup>, Thierry Descamps<sup>4</sup>, Carlito Calil Junior<sup>5</sup>

<sup>1</sup>Eng. Dr. Engenharia de Materiais SMM / EESC / USP.

<sup>2</sup>Graduando em Engenharia Civil pela EESC / USP.

<sup>3</sup>MSc. Engenharia arquitetônica, Faculdade de Engenharia de Mons / UMONS.

<sup>4</sup>Prof. Dr. Faculdade de Engenharia de Mons / UMONS.

<sup>5</sup>Prof. Dr. Departamento de Engenharia Estrutural SET / EESC / USP.

\*Marcos C. M. Pereira<sup>1</sup>: [marcoscesar@sc.usp.br](mailto:marcoscesar@sc.usp.br)

### Resumo

O uso de estruturas de madeira vem crescendo ao longo da última década, principalmente devido ao êxito que o sistema construtivo com painéis de Cross Laminated Timber (CLT) tem alcançado como elemento de estrutural. A partir do CLT, outros produtos engenheirados de madeira foram desenvolvidos para fins estruturais, usando como base o princípio do uso da madeira maciça como é o caso do NLT (Nail Laminated Timber), do DLT (Dowel Laminated Timber) e do DCLT (Dowel Cross Laminated Timber). Neste sentido, este trabalho tem o objetivo de avaliar a rigidez e os modos de ruptura de dois modelos de painéis de madeira maciça compostos por lamelas de madeira de conífera, unidas por cavilhas de madeira dura. Os painéis foram produzidos em laboratório com dimensões similares entre si, utilizando as mesmas espécies de madeiras: lamelas de *Pinus taeda* e *Pinus elliotti* e cavilhas de Pau-roxo (*Peltogyne spp.*, *Leguminosae*), uma espécie amazônica de alta densidade. Foram realizados ensaios de flexão bi-apoiada com aplicação de carga central distribuída sobre os painéis, até a ruptura. Os resultados mostraram que o painel DCLT tem maior rigidez longitudinal, porém menor resistência à ruptura, ou seja, o painel DLT resiste à cargas mais elevadas. Isso se deve principalmente à geometria e a posição dos furos estarem alinhados na linha neutra do painel no DLT. De maneira geral, os dois painéis se foram capazes de resistir a elevadas cargas, da ordem de dez toneladas (100 kN), que denota ser possível a utilização para fins estruturais, desde que caracterizados e dimensionados para cada caso.

*Palavras-chave: Dowel Laminated Timber, cavilhas, Painel de Madeira Maciça, DCLT, DLT.*

### Abstract

The use of timber structures has been increasing over the last decade, mainly due to the success that the Cross Laminated Timber (CLT) panel construction system has achieved as a structural element. From CLT, other engineered wood products were developed for structural purposes, based on the principle of using solid wood such as NLT (Nail Laminated Timber), DLT (Dowel Laminated Timber) and DCLT (Dowel Cross Laminated Timber). In this sense, this work aims to evaluate the stiffness and rupture modes of two models of solid wood panels composed of coniferous wood lamellae, joined by hardwood dowels. The panels were produced in a laboratory of similar sizes, using the same wood species: *Pinus taeda* and *Pinus elliotti* lamellae's and Pau-roxo (*Peltogyne spp.*, *Leguminosae*), a high-density Amazonian species. Bi-supported flexural tests were performed with application of a distributed central load on the panels until rupture. The results showed that the DCLT panel has higher longitudinal stiffness, but less rupture strength, that is, the DLT panel withstands higher loads. This is mainly due to the geometry and position of the holes aligned on the neutral line of DLT panel. In general, the two panels were able to withstand high loads, of the order of ten tons (100 kN), which denotes that it is possible to use for structural purposes, as long as they are characterized and dimensioned for each case.

*Keywords: Dowel Laminated Timber, cavilhas, Mass Timber Panel, DCLT, DLT.*



## 1. INTRODUÇÃO

A construção em painéis de madeira maciça tem ganhado espaço na construção, principalmente em países onde o uso da madeira é mais tradicional, como a região centro-norte da Europa e na América do Norte. O principal produto deste novo tipo de construção é o CLT (Cross Laminated Timber) ou em português, Madeira Lamelada Colada Cruzada (MLCC). Brandner (2016), ressalta que a conexão entre as camadas do CLT não necessariamente precisa ser feita através de adesivos, e que pode ser realizada por anéis metálicos, pregos, parafusos, cavilhas de madeira dura e até mesmo por parafusos de madeira. A partir deste conceito, outros produtos vêm sendo desenvolvidos e utilizados principalmente para estruturas de menor porte, como os NLT (Nail Laminated Timber) – em português Painel Lamelado Pregado – e o DLT (Dowel Laminated Timber) – em português, Painel Lamelado Cavilhado.

Tais produtos e suas variações já estão sendo fabricados em escala industrial em pequenas fabricas na Europa, sendo a maioria na Áustria, Alemanha e Suíça, e algumas no Canadá. Segundo Henderson (2011), havia cerca de vinte industrias europeias fabricando painéis estruturais livres de adesivo na Europa, sendo que o produto mais comum eram os painéis cavilhados com uso da cavilha na direção perpendicular à direção das lamelas.

A principal diferença entre painel DLT e DCLT, é o fato do DLT ser um painel de lamelas paralelas unidos entre si por cavilhas de madeira. O DCLT é uma variação do CLT, ou seja, as lamelas são cruzadas e ortogonais entre si, e as cavilhas são usadas na direção perpendicular às lamelas.

A não utilização de adesivo estruturais traz algumas vantagens ambientais pois evita a utilização de produtos químicos na produção do painel. Segundo Thoma (2008) o uso de painéis a base de madeira que utilizam adesivos tais como OSB, MDF, compensados, entre outros, trouxeram desenvolvimento econômico para o setor florestal e madeireiro, porém retiraram todo o potencial ecológico do uso da madeira. Esta linha de pensamento tem sido alvo de pesquisas, principalmente na Europa, pois vai de encontro aos tratados internacionais relacionados às mudanças climáticas assinados por diversos países. Um exemplo disso são as pesquisas sobre DCLT conduzidas por Guan, et. al. (2018), da Universidade de Liverpool, na Inglaterra, que definiu uma sigla para diferenciar todos os produtos que não utilizam adesivos em sua concepção, os chamados AFEWPs (Adhesive Free Engineered Wood Products) – em português, Produtos Engenheirados de Madeira Livres de Adesivos.

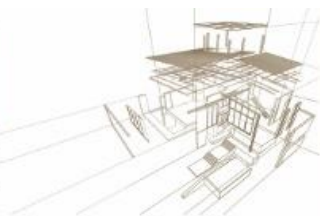
Neste sentido, este trabalho tem o objetivo de avaliar a rigidez e os modos de ruptura de dois modelos de painéis de madeira maciça compostos por lamelas de madeira de conífera, unidas por cavilhas de madeira dura, livre de adesivos. O critério de escolha das espécies foi baseado nos requisitos da norma brasileira de estruturas de madeira NBR 7190 (ABNT, 1997) que define que a classe de resistência para a madeira da cavilha deve ser D60, ou seja, 60 MPa de resistência à compressão paralela às fibras, e também define que a resistência da cavilha deve ser maior que a resistência das peças a serem conectadas, por isso a escolha do pinus, que tem classe de resistência C25, além de ser proveniente de florestas plantadas da região sul do Brasil.

## 2. METODOLOGIA

### 2.1. Materiais

Os materiais estudados foram dois painéis de madeira formado por lamelas de madeira maciça de *Pinus Taeda* e *Pinus Elliotti* (classe estrutural C25) unidos por cavilhas de Pau-roxo





(*Peltogyne, Leguminosae*), uma madeira nativa da Amazônia de alta densidade (classe estrutural D60).

O primeiro painel foi construído com três camadas de lamelas, de forma cruzada, ou seja, a camada central foi posicionada transversalmente às demais camadas. As lamelas utilizadas tinham seção de 38 x 90 mm, formando um painel com espessura final de 114 mm. A união das camadas foi feita com uso de cavilhas de madeira de Pau-roxo com diâmetro de  $\frac{3}{4}$ " (19,04 mm), e comprimento de 120 mm. A Figura 1 apresenta o painel de lamelas cruzada caviladas (DCLT) e suas dimensões.

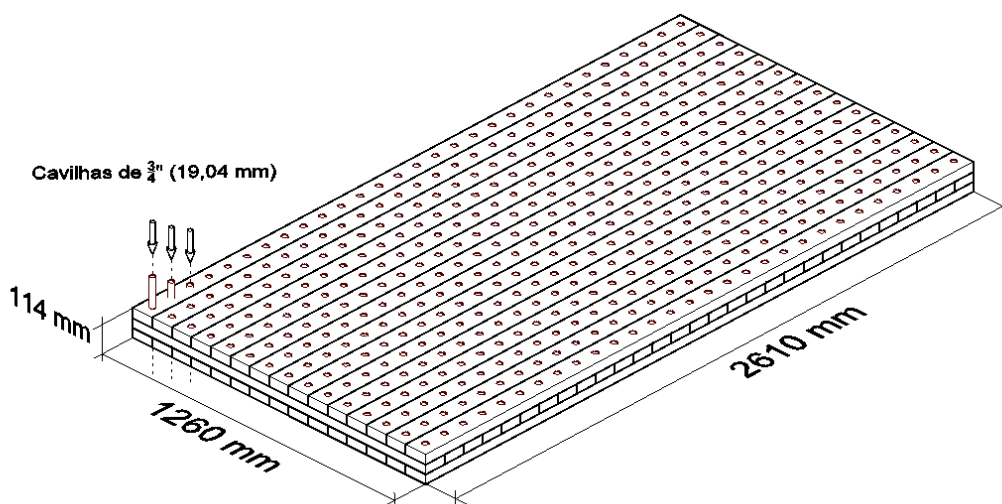


Figura 1: Painel DCLT

O segundo painel foi fabricado utilizando as mesmas espécies de madeira para as lamelas e para as cavilhas. As lamelas foram posicionadas alinhadas na mesma direção, sendo a dimensão de 38 mm como base e 90 mm como altura, e unidas lateralmente pelas cavilhas de 19,04 mm de diâmetro com 190 mm de comprimento feitas de madeira de Pau-roxo. A figura 2 apresenta o painel laminado cavilado (DLT) e suas dimensões e Figura 3 apresenta como foi feita a distribuição das cavilhas para fixação das lamelas.

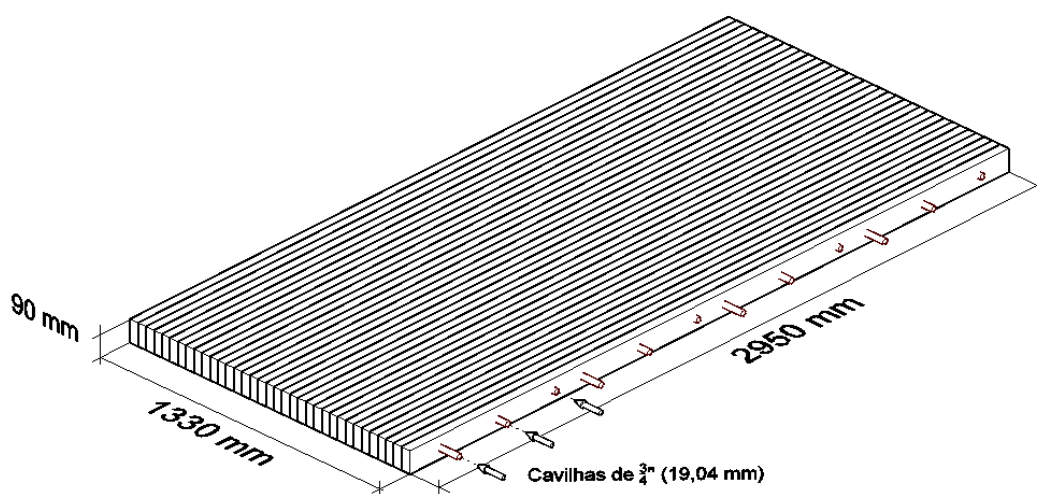
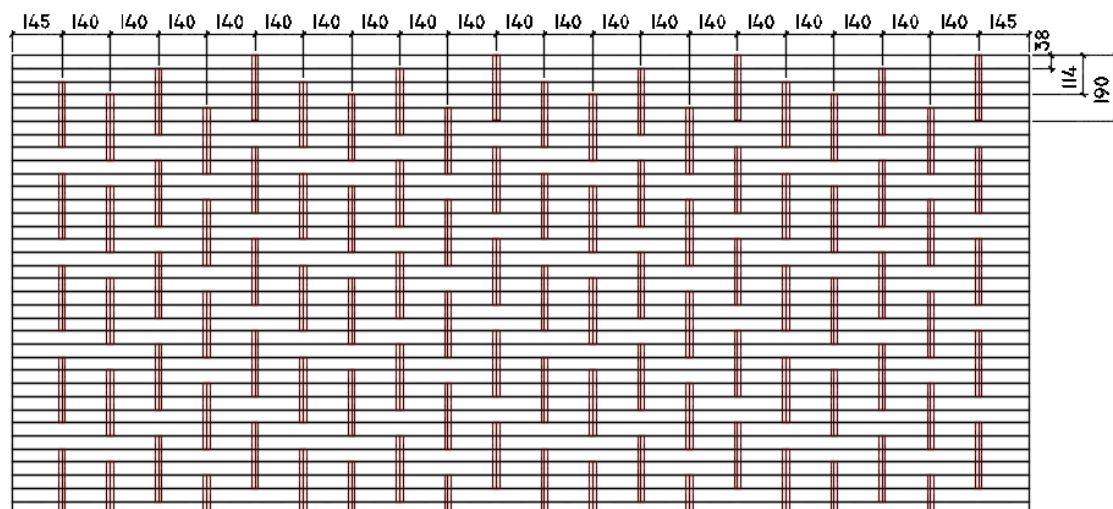
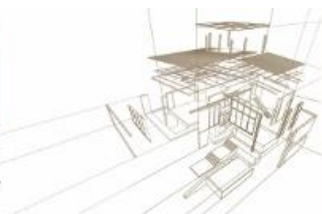


Figura 2: Painel DLT



*Figura 3: Detalhe da posição das cavilhas no Painel DLT*

## 2.2. Métodos

Os painéis foram ensaiados em laboratório onde foram posicionados de forma bi-apoiada sobre uma laje de reação e abaixo de um pórtico de ensaio, onde, por meio de um cilindro hidráulico, foi aplicada uma carga distribuída na porção central dos painéis.

Para a captação dos deslocamentos verticais foram utilizados 15 transdutores de deslocamento (LVDT) ligados a um sistema de aquisição de dados. A captação da carga aplicada foi realizada por uma célula de carga posicionada entre o painel e o cilindro hidráulico.

Foram realizados três ciclos de carregamentos (aplicação da carga) e descarregamento, dentro da fase elástica do painel, com deformações menores do que  $L/300$ . O vão ( $L$ ) para o painel de DCLT foi de 2410 mm e o para o painel DLT foi de 2750 mm.

A rigidez foi obtida através da equação 1, utilizando os valores da deformação vertical tomados durante a fase elástica do painel. O módulo de ruptura foi obtido através da equação 2. A figura 4 ilustra o ensaio no painel DCLT durante o ensaio e a figura 5 o painel DCLT após a ruptura.



*Figura 4: Painel DCLT durante ensaio*



Figura 5: Painel DCLT após ruptura por tração

$$EI = \frac{\Delta P \cdot L_0^3}{\Delta \delta \cdot 48} \quad (2)$$

Onde:

$\Delta P$  = Variação da carga aplicada;

$\Delta \delta$  = Variação do deslocamento;

$L_0$  = vão livre;

$$MOR = \frac{1,5 PL_0}{bh^2} \quad (2)$$

Onde:

$P$  = carga de ruptura;

$L_0$  = vão livre;

$b$  = largura do painel;

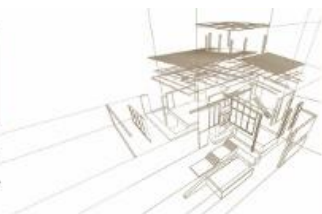
$h$  = altura do painel

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos para a Rigidez, Forças Máximas de Ruptura e Módulo de Ruptura (MOR) para cada modelo de painel.

Tabela 1: Rigidez, Forças de Ruptura e Módulo de Ruptura

Painel	Dim. [b x L x h] (mm)	$EI_{\text{medio}}$ (kNm <sup>2</sup> )	Fuerza Ruptura (kN)	MOR (MPa)
DLT	1330 x 2950 x 90	663	106	40,6
DCLT	1260 x 2610 x 114	727	96	21,2



A Figura 6 apresenta de forma gráfica a comparação entre os painéis com relação ao deslocamento vertical durante aplicação de um carregamento.

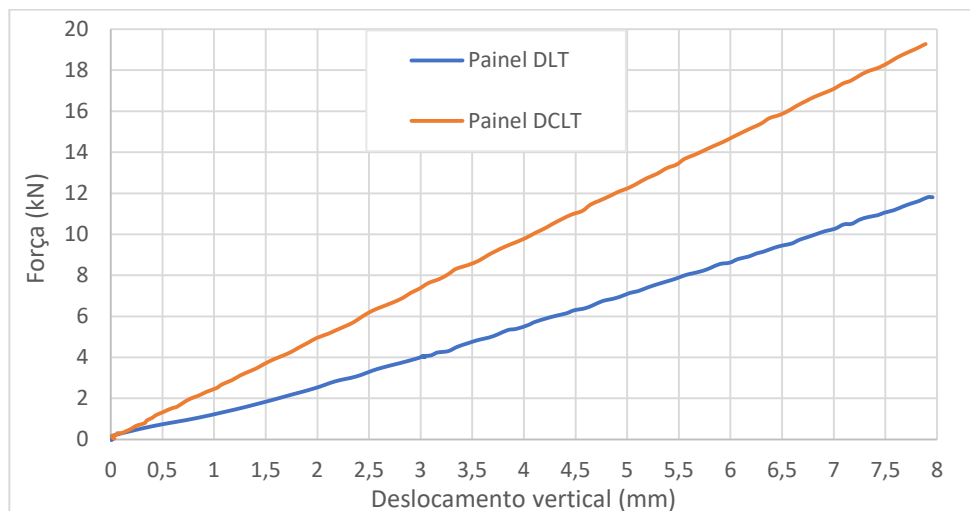


Figura 6: Comparação entre os painéis em relação aos deslocamentos versus a força

Os resultados apresentados na Tabela 1 mostram que o módulo de ruptura para o painel DLT é maior do que para o painel DCLT, mesmo com uma menor carga de ruptura. Isso se deve às características geométricas, já que o painel DLT é maior que o painel DCLT, e também às configurações de montagem e posicionamento das lamelas. Como apresentado na Figura 7, o painel DLT tem os furos para encaixe das cavilhas todos alinhados no centro das lamelas, ou seja, a linha neutra onde as tensões na flexão são praticamente zero. Neste caso, as lamelas são solicitadas por meio de compressão paralela na parte superior e por tração paralela na parte inferior, e os furos funcionam como um defeito natural (um nó) que gera uma descontinuidade nas fibras, que por sua vez gera um acúmulo de tensão, de onde começa a ruptura. Com essa configuração de furos alinhados na linha neutra, o painel suporta a mais cargas quando comparado ao painel DCLT.

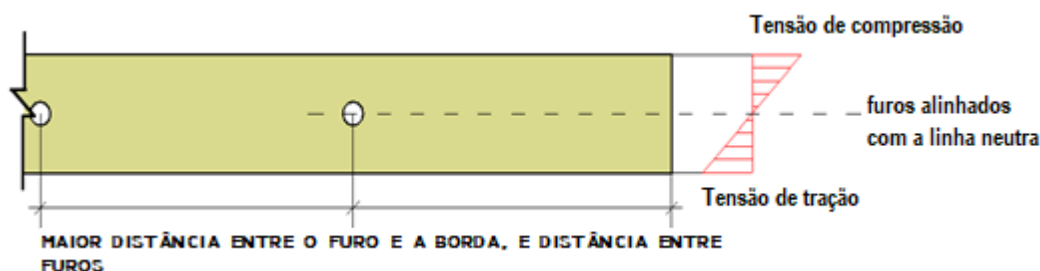


Figura 7: Distribuição de tensões no painel DLT

No caso do painel DCLT, a configuração transversal das lamelas promove uma menor tensão na camada central do que nas camadas externas, uma vez que é solicitada uma tensão perpendicular às fibras, que é aproximadamente 1/4 da resistência à tração paralela às fibras. Outro fator que faz com que este painel resista a menos carga é o número de cavilhas, necessitando de maior quantidades de furos que o painel DLT, e estes não estão alinhados na linha neutra (Figura 8), mas perpendicular às lamelas de modo que nas regiões mais requisitadas



para tração e compressão há uma descontinuidade das fibras gerando assim a fissura que resulta na ruptura.

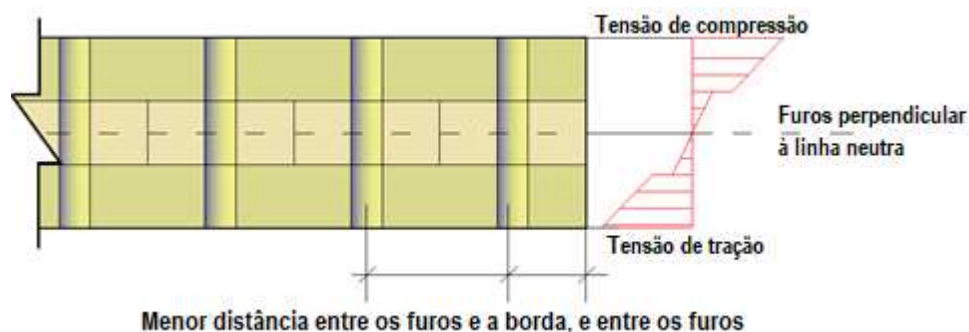


Figura 8: Distribuição de tensões no painel DCLT

A Figura 9 apresenta fotos das rupturas dos painéis, mostrando os modos e locais de ruptura de cada painel.

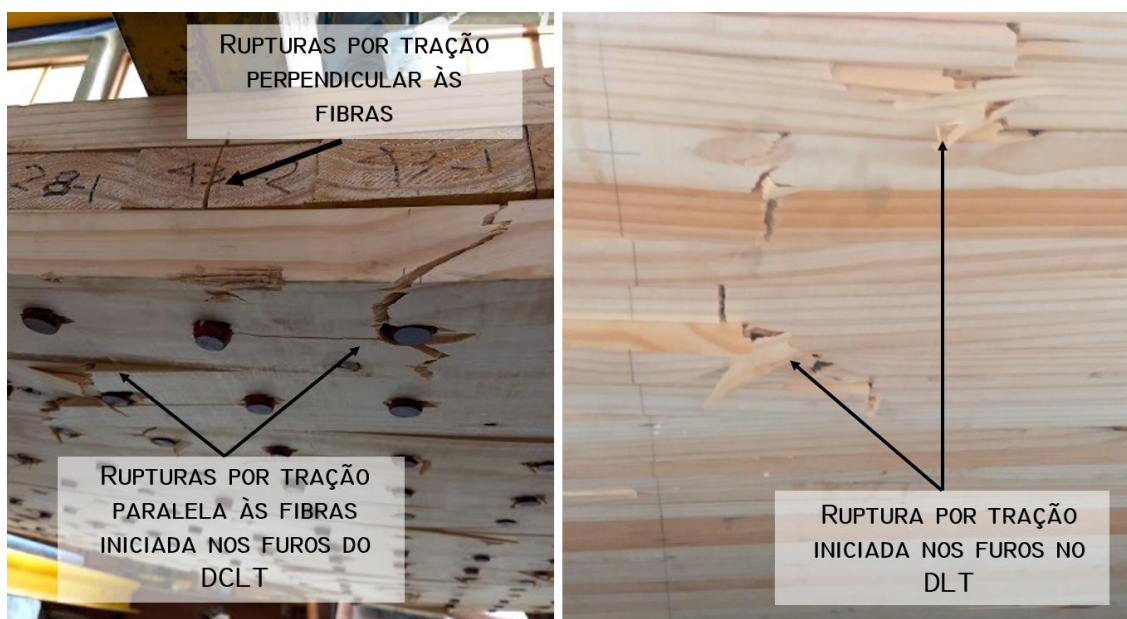


Figura 9: Indicação dos modos de ruptura de cada painel: à esquerda o painel DCLT; à direita o painel DLT

#### 4. CONCLUSÕES

Conclui-se que em termos de Estados Limites de Serviço, (ELS), o painel DCLT tem um comportamento estrutural melhor, pois, como ilustrado no gráfico da figura 6, o DCLT é mais rígido, isso significa menor deslocamento vertical com cargas mais elevadas. O painel DLT por outro lado, tem maiores deformações verticais, que podem não atender os requisitos do Estado Limite de Serviços, dependendo do vão a ser vencido. Em termos de Estado Limites Último, o painel DLT apresenta melhores resultados, devido à sua geometria e configuração de furos alinhados na linha neutra.



De maneira geral, os dois painéis se foram capazes de resistir a elevadas cargas, da ordem de dez toneladas (100 kN), que denota ser possível a utilização para fins estruturais, desde que caracterizados e dimensionados para cada caso.

## **AGRADECIMENTOS**

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

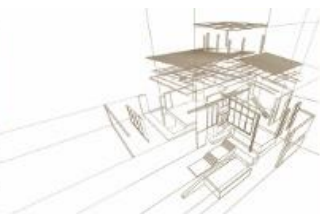
ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7190: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.

Brandner, R. Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art Report. In: Focus Solid Timber Solutions - European Conference on Cross Laminated Timber (CLT), proceedings, Graz, Austria, 2013

Henderson, J. Brettstapel: An Investigation into the Properties and Merits of Brettstapel Construction. 2009. 92f. Dissertação (Mestrado) - Department of Architecture and Building Design, Faculty of Engineering, University of Strathclyde, Glasgow, Scotland, UK, 2009.

Guan, Z. et al. Development of Adhesive Free Engineered Wood Products –Towards Adhesive Free Timber Buildings. In: WCTE 2018. Annals of WCTE 2018. Seul, 2018.

Thoma, E. Volholz Häuser: das Baum-prinzip für naturnahes Wohnen. Vienna - AT: Christian Brandstätter Verlag, 2008. 175 p.



## **SIMULACIÓN NUMÉRICA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA CONTRALAMINADA (MCL)**

### **NUMERICAL SIMULATION OF CROSS-LAMINATED TIMBER (CLT) STRUCTURAL ELEMENTS**

Benitez Mendes, Rodrigo Adolfo <sup>(1)</sup>\*; Erpen Benincá, Matheus <sup>(2)</sup>; Benvegnu Morsch, Inácio <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Ing. Civil. Maestrando. CEMACOM, PPGEC, UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

<sup>(2)</sup> MSc. Ing. Civil. CEMACOM, PPGEC, UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

<sup>(3)</sup> Dr. Ing. Civil. CEMACOM, PPGEC, UFRGS. Porto Alegre, Brasil.

\* Contacto: [rodrigo.btz@outlook.com](mailto:rodrigo.btz@outlook.com)

#### **Resumen**

Paneles de madera contralaminada (MCL) han demostrado en las últimas décadas ser un material constructivo confiable y eficiente del punto de vista tanto estructural como ambiental. Esto se debe a su configuración sólida en capas compuestas por tablas de madera aserrada certificada encoladas perpendicularmente entre sí con adhesivo estructural, confiriéndole excelente rigidez en ambas direcciones ortogonales. Por lo tanto, estos son frecuentemente utilizados como muros de corte y diafragmas de piso y cubierta en edificios en altura. Debido a su comportamiento estructural complejo, diversas investigaciones experimentales se han llevado a cabo en los últimos años para comprenderlo mejor, y algunos modelos numéricos, usualmente compuestos por elementos finitos sólidos hexaédricos, se han desarrollado y calibrado con la información experimental disponible. En este contexto, el presente trabajo propone un modelo en elementos finitos utilizando un software comercial, empleando elementos cuadriláteros de 4 nodos con múltiples capas y un modelo constitutivo ortotrópico del material aplicado en distintas direcciones de cada capa. Un conjunto de vigas y paneles, ensayados experimentalmente en un estudio previo, fueron simulados numéricamente con este modelo. Los resultados numéricos obtenidos presentaron buena correlación con los datos experimentales, y la estrategia numérica planteada mostró ser capaz de simular apropiadamente el comportamiento estructural de la madera contralaminada en el régimen elástico.

*Palabras-clave: madera contralaminada, simulación numérica, método de los elementos finitos.*

#### **Abstract**

Cross-Laminated Timber (CLT) panels have proven in recent decades to be a reliable and efficient building material from the structural and environmental point of view. This is due to its solid configuration composed of layers made of certified sawn timber boards glued perpendicular to each other with structural adhesive, providing excellent stiffness in both orthogonal directions. Thus, these panels are frequently used as shear walls and floor/roof diaphragms in tall buildings. Due to its complex structural behavior, several experimental researches have been carried out in recent years to better understand it, and some numerical models, usually composed of solid hexahedral finite elements, have been developed and calibrated with the experimental data available. In this context, the present work proposes a finite element model using a commercial software, employing quadrilateral 4-node elements with multiple layers and an orthotropic material model applied in different directions on each layer. A set of beams and panels, tested experimentally in a previous work, were numerically simulated by this model. The obtained numerical results presented a good correlation with the experimental results, and the numerical modeling strategy showed to be able to simulate properly the behavior of CLT structural elements in the elastic regime.

*Keywords: cross-laminated timber, numerical simulation, finite element method.*



## 1. INTRODUCCIÓN

Desde su origen a comienzos de los años 90, la producción y uso de paneles de madera contralaminada (MCL) ha aumentado continuamente, y se prevé que esta tendencia se mantenga (Plackner, 2015). Su estructura prefabricada se compone de al menos tres capas de madera aserrada, donde dichas capas adyacentes están orientadas ortogonalmente y encoladas con adhesivo estructural para formar un elemento macizo en madera (ICC, 2015). Algunas de las ventajas que caracterizan a este producto de madera industrializado son su alta estabilidad dimensional, buen aislamiento termoacústico, bajo impacto ambiental, excelente relación peso/resistencia, y gran rigidez en ambas direcciones ortogonales, permitiéndolo resistir esfuerzos dentro y fuera de su plano (Brandner et al., 2015).

Debido a su configuración en capas cruzadas y siendo su principal material de naturaleza anisótropa, el comportamiento mecánico de los elementos de MCL es complejo. Diversos autores han trabajado para comprender su respuesta ante distintos tipos de solicitaciones mediante diferentes enfoques. Chistovasilis et al. (2016) evaluaron analíticamente las propiedades mecánicas de vigas ensayadas en flexión de 4 puntos. Franzoni et al. (2016) estudiaron la influencia de brechas de distinto tamaño entre láminas en su desempeño a flexión y corte mediante el método de los elementos finitos, utilizando elementos sólidos hexaédricos. Con metodología similar a la anterior, otros tantos investigadores examinaron elementos de MCL a flexión (Baño, Godoy, Vega 2016; Martínez et al. 2018; He, Sun, Li 2018).

Dentro de este contexto, el presente trabajo propone desarrollar un modelo numérico en elementos finitos más sencillo que los mencionados, utilizando elementos de cáscara para simular ensayos estáticos no destructivos de viga y placa de MCL realizados en una investigación previa en la Universidad de British Columbia (Zhang; Lee; Lam, 2018).

## 2. MODELO NUMÉRICO

El análisis en elementos finitos se realizó a través del *software* Ansys Mechanical APDL R19.2, habiendo adoptado para tal elementos de cáscara cuadriláteros lineales con 4 nodos SHELL181 (ver Figura 1). De acuerdo con Ansys Inc. (2016), este elemento es adecuado para analizar placas finas a moderadamente espesas, además de permitir una configuración en capas, detallando la espesura, material, orientación y número de puntos de integración de cada una. En este trabajo se emplearon 5 capas con direcciones perpendiculares entre sí, con 3 puntos de integración en cada una y plano de referencia ubicado en el medio de la capa central. Debido a la naturaleza del modelo, se asumen laterales de láminas encoladas y líneas de encolado perfectamente rígidas (ver Figura 2).

Los parámetros de entrada elásticos del modelo fueron adoptados según las clases de resistencia de las maderas utilizadas en la confección de los paneles declaradas por Zhang, Lee y Lam (2018), y se encuentran en la Tabla 1. El módulo de elasticidad longitudinal ( $E_L$ ) fue retirado de NLGA (2017), a partir del cual se estimaron los demás conforme (Gagnon y Pirvu, 2011), Ecuaciones (1), (2) y (3). Los coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) fueron obtenidos de Kretschmann (2010). Estos parámetros están referenciados de acuerdo a la Figura 3.



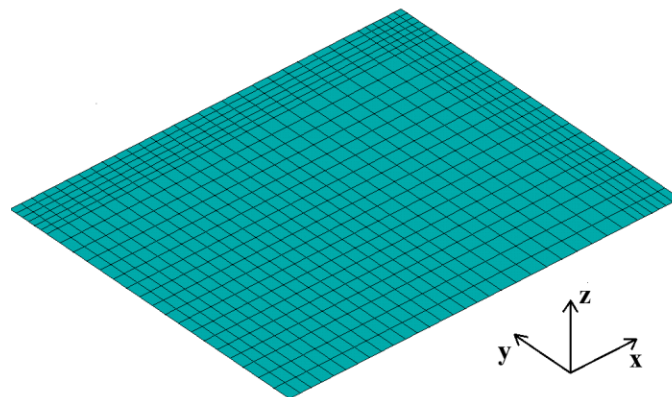
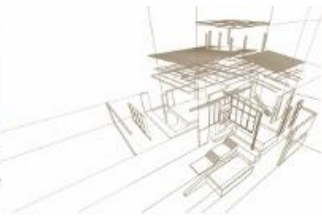


Figura 27: Malla de elementos finitos SHELL181 dispuestos en el plano XY.

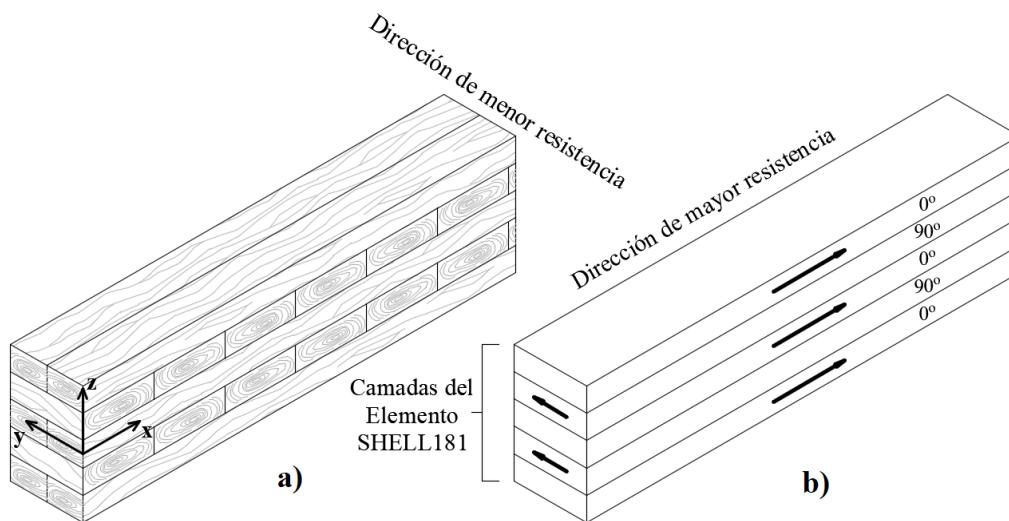


Figura 28: Elemento estructural de MCL. a) real; b) idealizado para el modelo numérico.

$$E_T = E_R = \frac{E_L}{30} \quad (1)$$

$$G_{LR} = G_{LT} = \frac{E_L}{16} \quad (2)$$

$$G_{RT} = \frac{G_{LR}}{10} \quad (3)$$

donde:

- $E_L$  es el módulo de elasticidad longitudinal (MPa),
- $E_R$  es el módulo de elasticidad radial a los anillos de crecimiento (MPa),
- $E_T$  es el módulo de elasticidad tangencial a los anillos de crecimiento (MPa),
- $G_{LR}$  y  $G_{LT}$  son los módulos de cizalladura paralelos a las fibras (MPa),
- $G_{RT}$  es el módulo de cizalladura perpendicular a las fibras (*rolling shear*) (MPa).

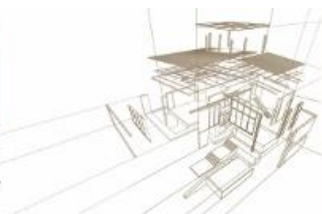


Tabla 10: Parámetros de entrada elásticos del modelo en elementos finitos.

Orientación de las láminas	$E_L$ (MPa)	$E_R$ (MPa)	$E_T$ (MPa)	$G_{LR}$ (MPa)	$G_{LT}$ (MPa)	$G_{RT}$ (MPa)	$\nu_{LR}$	$\nu_{LT}$	$\nu_{RT}$
Longitudinal	12.411	414	414	776	776	77,6	0,449	0,390	0,292
Transversal	9.653	322	322	603	603	60,3	0,449	0,390	0,292

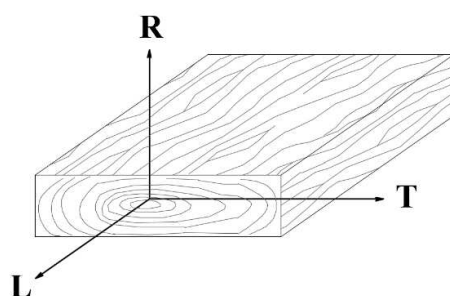


Figura 29: Sistema de referencias local de una pieza de madera utilizado en el modelo numérico.

Se simuló numéricamente vigas ensayadas en flexión de 4 puntos según ASTM (2015) y una placa apoyada en sus cuatro vértices cargada centralmente. Conforme el estudio experimental base, se consideraron dos tipos de viga, una Tipo 1 con capas externas orientadas longitudinalmente (mayor dirección) y otra Tipo 2 con capas externas orientadas transversalmente (menor dirección). A fin de disminuir el costo computacional, se aplicaron las debidas condiciones de simetría a los modelos, como se esquematiza en la Figura 4. Las mallas de elementos finitos para las vigas y placa se conformaron de 272 elementos – 315 nodos y 792 elementos – 850 nodos, respectivamente.

La configuración en altura de las vigas y placa de MCL fueron las mismas: 5 capas de 35 mm de espesura cada una, totalizando 175 mm de altura. Las dimensiones de las vigas fueron 305 mm de ancho por 3.660 mm de largo. Las dimensiones de la placa fueron 1.830 mm de ancho por 3.660 mm de largo.

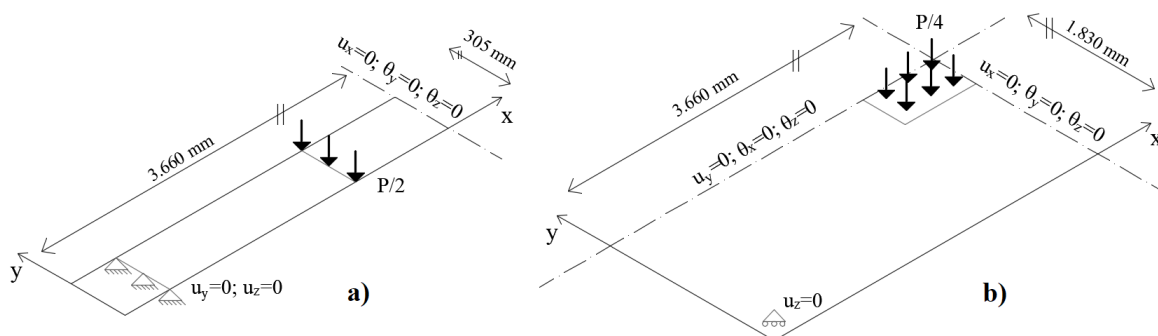
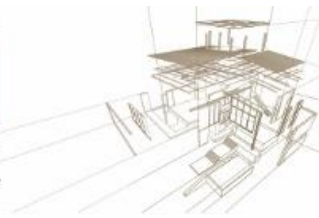


Figura 30: Condiciones de borde consideradas para el modelo numérico. a) Viga en flexión de 4 puntos; b) placa cargada en su centro.



### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Aquí se comparan los resultados experimentales con los obtenidos numéricamente para validar el modelo. Conjuntamente para complementar, se realizó una determinación analítica mediante el procedimiento presentado en el capítulo 10 de la norma norteamericana NDS AWC (2018).

Se determinó el campo de desplazamientos verticales de las vigas sometidas a flexión de 4 puntos (ver Figuras 5 y 6). Los parámetros de validación fueron la deflexión a mitad de la luz entre apoyos ( $\Delta$ ), y la deflexión sin cizalladura (*shear-free*) a mitad de la luz entre puntos de aplicación de carga ( $\Delta_{sf}$ ). Los mismos se compararon con las correspondientes deflexiones despejadas de las Ecuaciones (4) y (5), teniendo como dato los módulos de elasticidad calculados por Zhang, Lee y Lam (2018).

$$MOE_{app} = \frac{Pl^3}{108bd^3\Delta} \quad (4)$$

$$MOE_{sf} = \frac{Pl l_{sf}^2}{4bd^3\Delta_{sf}} \quad (5)$$

donde:

- $MOE_{app}$  es el módulo de elasticidad longitudinal aparente, calculado con la deflexión en la luz entre apoyos (MPa),
- $MOE_{sf}$  es el módulo de elasticidad longitudinal sin cizalladura, calculado con la deflexión en la luz entre los puntos de aplicación de carga (MPa),
- $P$  es el incremento de la carga aplicada debajo del límite de proporcionalidad (N),
- $l$  es la luz entre apoyos (mm),
- $l_{sf}$  es la luz sin cizalladura, entre los puntos de aplicación de carga (mm),
- $\Delta$  es el incremento de deflexión de la línea neutra medida en la mitad de  $l$  (mm),
- $\Delta_{sf}$  es el incremento de deflexión de la línea neutra medida en la mitad de  $l_{sf}$  (mm),
- $b$  es el ancho de la viga (mm),
- $d$  es la altura de la viga (mm).

Como se observa en la Tabla 2, el máximo error relativo obtenido fue de 14,34%, correspondiente a la estimativa de deflexión entre apoyos de la viga Tipo 1. Para las deflexiones sin cizalladura se obtuvieron errores menores a 5%. Esto se considera razonable, dado que los datos de entrada del modelo no fueron retirados del lote representativo de la madera que compuso de los paneles (falta de datos), pero de tablas de valores característicos de norma (NLGA, 2017). Eso explica que los valores obtenidos sean conservadores, así como los obtenidos según AWC (2018). Además, la vinculación adoptada considera rótulas ideales, lo que no condice con las condiciones reales de ensayo.

Por otro lado, con respecto a los resultados analíticos de la viga Tipo 2, la deflexión calculada utilizando la rigidez de catálogo del fabricante no considera la contribución de las camadas exteriores dispuestas transversalmente, esclareciendo la diferencia relativa del lado de la seguridad de -13,46% con el resultado numérico. Dicha desigualdad prácticamente se anula (-0,05%) al contemplar la rigidez real del elemento, calculada manualmente según el método adoptado por la norma NDS AWC (2018).

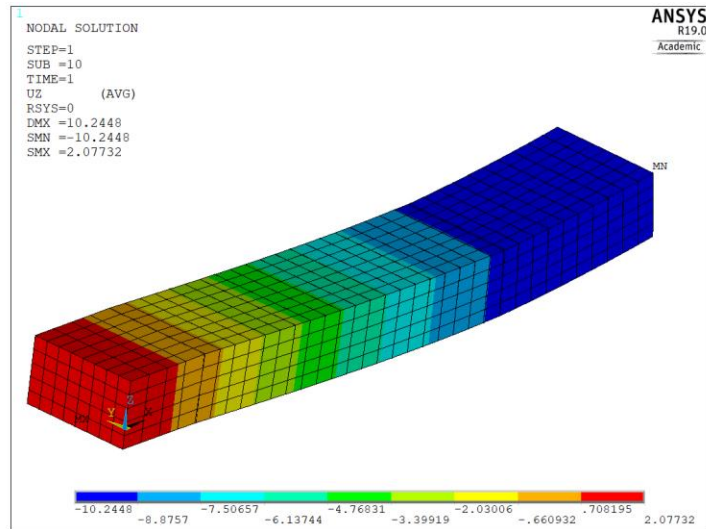
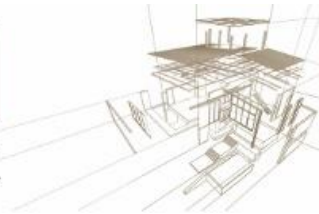


Figura 31: Malla de elementos finitos y campo de desplazamientos verticales en z [mm] de la viga Tipo 1. Resultados en azul oscuro.

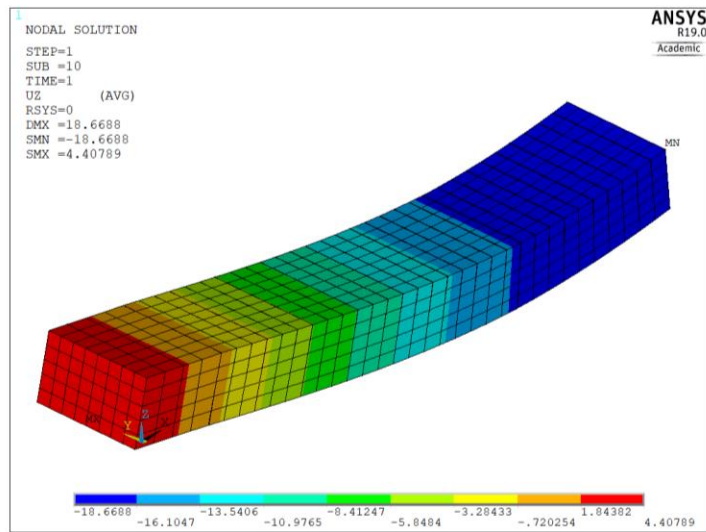


Figura 32: Malla de elementos finitos y campo de desplazamientos verticales en z [mm] de la viga Tipo 2. Resultados en azul oscuro.



Tabla 11: Incrementos de deflexión aparentes y sin cizalladura (shear-free) experimentales y numéricos de las vigas.

Dirección de las fibras de las camadas exteriores	Mayor dirección		Menor dirección	
	$\Delta$	$\Delta_{sf}$	$\Delta$	$\Delta_{sf}$
Tipo de incremento de deflexión [mm]				
Zhang; Lee; Lam (2018) (Experimental)	8,960	1,058	17,182	2,168
Presente trabajo (Simulación numérica)	10,245	1,083	18,669	2,270
NDS (analítico)	10,654	-	21,573* 18,679**	-
% error (Numérico vs experimental)	14,34	2,36	8,65	4,70
% error (Numérico vs analítico)	-3,84	-	-13,46* -0,05**	-

\* Valor calculado según rigidez de catálogo del fabricante Structurlam (2018).  
\*\* Valor calculado con rigidez determinada según método analítico adoptado por AWC (2018).

Se determinó el campo de desplazamiento verticales de la placa apoyada en sus cuatro vértices con carga concentrada (ver Figura 7). El parámetro de validación fue el desplazamiento vertical en su centro, cuya comparación con el resultado experimental puede verse en la Tabla 3. Una vez más, el valor obtenido resulta ser conservador al relacionarlo con el obtenido en ensayo, concordando con el uso de valores de diseño de la madera como parámetros de entrada (ver Figura 8). El porcentaje de error relativo obtenido fue de 5,38%, como se presenta en la Tabla 3.

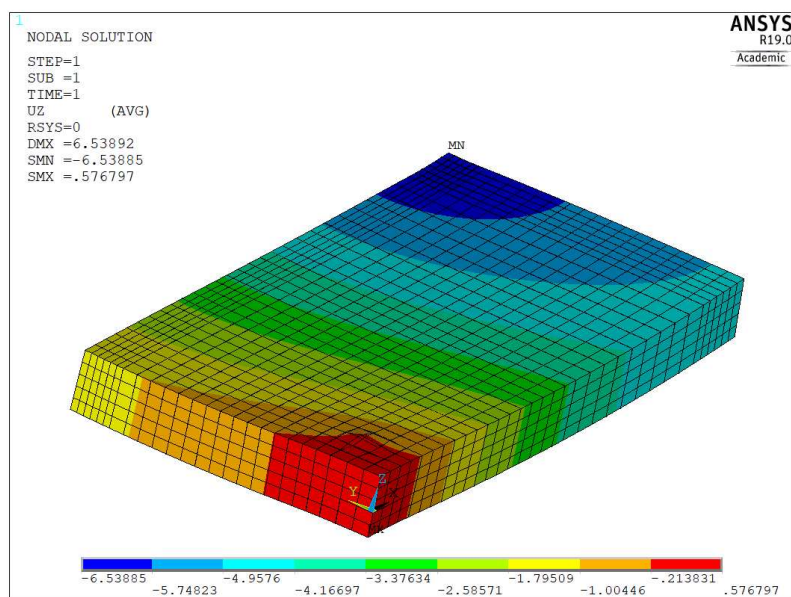


Figura 33: Malla de elementos finitos y campo de desplazamientos verticales en z [mm] de la placa.

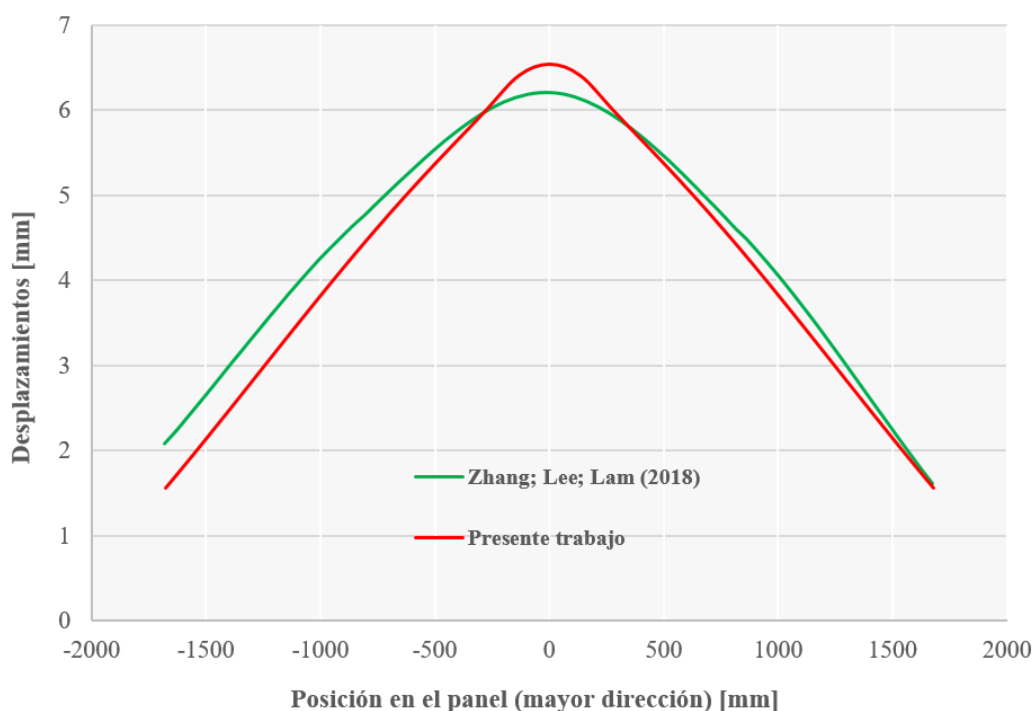
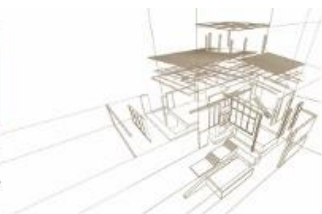


Figura 34: Desplazamientos verticales experimentales y numéricos en la mayor dirección del panel. Nodos analizados desde arista amarilla a arista azul oscuro en Figura 7.

Tabla 12: Desplazamiento vertical experimental y numérico en el centro de la placa.

Caso de análisis	Desplazamiento en el centro de la placa [mm]	% error
Zhang; Lee; Lam (2018) (Experimental)	6,205	5,38
Presente trabajo (Simulación numérica)	6,539	

Por último, se realizó un análisis de sensibilidad incrementando los parámetros de entrada retirados de NLGA (2017), el módulo de elasticidad longitudinal de la madera de las láminas longitudinales y el módulo de elasticidad longitudinal de la madera de las láminas transversales. Se observa en los valores en rojo de la Tabla 4 que aumentando entre 2,5 y 4% dichas propiedades elásticas, los resultados numéricos de flechas máximas se corresponden con los experimentales, con lo cual dicha diferencia refuerza el hecho de haber utilizado valores de diseño para tal análisis. Aumentando en 5% ambas variables mencionadas, se obtuvo una variación de aproximadamente 20% en los desplazamientos de todos los casos.

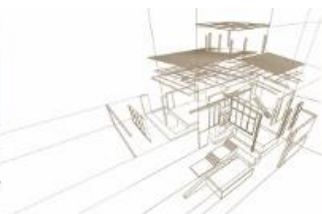


Tabla 13: Análisis de sensibilidad de los parámetros de entrada del modelo.

% $\Delta$	$E_L$ long. (MPa)	$E_L$ trans. (MPa)	$\Delta_{\text{Tipo1}}$	% error	$\Delta_{\text{Tipo2}}$	% error	$\Delta_{\text{placa}}$	% error
0,5%	12.411	9.653	10,245	14,34	18,669	8,65	6,539	5,38
1%	12.473	9.701	10,194	13,78	18,576	8,11	6,506	4,86
1,5%	12.598	9.798	10,093	12,65	18,392	7,04	6,442	3,82
2%	12.787	9.945	9,944	10,98	18,121	5,46	6,347	2,28
2,5%	13.042	10.144	9,749	8,81	17,765	3,39	6,223	0,28
3%	13.369	10.398	9,511	6,15	17,331	0,87	6,070	-2,17
3,5%	13.770	10.710	9,234	3,06	16,826	-2,07	5,894	-5,02
4%	14.252	11.085	8,921	-0,43	16,257	-5,38	5,694	-8,23
4,5%	14.822	11.528	8,578	-4,25	15,632	-9,02	5,475	-11,76
5%	15.489	12.047	8,209	-8,38	14,959	-12,94	5,239	-15,56

#### 4. CONCLUSIONES

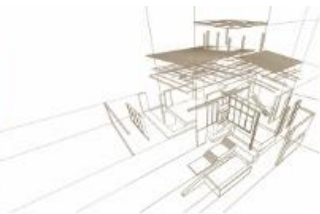
Se propuso un modelo numérico en elementos finitos para simular ensayos estáticos no destructivos de elementos estructurales de MCL realizados en un estudio previo. Los resultados de dicho modelo demostraron su competencia para estimar el comportamiento elástico de la MCL solicitada a flexión fuera de su plano, además de permitir estimar con razonable precisión y de manera conservadora los módulos de elasticidad longitudinal aparente y sin cizalladura de vigas en flexión de 4 puntos.

No debe pasar en alto que aun habiendo utilizado propiedades de diseño de la madera aserrada declarada como componente de los paneles, se obtuvieron resultados dentro de lo aceptable, considerando la alta variabilidad estructural de este material.

Asimismo, a pesar de que el modelo considere laterales de láminas encoladas, en divergencia con la realidad de los paneles ensayados, este brinda buena respuesta elástica.

#### AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo fue realizado con el apoyo de la *Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior* – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society for Testing and Materials (ASTM) (2015). D198 - 15 Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes. West Conshohocken, PA, USA.
- American Wood Council (AWC) (2018). National Design Specification for Wood Construction 2018 edition.
- ANSYS Inc. (2016). ANSYS Help System. Version 19, Canonsburg.
- Baño, V., Godoy, D., Vega, A. (2016). World Conference on Timber Engineering 2016, Vienna, Ago.
- Brandner, R., Flatscher, G., Ringhofer, A., Schickhofer, G., Thiel, A. (2015). Cross laminated timber (CLT): overview and development, Eur. J. Wood Prod. v.74, n.4, p. 331-351.
- Christovasilis, I., Brunetti, M., Follesa, M., Nocetti, M., Vasallo, D. (2016). Evaluation of the Mechanical Properties of Cross Laminated Timber with Elementary Beam Theories, Construction and Building Materials, v.122, p. 202-213.
- Franzoni, L., Lebé, A., Lyon, F., Foret, G. (2016). Bending behaviour of regularly spaced CLT panels. World Conference on Timber Engineering 2016, Vienna, Ago.
- Gagnon, S., Pirvu, C. (2011). CLT Handbook: cross-laminated timber. FP Innovations, Quebec, Canada.
- He, M., Sun, X., Li, Z. (2018). Bending and compressive properties of cross-laminated timber (CLT) panels made from Canadian hemlock, Construction and Building Materials, v.185, p. 175-183.
- International Code Council (ICC) (2015). 2015 International Building Code, Country Club Hills, IL, USA.
- Kretschmann, D. (2010). Wood Handbook: Wood as an engineering material, Ch.5 Mechanical Properties of Wood. Forest Products Laboratory, Madison, WI, USA.
- Martínez, J., Martínez, M., Rabanal, F., Diaz, J. (2018). 2nd International Research Conference on Sustainable Energy, Engineering, Materials and Environment, Mieres, Jul.
- National Lumber Grades Authority (NLGA) (2017). Standard Grading Rules for Canadian Lumber. Vancouver, Canada.
- Plackner, H. (2015) Cross-laminated timber goes global. Disponible en: [https://www.timber-online.net/holzbau/2015/02/cross-laminated\\_timbergoesglobal.html](https://www.timber-online.net/holzbau/2015/02/cross-laminated_timbergoesglobal.html) [Accesado 21/07/2018].
- Structurlam (2018). CROSSLAM® CLT Canadian Technical Design Guide, Penticton, Canada.
- Zhang, C., Lee, G., Lam, F. (2018) Connection and performance of two-way CLT plates. TEAM report 2017-08, University of British Columbia, Vancouver.





## EDIFICIO DE MADERA CONTRALAMINADA AISLADO SÍSMICAMENTE

### SEISMIC ISOLATED CLT BUILDING

Peter Dechent<sup>1\*</sup>, Frane Zilic<sup>1</sup>, Daniel Dolan<sup>2</sup>, Diego Riveros<sup>3</sup>, Gian Giuliano<sup>3</sup>, Francisco Ávila<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Universidad de Concepción, Concepción, Chile

<sup>2</sup>Washington State University, USA

<sup>3</sup>G&D Arquitectura, Ingeniería e Inv. Ltda. Concepción, Chile

P.Dechent (Prof.), F.Zilic (Prof.), D.Dolan (Prof.), D.Riveros (Ing.), G.C.Giuliano (Ing.), F.Ávila (Ing.)

\* Contacto: [pdechen@udec.cl](mailto:pdechen@udec.cl)

#### Resumen

El trabajo presenta los resultados de diseño de una torre de ocho pisos en base a muros y losas de paneles de CLT utilizando pino radiata chileno. La torre se emplazará en la ciudad de Concepción y tiene como objetivo sentar las bases del diseño y construcción de edificios de CLT en Chile. Como una manera de hacer factible la construcción y de no infringir las normas de diseño vigentes en Chile, la torre se construirá sobre un sistema de aislación sísmica. El diseño sísmico convencional de estructuras de base fija para materiales no incorporados exige por norma un factor de reducción de la respuesta estructural  $R=2$ , el cual limita considerablemente la altura del edificio. Debido a la poca experiencia que se posee Chile para el diseño sísmico de este tipo de estructuras, es necesario recurrir a normas internacionales complementarias a las normas chilenas.

Por tratarse de una estructura de bajo peso, es necesaria la incorporación de masa adicional para generar una resistencia ante fuerzas como el viento y el volcamiento provenientes del sismo, dicha masa adicional se logra al aumentar el volumen de la losa de hormigón sobre el sistema de aislación.

Finalmente, el diseño en este tipo de estructuras queda controlado principalmente por las conexiones entre los elementos estructurales ya sean tensores, elementos de placas o tornillos. Se analizaron dos alternativas de diseño utilizando el sistema plataforma y el sistema *Balloon*, decidiéndose por éste último por lograr reducir la cantidad de conectores y con ello los costos asociados.

*Palabras-clave: Aislación sísmica, CLT, conectores*

#### Abstract

This paper presents the results of an investigation with the purpose of elaborating the bases for the construction in Chile of an eight story building structured with walls and slabs of CLT made out of Chilean Radiata Pine. As a way of doing the construction feasible and without overstepping any design codes in Chile, the building is to be built with seismic isolation, which on the other hand gives architectural freedom by reducing the seismic demand. The conventional seismic design (with fix base) of timber structures demands a reduction factor of  $R = 2$ , which limits considerably the amount of stories that can be built. Due to the lack of experience that Chile has for the design of this type of structures, it is necessary to use international standards complementary to the Chilean codes.

It's worth to point that because the structure is light, it is necessary to add additional mass to generate resistance for forces such as wind and to overcome the forces of overturning due to earthquakes. This additional mass is reached by increasing the volume of the concrete topping slab over the isolation system. Finally, the design in this type of structures is controlled mainly by the connectors between the structural elements, i.e. tensors, metal plates or screws. Two design alternatives were analyzed, platform system and balloon system, the latter being chosen because it achieved a reduction of the number of connectors, hence reducing the costs.

*Key words: Seismic isolation, CLT, connectors.*



## 1. INTRODUCCIÓN

La construcción de edificios de madera en Chile se encuentra aún en una etapa de aprendizaje, donde si bien existen construcciones en madera en edificios que utilizan madera aserrada y madera laminada, el país aún se encuentra desarrollando normativas de diseño para la construcción en las tipologías de marco liviano y paneles de madera contralaminada. Este trabajo recoge la experiencia chilena (González *et al.*, 2014) junto con investigaciones (CLT Handbook 2013; Popovski *et al.*, 2014; Ashtari *et al.*, 2014; Spickler *et al.*, 2015; Brandner *et al.*, 2016) y normas internacionales (NDS 2018; EN 1995-1-1:2004+1) con el propósito de poder desarrollar procedimientos de análisis y diseño estructural del proyecto “Torre en Altura Edificio CLT”. El proyecto en cuestión se trata de un edificio destinado a oficinas, y consta de ocho pisos más un subterráneo, de altura de 25 m (sin considerar el subterráneo) y un área en planta de 90 m<sup>2</sup> aproximadamente. El edificio estará ubicado en el campus de la Universidad de Concepción, comuna de Concepción, Chile y se encuentra estructurado en base a muros y losas de paneles de CLT (*Cross-Laminated Timber*) fabricados utilizando pino radiata chileno.

A la fecha en Chile no existen edificios de uso público en CLT que sobrepasen los 2 pisos de altura, además las actuales normas de diseño sísmico (NCh433.Of1996 Modificada en 2012) y diseño en madera (NCh1198:2014) no entregan parámetros para el diseño en CLT como material estructural. Actualmente existen investigaciones (González *et al.*, 2014) abocadas en incluir el CLT en las normas nacionales, mientras que algunas normas internacionales (NDS 2018) ya comienzan a incluir este material.

El edificio utiliza la aislación sísmica con el fin de poder hacer factible el proyecto. De esta manera, en este edificio se utilizó el sistema estructural tipo *Balloon*, estructurado en base a muros y losas de CLT, además de vigas de CLT y MLE (Madera Laminada Encolada). La torre de madera descansa sobre un sistema de aislación basal tipo FPS (*Friction Pendulum System*). La finalidad del sistema de aislación consiste en reducir las solicitaciones sísmicas y permanecer fija para cargas de viento. Ante el actual contexto nacional, el edificio se diseñó considerando un factor de modificación de la respuesta estructural para estructuración o materiales no clasificados  $R=2$ . La estructura se ubica en zona sísmica III y suelo tipo D según la clasificación entregada por la NCh433.

La estructura sobre el nivel de aislación posee muros de CLT de 165 mm y 231 mm de espesor y losas de CLT de 241 mm de espesor que trabajan de manera colaborante con una capa de HA (Hormigón Armado) de 60 mm de espesor.

El sistema de aislación basal cuenta con diez aisladores FPS, cada uno de ellos apoyado sobre un pedestal de 250 cm de altura que transmite las cargas directamente a una losa de 70 cm de espesor bajo el sistema de aislación (en contacto con el suelo de fundación). La losa sobre la interfaz de aislación tiene 100 cm de espesor.

La estructura fue diseñada inicialmente utilizando el sistema tipo plataforma, lo que condujo a una cantidad importante de conexiones además de un requerimiento de refuerzo en los sectores de contacto de los muros y las losas de CLT para poder resistir las cargas de aplastamiento de la madera normal a sus fibras en las placas de los primeros pisos. Si bien del punto de vista técnico el sistema plataforma es factible de construir, la cantidad de conexiones eleva de manera importante sus costos. Por lo que finalmente se decide por analizar la construcción tipo *Balloon* llegando a una factibilidad económica más favorable.

Al utilizar el sistema *Balloon* se incorpora un sistema de barras de postensado en toda la altura del edificio para controlar la estabilidad y levantamiento ante cargas de sismo y viento. Dichas barras pasan por el interior de los muros a través de agujeros prefabricados. Los elementos estructurales de madera en general se unen a través de placas metálicas y tornillos.

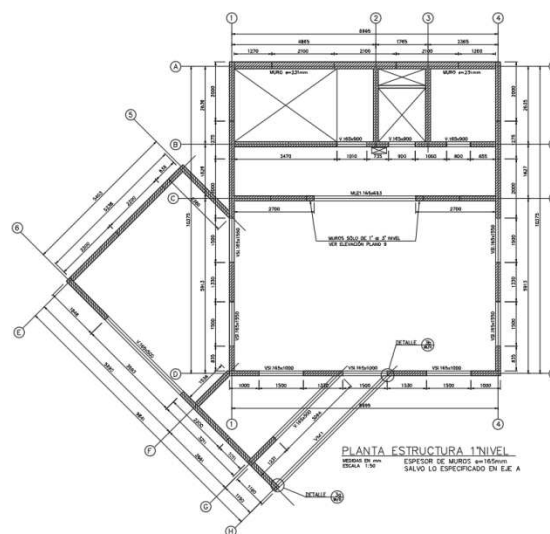
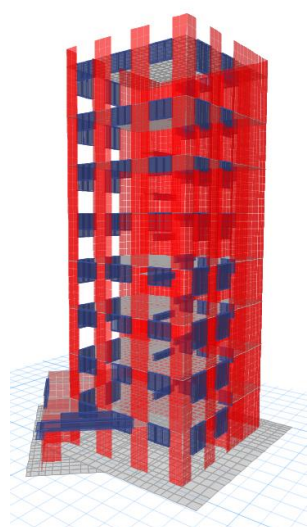
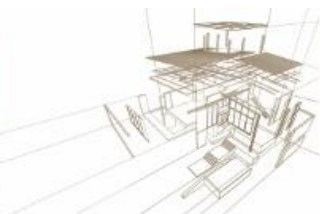


Figura 0.1: Modelo estructural vista 3D y planta primer nivel

## 2. METODOLOGÍA

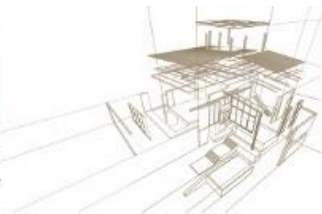
### 2.1. Modelación

Se realizó modelación tridimensional completa con el *software* ETABS, la cual considera las condiciones de apoyo, las características de los elementos principales, las propiedades de los materiales, las cargas de diseño y la geometría de la estructura.

### 2.2. Estructura

Se realizaron las siguientes consideraciones:

- Las losas y vigas de CLT que unen muros se consideraron como simplemente apoyadas, es decir, no transmiten momento a los muros.
- Los muros que se intersectan de manera perpendicular estructuralmente no se consideraron como muros compuestos (con forma de L, T, C, Z, I u otros), es decir, no hay una línea de traspaso de esfuerzo en la intersección de muros perpendiculares.
- Los muros que se intersectan de manera paralela estructuralmente se consideraron como muros completos en su longitud, es decir, existe una línea de traspaso de esfuerzo en la intersección de muros paralelos.
- Si bien los elementos de CLT se modelaron isotrópicamente, el módulo de elasticidad fue reducido por la razón  $(n^\circ \text{ de capas verticales}) / (n^\circ \text{ total de capas})$ , esto con el fin de considerar la acción en el plano de los paneles (Vassallo *et al.*, 2013; Yasumura *et al.*, 2015). Ejemplo de lo anterior en el caso de los muros es considerar solo el aporte de las capas verticales.



### 2.3. Sistema de aislación basal

Con el fin de disminuir las fuerzas de corte en la estructura, se propone el uso de FPS (*Friction Pendulum System*) como sistema de aislación basal. La Figura 0. muestra la disposición general de los FPS, representados como círculos achurados.

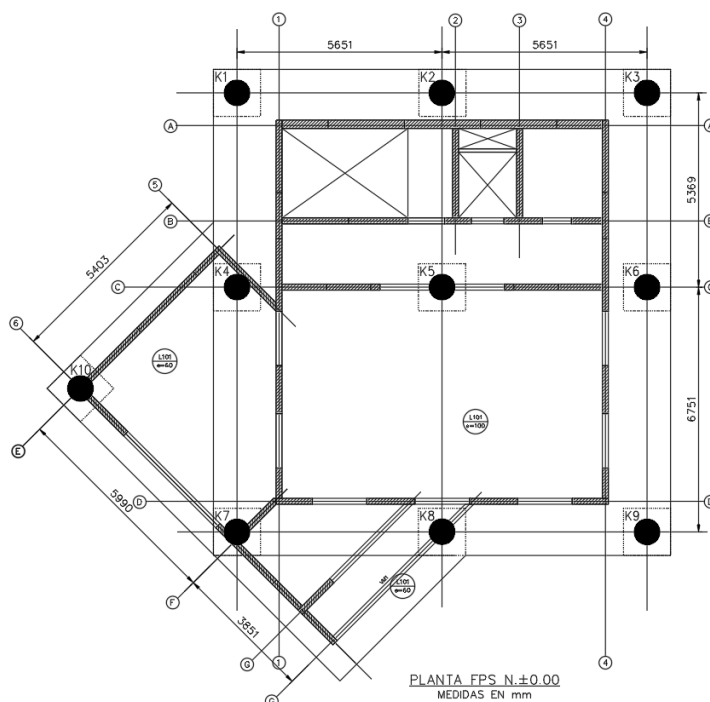


Figura 0.1: Disposición FPS, vista en planta

### 2.4. Conexiones en madera

Para las uniones entre elementos de madera, se utilizaron conexiones a través de tornillos cruzados (en  $45^\circ$ ), ya sea en conexión entre muros, conexión entre losas, conexión entre losa y muro y conexión en tornillos de losa colaborante. Además se utilizaron conectores metálicos típicos como angulares, *hold-down* y placas perforadas.

Las capacidades de los tornillos fueron calculadas utilizando las disposiciones de la NCh1198, estas son de dos tipos: capacidad de extracción lateral para tornillos en placas de acero y capacidad de extracción directa para tornillos cruzados.

Los tornillos cruzados tienen la distribución de fuerzas que se muestra en la siguiente figura, donde:

- $P_{ed,dis}$ : Capacidad de extracción directa de diseño para un tornillo,
- $P_{dis,par}$ : Capacidad de diseño del par de tornillos cruzados.

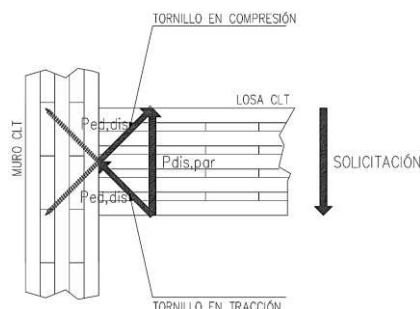


Figura 0.1: Fuerzas en tornillos cruzados

Tomando como consideración que la capacidad de la zona en compresión es igual a la zona en tracción (ETA-13/0699), se tiene que la capacidad de un par de tornillos cruzados es:

$$P_{dis,par} = \sqrt{2} * P_{ed,dis} \quad (0.1)$$

Esto aprovecha la capacidad a extracción directa de los tornillos la cual es considerablemente mayor a la capacidad en extracción lateral.

Con respecto a las cargas sobre las conexiones, por ejemplo en la conexión entre muros, las solicitaciones se extrajeron a partir de las cargas horizontales de la estructura a partir de dos situaciones:

- Corte rasante a partir del corte por piso,
- Corte rasante por carga de barras de postensado.

En la Figura 0.2 se muestra dos esquemas con las situaciones anteriormente descritas.

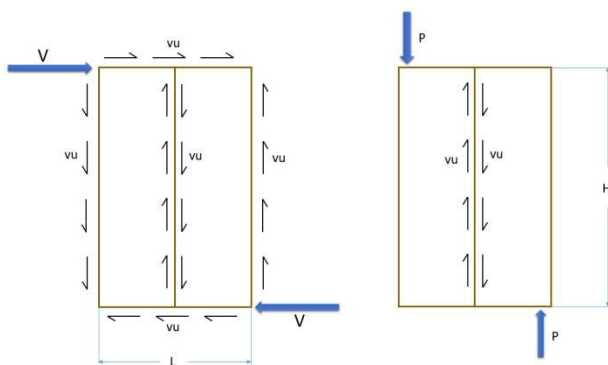


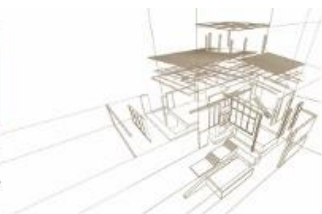
Figura 0.2: Esquemas de fuerza de corte rasante

El esquema de la izquierda muestra el corte rasante  $v_u = V/L$  producido por el corte horizontal que se trasmite a nivel de piso, el esquema de la derecha muestra el corte rasante  $v_u = P/H$  producto de la fuerza máxima producida por las barras de postensado. Ambas situaciones entregan valores superiores de diseño para las cargas sísmicas.

### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 3.1. Fuerzas de corte por piso

La Figura 0.1 muestra los cortes de diseño para cada piso en las direcciones principales de la estructura, se comparan fuerzas sísmicas utilizando factor de reducción de la respuesta



estructural  $R=2$  y fuerzas de activación del sistema de aislamiento (iguales a fuerzas por viento) amplificadas 1,5 veces, además, a modo de comparación, se muestran los cortes considerando la estructura con base fija con análisis modal espectral según la NCh433.Of1996 Modificada en 2012. Se consideró un coeficiente de fricción de diseño del 5%, aunque fue analizado para 4 y 7% a efecto de incorporar de manera sencilla su posible variabilidad y efectos en el diseño. Para la Figura 0.1 tener en consideración lo siguiente:

- $V_W$ : fuerza de corte por viento,
- $V_{S_7\%}$ : fuerza de corte por sismo para el coeficiente de fricción del 7%,
- $V_{S_4\%}$ : fuerza de corte por sismo para el coeficiente de fricción del 4%,
- $V_{S_{BF}}$ : fuerza de corte por sismo para la estructura con base fija.

De las figuras se observa una considerable reducción de las fueras de diseño en la estructura con base aislada en comparación a base fija. También se observa que las fuerzas producidas por el viento son comparables a las fuerzas sísmicas.

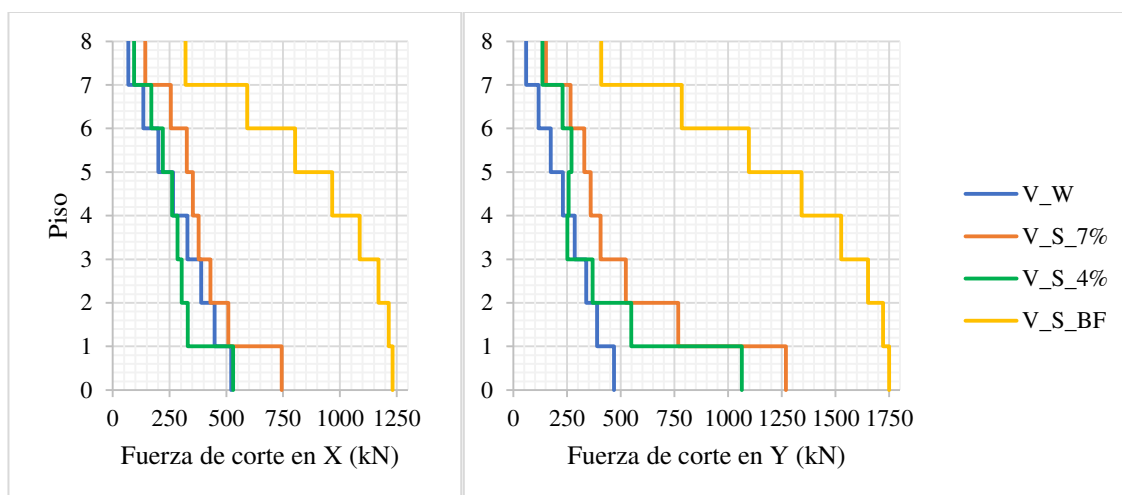


Figura 0.1: Cortes de diseño para la superestructura en dirección X e Y respectivamente

### 3.2. Drift por piso

Los resultados de análisis permiten concluir que se cumple con los requerimientos de diseño para desplazamientos entre pisos según la norma NCh433 que es más exigente que la norma NCh2745. La Figura 0.2 muestra los *drift* de entre piso para distintos estados de carga, tener en consideración lo siguiente:

- $D_W$  : drift por viento,
- $D_{S_7\%}$  : drift por sismo para el coeficiente de fricción del 7%,
- $D_{S_4\%}$  : drift por sismo para el coeficiente de fricción del 4%,
- $Lím_$  : límites de drift establecidos por las normas NCh433 y NCh2745

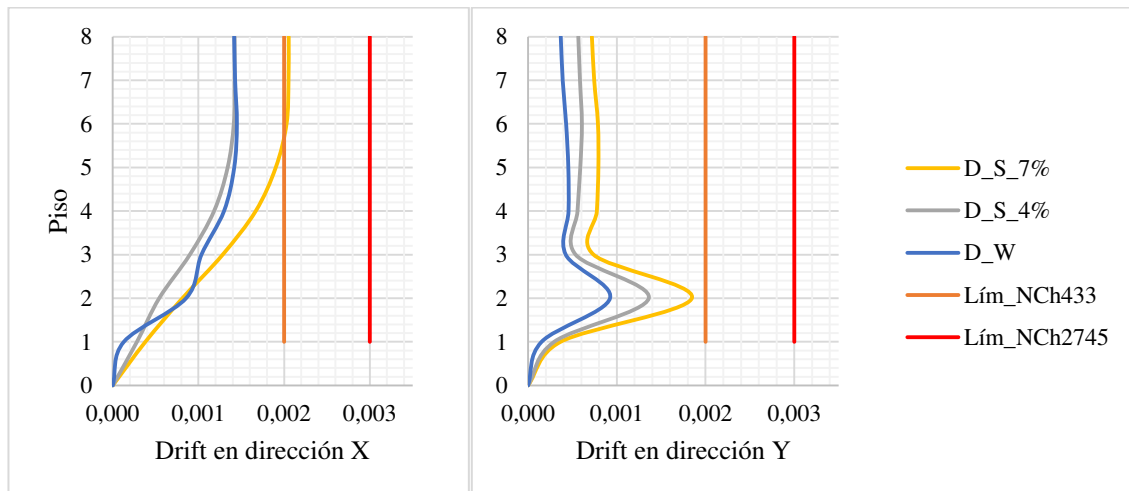


Figura 0.2: Drift de diseño para la superestructura en dirección X e Y respectivamente

### 3.3. Desplazamientos FPS

Los máximos desplazamiento en los FPS se alcanzan para el menor coeficiente de fricción  $\mu_{\min} = 4\%$  y aplicando el sismo máximo posible establecido en la NCh2745. Según la nomenclatura mostrada en la Figura 0., el máximo desplazamiento horizontal ocurre para el aislador K3 con 341 mm. Los demás aisladores poseen similares deformaciones.

### 3.4. Conexiones en madera

La conexión de tornillos cruzados más solicitada corresponde a la conexión de muros paralelos. Esta conexión debe resistir las fuerzas de corte entre los paneles de muro para que en conjunto trabajen como una unidad. En el caso de los muros de 165 mm de espesor (5 capas) se requiere, por diseño, tonillos de diámetro  $\Phi=11\text{mm}$  y largo  $L=280\text{mm}$  dispuestos en diagonal ( $45^\circ$ ) cada 140 mm. La Figura 0.3 muestra lo anterior.

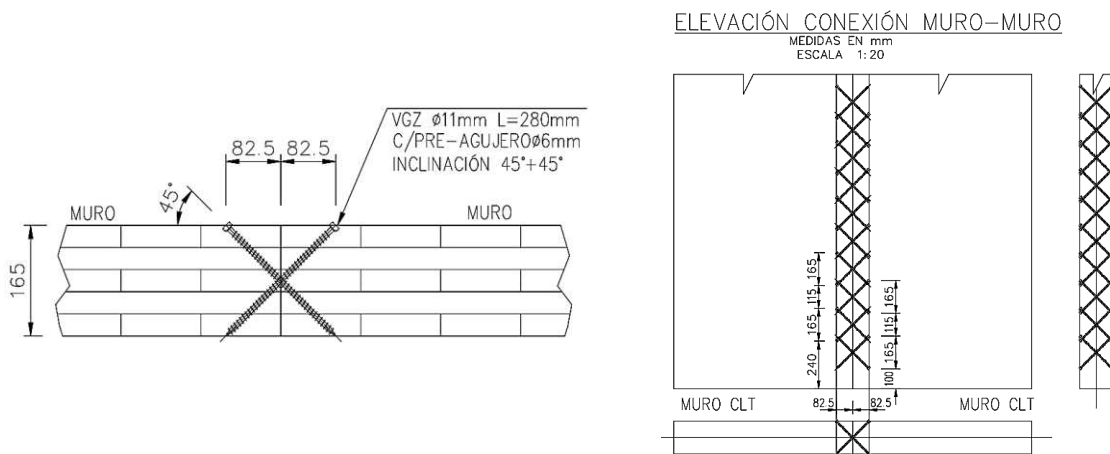
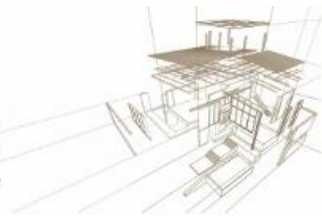


Figura 0.3: Detalle conexión muro-muro, vista en planta y elevación (mm)

En el detalle de la conexión entre muros paralelos mostrado en la Figura 0.3, se aprecia la disposición de los tornillos doblemente inclinados, es decir, en  $45^\circ$  vistos en planta y en  $45^\circ$



vistos en elevación. Además las conexiones de la losa al muro y entre paneles de losa se muestran en la Figura 0.4 y Figura 0.5 respectivamente.

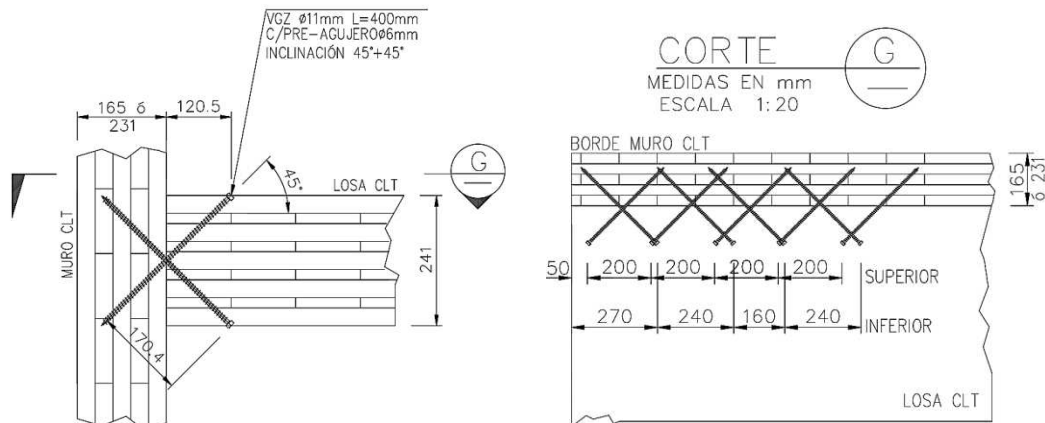


Figura 0.4: Detalle conexión muro-losa, vista en elevación y planta (mm)

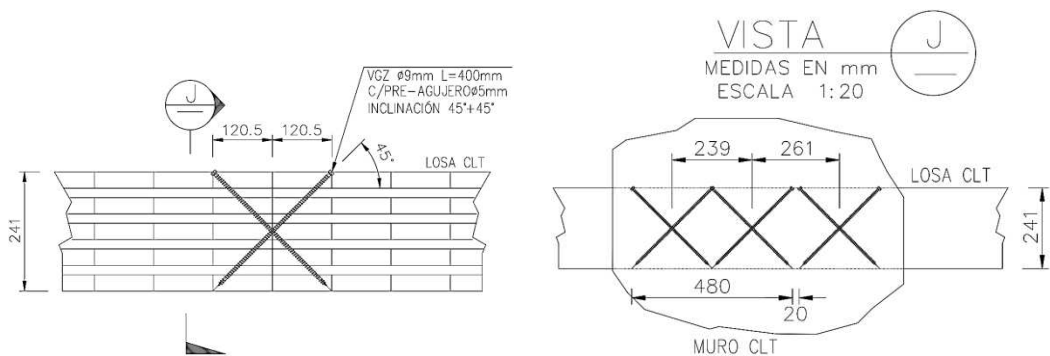


Figura 0.5: Detalle conexión losa-losa, vista en elevación y planta (mm)

### 3.5. Comparación con sistema plataforma

Análogamente al sistema constructivo tipo *Balloon* descrito anteriormente, se realizó el diseño de la torre de CLT en base al sistema tipo Plataforma, dicho sistema fue descartado luego del análisis de costos realizado. Económicamente hablando para este caso en particular, una desventaja del sistema plataforma fue el mayor costo asociado a la cantidad de conectores requeridos, como ángulos de corte, *hold-down*, entre otras placas perforadas (de mayor costo en comparación con tornillos cruzados).

La Figura 0.6 muestra vistas en elevación de un eje típico diseñado para ambos tipos de métodos constructivos (*Balloon* y Plataforma respectivamente). En ella se observa la mayor cantidad de placas requeridas en el sistema Plataforma (imagen derecha), y un mejor aprovechamiento del largo de los paneles utilizados en el caso del sistema *Balloon*. La longitud de los paneles han ha sido escogidas considerado las limitaciones de transporte por medio de *container*, en este caso 10,85 m.



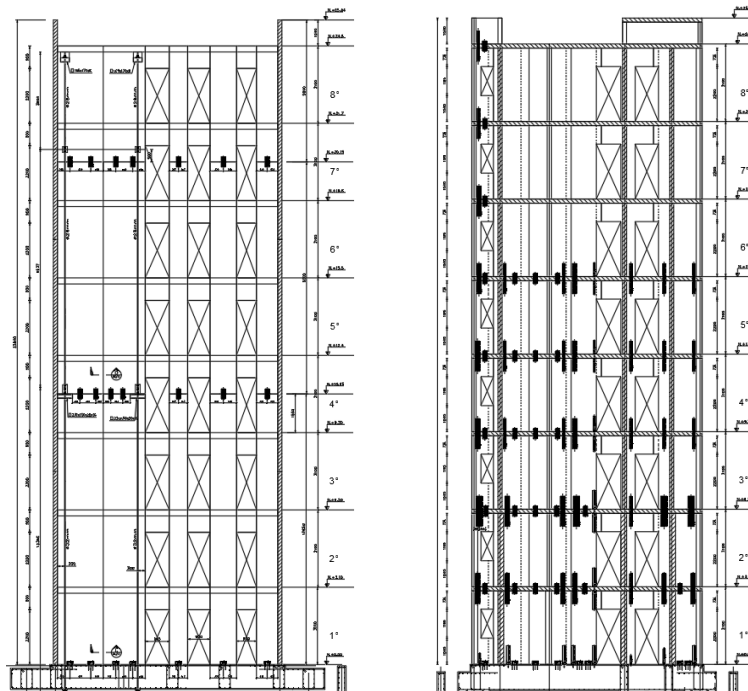
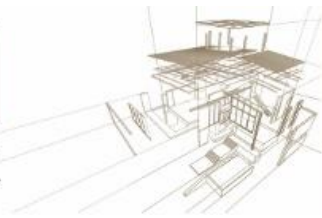


Figura 0.6: Conectores sistema constructivo Baloon y Plataforma, vista en elevación

#### 4. CONCLUSIONES

- El factor de modificación de respuesta estructural ( $R$ ) de la normativa chilena actualmente limita considerablemente el diseño en este tipo de estructuras. En este proyecto en particular se utilizó la aislación sísmica para reducir las solicitaciones y poder hacer factible el proyecto.
- En general, el diseño en muros de CLT queda controlado por las conexiones y no por la resistencia intrínseca del panel a corte o flexo-compresión.
- Los tornillos cruzados logran satisfacer la capacidad requerida en las conexiones entre paneles de CLT, ahora bien, las resistencias calculadas se obtuvieron en base a los requerimientos de la NCh1198 la cual no considera directamente la capacidad de tornillos en CLT.
- Se utilizó un sistema de barras de postensado, el cual proporciona capacidad suficiente ante fuerzas volcantes. El diseño mediante conectores tipo *hold-down* para tomar dichas cargas resultaría en una cantidad excesiva de conectores, elevando los costos.
- Las dimensiones de los paneles de CLT se ve limitado por el tamaño del transporte.

#### AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo e interés de los alumnos del Área de Estructuras de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Concepción, que integraron el grupo de desarrollo de estructuras de madera, así como a la dirección del Departamento de Ingeniería Civil por las facilidades concedidas que hicieron posible la realización de esta investigación.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANSI (2018) Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber. ANSI/APA PRG 320-2018. American National Standards Institute. Estados Unidos.

Ashtari, S., T. Haukaas, F. Lam (2014). In-Plane Stiffness of Cross-Laminated Timber Floors. In WCTE (World Conference on Timber Engineering) 2014. Québec. Canadá. Agosto.

AWC (2018) National Design Specification Design Values for Wood Construction. NDS 2018. American Wood Council. Leesburg, Estados Unidos.

Brandner, R., G. Flatscher, A. Ringhofer, G. Schickhofer y A. Thiel (2016) Cross laminated timber (CLT): overview and development. European Journal of Wood and Wood Products. 74(3). 331-351.

EN (2004). Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. EN 1995-1-1:2004+1. Europäische Norm. Bruselas, Bélgica.

European Technical Assessment. ETA-13/0699 of 14 June 2018.

FPInnovations (2013). CLT: Handbook Cross Laminated Timber. U.S. Edition. Estados Unidos.

González, P., C. Burgos, E. Pérez, F. Piña, E. Saavedra y M. Wagner (2014) Sistema constructivo en madera contralaminada para edificios. Estudios de ingeniería para introducir en Chile un sistema constructivo de rápida ejecución para edificios de mediana altura, utilizando elementos de madera contralaminada. (<http://www.conmaderasach.cl/index.php/material-de-descarga>).

INN (2010) Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones. NCh432.Of2010. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (1996) Diseño sísmico de edificios. NCh433.Of1996 Modificada en 2012. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (2014) Madera – Construcciones en Madera – Cálculo. NCh1198:2014. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

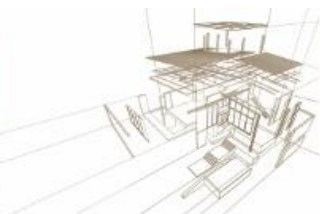
INN (1991) Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata. NCh2165.Of91. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

INN (2013) Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. NCh2745.Of2013. Instituto de Normalización Nacional. Santiago.

Popovski, M., I. Gavric y J. Schneider (2014) Performance of two-storey CLT house subjected to lateral loads. FP Innovations Research Rep., FPIPRODUCT-1-6896. Vancouver. BC. Canadá.

Spickler, K., M. Cloßen, P. Line y M. Pohl (2015) Cross Laminated Timber Horizontal: Diaphragm Design Example. CLT White paper (2015).

Yasumura, M., K. Kobayashi, M. Okabe, T. Miyake y K. Matsumoto, K. (2015). Full-scale tests and numerical analysis of low-rise CLT structures under lateral loading. Journal of Structural Engineering. 142(4). E4015007.



## ENSAYOS CÍCLICOS DE MUROS DE MADERA SOMETIDOS A CARGA VERTICAL Y MOMENTO FLECTOR

### CYCLIC TESTS OF WOOD FRAME SHEAR WALLS WITH VERTICAL LOAD AND BENDING MOMENT

Orellana, Paúl <sup>(1)</sup>\*; Santa María, Hernán <sup>(2)</sup>; Almazán, José Luis <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Ing. Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

<sup>(2)</sup> Ph.D. Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, CIM-UC, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

<sup>(3)</sup> Ph.D. Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, CIM-UC, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

\* Contacto: [pforellana@uc.cl](mailto:pforellana@uc.cl)

#### Resumen

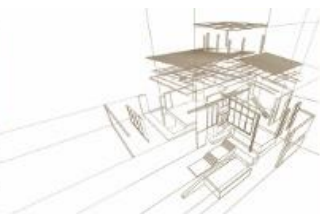
La normativa vigente en Chile restringe el uso de estructuraciones con muros de madera de entramado ligero como sistema resistente lateral en edificaciones de mediana altura. Esto debido a que la norma de diseño sísmico de edificios prescribe deformaciones de entrepiso admisibles que parecen ser muy conservadoras para el caso de dichas estructuraciones. Además, el código de diseño para madera fue desarrollado para construcciones de baja altura. Por lo tanto, no considera los efectos del uso de pies derechos de borde con secciones transversales grandes y de anclajes robustos, que son elementos estructurales necesarios para transferir las elevadas cargas gravitacionales y laterales generadas en edificios de mediana altura ubicados en zonas de alta sismicidad. Este código tampoco considera efectos de la carga vertical y del momento flector sobre el comportamiento lateral de muros de corte. Para evaluar estos efectos, se ensayaron ocho muros a escala real con altura de 2470 mm y diferentes longitudes (1200mm, 2400mm y 3600mm). Como placas de arriostramiento se usaron paneles OSB en ambas caras del muro, conectados al entramado con patrones de clavado que consideran espaciamientos de 50 mm y 100 mm en los bordes de panel. Durante los ensayos, se aplicó un protocolo cíclico de desplazamientos laterales. Simultáneamente, se aplicó un protocolo controlado de fuerzas para generar carga vertical y momento flector. Se observó incremento de resistencia y rigidez con respecto a muros sin carga vertical y momento. Además, los muros con carga vertical y momento muestran mayor capacidad de disipar energía.

*Palabras-clave: Muros de madera. Carga cíclica. Edificios de mediana altura.*

#### Abstract

The current provisions in Chile restrict the use of wood frame shear walls as lateral resisting system in mid-rise buildings. This is because the seismic building design standard prescribes admissible inter-story drifts that could be too conservative for these structural wood systems. Also, the structural wood design standard was developed for low-rise constructions, and therefore, does not consider the effects of sturdy end studs and strong hold downs necessities to transfer the large vertical and lateral loads in a mid-rise building located in high seismicity regions. This standard neither considers the effects of vertical load and bending moment in the lateral response of shear walls. To evaluate the lateral behavior of these walls, eight full size specimens were tested. The tested walls were 2470 mm high with different lengths (1200mm, 2400mm and 3600mm). The walls sheathing consisted in OSB panels in both faces of wall nailed to the frame at 50 mm and 100 mm in panel edges. During the tests, a cyclic lateral load displacement protocol was applied in the top of the walls. Simultaneously, a controlled force protocol was applied to generate vertical load and bending moment. An increase in the wall strength and stiffness was observed in comparison with walls tested without vertical load nor bending moment. Also, walls with vertical load and bending moment have greater dissipation capacity.

*Keywords: Timber shear walls. Cyclic load. Mid-rise buildings.*



## 1. INTRODUCCIÓN

Debido a la buena relación resistencia-peso de la madera estructural, los edificios construidos con este material muestran un buen desempeño ante cargas laterales de sismo. Además, los muros de entramado ligero de madera tienen un comportamiento altamente no lineal que genera una respuesta cíclica histerética con una importante capacidad de disipación de energía (Van de Lindt, 2004). En las construcciones con entramado ligero de madera (ELM) el sistema resistente ante cargas laterales se compone de diafragmas de piso y de muros de corte. Entonces, el comportamiento cíclico de estos muros ante cargas laterales influye directamente sobre el desempeño sísmico del edificio. Además, los mismos muros transfieren las cargas gravitacionales. Por lo tanto, durante un sismo los muros se encuentran sometidos a los efectos combinados de fuerza axial, corte y momento flector. Para construcciones de baja altura la carga gravitacional vertical y el momento flector en un muro son relativamente bajos. En cambio, en un edificio de mediana altura los esfuerzos internos pueden alcanzar magnitudes importantes, especialmente en los muros de los primeros pisos. Por lo tanto, el esfuerzo axial y el momento flector podrían tener un importante efecto sobre el comportamiento cíclico ante cargas laterales de los muros de corte. Históricamente, los sistemas de ELM se han usado en edificios residenciales y comerciales de baja altura (Lam et al., 2002); debido a esto, muchos de los desarrollos en investigación y normativas se centran en muros para edificaciones de baja altura.

Un muro de madera típico para edificaciones de baja altura, como el mostrado en la Figura 35, se compone de un entramado de postes verticales (pies derechos) y elementos horizontales (soleras). Estos elementos se unen mediante clavos en los extremos generando una conexión que prácticamente no tiene rigidez a flexión (Gupta & Kuo, 1985). Para generar el arriostramiento necesario para resistir cargas laterales se instalan paneles clavados al entramado de madera. Los paneles se colocan en una o en las dos caras de los muros. En la configuración marco-plataforma, los muros tienen la altura del entrepiso, lo cual favorece la prefabricación. Además, es necesario el uso de sistemas de anclaje en los entrepisos y en la base para asegurar la transferencia de los esfuerzos internos generados por sismo o viento. En edificaciones de mediana altura, las cargas gravitacionales generan esfuerzos de compresión axial grandes en los muros de los primeros pisos. Esto hace necesario el uso de pies derechos con mayor sección transversal que para muros convencionales. Además, el momento flector y el esfuerzo de corte generan fuerzas de tracción en los bordes del muro. Para transferir estas fuerzas y restringir el levantamiento, se requieren dispositivos de anclaje de grandes dimensiones (anclajes robustos).

Varios proyectos de investigación se han desarrollado para estudiar el desempeño sísmico de edificios de madera, como los mencionados en Lam et al. (2002) y en Gatto & Uang (2002). En estos proyectos, una importante parte de la componente experimental se enfocó en el comportamiento lateral monotónico, cíclico y dinámico de muros de corte. Van de Lindt (2004) presenta una revisión de publicaciones sobre ensayos realizados en muros de corte para estructuras de baja altura. Estos ensayos se realizaron aplicando protocolos de carga lateral, sin considerar los efectos de esfuerzos axiales o de momento flector. Guñez et al. (2019) reportan los resultados de ensayos monotónicos y cíclicos de muros de entramado ligero de madera con pies derechos de borde de grandes dimensiones y anclajes robustos, diseñados para edificios de mediana altura.

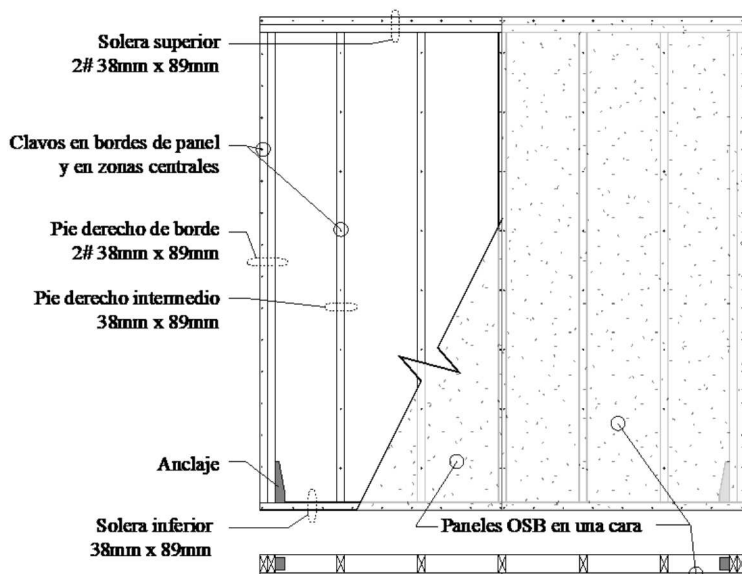
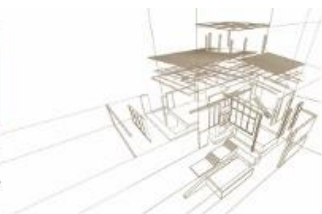


Figura 35: Muro típico de entramado ligero de madera (adaptado de Salenikovich et al. 2010)

En investigaciones anteriores se estudió el efecto de la carga gravitacional sobre la respuesta lateral de muros de corte de entramado ligero de madera. Dean & Shenton (2005) realizaron ensayos estáticos en muros con distintos niveles de carga vertical, entre 0 y 25 kN/m, sometidos a tres semiciclos de desplazamiento lateral (no reversible), con el último semiciclo extendido hasta la falla del muro. Ensayaron muros con y sin anclajes, observaron que la presencia de carga vertical genera un incremento en la capacidad ante cargas laterales y un incremento de la rigidez. Johnston et al. (2006) estudiaron el efecto de la carga vertical sobre la rigidez y capacidad de disipación de muros de madera de entramado ligero sometidos a carga lateral cíclica. Usaron niveles de carga vertical entre 0 y 25 kN/m en muros con y sin anclajes. Estudiaron 21 muros con una configuración similar a la mostrada en la Figura 35. Concluyeron que los efectos de la fuerza vertical en la respuesta lateral de los muros son incremento de la rigidez lateral y el incremento en la capacidad de disipación de energía. Salenikovich & Payeur (2010) ensayaron 43 muros de entramado ligero de madera. Estos ensayos consideraron la acción combinada de carga lateral cíclica y carga vertical de distintas magnitudes. La configuración de los muros ensayados es la mostrada en la Figura 35 y los niveles de carga vertical fueron de entre 0 y 16.3 kN/m. Concluyeron que no se notó una influencia adversa de la carga vertical sobre el desempeño lateral de los muros. En los estudios citados, el nivel de carga vertical y la configuración de los muros corresponden a construcciones de baja altura.

Sadeghi Marzaleh et al. (2018) estudiaron los efectos combinados de esfuerzo axial, corte y momento flector en un muro de madera de entramado ligero con carga monotónica. Ensayaron tres muros de madera diseñados para ser parte del sistema resistente ante cargas laterales en edificios de múltiples pisos. Los muros se construyeron con pies derechos y soleras de grandes dimensiones, usando paneles OSB de 15 mm de espesor en las dos caras. El esfuerzo axial se aplicó a través de una carga distribuida actuando sobre la solera superior, que representa la carga de un piso sobre el muro; y dos fuerzas puntuales aplicadas sobre los pies derechos de borde, que representan las cargas de los pisos subsiguientes hasta el nivel de techo. En uno de los ensayos, las fuerzas puntuales tenían magnitud variable para generar un momento flector. Los autores concluyeron que, para carga monotónica, la fuerza vertical y el momento flector causan una ligera reducción en la resistencia y rigidez lateral del muro estudiado. Sin embargo, señalan que existen diferencias entre los detalles constructivos de los especímenes ensayados,



por lo que las reducciones podrían deberse a estas diferencias. Esto evidencia que los resultados de ensayos de una configuración de muro no pueden extenderse a otras configuraciones.

En este artículo se presentan los resultados de ensayos realizados en ocho muros de entramado ligero de madera con una configuración diseñada para la construcción de edificios de mediana altura, de hasta seis pisos. Durante los ensayos, los muros se sometieron a carga lateral cíclica y a la aplicación simultánea de fuerzas verticales para generar compresión axial y momento flector en el plano del muro. Estos ensayos son parte de la componente experimental de un proyecto de investigación conducido por el Centro de Innovación en Madera de la Pontificia Universidad Católica de Chile (CIM-UC). El proyecto busca generar propuestas de modificación de la normativa de diseño sísmico vigente en Chile para hacer factible la construcción de una edificación de mediana altura con estructura en madera usando el sistema marco plataforma.

## 2. METODOLOGÍA

Los ensayos de muros de madera con aplicación simultánea de carga lateral, axial y momento flector en el plano no se encuentran estandarizados. El estudio experimental se realizó siguiendo el estándar ASTM E2126-11 (2011) para ensayos con carga cíclica lateral, y adicionalmente se aplicaron fuerzas de compresión para generar esfuerzo axial y momento flector.

### 2.1. Especímenes de prueba

Se ensayaron ocho muros a escala real. Los muros tenían 2470 mm de altura y tres diferentes longitudes: 1200 mm, 2400 mm y 3600 mm. La Figura 36 muestra los detalles constructivos de los muros. El entramado se fabricó con elementos de pino radiata chileno con sección transversal de 2" x 6" (36 mm x 138 mm) con clasificación MGP10 según la norma chilena de diseño de estructuras de madera, NCh 1198 (2014). Los pies derechos de borde se construyeron con cinco elementos unidos con clavos y adhesivo (encolado). Los pies derechos intermedios consisten en elementos individuales en las zonas centrales de los paneles. En los bordes de cada panel se colocaron pies derechos dobles, clavados y encolados. Las soleras superior e inferior se construyeron con dos elementos, clavados y encolados. Las placas de arriostamiento fueron paneles OSB colocados en las dos caras del muro. Cada panel tenía espesor de 11.1 mm y dimensiones de 1200 mm x 2400 mm. Para la conexión de los paneles al entramado de madera se utilizaron clavos helicoidales con diámetro 3 mm y longitud 70 mm. El patrón de clavado consideró un espaciamiento de 200 mm en las zonas centrales de los paneles y espaciamientos de 50 mm y 100 mm en los bordes de los paneles. Los muros se anclaron usando conectores tipo "hold-down" Simpson-StrongTie HD12, colocados en la cara interna de los pies derechos de borde. Cada anclaje se conectó a los pies derechos con cuatro pernos de diámetro 1" y con pernos de diámetro 1-1/8" a vigas de acero en los extremos inferior y superior del muro. Para restringir el deslizamiento se colocaron pernos de corte de diámetro 1" a través de las soleras, entre los pies derechos. En la Tabla 14 se listan los muros ensayados y sus características principales.

*Tabla 14: Muros ensayados*

Identificación de los muros	Longitud [mm]	Espaciamiento del clavado <sup>1</sup> [mm]
A120-10-01	1200	100
A120-10-02	1200	100



A120-05-01	1200	50
A240-10-01	2400	100
A240-10-02	2400	100
A240-05-01	2400	50
A360-10-01	3600	100
A360-10-02	3600	100

<sup>1</sup> Es el espaciamiento entre clavos en el perímetro de los paneles

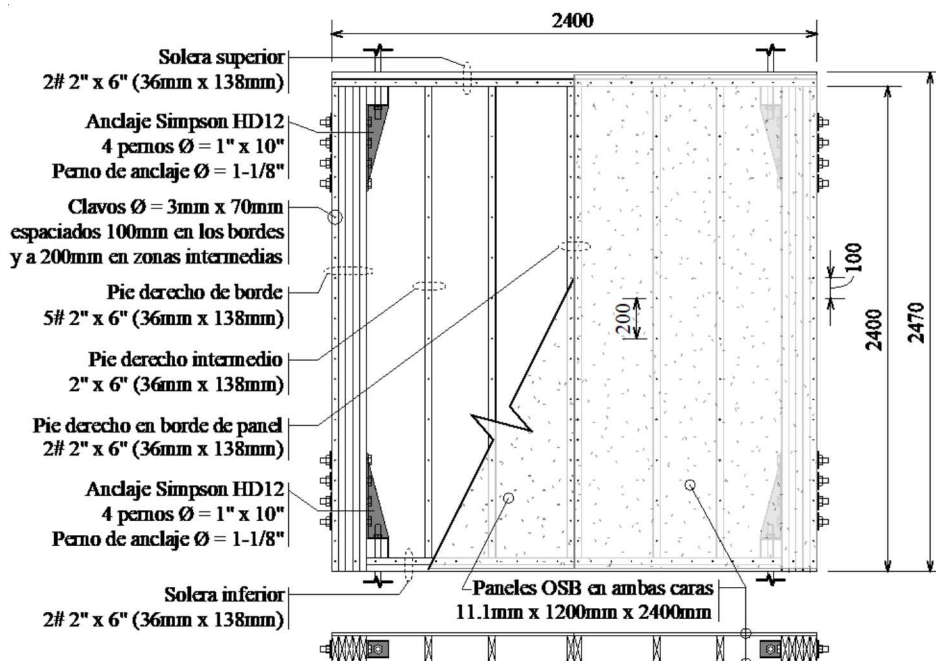


Figura 36: Configuración de los muros ensayados (dimensiones en mm)

## 2.2. Configuración del ensayo

La Figura 37 muestra la configuración general de los ensayos. Para facilitar la aplicación de las cargas, los muros se ensayaron en posición horizontal anclados a vigas de acero en sus extremos. El desplazamiento de la viga base se restringió mediante un muro de hormigón armado y con elementos de reacción anclados a una losa de reacción de hormigón armado. Se aplicó el protocolo de desplazamientos laterales mediante un actuador hidráulico sobre la viga de carga conectada en el extremo superior del muro. Se usaron dos actuadores hidráulicos para aplicar protocolos controlados de fuerza de manera tal que se genere una carga de compresión constante y un momento flector cíclico en el plano del muro. Para permitir el desplazamiento lateral, se colocaron rodillos en el contacto entre los actuadores de carga de compresión y la viga de carga.



# CLEM

2019

18 al 20 de noviembre  
Hotel Cottage  
Montevideo - Uruguay



4º CONGRESO  
LATINOAMERICANO  
DE ESTRUCTURAS  
DE MADERAS

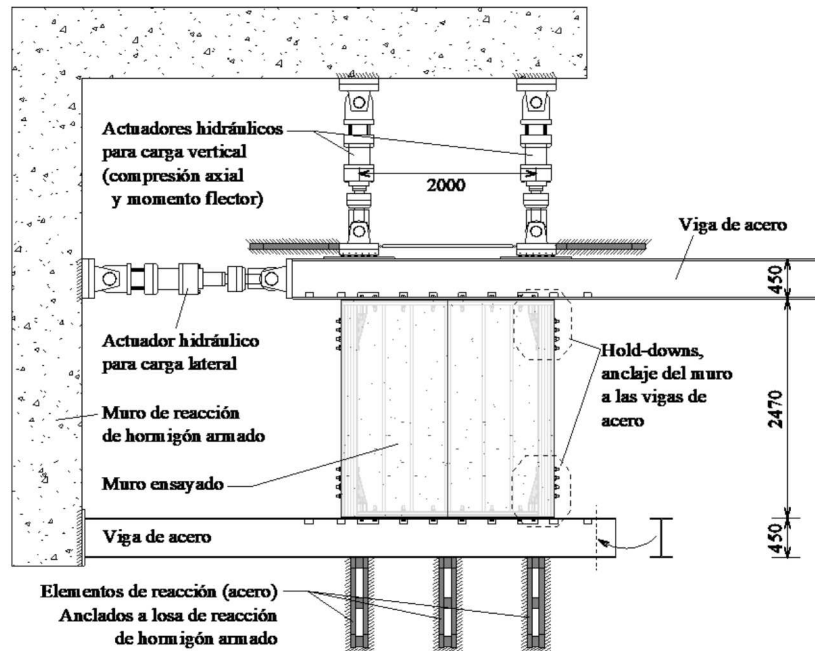


Figura 37: Configuración de los ensayos, vista en planta (dimensiones en mm)

### 2.3. Procedimiento del ensayo

Los muros se ensayaron con un protocolo cíclico de desplazamientos laterales y, simultáneamente, se aplicó una carga de compresión axial constante y un momento flector cíclico en el plano del muro. Se aplicó el protocolo de desplazamientos del método C del estándar ASTM E2126-11 (2011) con amplitudes calibradas según resultados de ensayos anteriores de muros con la misma configuración, probados sin carga axial ni momento flector (Guíñez et al., 2019). La Figura 38 muestra el protocolo de desplazamientos.

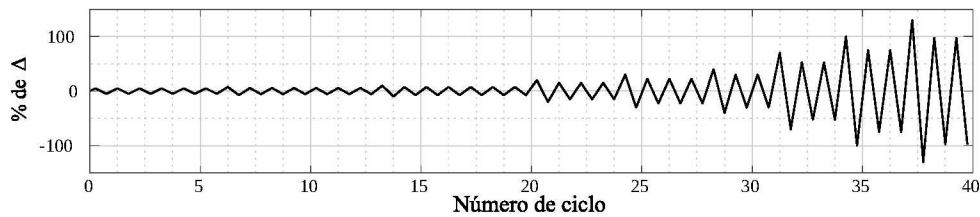


Figura 38: Protocolo CUREE de desplazamientos laterales,  $\Delta$  es un desplazamiento de referencia definido con base en ensayos reportados por Guíñez et al. (2019).

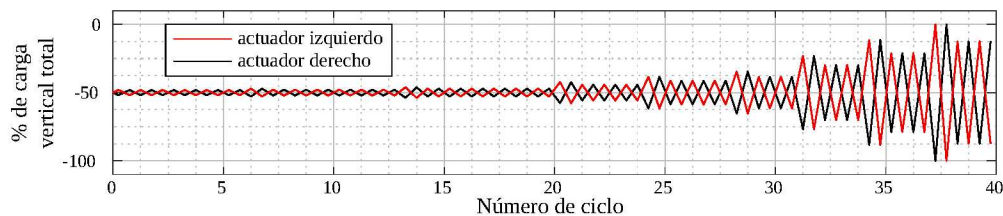


Figura 39: Protocolo de fuerza aplicada por cada actuador de carga axial

Las fuerzas aplicadas por los dos actuadores representan una carga axial de compresión distribuida constante de aproximadamente 75 kN/m, actuando en el extremo superior del muro. La fuerza aplicada por cada actuador varía durante el ensayo de manera tal que el momento flector generado es proporcional al desplazamiento lateral de la solera superior. Se definió un





momento flector de referencia como el momento que resulta cuando un solo actuador aplica toda la carga de compresión. El valor total del momento flector de referencia se alcanza para un desplazamiento correspondiente a la máxima fuerza lateral obtenida en un ensayo cíclico sin fuerzas de compresión de un muro similar (Guíñez et al., 2019). La Figura 39 muestra los protocolos de fuerza aplicados por cada actuador. Las cargas aplicadas al muro ensayado pretenden representar el estado de carga de un muro de corte que es parte de un edificio respondiendo en su primer modo de vibración, en el cual toda la masa sísmica se desplaza en la misma dirección para cada instante de tiempo.

## 2.4. Evaluación del comportamiento

La evaluación del desempeño de los muros ensayados se realizó de acuerdo a la metodología del estándar ASTM E2126-11 (2011). Se define la curva envolvente que contiene las fuerzas máximas alcanzadas en los ciclos primarios (ciclos con mayor amplitud de desplazamiento que los subsiguientes) de cada fase del protocolo de carga. La Figura 40(a) muestra un ejemplo de los ciclos de histéresis y las curvas envolventes, positiva y negativa. Se obtiene una envolvente promedio con los valores absolutos de fuerza y desplazamiento de las envolventes positiva y negativa (Figura 40b). En la envolvente promedio, se define el valor de la fuerza máxima  $P_{peak}$ . También se define el desplazamiento último  $\Delta_u$  asociado a la fuerza última  $P_u$ , que corresponde al último punto de la envolvente con valor de fuerza igual o mayor a  $0.8P_{peak}$ . La curva idealizada elasto-plástica con energía equivalente (EEEEP por sus siglas en inglés) se construye de manera que inscriba un área igual al área inscrita en la curva envolvente promedio entre el origen, el desplazamiento último y el eje de desplazamientos (Figura 40c). La rigidez elástica inicial,  $K_0$ , de la EEEP se calcula como la rigidez secante en la curva envolvente promedio asociada al punto con fuerza  $0.4P_{peak}$ . Como parámetro para medir la capacidad de disipación de energía de los muros ensayados, se utilizó la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente (Chopra, 2012). Para un ciclo de histéresis, la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente se calcula como:

$$\xi_e = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_{s0}} \quad (11)$$

en donde:

- $\xi_e$  es la fracción de amortiguamiento viscoso equivalente del ciclo analizado
- $E_d$  es la energía disipada en el ciclo de histéresis
- $E_{s0}$  es la máxima energía elástica acumulada en un ciclo, calculada usando la rigidez secante asociada al máximo desplazamiento del ciclo analizado.

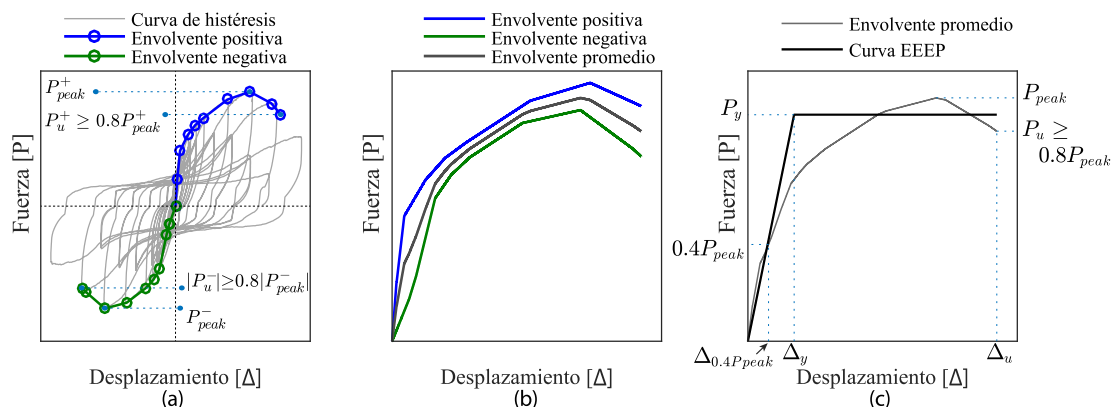


Figura 40: Obtención de la curva EEEP



### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La Figura 41 muestra las curvas de histéresis de algunos de los muros ensayados. Estas curvas se construyeron usando el desplazamiento lateral total de la solera superior con respecto a la inferior y se usaron para calcular las curvas EEEP. La forma de los ciclos de histéresis muestra un comportamiento altamente no lineal con degradación de rigidez y estrechamiento (pinching) de los ciclos de histéresis. La forma de los ciclos es similar a la reportada por otros autores (Johnston et al., 2006; Lam et al., 1997). La para muros de la misma configuración, pero ensayados sin carga axial ni momento flector, se observa que los muros aquí reportados alcanzan valores mayores de fuerza máxima, rigidez, amortiguamiento y ductilidad; pero muestran menores desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en las curvas EEEP.

Los modos de falla observados fueron los típicamente reportados en ensayos de muros de madera de entramado ligero. Principalmente, el corte de los clavos en los bordes de panel, el aplastamiento de la madera en la zona de contacto del panel con los clavos de conexión y el pandeo fuera del plano del panel para grandes desplazamientos.

Tabla 15 presenta los resultados de los ensayos, incluyendo el valor máximo absoluto de fuerza medida durante el ensayo  $P_{max}$ ; los parámetros de la curva EEEP,  $P_{peak}$ ,  $K_0$ ,  $\Delta_y$ ,  $\Delta_u$ ; la ductilidad,  $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ ; la deriva calculada para un nivel de carga de  $0.4P_{peak}$ ,  $\delta_{40} = \Delta_{0.4P_{peak}}/altura$ . En los resultados se reporta el valor del percentil 10% calculado del conjunto de valores de la fracción de amortiguamiento equivalente de todos los ciclos de histéresis para cada ensayo. El amortiguamiento equivalente se calculó usando la deformación de corte del muro (sin considerar desplazamiento por volcamiento), por lo tanto, representa la capacidad de disipación del muro sin considerar el sistema de anclaje.

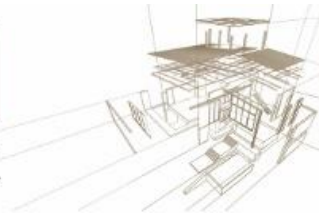
Los resultados resumidos en la para muros de la misma configuración, pero ensayados sin carga axial ni momento flector, se observa que los muros aquí reportados alcanzan valores mayores de fuerza máxima, rigidez, amortiguamiento y ductilidad; pero muestran menores desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en las curvas EEEP.

Los modos de falla observados fueron los típicamente reportados en ensayos de muros de madera de entramado ligero. Principalmente, el corte de los clavos en los bordes de panel, el aplastamiento de la madera en la zona de contacto del panel con los clavos de conexión y el pandeo fuera del plano del panel para grandes desplazamientos.

Tabla 15 muestran el efecto de la longitud del muro y del espaciamiento entre clavos sobre el comportamiento lateral de los muros. La fuerza lateral máxima es mayor para muros de mayor longitud y para espaciamentos de clavos menores. La rigidez  $K_0$  aumenta con la longitud. La ductilidad es mayor para los muros con espaciamiento de clavos a 100 mm, sin embargo, los muros con clavos a 50 mm presentan valores mayores de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último. En la para muros de la misma configuración, pero ensayados sin carga axial ni momento flector, se observa que los muros aquí reportados alcanzan valores mayores de fuerza máxima, rigidez, amortiguamiento y ductilidad; pero muestran menores desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en las curvas EEEP.

Los modos de falla observados fueron los típicamente reportados en ensayos de muros de madera de entramado ligero. Principalmente, el corte de los clavos en los bordes de panel, el aplastamiento de la madera en la zona de contacto del panel con los clavos de conexión y el pandeo fuera del plano del panel para grandes desplazamientos.

Tabla 15 también se presenta el valor de  $P_{peak}$  normalizado entre la longitud de muro. Este valor de fuerza máxima unitaria parece no depender de la longitud del muro y aumenta cuando el espaciamiento entre clavos disminuye.



Comparando los resultados mostrados en la para muros de la misma configuración, pero ensayados sin carga axial ni momento flector, se observa que los muros aquí reportados alcanzan valores mayores de fuerza máxima, rigidez, amortiguamiento y ductilidad; pero muestran menores desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en las curvas EEEP.

Los modos de falla observados fueron los típicamente reportados en ensayos de muros de madera de entramado ligero. Principalmente, el corte de los clavos en los bordes de panel, el aplastamiento de la madera en la zona de contacto del panel con los clavos de conexión y el pandeo fuera del plano del panel para grandes desplazamientos.

Tabla 15 con los resultados reportados por Guíñez et al. (2019) para muros de la misma configuración, pero ensayados sin carga axial ni momento flector, se observa que los muros aquí reportados alcanzan valores mayores de fuerza máxima, rigidez, amortiguamiento y ductilidad; pero muestran menores desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en las curvas EEEP.

Los modos de falla observados fueron los típicamente reportados en ensayos de muros de madera de entramado ligero. Principalmente, el corte de los clavos en los bordes de panel, el aplastamiento de la madera en la zona de contacto del panel con los clavos de conexión y el pandeo fuera del plano del panel para grandes desplazamientos.

Tabla 15: Resultados de los ensayos

Muro	$P_{max}$ [kN]	$P_{peak}$ [kN]	$\frac{P_{peak}}{L}$ [kN/m]	$K_0$ [kN/mm]	$\frac{K_0}{L}$ [kN/mm/m]	$\delta_{40}$	$\xi_E$	$\Delta_y$ [mm]	$\Delta_u$ [mm]	$\mu$
A120-10-01	49.2	46.3	38.6	2.30	1.92	0.0033	0.22	17	89	5.1
A120-10-02	47.0	45.4	37.9	3.63	3.02	0.0020	0.22	10	64	6.3
A120-05-01	86.9	84.2	70.2	2.84	2.36	0.0048	0.22	25	104	4.1
A240-10-01	98.9	89.3	37.2	6.87	2.86	0.0021	0.21	11	84	7.4
A240-10-02	100.7	93.8	39.1	6.97	2.90	0.0022	0.12	12	82	7.0
A240-05-01	145.1	143.0	59.6	6.49	2.71	0.0036	0.22	19	93	4.9
A360-10-01	158.5	155.9	43.3	10.49	2.91	0.0024	0.10	13	70	5.4
A360-10-02	148.2	139.6	38.8	9.64	2.68	0.0023	0.16	13	69	5.4

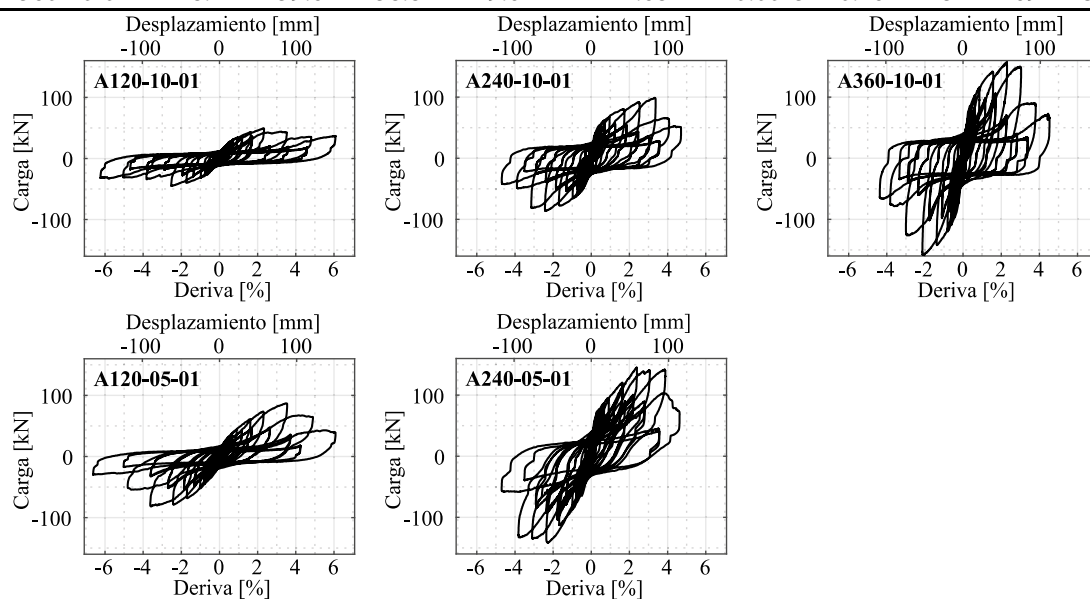
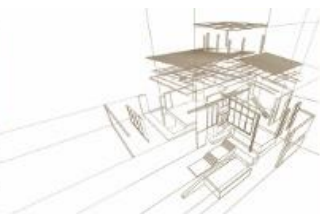


Figura 41: Curvas de histéresis de los muros ensayados



#### 4. CONCLUSIONES

Se ensayaron ocho muros de entramado ligero de madera con una configuración diseñada para la construcción de edificios de mediana altura. Los muros se ensayaron con carga lateral cíclica y la aplicación simultánea de fuerzas para generar compresión axial y momento flector en el plano del muro. Los resultados del estudio sugieren que la acción combinada del esfuerzo axial y del momento flector mejora el comportamiento lateral de los muros de entramado ligero de madera. Del estudio se concluye que:

- Es necesaria una adecuada caracterización de los efectos combinados del esfuerzo axial y el momento flector sobre el comportamiento lateral de muros de corte de entramado de madera. La consideración de estos efectos durante el diseño resultaría en estructuras que aprovechen de mejor manera las ventajas de los muros de madera optimizando recursos.
- Aunque no se investigó el efecto individual de la compresión axial (o del momento flector) sobre la respuesta lateral, estudios anteriores que consideran cargas verticales sugieren que la mejora en el desempeño ante cargas laterales se debe principalmente a la compresión axial. Lo anterior tiene lógica ya que la carga vertical genera un momento que restringe el volcamiento inducido por la fuerza lateral y el momento flector.
- Se evidencia el importante efecto del espaciamiento entre clavos en el perímetro de los paneles. Un menor espaciamiento conduce a un aumento en la capacidad ante carga lateral, aumenta el desplazamiento último y reduce la ductilidad.
- La información obtenida se puede usar para calibrar modelos numéricos que permitan extender los resultados a muros de otras longitudes y generar modelos de edificios para el análisis de su respuesta sísmica.

#### AGRADECIMIENTOS

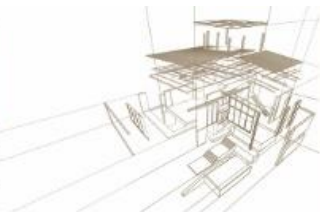
La investigación presentada fue financiada por el proyecto 16BPE-62260, CORFO, y el Centro de Innovación en Madera de la Pontificia Universidad Católica de Chile (CIM-UC). Los ensayos experimentales se realizaron en el Laboratorio de Ingeniería Estructural de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society for Testing and Materials. (2011). ASTM E2126-11. Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls. *ASTM E2126-11*, pp. 1-15. <https://doi.org/10.1520/E2126-11.2>
- Chopra, A. K. (2012). *Dinamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4.<sup>a</sup> ed.; Pearson Education, Ed.). Pearson Education/Prentice Hall.
- Dean, P. K., & Shenton, H. W. (2005). Experimental Investigation of the Effect of Vertical Load on the Capacity of Wood Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 1104-1113. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2005\)131:7\(1104\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2005)131:7(1104))
- Gatto, K., & Uang, C.-M. (2002). Cyclic Response of Woodframe Shearwalls: Loading Protocol and Rate of Loading Effects. En *CUREE - Caltech Woodframe Project*.
- Guíñez, F., Santa María, H., & Almazán, J. L. (2019). Monotonic and cyclic behaviour of wood frame shear walls for mid-height timber buildings. *Engineering Structures*, 189(March), 100-110. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.043>



- Gupta, A. K., & Kuo, G. P. (1985). Behavior of Wood-Framed Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 111(8), 1722-1733.
- Instituto Nacional de Normalización. (2014). *NCh 1198. Madera - Construcciones en Madera - Cálculo*. Instituto Nacional de Normalización.
- Johnston, A. R., Dean, P. K., & Shenton, H. W. (2006). Effects of Vertical Load and Hold-Down Anchors on the Cyclic Response of Wood Framed Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 132(9), 1426-1434.
- Lam, F., Filiatrault, A., Kawai, N., Nakajima, S., & Yamaguchi, N. (2002). Performance of timber buildings under seismic load. Part 1: experimental studies. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 276-285. <https://doi.org/10.1002/pse.121>
- Lam, F., Prion, H. G. L., & He, M. (1997). Lateral Resistance of Wood Shear Walls with Large Sheathing Panels. *Journal of Structural Engineering*, 123(12), 1666-1673.
- Sadeghi Marzaleh, A., Nerbano, S., Sebastiani Croce, A., & Steiger, R. (2018). OSB sheathed light-frame timber shear walls with strong anchorage subjected to vertical load, bending moment, and monotonic lateral load. *Engineering Structures*, 173(May), 787-799.
- Salenikovich, A., & Payeur, M. (2010). Influence of vertical loads on lateral resistance of light-frame shear walls. *11th World Conference on Timber Engineering 2010, WCTE 2010*, 3.
- Van de Lindt, J. W. (2004). Evolution of Wood Shear Wall Testing, Modeling, and Reliability Analysis: Bibliography. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 9(1), 44-53. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0680\(2004\)9:1\(44\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0680(2004)9:1(44))



## MODELADO NUMÉRICO DE LA CONEXIÓN POR MEDIO DE ENTALLES EN LAS PLACAS DE CLT Y HORMIGÓN

### NUMERICAL MODEL OF NOTCHES CONNECTIONS IN CLT AND CONCRETE PLATES

Amorim, Sílvia <sup>(1)</sup>\*; Ribeiro, Gabriel <sup>(1)</sup>; Vilela, Ramón <sup>(2)</sup>; Carrasco, Edgar <sup>(3)</sup>; Baño Vanesa <sup>(4)</sup>

<sup>(1)</sup> Dpto. de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, Brasil

<sup>(2)</sup> Dpto. de Estruturas, Unicamp, Campinas. Sao Paulo, Brasil

<sup>(3)</sup> Escola de Arquitetura, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, Brasil

<sup>(4)</sup> IET, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay

\* Contacto: [silvia.taa@hotmail.com](mailto:silvia.taa@hotmail.com)

#### Resumen

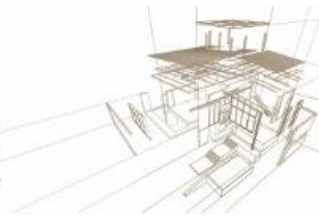
La construcción de edificaciones de múltiples alturas en madera es posible a partir de los paneles estructurales de CLT- *Cross Laminated Timber* o madera laminada encolada empleada como forjados y paredes estructurales. Se constituyen con tablas de madera unidas con adhesivo estructural formando capas sobrepuestas ortogonalmente. La combinación de los forjados de CLT combinados con una capa de hormigón en ese tipo de edificaciones presentan ventajas para la eficiencia estructural, como mejorar la rigidez a la flexión y la dinámica de la estructura, además de mejorar la eficiencia en cuanto a los requisitos constructivos como aislamiento térmico, acústica en el caso de impacto y seguridad en situaciones de incendio. En ese trabajo, se estudia la conexión entre el hormigón y el CLT por medio de entalles circulares en la madera a partir de simulación numérica en el programa ANSYS del ensayo de *pushout* de la conexión, obteniéndose la resistencia y comparándola a los valores analíticos. Para las propiedades mecánicas del CLT, se utilizó la clase de resistencia C20 y C30 de acuerdo con la norma EN 338. A partir de los resultados obtenidos, se considera necesario realizar el análisis experimental.

*Palabras-clave: CLT-hormigón, conexión CLT-hormigón, pushout, entalle en la madera.*

#### Abstract

Multi-storey buildings can be constructed using timber panels for slabs or walls, which are stable and self-supporting, by using CLT panels - Cross Laminated Timber. They consist of several layers of timber boards glued with structural adhesive and arranged orthogonally. The slabs of CLT when combined with a concrete layer on the upper surface have their structural performance optimized for flexural stiffness, structure dynamics, as well as the best efficiency in meeting the requirements of the construction system such as thermal, acoustic and the fire behaviour. This work studies the connection between the concrete and the CLT by circular notches in the timber through numerical simulation of the pushout test in the ANSYS software and comparing it to the analytical values. For the mechanical properties of the CLT strength classes C20 and C30 according to EN 338 were used.

*Keywords: CLT-concrete, CLT-concrete connection, pushout, timber notches*



## 1. INTRODUCCIÓN

La construcción con madera de edificaciones de múltiples alturas puede hacerse utilizando paneles estructurales de madera contralaminada (CLT, del inglés *Cross Laminated Timber*) para forjados y paredes (Brandner et al., 2016). Se constituyen de tablas de madera unidas con adhesivo estructural formando láminas sobrepuestas ortogonalmente.

Los forjados de CLT combinados con una capa de hormigón en este tipo de edificaciones presentan ventajas para la eficiencia estructural, como la mejora de la rigidez a flexión, la relación peso/resistencia y la dinámica de la estructura; además de mejorar la eficiencia en cuanto a los requisitos constructivos como aislamiento térmico, acústica frente al impacto y seguridad en situaciones de incendio (Thilén, 2017) y (Loebus et al., 2016).

En la conexión entre el CLT y el hormigón se utilizan para las mismas conexiones empleadas en otras estructuras mixtas, como vigas de madera laminada encolada y hormigón, bastante empleadas en las situaciones prácticas de acuerdo con (Ceccotti, 2002). Lo que difiere con respecto a estas en el caso de los paneles CLT y hormigón es que la dirección del esfuerzo en la conexión que es bidireccional y no unidireccional.

El presente trabajo es una parte de la tesis doctoral respecto a la investigación del comportamiento bidireccional de placas compuestas CLT-hormigón, conectados por medio de entalles circulares en la madera. El objetivo del presente trabajo es definir el modelo numérico del ensayo de cortante de la unión, o *pushout*, con el fin de determinar la eficiencia de esas conexiones y se comparan los primeros resultados con un análisis analítico.

### 2.1. Conexiones madera-hormigón por medio de entalles

Es la conexión por medio de entalles es una alternativa competitiva en comparación a otras conexiones comunes entre madera y hormigón, por su simplicidad de ejecución, rigidez y resistencia, (Ceccotti, 2002).

El comportamiento de los entalles para el caso unidireccional en elementos estructurales de madera y hormigón está bastante estudiado y parametrizado considerando la profundidad del entalle en la madera, la separación entre entalles y el largo en el caso de entalles continuos. (Kudla, 2015), (Wood solutions - design and build, 2016).

Según Boccadoro et al. (2017), en las estructuras compuestas de madera-hormigón conectados por medio de entalles en la madera ocurren los siguientes modos de rotura: cizalladura en la madera, en el hormigón o la apertura de brecha entre los materiales, como muestra la Figura 42.

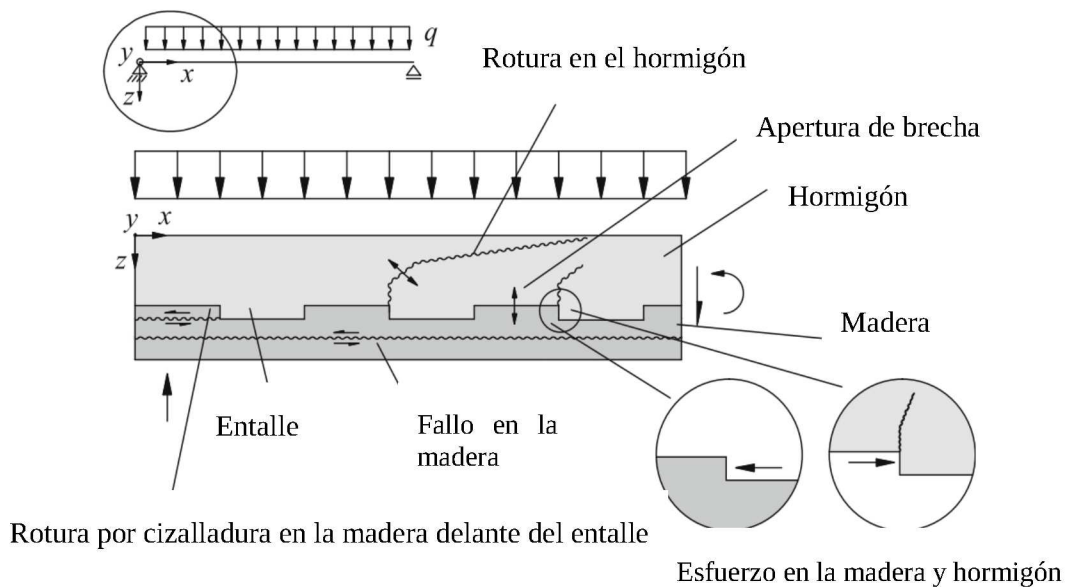


Figura 42: Relación de los modos de ruptura del hormigón-madera de una viga en flexión. (Boccardo et al., 2017)

En el cálculo teórico de la rotura de la madera delante del entalle, se puede considerar un modelo simplificado cuya distribución de tensiones de cizalladura,  $\tau_{xz}$ , es constante en esa región, de acuerdo con la Figura 2. Ese modelo es solamente válido para bajas solicitaciones y en régimen elástico (Boccardo et al., 2017).

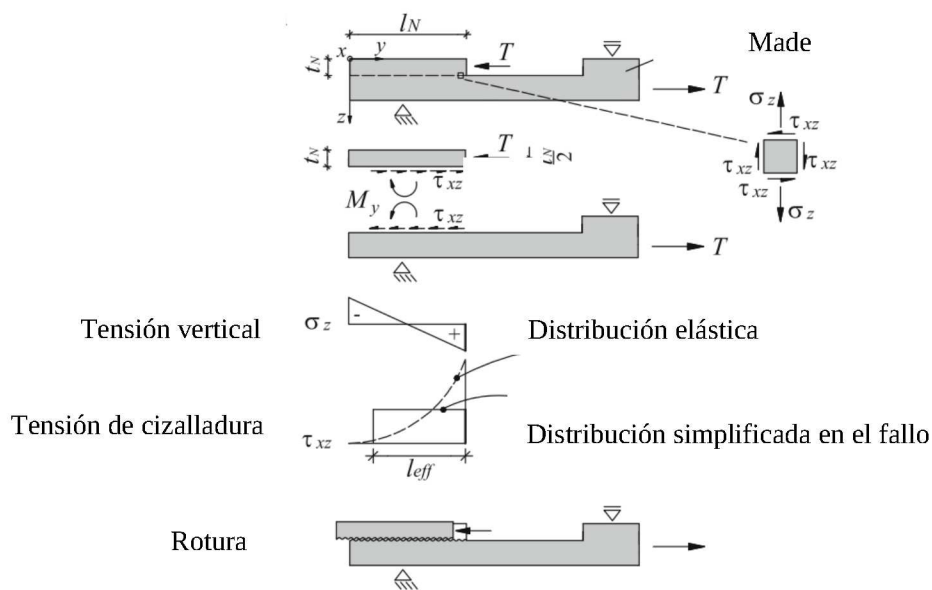


Figura 43: Representación del fallo por cizalladura en la madera en una viga en flexión. (Boccardo et al., 2017)





Además de la tensión de cizalladura delante del entalle, existe una tensión de tracción y compresión,  $\sigma_z$ , provocada por una excentricidad entre el punto de aplicación de la fuerza cortante, T, y el plan de cizalladura, conforme con la Figura 2. En entalles cortos, esa fuerza no es determinante en el dimensionamiento (Boccardo et al., 2017).

Ocurre la rotura en el hormigón por la tracción en el área superficial del entalle y la resistencia media,  $f_{ctm}$ , conforme la norma brasileña NBR 6118:2014 para hormigones de clases de resistencia inferiores a C50 es dada por la expresión:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (1)$$

Para garantizar que no se rompa en el hormigón, se determina un área de entalle suficiente para resistir al cortante.

En una placa compuesta de CLT y hormigón, conectada por medio de entalles longitudinales, la madera y el hormigón deben soportar el cortante en las dos direcciones ortogonales x e y. Según las propiedades mecánicas de la madera, es la resistencia al cortante diferente en las dos direcciones ortogonales, lo que significa que, en la placa de CLT-hormigón, la dirección de la lámina en relación con el esfuerzo cortante presenta valores de resistencia del entalle distintos. Considerando un ángulo  $\alpha$  como el ángulo entre la fuerza cortante y la dirección de las fibras de la primera lámina del panel de CLT, para  $\alpha=0$ , la resistencia al cortante en la madera es mayor que para  $\alpha = 90^\circ$ , dónde existiría la cizalladura por rodadura.

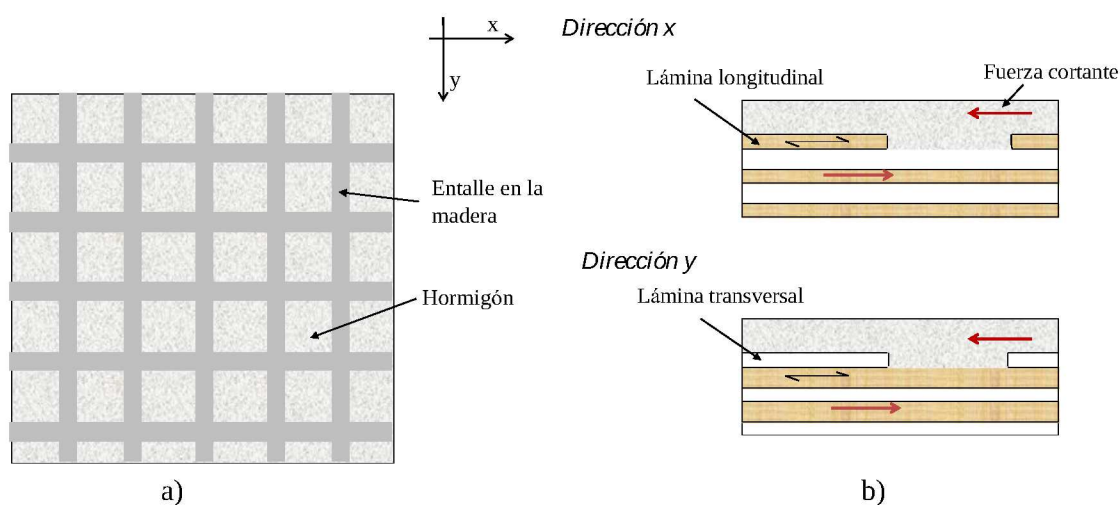


Figura 44: Geometría de la placa de CLT-hormigón con entalladuras longitudinales: a) Vista superior b) Vistas laterales en la dirección x e y.

El trabajo de Loebus et al. (2016) comprueba la afirmación anterior, al estudiar una placa de CLT-hormigón con entalles continuos en las dos direcciones ortogonales. La resistencia de los entalles, para la sollicitación por esfuerzo cortante en el plan de la placa, delante del entalle perpendicular a las fibras de la madera en la 1ª capa del CLT, con  $\alpha = 90^\circ$ , era tres veces menor que para el entalle en la lámina de madera cuyas direcciones de las fibras eran paralelas al esfuerzo. De hecho, se verificó que el entalle debería alcanzar la capa de madera de fibras paralelas al esfuerzo y entonces los entalles longitudinales tendrían profundidades diferentes en las direcciones ortogonales de la placa y que sería más profundo para la dirección de  $\alpha = 90^\circ$ . En el caso de  $\alpha = 90^\circ$ , se disipa la tensión actuante para la capa siguiente que resiste al esfuerzo,



una vez que la primera capa se plastifica debido al bajo módulo de elasticidad perpendicular a las fibras.

Por lo tanto, el objetivo del presente trabajo es el estudio teórico y numérico de una nueva propuesta de entalle circular aislado para la conexión entre paneles CLT y hormigón con el fin de aplicarlo posteriormente al análisis de paneles bidimensionales tipo placa y no vigas.

### 3. METODOLOGÍA

Para la conexión entre el CLT y el hormigón, se eligió el entalle circular en la madera a partir de un análisis comparativo entre las conexiones usuales en estructuras mixtas. La conexión propuesta supone una ventaja en tiempo de ejecución con respecto a las comunes uniones a través de conectores metálicos en cuanto el mecanizado se realiza con máquinas de control numérico. Además, para la placa bidimensional, la realización de entalles circulares aislados en el panel CLT permite que el comportamiento sea similar en las dos direcciones del panel, evitando la realización de entalles longitudinales con profundidades diferentes en las dos direcciones. Se presenta, en la Figura 4, el diseño esquemático de la placa de CLT-hormigón propuesta en ese trabajo.

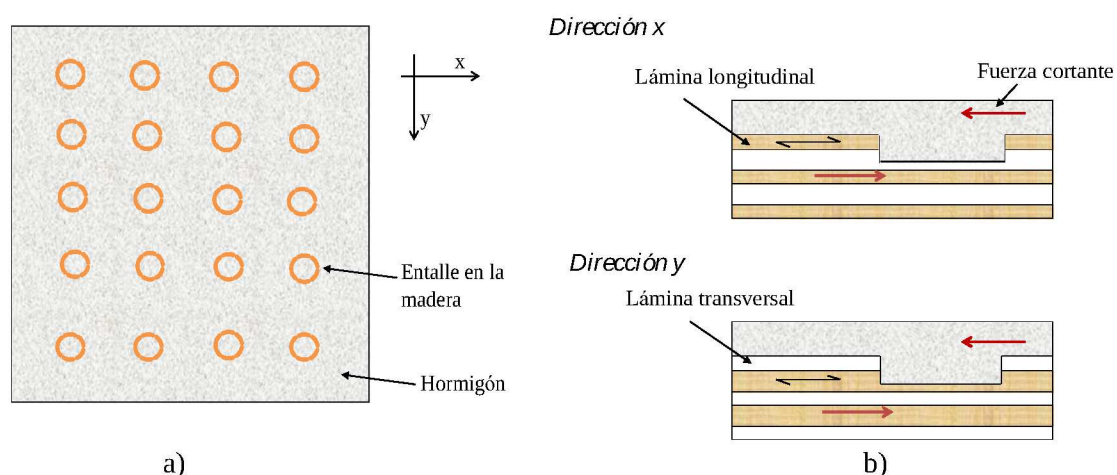
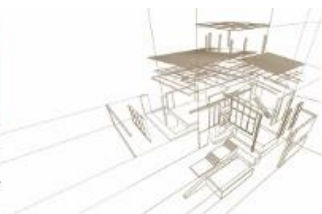


Figura 45: Geometría de la placa de CLT-hormigón propuesta a) Vista superior b) Vistas laterales en la dirección  $x$  e  $y$ .

En el análisis de la eficiencia de las conexiones por medio de entalles circulares, se determinó la resistencia última,  $f_u$ , a partir del diseño de dos tipos de probetas de CLT y hormigón de un ensayo del tipo *pushout* normatizado por en la BS EN 26891(1991), que simulaban las dos direcciones de esfuerzo en la placa compuesta. Para cada una de ellas, se hizo el análisis teórico analítico y simulación numérica del ensayo de cortante.

#### 3.1. Diseño de las probetas

Se simuló el ensayo de *pushout* con probetas simétricas CLT-hormigón-CLT, colocando dos láminas de CLT en las extremidades y hormigón en el medio, conectadas por medio de entalles circulares. Para la placa compuesta, se eligieron los entalles circulares una vez que podrían distribuirse específicamente en las zonas donde hay esfuerzo cortante y acompañar la trayectoria de tensiones en la placa en lugar de utilizar los entalles continuos. Los entalles continuos son los



más comunes en las vigas mixtas, presentando una trayectoria de tensiones unidireccional. En la Figura 5, se muestran las dimensiones de las probetas del tipo 1 ( $\alpha = 0^\circ$ ) y tipo 2 ( $\alpha = 90^\circ$ ).

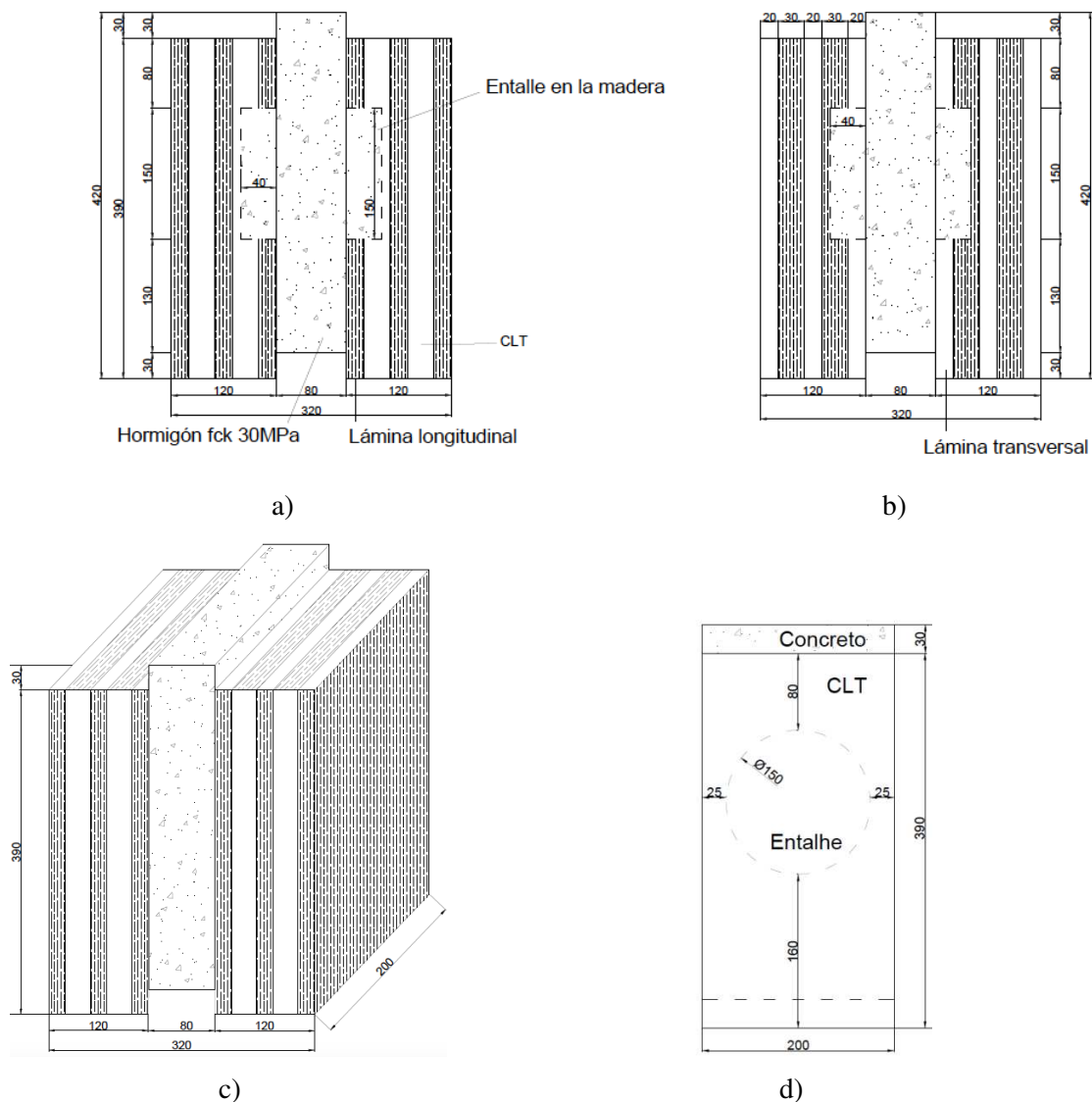
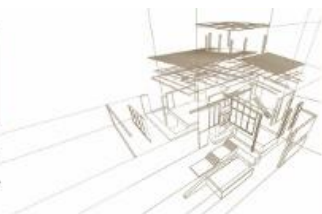


Figura 46: Probetas para el ensayo de pushout de CLT-hormigón-CLT (en mm): a) Tipo 1 - 1ª lámina de CLT en el sentido longitudinal de las fibras; b) Tipo 2 - 1ª lámina de CLT en el sentido transversal de las fibras; c) Vista isométrica; y d) Vista lateral

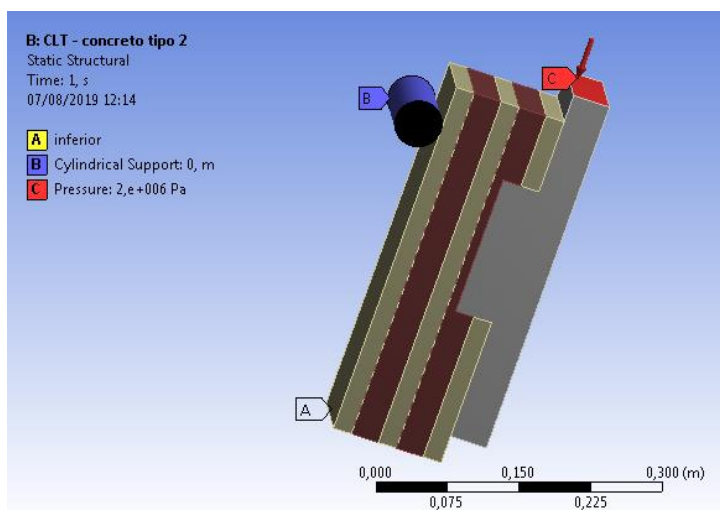
Se dimensionó el entalhe circular considerando, para su profundidad, las recomendaciones de Loebus et al. (2016), de manera que el entalhe debería alcanzar la 2ª lámina, una vez que para  $\alpha = 90^\circ$ , la 2ª lámina es la que resistiría al esfuerzo cortante.

Para la distancia delante del entalhe,  $l_v$ , que sería la distancia entre entalhes en la placa compuesta, se consideró el valor mínimo recomendado por la Instrucción Técnica Wood Solutions - Design and Build (2016) y, conforme Kudla (2015), igual a 160 mm ( Figura 5 d).

### 3.2. Análisis numérico



Se desarrollaron modelos numéricos tridimensionales en elementos finitos para el análisis estructural de las probetas del ensayo de *push out* de CLT-hormigón conectadas por medio de entalles circulares. Se generó el modelo numérico en ANSYS Workbench, versión 19.2, utilizando doble simetría y modelaje de ¼ de la probeta, conforme la *Figura 47*.



*Figura 47: Modelo numérico*

El mallado se generó con distintas geometrías de elemento, cuadrados, hexagonales en las regiones rectas y circulares, adecuándose a la geometría de la probeta. Se utilizaron en la interface de los materiales elementos de contacto del tipo *frictionless*, para permitir el desplazamiento relativo entre el CLT y el hormigón, mientras que se consideraron las capas de CLT como perfectamente unidas.

En cuanto a los materiales utilizados en el modelo de simulación, en las dos láminas exteriores de la placa de CLT se utilizó la clase de resistencia C30 de la norma UNE-EN 338 (2019). Para las tres interiores, se eligió la madera de clase C20, una vez que en el proceso de fabricación del panel se posicionan los tableros menos resistentes en el medio del panel. Además, se consideró la madera como lineal y ortotrópica. Para los coeficientes de Poisson, se emplearon los valores de Bodig y Benjamin A. (1993).

Se estimaron el módulo de elasticidad perpendicular a las fibras,  $E_{90}$  y el módulo de elasticidad transversal,  $G$ , conforme a las ecuaciones de la normativa europea UNE-EN 384 (2016), que los relaciona con el módulo de elasticidad paralelo a las fibras de la madera,  $E$ , según las ecuaciones:

$$E_{90} = E/30 \quad (2)$$

$$G = E/16 \quad (3)$$

Para el módulo de elasticidad transversal de rodadura,  $G_R$ , que tiene gran variabilidad debido a la orientación de los dos anillos de la madera, se estimó, conforme Christovasilis et al. (2016), por la relación:

$$G_R = G/10 \quad (4)$$

*Tabla 1: Características de las maderas empleadas*

Madera	E (MPa)	$E_{90}$ (MPa)	G (Mpa)	$G_R$ (MPa)	$f_{v,k}$ (MPa)	$f_{v,R}$ (MPa)
--------	---------	----------------	---------	-------------	-----------------	-----------------



<b>C30</b>	12.000	400	750	75	4,0	1,7
<b>C20</b>	9.500	316	593	59	3,6	1,7

Para la resistencia al cortante de rodadura,  $f_{vR}$ , presentado en la Tabla 1, se tomaron valores de la literatura, conforme Christovasilis et al. (2016) e (Ehrhart et al., 2015)

El hormigón empleado tenía una resistencia característica,  $f_{c,k}$ , de 30MPa y el módulo de elasticidad calculado conforme la norma brasileña (NBR 6118, 2014), módulo de rigidez y coeficiente de Poisson mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2: Características del hormigón

Concreto	E (MPa)	$f_{c,k}$ (MPa)	G (MPa)	$\nu$
	26.072	30	10.863	0,2

#### 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este tópico se discuten los resultados del cálculo teórico y los obtenidos en el modelo numérico descritos anteriormente para el entalle en la probeta de CLT y hormigón en el ensayo de *pushout*.

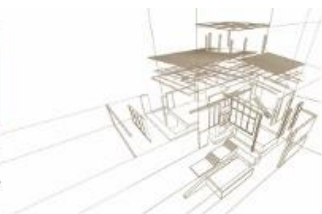
En el cálculo teórico analítico, se consideró, para la determinación de la resistencia del entalle, el menor valor para la fuerza última para el fallo por cizalladura en el hormigón y en la madera. Para la probeta diseñada el fallo se daría en el hormigón para la carga última de 51,2 kN, como muestra la Tabla 3, considerando la resistencia a tracción,  $f_{ctm}$ , de 2,9MPa y considerando que la lámina de CLT con el sentido de la lámina longitudinal y paralela al cortante, siendo  $\alpha = 0^\circ$  es la que resiste al esfuerzo de cizalladura, independientemente de su posición, siendo la 1ª o 2ª lámina del CLT.

Tabla 3: Cálculo teórico

Lámina del CLT	Madera C30		Madera C20		Hormigón C30	
	$f_{v,k}$ (MPa)	$f_u$ (kN) Cizalladura	$f_{v,k}$ (MPa)	$f_u$ (kN) Cizalladura	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_u$ (kN) Cizalladura
$\alpha=0^\circ$	4	96,0	3,6	86,4	2,9	51,2
$\alpha=90^\circ$	1,7	28,8	1,7	28,8		

A partir del modelo numérico, se pudo observar que para una tensión aplicada de 2 MPa y la carga de 32 kN aproximadamente, la ruptura se daría también en el hormigón, como se indica en la Figura 48 y en la Figura 49. La tensión de cizalladura en el hormigón fue de 3,15 MPa y en la madera de 3,57 MPa como indicados por flechas en la Figura 48 y Figura 49. Así, para que la ruptura no ocurra en el hormigón, es conveniente aumentar el diámetro del entalle.

Comparandose los valores del cálculo analítico y numérico, se verificó que los valores para las fuerzas últimas son distintas para la probeta del tipo uno cuanto para la del tipo dos. Tanto el valor numérico cuanto el analítico, que considera la distribución de tensiones lineal, son



aproximaciones y, en ese caso, se recomienda refinar la malla del modelado numérico que podrá posteriormente ser validado por los datos experimentales.

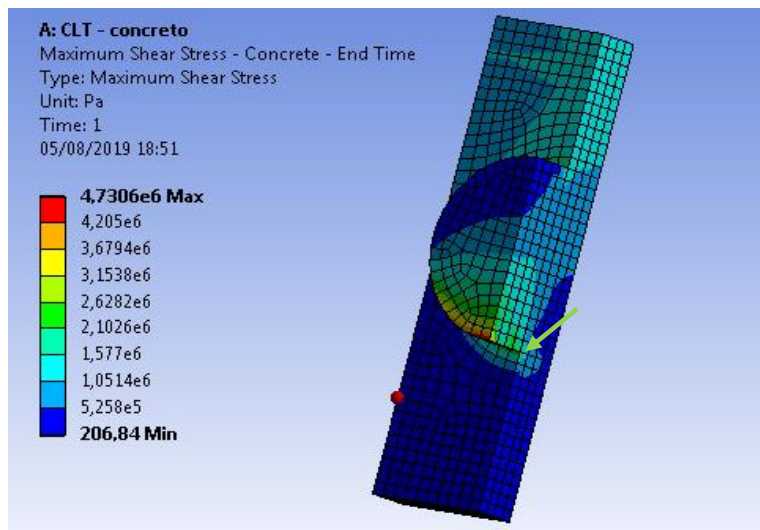


Figura 48: Tensión de cizalladura en el hormigón

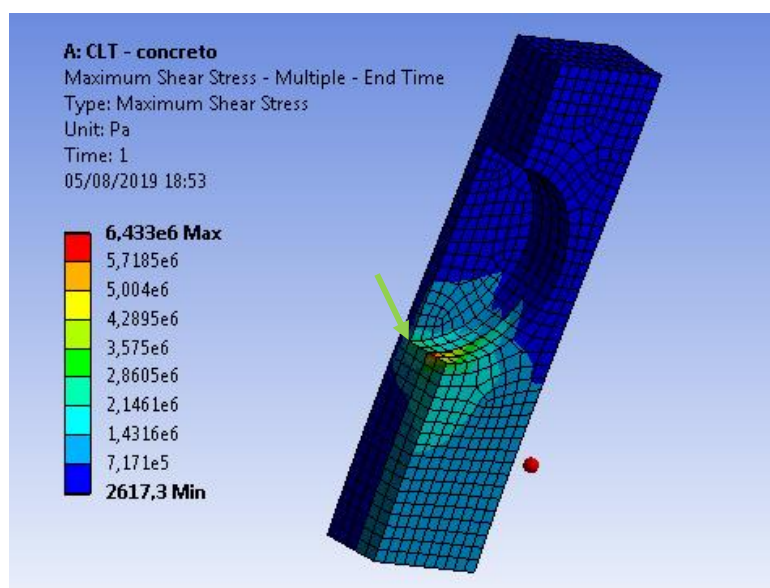
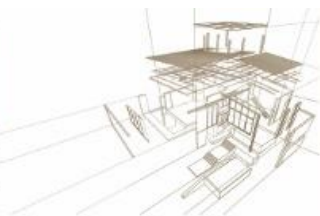


Figura 49: Tensión de cizalladura en la madera.

A partir de los valores de la resistencia de los entalles es posible proyectar la placa compuesta de CLT-hormigón con los entalles circulares para soportar la fuerza cortante en los dos sentidos ortogonales.

## 5. CONCLUSIONES

En el trabajo se hizo un modelo numérico de las probetas del ensayo de *pushout* de CLT y hormigón conectados por medio de entalles circulares para determinar la resistencia de la conexión.



El presente trabajo supone una primera aproximación al estudio del comportamiento estructural de esta novedosa forma de entalle entre el hormigón y la madera, que supondría una ventaja en tiempo de ejecución con respecto a las comunes uniones a través de conectores metálicos en cuanto el mecanizado se realiza con máquinas de control numérico. Asimismo, la realización de entalles circulares aislados en el panel CLT permite que el comportamiento sea similar en las dos direcciones del panel bidimensional, evitando la realización de entalles longitudinales con profundidades diferentes en las dos direcciones.

Los resultados numéricos comparados a los analíticos fueron coherentes con relación al tipo de rotura, que sería por cizalladura del hormigón, pero los valores encontrados para la fuerza última fueron distintos. Por lo tanto, es recomendable que se realicen ensayos en laboratorio y que se refine la malla del modelo numérico.

## AGRADECIMIENTOS

Por el apoyo financiero de CAPES - Brasil para la investigación del trabajo de tesis doctoral.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Boccardo, L. et al. Analysis of shear transfer and gap opening in timber – concrete composite members with notched connections. *Materials and structures*, v. 50, p. 1–15, 2017.

Bodig, J. y Benjamin A., J. *Mechanics of wood and wood composites*. Malabar, florida: krieger publishing company, 1993.

Brandner, R. et al. Cross laminated timber (CLT): Overview and development. *European journal of wood and wood products*, v. 74, n. 3, p. 331–351, 2016.

BS EN 26891. Timber structures — joints made with mechanical fasteners — general principles for the determination of strength and deformation characteristics british standard - bsi, , 1991.

Ceccotti, A. Composite concrete-timber structures. *Progress in structural engineering and materials*, v. 4, n. 3, p. 264–275, 2002.

Christovasilis, I. P. et al. Evaluation of the mechanical properties of cross laminated timber with elementary beam theories. *Construction and building materials*, v. 122, p. 202–213, 2016.

Ehrhart, T. et al. Rolling shear properties of some european timber species with focus on cross laminated timber ( clt ): test configuration and parameter study. *International network on timber engineering research*. Anais..Sibenik, Croacia: 2015

Kudla, K. Notched connections for tcc structures as part of the standardcost action fp1402 short term scientific mission. Coimbra, Portugal: universidade de coimbra, 2015.

Loebus, S.; Dietsch, P.; Winter, S. Two way spanning clt concrete composite slabstechnical University of Munich, , 2016.

NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 2014.

Thilén, J. Testing of clt-concrete composite decks. Lund, Sweden: University of Lund, 2017.

UNE-EN 338. Estructuras de madera - Clases resistentes.aenor , 2016.

UNE-EN 384. Madera estructural - determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidadmadrid, 2016.

Wood solutions - Design and build. Timber concrete composite floors. Australia, 2016.



## ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE MUROS DE CLT FABRICADOS CON PINO RADIATA CHILENO

### NUMERICAL ANALYSIS OF THE CYCLIC BEHAVIOUR OF CLT WALLS MADE OF CHILEAN RADIATA PINE

Villegas, José <sup>(1)\*</sup>; Valdivieso, Diego <sup>(2)(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Estudiante de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad Andrés Bello. Santiago, Chile

<sup>(2)</sup> Estudiante Doctorado Ing. Civil. Facultad de Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

<sup>(3)</sup> Ingeniero Estructural. Departamento de Ingeniería. Simpson Strong Tie. Santiago, Chile

\* Contacto: j.villegasvillarroel@uandresbello.edu

#### Resumen

Debido a su alta rigidez en el plano, cuando un muro de CLT es sometido a cargas cíclicas laterales, este tiende a exhibir un comportamiento de cuerpo rígido, por lo que la disipación de energía se concentra en las conexiones que unen el panel a la fundación. En esta investigación, se estudió el comportamiento dinámico no lineal de diferentes configuraciones de muros de CLT mediante simulación numérica en el software OpenSees, considerando que la respuesta no lineal está determinada por las conexiones, por lo cual el panel de CLT se modeló como un elemento elástico. Para representar la respuesta histerética de las conexiones se utilizó el modelo constitutivo SAWS, calibrando los parámetros del modelo con los datos experimentales obtenidos por el Laboratorio de Investigación y Materiales de la Universidad de Santiago de Chile (LIMUS) en ensayos de carga cíclica en probetas de CLT fabricadas con pino radiata chileno representativas de cada tipo de unión. Una vez calibrada la respuesta de las conexiones, se modeló numéricamente configuraciones de muros con diferentes dimensiones, cantidad de conectores y carga gravitacional aplicada sobre el panel; los que fueron ensayados computacionalmente según protocolos de desplazamiento indicados en la norma DIN EN 12512. Finalmente, se analizó la influencia de cada una de las variables controladas sobre las propiedades histeréticas del muro de CLT.

*Palabras-clave: Madera contralaminada, Conectores metálicos, Modelación numérica, OpenSees.*

#### Abstract

When a CLT shear wall is subjected to lateral cyclic loads, it tends to exhibit a rigid body behavior due to its high in-plane stiffness, thus the energy dissipation is concentrated in the connections between the panel and the foundation. In this research, the nonlinear dynamic behavior of different configurations of CLT shear walls was studied by means of numerical simulations in the software OpenSees, considering that the nonlinear response is determined by the connections, therefore the CLT panel was modeled like an elastic element. The SAWS constitutive model was used to represent the hysteretic response of each connection, the parameters of the model was calibrated against the data of experimental test of cyclic loads of representative samples of each kind of connection carried out in the Materials Research Laboratory of Civil Engineering Department at Universidad de Santiago de Chile (LIMUS). The samples were made of Chilean radiata pine CLT. Once the response of the connections was calibrated, wall configurations with different dimensions, number of connectors and gravitational load applied above the panel were numerically modeled. These configurations were computationally tested according to the displacement protocols specified in DIN EN 12512. Finally, the influence of each of the controlled variables on the hysteretic properties of the CLT wall was analyzed.

*Keywords: Cross-laminated timber, CLT metal connectors, Numerical modelling, OpenSees.*





## 1. INTRODUCCIÓN

La madera contralaminada, también conocida como CLT por sus siglas en inglés (Cross Laminated Timber), es un sistema constructivo que está bien instalado en Europa y Norteamérica, donde se han realizado diversas edificaciones de mediana y gran altura en base a muros y losas de madera contralaminada. Sin embargo, en Chile el CLT es un producto relativamente nuevo, ya que solo se han realizado algunas edificaciones con una altura no superior a los 3 pisos. No obstante, en los últimos años se han estado desarrollando estudios para promover su uso en edificaciones de mediana altura, como por ejemplo los presentados por el grupo CLT Chile (González et al. 2014).

Para poder considerar la madera contralaminada como una alternativa constructiva para edificaciones en Chile, se deben realizar investigaciones para entender de manera más precisa el comportamiento de estos sistemas estructurales cuando se ven sometidos a cargas cíclicas, debido a la alta sismicidad del país. En este sentido, los muros de corte de CLT tienen una gran importancia, ya que estos son los elementos estructurales encargados de resistir las fuerzas laterales causadas por la acción del sismo. A pesar de que se han realizado estudios experimentales y numéricos a nivel mundial para estudiar el comportamiento ante cargas cíclicas de muros de CLT y sus conexiones (Dujic et al. 2006; Popovski et al. 2010; Shen et al. 2013; Aranha et al. 2016; Hummel 2017), se necesita conocer en específico el comportamiento que tendrán los paneles fabricados con pino radiata crecido en Chile, la especie maderera más usada para la construcción en el país, la cual es más blanda y liviana que las especies usadas comúnmente en Europa y Norteamérica (Benedetti et al. 2017). Ante esta necesidad, el Laboratorio de Investigación y Materiales del Departamento de Ingeniería en Obras Civiles de la Universidad de Santiago de Chile (LIMUS) ha llevado a cabo ensayos experimentales de carga cíclica lateral en paneles de CLT a escala real (Pérez et al. 2017), así como en probetas representativas de diferentes tipos de conexiones en muros de CLT (Matus and Salgado 2016). Sin embargo, debido a que estas pruebas son destructivas, se ha podido estudiar una cantidad reducida de configuraciones de muros y conexiones.

Por otro lado, investigaciones realizadas a nivel mundial han demostrado que es factible modelar numéricamente el comportamiento de muros de CLT conociendo sólo la respuesta histerética de sus conexiones, ya que son ellas las que incursionan en el rango inelástico cuando los muros son sometidos a grandes desplazamientos laterales y, por lo tanto, definen la respuesta global del muro (Shen et al. 2013; Aranha et al. 2016; Benedetti et al. 2017; Pozza et al. 2017). La respuesta histerética de las conexiones puede ser estudiada en probetas que representan localmente el comportamiento de la conexión del muro, las que son menos costosas para ser ensayadas.

Bajo este contexto, en este trabajo se estudió el comportamiento no lineal de muros de CLT fabricados con pino radiata chileno mediante simulaciones en el software de elementos finitos OpenSees (McKenna et al. 2000). La respuesta no lineal de las uniones se calibró a partir de las curvas de histéresis de conexiones muro-fundación obtenidas experimentalmente por Matus and Salgado (2016). Con ellas se modeló muros de CLT con diferentes dimensiones, configuración de conexiones y carga



gravitacional aplicada sobre el muro, logrando aumentar la cantidad limitada de configuraciones que han podido ser ensayadas experimentalmente por el LIMUS.

## 2. METODOLOGÍA

La modelación computacional puede ser dividida en dos etapas: modelación a nivel de conexiones y modelación a nivel de muro. La primera tiene como objetivo calibrar los parámetros del modelo constitutivo SAWS (Folz and Filiatrault 2001) para cada tipo de conexión utilizada, a partir de las pruebas experimentales realizadas por Matus and Salgado (2016). Para ello, los ensayos experimentales fueron reproducidos en el software OpenSees y los parámetros del modelo se iteraron hasta lograr una buena representación del fenómeno físico. En la segunda etapa, se modelaron diferentes configuraciones de muro, caracterizando las conexiones como resortes unidireccionales con las propiedades constitutivas obtenidas anteriormente. Los muros modelados fueron sometidos a ensayos virtuales de carga cíclica según norma DIN EN 12512 (CEN 2001).

### 2.1. Modelación a nivel de conexiones

El programa experimental desarrollado por Matus and Salgado (2016) consideró el estudio de tres tipos de uniones:

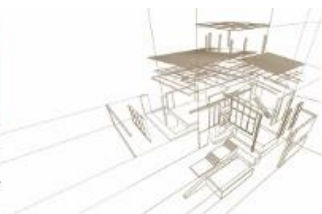
- Configuración A: Conexión de corte entre muro de CLT y fundación.
- Configuración B: Conexión de corte entre muro de CLT y losa de CLT.
- Configuración C: Conexión de fuerza axial entre muro de CLT y fundación.

En particular, para este estudio solo se utilizaron los datos de las configuraciones A y C, ya que el objetivo fue estudiar el comportamiento de muros unidos a la fundación.

Las conexiones de corte (configuración A) tienen la función de restringir el deslizamiento del muro de CLT, cuando este se ve sometido a cargas laterales en el plano. Por lo tanto, debe ser capaz de resistir los esfuerzos de corte que se generan en la interfaz muro-fundación.

Las probetas ensayadas estaban formadas por 3 capas de pino radiata crecido en Chile de 35 mm de espesor cada una, con dimensiones de 300 mm de ancho y alto, y un espesor total de 105 mm. Para representar la mayor rigidez de la fundación respecto del muro de CLT, las probetas se unieron a una viga de acero empotrada al piso del laboratorio. Se dispuso conectores en ambas caras del muro, con el fin de obtener una probeta simétrica y evitar inestabilidades fuera del plano al aplicar las cargas laterales. Los conectores de corte utilizados fueron HL55G de Simpson Strong Tie. Para la unión entre el panel de CLT y cada conector metálico se utilizaron 4 tirafondos de 3/8" x 2". Por su parte, la conexión entre la viga de acero y los conectores de corte se realizó con 4 pernos de cabeza hexagonal de 3/8" x 2".

Las conexiones de fuerza axial (configuración C) tienen la función de restringir el volcamiento del muro de CLT cuando se ve sometido a cargas laterales en el plano. Por lo tanto, la principal sollicitación que deben resistir los conectores es la tracción generada en el lado levantado del muro.



Las probetas ensayadas estaban formadas por 3 capas de pino radiata crecido en Chile de 35 mm de espesor cada una, con dimensiones de 600 mm de ancho, 1200 mm de alto, y un espesor total de 105 mm. Para representar la mayor rigidez de la fundación respecto del muro de CLT, la probeta se unió a una viga de acero empotrada al piso del laboratorio LIMUS. Se dispuso conectores en ambos extremos del muro, de modo que, al aplicar una carga lateral, los conectores del extremo levantado trabajarán en tracción mientras que los del otro extremo estarán comprimidos; de esta forma, al invertir la dirección de la carga también se invertirá el tipo de sollicitación en los conectores. Al igual que en la configuración A, se utilizó conectores en las dos caras del panel para evitar inestabilidades fuera del plano del muro.

En la figura 1 se presenta un esquema de ambas probetas: a la izquierda la conexión de corte y a la derecha la conexión de fuerza axial.

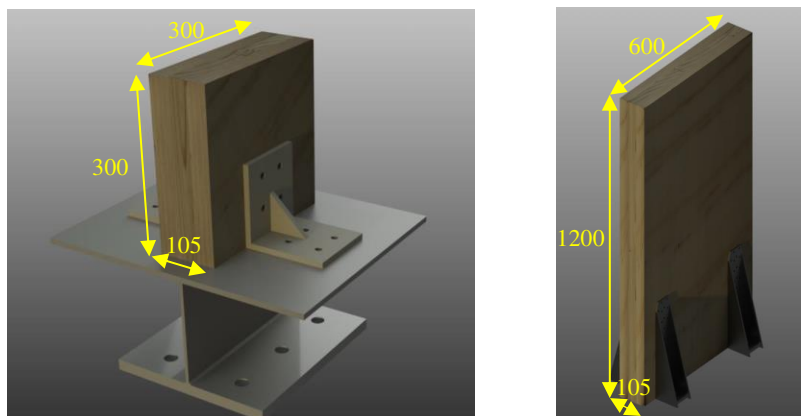


Figura 1: Esquema de probetas ensayadas. Fuente: Matus and Salgado (2016).

Las Figuras 3 y 4 muestran esquemáticamente la modelación numérica de los ensayos experimentales. El modelo constitutivo SAWS usado para representar la respuesta no lineal de las conexiones, requiere de la definición de 10 parámetros que definen la forma de la curva de histéresis (ver Figura 2).

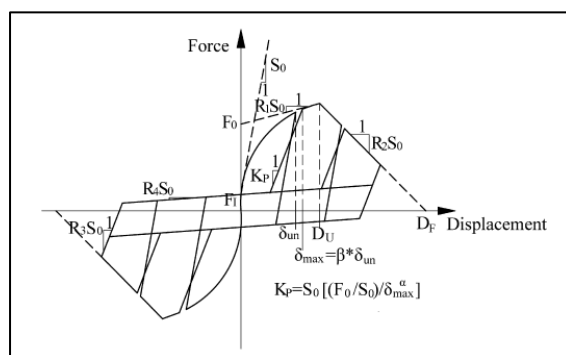
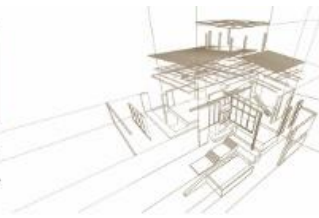


Figura 2: Modelo constitutivo SAWS. Fuente: Shen et al. (2013).

Para lograr una combinación de parámetros que ajuste la respuesta de forma óptima, se desarrolló una metodología de calibración iterativa que compara los resultados numéricos contra los datos obtenidos experimentalmente por Matus and Salgado (2016).



Para ello, los modelos numéricos fueron sometidos a los mismos protocolos de desplazamiento que su contraparte experimental. Se testearon diferentes combinaciones de valores, calculando en cada iteración el error cuadrático acumulado:

$$e = \sum_i (F_{exp,i} - F_{num,i})^2 \quad (1)$$

Donde  $F_{exp,i}$  y  $F_{num,i}$  corresponden a las fuerzas de la curva experimental y numérica para un mismo nivel de desplazamiento  $i$ , respectivamente. La mejor combinación de parámetros fue aquella que obtuvo el menor error cuadrático acumulado.

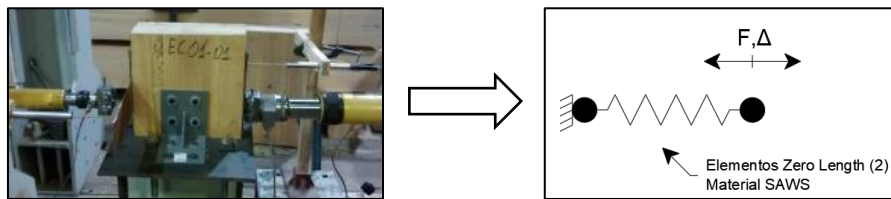


Figura 3: Modelación de las probetas Configuración A.

Para la modelación de las probetas de la configuración C, se debió usar un material auxiliar con alta resistencia en compresión, pero sin resistencia en tracción (material Elastic No-Tension), esto para modelar el contacto entre el muro y la fundación.

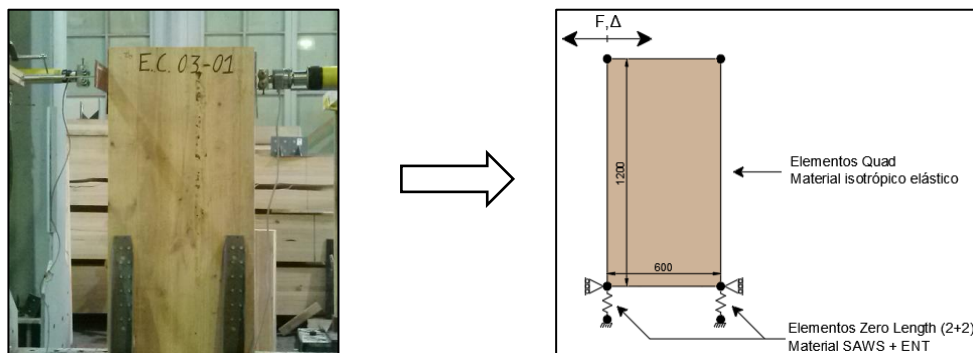


Figura 3: Modelación de las probetas Configuración C.

## 2.2. Modelación a nivel de muros

Para la modelación de muros se consideró que el panel de CLT se comporta como un elemento lineal elástico, por lo que fue modelado como un elemento tipo Quad con comportamiento lineal isotrópico, definido por un módulo de elasticidad igual a 9000 MPa y un módulo de Poisson de 0,3 según lo usado por Benedetti et al. (2017) para modelar paneles de CLT de pino radiata chileno. Las conexiones se modelaron como resortes unidireccionales con las propiedades histeréticas calibradas anteriormente.

Cada muro fue ensayado virtualmente ante cargas monotónicas y cíclicas, según protocolos de desplazamiento definidos en la norma DIN EN 12512. Los desplazamientos fueron aplicados en el nodo superior derecho del panel. Para estudiar el



efecto que tiene la carga gravitacional aplicada sobre el panel, se aplicó una carga distribuida a ciertas configuraciones de muro.

En total se ensayaron 9 configuraciones de muro, todos con la misma altura (2400 mm) pero con largos de paneles variable, de modo de poder analizar la influencia que la relación de aspecto tiene sobre el comportamiento del muro. Además, se ensayaron muros con distintas cantidades de conectores de corte y también se aplicó cargas verticales de 10 kN/m y 20 kN/m a algunas configuraciones.

Para identificar cada configuración ensayada, se les asoció una etiqueta o *Tag* definida de la siguiente forma:

$$L - N HD - M AB - G$$

Donde L es el largo del panel, N y M representan la cantidad de conectores tipo *hold-down* (conexiones de fuerza axial) y *angle bracket* (conexiones de corte), respectivamente, y G es la carga gravitacional aplicada sobre el panel en kN/m.

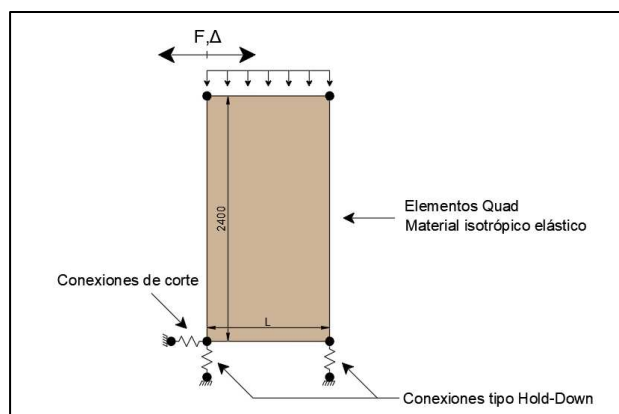


Figura 4: Modelación numérica a nivel de muros.

### 3. RESULTADOS

#### 3.1. Calibración de conexiones

Mediante el procedimiento descrito en la sección 2.1, se calibró los parámetros del modelo SAWS para cada una de las probetas ensayadas experimentalmente (3 de cada configuración). Los resultados obtenidos fueron comparados con su contraparte experimental para validar la modelación de las conexiones; en particular, se comparó la energía disipada (área bajo las curvas de histéresis) acumulada en cada ciclo.

La figura 5 muestra las curvas de histéresis experimentales y numéricas de las probetas A1 y C1. Se puede notar que el modelo SAWS logró reproducir con bastante precisión la respuesta experimental. Sin embargo, en las probetas tipo A se observó una leve asimetría entre las zonas de desplazamiento positivo y negativo, la que no pudo ser emulada por el modelo numérico debido a que este solo puede generar curvas



simétricas. La Figura 6 muestra la energía disipada acumulada en cada ciclo, evidenciando una buena correlación entre los resultados experimentales y numéricos.

De los resultados de las configuraciones tipo A, se obtuvo que la probeta A2 presentó un comportamiento diferente a las otras dos probetas, caracterizado por una rigidez inicial casi tres veces mayor que a su vez produce una mayor disipación de energía. En cuanto a los resultados de las configuraciones tipo C, la respuesta de la probeta C3 no pudo ser reproducida con precisión, debido a la alta asimetría de la curva de histéresis experimental. Por ello, los parámetros representativos de cada tipo de unión se calcularon como los promedios entre los valores obtenidos para las probetas A1 y A3, y C1 y C2.

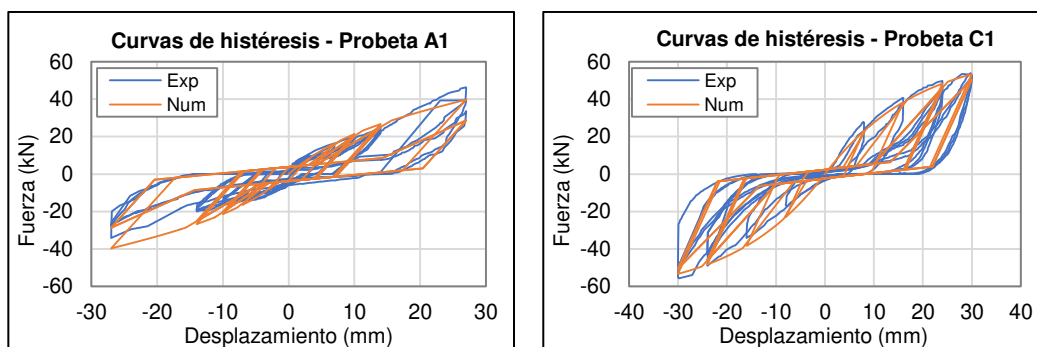


Figura 5: Curvas de histéresis experimentales y numéricas probetas A1 y C1.

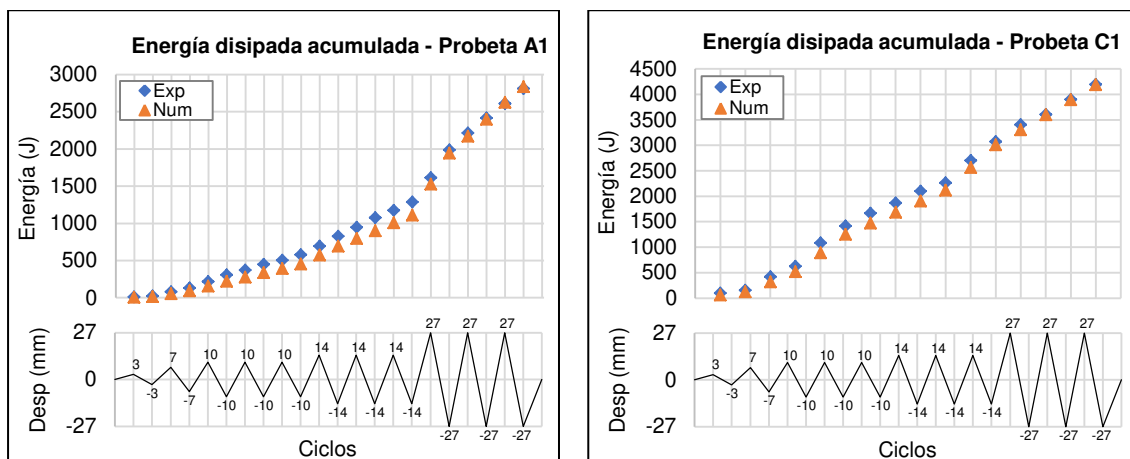
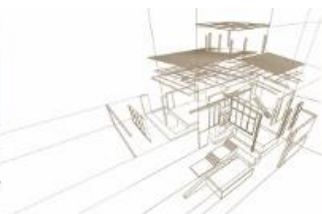


Figura 6: Energía disipada acumulada probetas A1 y C1.

Tabla 1: Parámetros calibrados modelo SAWS para ambos tipos de conexión.

Config.	$F_0$ (kN)	$F_1$ (kN)	$D_u$ (mm)	$S_0$ (kN/mm)	$R_1$ (-)	$R_2$ (-)	$R_3$ (-)	$R_4$ (-)	$\alpha$ (-)	$\beta$ (-)
A	9,0	1,80	27,0	1,51	0,27	-0,6	1,36	0,105	0,41	1,11
C	58,75	2,48	32,4	7,4	0,022	-0,122	2,1	0,089	0,455	1,095

### 3.2. Ensayos de muros a partir de las conexiones calibradas



La Tabla 2 muestra las propiedades histeréticas obtenidas para cada configuración de muro ensayada computacionalmente. Específicamente se determinó las cargas máxima ( $F_{max}$ ), última ( $F_u$ ) y de fluencia ( $F_y$ ), y sus correspondientes desplazamientos ( $V_{max}$ ,  $V_u$  y  $V_y$ ). Además, se determinó la rigidez inicial o elástica ( $K_{el}$ ) y la ductilidad ( $\mu$ ) de cada configuración. Todos estos parámetros se obtuvieron según los procedimientos indicados en la norma DIN EN 12512 (CEN 2001).

Para entender de mejor forma los resultados obtenidos, se analizó el mecanismo de deformación que gobierna el *drift* de cada muro, el cual puede ser de deslizamiento, volcamiento o una deformación inherente del panel de CLT. El aporte de cada mecanismo al desplazamiento en cada configuración se resume en la Tabla 3, en la cual se observa que la deformación inherente del CLT es muy baja, lo cual es indicativo del comportamiento de cuerpo rígido que presentan los muros de madera contralaminada.

Tabla 2: Propiedades histeréticas de cada configuración de muro.

Tag muro	$F_{max}$ (kN)	$V_{max}$ (mm)	$F_u$ (kN)	$V_u$ (mm)	$F_y$ (kN)	$V_y$ (mm)	$K_{el}$ (kN/mm)	$\mu$ (-)
600-2HD-1AB-0	15,7	153,3	12,6	206,5	12,2	48,8	0,24	4,2
1200-2HD-1AB-0	19,8	45,4	15,8	48,5	18,0	28,5	0,62	1,7
2400-2HD-1AB-0	19,8	30,7	15,8	34,7	17,9	18,7	0,94	1,9
1200-2HD-1AB-10	19,8	41,4	15,8	44,5	17,8	24,6	0,69	1,8
1200-2HD-1AB-20	19,8	38,2	15,8	41,4	17,2	19,5	0,84	2,1
1200-2HD-2AB-0	31,5	85,3	25,2	90,2	24,8	29,5	0,82	3,1
2400-2HD-2AB-0	39,6	36,5	31,7	40,2	35,8	22,2	1,58	1,8
1200-2HD-2AB-20	37,5	92,0	30,0	117,2	28,4	26,8	0,98	4,4
1200-2HD-3AB-0	31,5	76,7	25,2	103,2	24,5	25,4	0,94	4,1

Tabla 3: Aporte de cada mecanismo de deformación. Fuente: Elaboración propia (2019).

Tag muro	Deslizamiento (%)	Volcamiento (%)	Def. CLT (%)
600-2HD-1AB-0	15,3%	79,5%	5,2%
1200-2HD-1AB-0	57,3%	39,0%	3,7%
2400-2HD-1AB-0	85,8%	12,5%	1,7%
1200-2HD-1AB-10	68,0%	27,9%	4,2%
1200-2HD-1AB-20	76,0%	19,7%	4,3%
1200-2HD-2AB-0	29,3%	66,6%	4,1%
2400-2HD-2AB-0	72,6%	24,5%	2,9%
1200-2HD-2AB-20	36,7%	58,9%	4,4%
1200-2HD-3AB-0	17,4%	78,6%	4,0%



### 3.2.1. Influencia de la relación de aspecto del panel

Para analizar el efecto que tiene la relación largo-alto del panel, se estudiaron 3 relaciones de aspecto para los muros con 1 conector de corte: 1:4, 1:2 y 1:1. Respecto a las fuerzas máximas logradas por cada configuración, los muros de 1200 mm (1:2) y 2400 mm (1:1) de largo alcanzaron una carga de 19,8 kN, la que corresponde a la resistencia máxima del conector de corte, lo cual implica que este conector falló antes que las conexiones de fuerza axial. Por otro lado, el muro de 600 mm (1:4) logró una resistencia de solo 15,7 kN, un 21% menor a las otras dos. Esto se debió a que, para esta última configuración, falló en primer lugar el *hold-down* traccionado. Esto se explica analizando el comportamiento cinemático del panel, el cual fue principalmente de volcamiento para el muro 600-2HD-1AB-0, mientras que para los otros dos el principal mecanismo de deformación fue el deslizamiento del panel.

De los resultados se concluye que la relación de aspecto tiene una alta influencia sobre el mecanismo de deformación del muro, a mayor relación L:H su comportamiento tiende a ser de volcamiento, esto provee mayor ductilidad al muro, sin embargo, debe experimentar grandes deformaciones para alcanzar su máxima resistencia.

### 3.2.2. Influencia de la cantidad de conectores de corte

Para el muro de 1200 mm de largo, se analizó el efecto que tiene la cantidad de conectores de corte, para lo cual se ensayaron muros con 1, 2 y 3 *angle brackets*.

La resistencia del panel ante cargas laterales está directamente relacionada con la cantidad de conectores de corte, ya que son estos elementos los que actúan como la reacción del muro ante este tipo de esfuerzos. De este modo, la máxima resistencia teórica que se podría lograr ocurre cuando los conectores de corte alcanzan su máxima resistencia, que en este caso es de 19,8 kN cada uno. De los resultados, se observa que esta situación ocurre solo en la configuración con 1 conector de corte, lo que indica que en los otros dos casos los *hold-down* fallaron en primer lugar.

De la Tabla 3 se observa que para los muros 1200-2HD-2AB-0 y 1200-2HD-3AB-0 el aporte del volcamiento al desplazamiento lateral del panel es de un 66,6% y 78,6%, respectivamente; mientras que para la configuración que tiene solo un conector de corte el comportamiento fue principalmente de deslizamiento. Esto indica que aumentar la cantidad de *angle bracket* permite cambiar el mecanismo de deformación del muro.

### 3.2.3. Influencia de la carga vertical aplicada sobre el muro

Se pudo observar que para el muro con un conector de corte el único efecto que tuvo la carga aplicada sobre el panel fue lograr menores niveles de desplazamiento para alcanzar la misma carga máxima, lo que se explica porque la carga gravitacional tiende a restringir el volcamiento del panel. Por el contrario, para la configuración con 2 conectores de corte, la carga vertical permite alcanzar una mayor resistencia, que se explica por un aumento en el comportamiento de deslizamiento del panel, lo que hace trabajar más a los conectores de corte, aunque no llegando a su resistencia máxima teórica ya que los *hold-down* siguen alcanzado su resistencia máxima en primer lugar.





#### 4. CONCLUSIONES

A pesar de que el modelo SAWS fue capaz de representar el comportamiento de las conexiones, para poder validar totalmente los resultados presentados en esta investigación se debe ensayar experimentalmente alguna de las configuraciones de muro analizada, de modo de cuantificar la precisión del modelo numérico a este nivel de modelación. En particular, se recomienda estudiar más a fondo la configuración 1200-2HD-2AB, ya que, según los resultados obtenidos de la simulación numérica, este muro fue el que presentó un mejor comportamiento ante cargas laterales, alcanzando altas resistencias y teniendo un comportamiento principalmente de volcamiento, lo cual es recomendable ya que este mecanismo de deformación provoca menores desplazamientos remanentes cuando el panel deja de estar sometido a la carga lateral.

#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aranha, C., Branco, J. M., Lourenço, P. B., Flatscher, G., and Schickhofer, G. (2016). Finite element modelling of the cyclic behavior of CLT connectors and walls. World Conference on Timber Engineering (WCTE2016), Vienna, Austria.

Benedetti, F., Rosales, V., and Opazo, A. (2017). Cyclic behavior of foundation-wall connection in cross laminated timber shear walls. 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile.

Dujic, B., Aicher, S., and Zarnic, R. (2006). Testing of wooden wall panels applying realistic boundary conditions. Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering. Portland, Oregon, USA.

European Committee for Standardization (CEN) (2001). Timber structures – test methods – cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. DIN EN 12512. Brussels.

Folz, B., and Filiatrault, A. (2001). Cyclic analysis of wood shear walls. Journal of Structural Engineering, v. 127, n. 4, p. 433-441.

González, P., Saavedra, E., Pérez, E., Burgos, C., Piña, F., and Wagner, M. (2014). Sistema constructivo en madera contralaminada para edificios. Departamento de Ingeniería en Obras Civiles - Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.

Hummel, J. (2017). Displacement-based seismic design for multi-story cross laminated timber buildings. Kassel University press GmbH, Kassel, Germany.

Karacabeyli, E., and Douglas, B. (Edits.). (2013). Cross-Laminated Timber Handbook, U.S. Edition. FP Innovations, Pointe-Claire, Canada.

Matus, E., and Salgado, S. (2016). Estudio del comportamiento de uniones en madera contralaminada mediante conectores metálicos bajo carga cíclica. Memoria para obtener el título de ingeniero civil en obras civiles, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.

McKenna, F., Scott, M., and Fenves, G. (2000). Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, CA, USA.

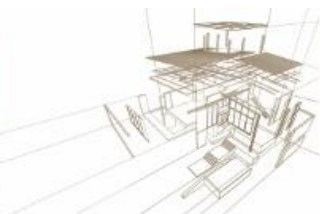
Pérez, E., González, P., Saavedra, E., Tapia, S., Torelli, J., and Orellana, S. (2017). Mechanical characterization and hysteretic behavior of CLT panels made of chilean radiata pine. 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile.



Popovski, M., Schneider, J., and Schweinsteiger, M. (2010). Lateral load resistance of cross-laminated wood panels. World Conference on Timber Engineering - WCTE2010, Trentino, Italy.

Pozza, L., Saetta, A., Savoia, M., and Talledo, D. (2017). Coupled axial-shear numerical model for CLT connections. *Construction and Building Materials*, v. 150, p. 568-582.

Shen, Y.-L., Schneider, J., Tesfamarian, S., Stiemer, S. F., and Mu, Z.-G. (2013). Hysteresis behavior of bracket connection in cross-laminated-timber shear walls. *Construction and Building Materials*, v. 48, p. 980-991.



## INTERACCIÓN ACÚSTICA/ESTRUCTURA EN LOS EDIFICIOS DE MADERA

### ACOUSTIC/STRUCTURE INTERACTION IN TIMBER BUILDINGS

Federica Morandi<sup>1\*</sup>, Alice Speranza<sup>2</sup>, Manuela Chiodega<sup>2</sup>, Luca Barbaresi<sup>3</sup>,  
Andrea Gasparella<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Faculty of science and technology, Free University of Bozen. Bozen, Italy

<sup>2</sup>Rothoblaas. Cortaccia (BZ), Italy

<sup>3</sup>Department of Industrial Engineering, University of Bologna. Bologna, Italy

\* Contacto: Federica Morandi: [federica.morandi@unibz.it](mailto:federica.morandi@unibz.it)

#### Resumen

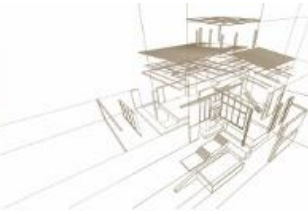
El desempeño acústico y estructural está estrechamente relacionado en los edificios de madera contralaminada (CLT). La baja densidad de los paneles relacionada con su alta rigidez son las razones que determinaron el éxito del CLT en áreas sísmicas de alto riesgo; sin embargo, estas mismas características son las razones del aislamiento acústico relativamente deficiente que proporcionan como elementos estructurales desnudos. Este artículo investiga los aspectos de la construcción masiva de madera en la que la optimización de uno es perjudicial para el otro. Dado que en ambas disciplinas una parte relevante de la transmisión de vibraciones (o cargas) se lleva a cabo por las conexiones metálicas, el trabajo se centra en el desempeño acústico y estructural de las uniones de CLT, a través del análisis de pruebas acústicas y estructurales y el modelado simplificado. Primero, se analiza la influencia del tipo y número de tornillos, angulares para fuerzas de tracción y de corte en relación con las restricciones estructurales y su desempeño acústico. Los resultados muestran que los diferentes sistemas de conexión afectan la transmisión de vibración de una manera relevante y deben compensarse mediante un diseño preciso de los revestimientos internos. Segundo, se discute el uso de las capas elásticas en la unión pared-piso. Si, por un lado, esa capa proporciona un aumento significativo del índice de reducción de la vibración, por otro lado, la aplicación de esta capa puede causar una reducción de la capacidad de carga final de la unión hasta un 38%, lo que sugiere que la elección del perfil de insonorización debe ser precisa.

*Palabras-clave: acústica, madera contralaminada, uniones, capas resilientes.*

#### Abstract

Acoustic and structural performance are closely related in mass timber buildings. The low density of the panels related to their high stiffness are the reasons that made Cross Laminated Timber successful in high-risk seismic areas; nevertheless, these same features are the reasons for the relatively poor sound insulation that they provide as bare structural elements. This paper investigates the aspects of mass timber construction in which the optimization of the one is detrimental to the other. Since in both disciplines a relevant part of the transmission of vibrations (or loads) is carried out by the metallic connections, the work focusses on the acoustic and structural performance of CLT junctions, through the analysis of acoustical and structural tests. First, the influence of the kind and number of screws, hold-downs and angle brackets is analyzed in relation to the structural constraints and their acoustic performance. The results show that different connection systems affect the vibration transmission in a relevant manner and must be compensated through an accurate design of the internal linings. Second, the use of the resilient interlayers at the wall-floor junction is discussed. If on one hand it provides a significant increase of the vibration reduction index, on the other the application of this layer can reduce the ultimate load capacity of the junction up to 38% - suggesting that the choice of the soundproofing profile must be accurate.

*Keywords: acoustics, cross laminated timber, structural junctions, resilient interlayer.*



## 1. INTRODUCTION

The market of timber construction is rapidly expanding in Italy, reaching the fourth place in Europe with a production value that touches 7 million euros (Federlegno Report 2019). The percentage of timber buildings among new buildings is 7.2%, the majority of which are detached houses, even though in recent years the realization of mid-rise buildings is increasing noticeably.

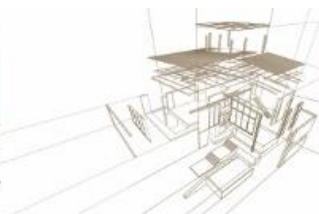
Timber demonstrated a distinguished performance as a structural material (Loss *et al.*, 2018), and literature emphasized the excellent performance of timber construction in terms of thermal insulation, fire resistance and carbon footprint (Asdrubali *et al.*, 2017, Caniato *et al.*, 2017). The acoustic performance of timber buildings is affected by the feature that make it a desirable material for structural purposes, such as low mass and high stiffness. In the case of timber frame buildings, the bare structural wall is characterized by a low mass, implying a poor acoustic insulation, especially at low frequencies; mass timber elements have a higher surface mass compared to framed structures, but the combination of low density associated to a high stiffness generates dips in sound insulation associated to the critical frequency of the plate, that occurs between 400 and 800 Hz depending on the thickness of the plate. These deficits can be compensated through the design of appropriate claddings.

Timber buildings provide high levels of comfort as perceived by the inhabitants. Within the Acuwod project (Späh *et al.*, 2012), the degree of satisfaction towards timber houses was assessed through listening tests and questionnaires distributed to over 300 inhabitants. Out of the ten comfort factors considered, the judgment ranked as the least satisfactory the following features: acoustics, vibration protection, control/feedback and visual comfort. Considering that control/feedback and visual comfort cannot be directly related to the construction technology, one can infer that acoustics plays a relevant role in the perception of comfort for timber houses. Acoustic comfort in timber buildings is often confused with the disturb caused by the vibration of the structure (Johansson, 1995); structural vibration becomes therefore a field of cross-competence between the fields of acoustics and statics, as it regards perceived comfort (Sjöström *et al.*, 2010).

These interactions emphasize the need for an integrated approach between acoustics and structural design. To this aim, this paper seeks to collect the experience that has been gathered in relation to the interaction between acoustics and structure, identifying possible topics for future investigation. The focus of this paper will be on Cross Laminated Timber (CLT) buildings, that are prone to develop mid- to high-rise elevation. In fact, sound insulation must be achieved between dwellings, rather than between partitions of a single house unit; similarly, the structural design of timber buildings becomes more challenging with increasing height.

## 2. STRUCTURAL JUNCTIONS IN CLT BUILDINGS

The most relevant interaction point between acoustic and structure in CLT buildings is represented by the junction between elements. In general, the vertical loads are transferred by CLT panels, screws and hold-downs, while horizontal loads are transferred through angle brackets.



## 2.1. Flanking transmission in structural junctions

The apparent sound insulation between two rooms can be described as the energy sum of the sound insulation of the partition that separates the rooms, and by all contributions that are transmitted into the receiving room from the adjoining partitions, the so-called flanking transmission (ISO 12354-1). Within the description of flanking transmission paths, one contribution is represented by the vibrational energy of coupled structural elements that is suppressed by the junction, namely the vibration reduction index  $K_{ij}$ , measured according to ISO 10848-1. Therefore, besides structural loads, the junctions play a role in the acoustic insulation of the building element.

In order to suppress flanking transmission, a resilient interlayer is placed at the junction between CLT elements. The experimental campaign conducted within the *flanksound* project showed that resilient interlayers can increase the vibration reduction index  $K_{ij}$  by 5 dB over a large frequency range (Morandi *et al.*, 2018). The results of the tests are shown in Fig. 1, reporting the  $K_{ij}$  measured on a CLT junction without resilient interlayer (bare floor) and with the interposition of different resilient interlayers (Res 1, 2, 3). The different mechanical characteristics of the resilient interlayers cause the different performance.

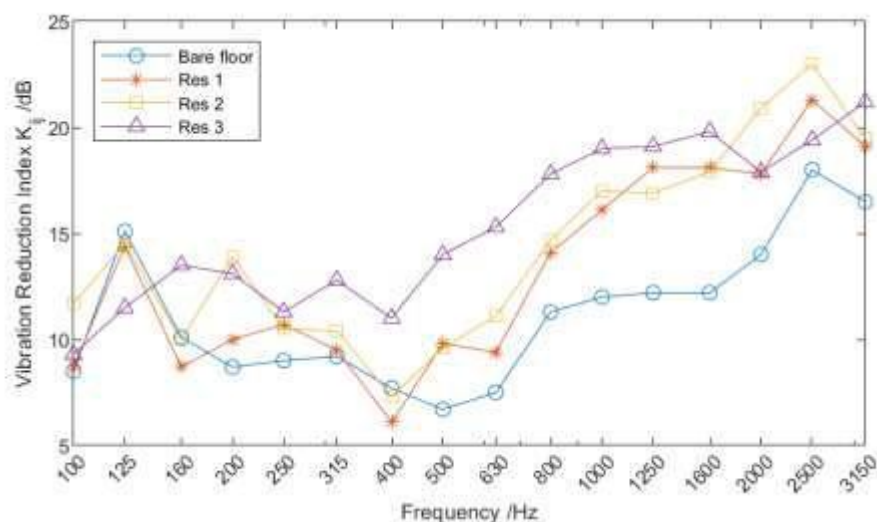
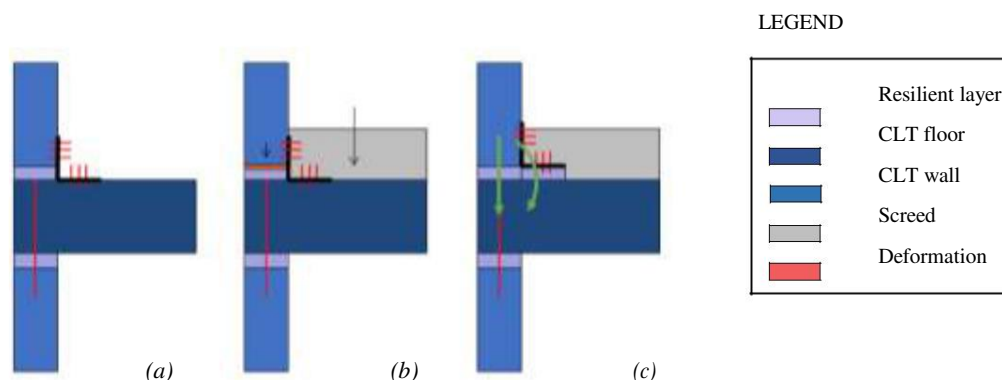
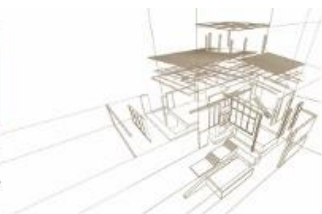


Figure 1: Vibration reduction index  $K_{ij}$  (dB) measured on a wall-floor junction without (bare floor) and with (Res1/2/3) the interposition of a resilient material, after (Morandi *et al.*, 2018).

From a theoretical point of view, all flanking transmission paths should be suppressed. Therefore, considering a wall-floor-wall junction, the resilient interlayer should be placed both above and below the vertical walls. In practice, different choices can be made based upon acoustic/structural/economic concerns, as shown in Figure 2a. Considering the high cost of the resilient layers, many practitioners decide to place the material either only above or only below the vertical walls. For instance, one can argue that the greatest problems of sound insulation of CLT element derive from the impact sound insulation, and that therefore decide to use the layer only below the slab to prevent the transmission of impact sound.



*Figure 2: Schemes of CLT junction with the soundproofing profiles: (a) resilient stripes are places between timber elements; (b) the structure is loaded by permanent non-structural loads and the resilient layer is compressed; (c) the resilient layer is placed also below the metallic connectors, modifying the load transmission.*

Other considerations can lead to opposite conclusions: evaluating the out-of-plane flexural rigidity of CLT, one can guess that most of the energy is radiated in the receiving environment directly from the floor itself, especially for impact sound insulation - and therefore the resilient layer is put only above the slab to prevent airborne transmission. Aesthetics also plays a key role in this decision, because when CLT is visible, it could be troublesome to place a colored stripe at the junction.

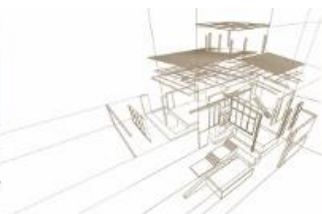
Resilient interlayers, as discussed so far, are only placed between timber elements: metallic connectors such as angle brackets remain directly screwed to the panel, providing a privileged transmission path. Resilient interlayers could also be placed also angle brackets (Figure 2b): experimental measurements determined that this does imply any improvement of the vibration reduction index.

These considerations only hold for CLT buildings that have a platform frame design: balloon frame buildings do not allow the use of resilient interlays, and the flanking transmission for these structures is a topic to address with specific research activities.

## 2.2 The mechanical resistance of the junction with resilient interlayer

The presence of a resilient interlayer in the junction, though beneficial for the sound insulation, separates the metallic connectors from the timber elements, and thus causes a decrease in mechanical performance of the junction from the structural side.

Within the *X-REV* project, experimental tests were performed at the CNR Ivalsa in order to investigate the mechanical performance of angle brackets in presence of the resilient interlayer with different thickness and stiffnesses (Rothoblaas Internal Report). Monotonic tests were performed with displacement-controlled loading procedures and the ultimate carrying capacity of an angle bracket fixed with nails was evaluated in combination with different soundproofing profiles, placed on both sides of the connector.

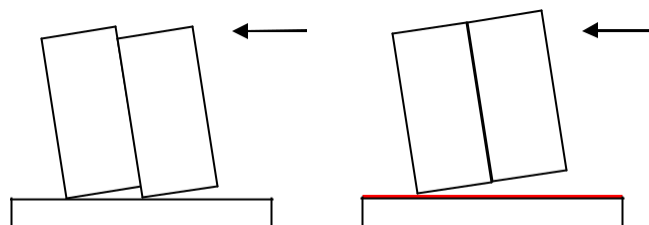


As reported in Table 1, the maximum and ultimate force and displacement of the connection are strongly affected by the presence of the resilient interlayer. The maximum force of the connection decreased by 7% and 38% respectively, depending on the material used. Since the stiffness of the resilient interlayer are extremely small compared to the stiffness of CLT and of the connectors, its contribution is not expected to affect the results as much as the layer's thickness. Therefore, these tests also provide an indication about the maximum acceptable thickness for a resilient interlayer to guarantee the proper behavior of the junction.

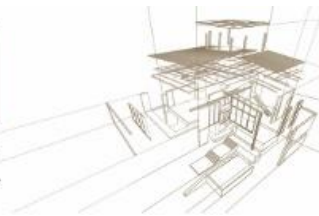
*Table 1: Maximum and ultimate loads and displacement tested with and without the soundproofing profile (Rothoblaas Internal Report).*

Test configuration	$F_{max}$ [kN]	$v_{max}$ [mm]	$F_u$ [kN]	$v_u$ [mm]
Angle bracket	70.0	15.4	57.2	8.4
Angle bracket + Mat 2 (7 mm)	65.1	30.0	65.1	30.0
Angle bracket + Mat 1 (12 mm)	43.5	23.0	40.3	19.3

The presence of the resilient interlayer can also affect the mechanical resistance of the wall assemblies (Schmidt, 2018). Tests performed at the Karlsruhe Institute of Technology aimed at characterizing the performance of dissipative connectors between vertical CLT panels when a soundproofing profile is inserted. Monotonic and cyclic tests were conducted on CLT elements, with different boundary and loading conditions.: The results showed that, when the assembly was tested for horizontal forces and no resilient layer was interposed, the connectors dissipated energy as predicted. Conversely, when a resilient interlayer was inserted, all the force injected on the system was absorbed by the resilient material, and the panels rotated rigidly as a single body, losing almost all dissipation capacity. A rough scheme of the different failure mechanism is presented in Figure 3.



*Figure 3: Scheme of the test results achieved at the Karlsruhe Institute of Technology. Left: the junction was assembled with no resilient interlayer and the connection correctly dissipates energy. Right: the resilient interlayer prevents the junction from dissipating energy.*



## 2.2. Deformation of the resilient interlayer

In heavyweight structures, sound insulating profiles are placed below non-structural elements (such as brick walls) because the continuity in the junction of pillars and beams must be guaranteed. Therefore, a typical stripe, with a given modulus of elasticity, is used throughout the building. In timber construction, sound insulation profiles can also be placed below structural elements, and the continuity of the structure is granted by the connection. Therefore, the stripe below each static load must be chosen according to the elastic properties of each profile.

The design conditions for viscoelastic materials usually require a deflection ranging between 5 and 15%. Knowing the elastic modulus of the material and the vertical load, one can estimate the cutoff frequency of the mechanical system, to ensure it is working properly from the mechanical point of view. In real applications, the resilient layer is not free to deform under the vertical loads because it is fixed by screws, nails, staples. Therefore, it is important to verify if the material works properly in exercise conditions.

During the construction of a CLT building, the metallic connectors are fixed after the completion of the bare timber structure. A great share of the permanent loads is introduced after fixing the structural elements, with permanent non-structural loads (screeds, counter walls, etc.) and non-permanent loads. Therefore, two scenarios are possible: (i) either the resilient interlayer does not deflect because the connections “prevent” the deformation (therefore the resilient interlayer is not effective); (ii) alternatively, the layer deflects, and the vertical strain is compensated by the screws of the angle brackets and hold downs. In this case, the thickness of the layer plays a key role because, assuming a deformation in the range 15-20%, it could determine the additional stress that connections undergo and the total lowering of the structure.

The evaluation of the elastic properties of the resilient material deserves attention as well. It is well known that each testing procedure for the elastic modulus yields different results; moreover, materials are usually tested under standardized boundary conditions, while when applied at the interface between two timber elements, they could display extremely different behaviors.

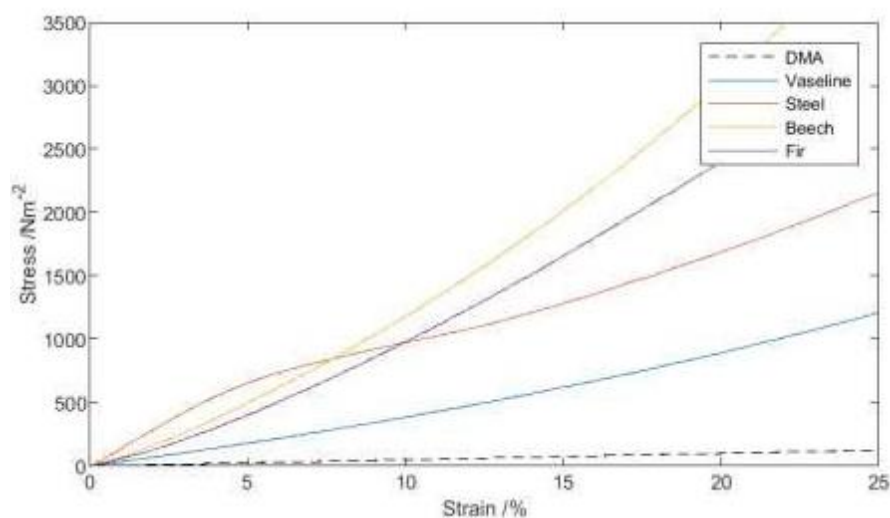


Figure 4: Stress-strain relations for a resilient interlayer tested under different friction conditions, after (Barbaresi et al., 2017).





Quasi-static strain-controlled tests have been conducted on a resilient material, pointing out that the elastic modulus of the same material measured with different friction conditions returns extremely different results (Barbaresi *et al.*, 2017). Four boundary conditions were analyzed: steel plate, steel plate with vaseline, beech wood and firwood. The stress-strain relations for these four boundary conditions are reported in Figure 4. Measurements showed that the elastic modulus of the resilient material evaluated through Dynamical Mechanical Analysis testing can be strongly underestimated compared to the real on-site condition. This means that the material in practice could be barely strained by the design loads.

It is also worth evaluating how the mechanical characteristics of the layer change with temperature, considering both working temperatures and fire events. The elastic modulus of viscoelastic materials decreases with increasing temperatures. Since this element carries structural loads, it is important to understand up to which temperatures it will be able to guarantee structural loading capacity, both via dynamical mechanical thermal analysis and through thermogravimetric analysis.

### **3. CONCEPTION AND DESIGN OF THE BUILDING**

#### **3.1. Wet or dry solutions?**

One of the main advantages of building constructions is that construction times can be extremely fast compared to traditional structures. Besides the completion of the structure, one can chose to install a dry or a wet screed solution. This choice has obvious acoustic and structural implications. On the one hand, the increase in the mass of the building favors its inertial response to a seismic event; on the other hand, it increases the forces acting on the structure itself. The sound insulation is affected by the mass of the system, by the stiffness of the elements and the composition of the mass-spring-mass system represented by the floating floor. The addition of mass generally corresponds to an increase in the acoustic performance of the building element, but the realization of wet screeds translates into longer construction times.

Acoustic measurements were conducted at the University of Bologna aiming at comparing different construction solutions for CLT. The details of the floor solutions analyzed are reported in Table 2.

Figure 5 and 6 shows the sound reduction index  $R$  and the normalized sound insulation index  $L_n$  measured on four CLT floors, two of which built using dry screeds (A and B respectively), and two using wet screed solutions (C and D respectively). For each design choice, two solutions were chosen, characterized by different surface masses.

The lowest airborne sound insulation is achieved with floor number C, characterized by the minimum surface mass. As it concerns impact sound insulation, it is clear from Fig. 5 that the dry solutions achieve better performance at high frequencies and provide lower insulation at low frequencies. Comparing floors C and D, it can be noticed that the presence of a heavier layer as subfloor increases the insulation in a relevant way.

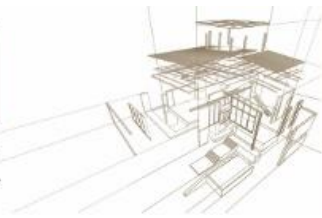


Table 2: CLT floors tested in the Acoustic Laboratory of the University of Bologna.

	Floor A	Floor B	Floor C	Floor D
CLT	160 mm, 420 kg/m <sup>3</sup>	160 mm, 420 kg/m <sup>3</sup>	160 mm, 420 kg/m <sup>3</sup>	160 mm, 420 kg/m <sup>3</sup>
PE sheet	yes	yes	yes	yes
Subfloor	Lightweight screed, 100 mm, 120 kg/m <sup>3</sup>	Lightweight screed, 100 mm, 617 kg/m <sup>3</sup>	Loose grit, 10 mm, 600 kg/m <sup>3</sup>	Loose grit, 100 mm, 1600 kg/m <sup>3</sup>
Resilient interlayer	20 mm, s' = 13.5 MN/m <sup>3</sup>	20 mm, s' = 13.5 MN/m <sup>3</sup>	22 mm, s' = 28 MN/m <sup>3</sup>	22 mm, s' = 28 MN/m <sup>3</sup>
Screed	Sand and cement, 60 mm, 1945 kg/m <sup>3</sup>	Sand and cement, 60 mm, 1914 kg/m <sup>3</sup>	Dry screed, 18 mm, 1220 kg/m <sup>3</sup>	Dry screed, 25 mm, 1250 kg/m <sup>3</sup>
m'	197 kg/m <sup>2</sup>	245 kg/m <sup>2</sup>	154 kg/m <sup>2</sup>	262 kg/m <sup>2</sup>

It is worth recalling that the good impact insulation achieved in frequency for instance by solution D is strongly penalized by the conversion into a single number rating. Weighted indices are calculated through comparison with a reference curve that is designed after the insulation of a concrete floor, that is not representative of CLT floors.

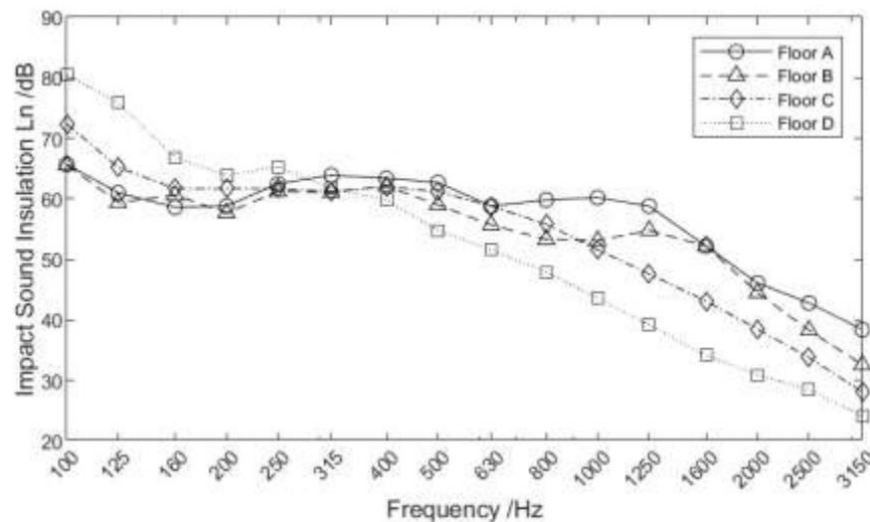


Figure 5: Sound Reduction Index R (dB) of the construction solutions listed in Table 2.

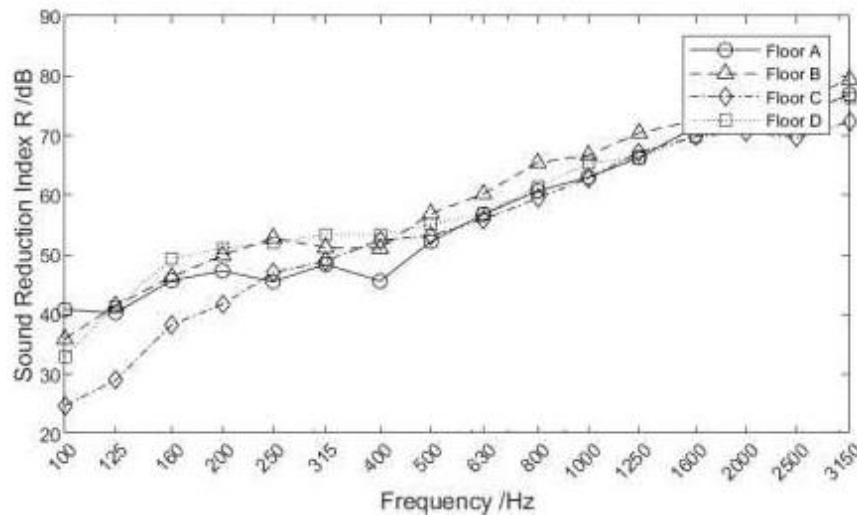
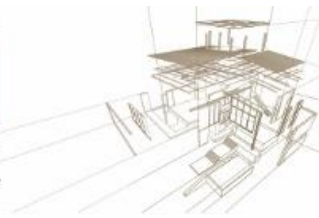


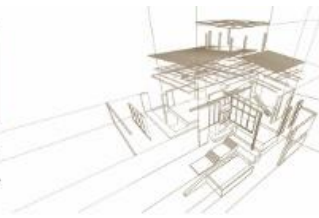
Figure 6: Normalized Impact Sound Insulation Level  $L_n$  (dB) of the construction solutions listed in Table 2.

### 3.2. Elastic moduli: acoustic or structural analysis?

The mechanical characteristics of CLT used for acoustical modelling can differ significantly from the values required for structural calculation purposes. According to the strength classes for construction timber established in the standard EN 338, typical mechanical characteristics of wood can be assumed as follows:  $E_{0,mean} = 12000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_{90,mean} = 370 \text{ N/mm}^2$  and  $G_{mean} = 690 \text{ N/mm}^2$ . The mechanical properties of CLT can also be retrieved from the analysis of the dispersion relations of the material, that correlate the velocity of wave propagation to frequency. For acoustical problems, the most relevant waves are flexural waves, that can transform vibrational energy into sound pressure with a high efficiency. The dispersion relations can be measured through different techniques; then, fitting the experimental results with a theoretical model for wave propagation in thick plates, one can determine the E and G moduli of the plate (Santoni *et al.*, 2017). A study conducted on several CLT plates with different orthotropic ratios showed that the values that emerge from the acoustical analysis match well the elastic parameters provided in the datasheets, in particular as it concerns the  $G_{mean}$  and  $E_{90,minor}$ , displaying a variation within 10% tolerance; conversely, the  $E_{0,mean}$  had significantly lower values (30%) compared to the data reported in the datasheet (Thies *et al.*, 2019). It is specified that acoustics and structural analysis work in two different domains, as acoustic excitation is based upon small stresses and small strains, hypotheses that are often not verified for structural testing.

## 4. CONCLUDING REMARKS

This paper presented a preliminary review of the fields of interaction between acoustic and structural design of timber buildings. The analysis concentrated on two topics: the junctions and the building elements. As concerns the CLT junction, the work analyzed the acoustical benefits of the resilient interlayer and the limitations that must be



considered not to affect the mechanical resistance of the junction, the elastic deformation of the resilient layer and the determination of its elastic modulus. As regards the building elements, the design concept of the building was considered with reference to the choice of dry solutions (grit and dry screeds) versus wet solutions (lightweight screed and sand and cement screed), analyzing the surface mass and the acoustical performance of each solution. Finally, the elastic parameters of CLT elements used for structural analysis are compared to values that are retrieved and used for acoustical modelling. The discussion and presentation of the different topics outlined possible research topics to be addressed in future research.

## REFERENCES

- Asdrubali F., Ferracuti B., Lombardi L., Guattari C., Evangelisti L and Grazieschi G. (2017) A review of structural, thermo-physical, acoustical, and environmental properties of wooden materials for building applications. *Building and Environment* 114:307-332.
- Barbaresi L., Morandi F., Belcari J. and Zucchelli A. (2017) Optimizing the mechanical characterization of a resilient interlayer for the use in timber construction. In *Proceedings of the 24th International Congress on Sound and Vibration*, London, UK.
- Caniato M., Bettarello F., Ferluga A., Marsich L., Schmid C. and Fausti P. (2017) Thermal and acoustic performance expectations on timber buildings. *Building Acoustics* 24(4):219-237.
- EN 338 (2016) *Structural Timber – Strength Classes*. CEN, Brussels, Belgium.
- FederLegno Report (2019) 3rd report on timber houses and buildings. FederLegno Arredo, Milan, Italy.
- ISO 12354-1 (2017) *Building acoustics - Estimation of acoustic performance of buildings from the performance of elements - Part 1: airborne sound insulation between rooms*. ISO, Geneva, Switzerland.
- ISO 10848-1 (2017). *Acoustics. Laboratory and field measurement of flanking transmission for airborne, impact and building service equipment sound between adjoining rooms - Part 1: frame document*. ISO, Geneva, Switzerland.
- Johansson C. (1995) Low-Frequency Impact Sound Insulation of a Light Weight Wooden Joist Floor. *Applied Acoustics* 44:133-147.
- Loss C., Tannert T. and Tesfamariam S. (2018) State-of-the-art review of displacement-based seismic design of timber buildings. *Construction and Building Materials* 191:481-497.
- Morandi F., De Cesaris S., Garai M. and Barbaresi L. (2018) Measurement of flanking transmission for the characterisation and classification of cross laminated timber junctions. *Applied Acoustics* 141:213-222.
- Rothblaas Internal Report (2016). *Mechanical behaviour of Titan devices coupled with soundproofing profiles*.
- Santoni A., Schoenwald S., Van Damme B. and Fausti P. (2017) Determination of the elastic and stiffness characteristics of cross-laminated timber plates from flexural wave velocity measurements. *Journal of Sound and Vibration* 400:387-401
- Schmidt T. (2018) *Kontaktverbindungen für aussteifende Scheiben aus Brettsperrholz*. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, Germany.



Sjöström A., Bard D., Persson K. and Sandberg G. (2010) Experimental Structural Acoustic investigation of a lightweight floor structure. In Proceedings of 1<sup>st</sup> EAA-EuroRegio, Ljubljana, Slovenia.

Späh, M., Liebl, A., Weber, L. and Leistner, P. (2012) Subjective and objective evaluation of impact noise sources in wooden and heavyweight floor constructions. In Proceedings of the of the 19<sup>th</sup> International Congress on Sound & Vibration, Vilnius, Lithuania.

Thies A., Morandi F., Barbaresi L., Garai M., Hübelt J. and Kumer N. (2019) Development of a quick and non-invasive measurement method for the extraction of the dispersion relation in CLT plates for the evaluation of the elastic parameters. In Proceedings of the 23<sup>rd</sup> International Congress on Acoustics, Aachen, Germany.



## TENSÕES DE FLEXÃO EM VIGAS DE MADEIRA LAMINADA COLADA ARMADA AVALIADAS POR MODELAGEM COMPUTACIONAL

## BENDING STRESSES OF REINFORCED GLUED-LAMINATED TIMBER BEAMS EVALUATED BY COMPUTATIONAL MODELING

Lucas S. Peixoto<sup>1\*</sup>, Julio Soriano<sup>2</sup>, Bruno P. Pellis<sup>3</sup>

<sup>(1)</sup> Mestrando em Eng. Agrícola, FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, Brasil

<sup>(2)</sup> Professor Livre Docente. FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, Brasil

<sup>(3)</sup> Alpine Comércio de Madeiras e Serviços, Salto, Brasil

\* Contato: [lucas.sacramoni@gmail.com](mailto:lucas.sacramoni@gmail.com)

### Resumo

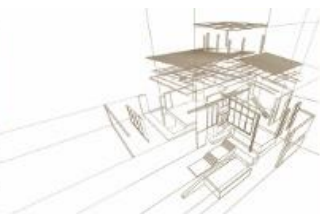
Um dos principais produtos tecnológicos e derivados da madeira é a madeira laminada colada (MLC) formada por lâminas solidarizadas por adesivo estrutural em processo industrial, que apresenta diversas vantagens em relação às peças usuais de madeira serradas. O desempenho estrutural de vigas de MLC pode ser melhorado através da utilização de reforços internos às peças, como, por exemplo, barras de aço coladas. O presente trabalho teve como objetivo avaliar o desempenho de vigas de MLC reforçadas com barras de aço, tendo por base as tensões normais máximas obtidas em ensaios de flexão e as tensões obtidas com a modelagem computacional. Para tanto, vigas de MLC com e sem reforços metálicos foram ensaiadas sob flexão estática por quatro pontos e, também, modeladas com o software ANSYS®. Nas peças reforçadas foram empregadas as taxas de armadura (relação entre as áreas de aço e de madeira) iguais a 2% e 4%. Foi observado que a modelagem computacional proporcionou tensões normais de flexão máximas muito precisas quando comparadas com os resultados experimentais. As tensões normais de flexão na seção transversal da MLC, para um carregamento dentro do estado limite de serviço de 5 kN, com as taxas de 2% e 4%, foram reduzidas de 3,1 MPa e 4,9 MPa, respectivamente. Foi possível concluir que a maior taxa de armadura reduz as diferenças dos resultados da modelagem computacional em relação aos experimentais.

*Palavras-chave: Derivados da madeira; barras de aço; rigidez à flexão.*

### Abstract

One of the main technological products and derivatives of wood is the glued laminated timber (Glulam) industrially produced with laminates bonded by structural adhesive, that presents several advantages over to sawed timbers pieces. The structural performance of Glulam beams can be improved by reinforcements inserted internally in the cross-sections, as example with steel bars. This work aimed to evaluate the performance of Glulam beams reinforced with steel bars, based on the maximum experimental bending stresses and results obtained by the computational modeling. For this, unreinforced and reinforced Glulam beams were tested by bending at four points and were modeled by ANSYS software®. In the reinforced beams, the reinforcement ratio (ratio of cross-sections of steel and timber) were equal to 2% and 4%. It was observed that the modeling provided bending stresses very accurate when compared with the testing results. The normal bending stresses at the cross-section of glulam beams, under a loading intensity that respects the serviceability limit states of 5 kN, with the reinforcement ratio of 2% and 4%, were reduced of 3.1 MPa and 4.9 MPa, respectively. It was concluded that the higher reinforcement ratio reduces the differences between the modeling and experimental results.

*Keywords: Wood derivatives; steel bars; bending stiffness.*



## 1. INTRODUÇÃO

Os produtos derivados da madeira podem proporcionar para as construções civis diversas vantagens quando comparados às peças convencionais de madeira serrada, contribuindo, assim, para o uso racional e sustentável da madeira, matéria prima proveniente de fonte natural e renovável. Um desses produtos derivados da madeira, é a madeira laminada colada (MLC), formada por lâminas coladas por adesivo estrutural e sob pressão em processo industrial, que apresenta alguns benefícios, entre eles: a possibilidade de fabricação de peças com maiores dimensões, bem como a inovação arquitetônica com peças de formatos diferenciados (Ferreira et al. 2017; Fiorelli and Dias 2006; Mascia et al. 2018).

Como as peças de MLC são fabricadas com lâminas que passam por um processo de seleção, classificação e disposição, um número menor de defeitos estarão presentes, tais como nós e rachaduras, resultando num produto mais homogêneo e com melhores propriedades de resistência e rigidez (Mascia et al. 2018). Além dessas vantagens, a MLC possibilita que sejam empregadas madeiras de reflorestamento e com baixa massa específica (Tienne et al. 2011).

Uma técnica que pode proporcionar outras vantagens para as peças de MLC, resultando em peças estruturais com um melhor desempenho, são as aplicações de reforços, tanto sob aspectos do aumento da rigidez, quanto da resistência mecânica e da durabilidade (Ghazijahani et al. 2017; Soriano, Pellis and Mascia 2016; Luca and Marano 2012; Negrão 2012). Dentre as possibilidades de reforços tem-se, por exemplo, as fibras naturais (Mascia, Mayer and Moraes 2014) ou poliméricas (Raftery and Harte 2011; Buligon et al. 2013; D'Ambrisi et al. 2013; Ghazijahani et al. 2017; Mascia et al. 2018), que são coladas interna ou externamente nas zonas tracionadas das vigas. Os reforços com elementos metálicos, que podem ser aplicados tanto nas zonas tracionadas quanto comprimidas das peças de MLC, são eficientes para a redução das flechas e para o aumento da capacidade de carregamento (Luca and Marano 2012; Soriano, Pellis and Mascia 2016; Ghazijahani et al. 2017).

O desempenho mecânico das peças de madeira reforçada depende de alguns parâmetros, como, por exemplo, propriedades dos materiais (madeira e reforço), taxa de armadura e disposição do reforço na seção transversal (Soriano, Pellis and Mascia 2016; Luca and Marano 2012; Negrão 2012). Com isto, para avaliar o desempenho mecânico das peças reforçadas, além da análise experimental, pode-se utilizar a simulação numérica com a estrutura discretizada pelo método dos elementos finitos (Miotto and Dias 2012; Zhang et al. 2015; Uzel et al. 2018).

A presente pesquisa teve por objetivo avaliar o desempenho de vigas de MLC armadas com barras de aço, tendo por base as tensões normais experimentais e as tensões normais obtidas com a modelagem computacional.

## 2. METODOLOGIA

Para se alcançar os objetivos deste trabalho foram simuladas vigas de MLC, com seção transversal  $b \times h$  (52 mm x 154 mm) e comprimento igual a 2.820 mm, sem e com reforço de barras de aço. As vigas (Figura 1 a-c) foram denominadas segundo a taxa de



armadura (relação entre a área de aço e a área da seção transversal da viga), sendo: MLC (sem reforço), MLCA-2 (taxa de armadura igual a 2%) e MLCA-4 (taxa de armadura igual a 4%). As barras de aço das vigas reforçadas foram posicionadas simetricamente em relação a linha neutra e distantes de 27 mm das bordas inferior e superior.

Essas concepções da seção transversal, assim como o comprimento das vigas, foram baseadas na pesquisa experimental desenvolvida por Pellis (2016) e Soriano, Pellis and Mascia (2016); em vigas compostas com sete lâminas de *Pinus elliotti* processadas com 22 mm de espessura. Dessas pesquisas foram utilizados os dados de tensões para comparação com os resultados das simulações computacionais.

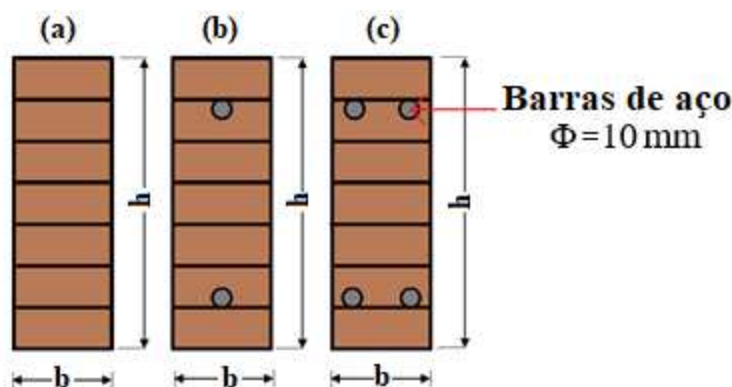


Figura 1: Seções transversais e parâmetros geométricos das vigas simuladas. (a) MLC, (b) MLCA-2 e (c) MLCA-4

As taxas de armadura empregadas neste trabalho e de acordo com Soriano, Pellis and Mascia (2016), possibilitam avaliar os efeitos nas tensões em relação ao material base, no caso a MLC, tanto para a situação de máxima taxa de armadura (4%) quanto para a situação intermediária (2%). Essas taxas de 2% e 4% estão de acordo com De Vecchi et al. (2008) que avaliaram experimentalmente vigas de MLC reforçadas com taxas variando entre 0,2% e 4%.

## 2.1. Especificação dos materiais

A madeira é um material considerado ortotrópico, segundo os três eixos (longitudinal, radial e transversal), com as constantes elásticas definidas por três valores para o módulo de elasticidade ( $E_L$ ,  $E_R$ ,  $E_T$ ), três módulos de cisalhamento ( $G_{LR}$ ,  $G_{LT}$ ,  $G_{RT}$ ) e, seis coeficientes de Poisson ( $\nu_{LR}$ ,  $\nu_{LT}$ ,  $\nu_{RL}$ ,  $\nu_{RT}$ ,  $\nu_{TL}$ ,  $\nu_{TR}$ ). Nesta pesquisa foram realizadas simulações nas peças submetidas a flexão simples, onde a direção predominante é a longitudinal e, dessa forma simplificada, a madeira foi considerada isotrópica, com o módulo de elasticidade  $E_{MLC}$  igual a 12.435 MPa, coeficiente de Poisson igual a 0,4 e massa específica de  $537 \text{ kg m}^{-3}$  (Tabela 1).

Para os reforços foram empregadas barras de aço usuais em estruturas de concreto armado, com resistência característica ao escoamento igual a 500 MPa (categoria CA-





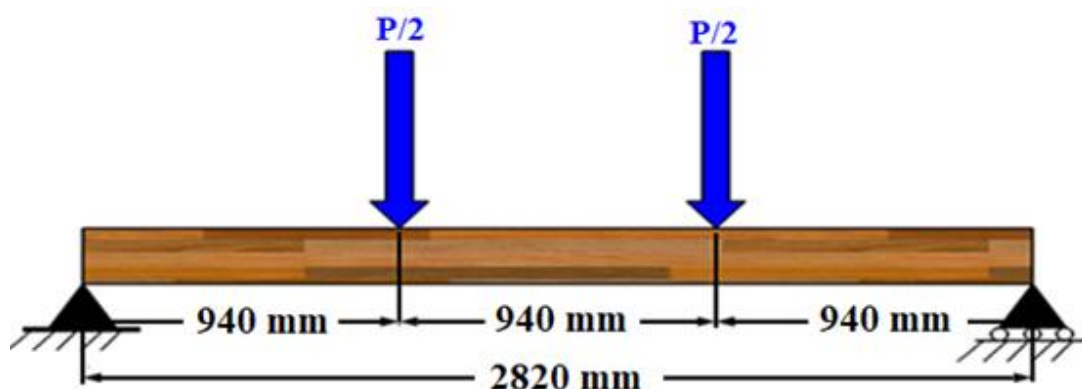
50), com módulo de elasticidade ( $E_s$ ) igual a 210.000 MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,3 (Tabela 1).

*Tabela 1: Materiais utilizados e suas respectivas propriedades*

Material	Propriedade		
	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson	Densidade ( $\text{kg.m}^{-3}$ )
Madeira	12.435	0,4	537
Aço	210.000	0,3	7.850

## 2.2. Esquema estático das vigas

As vigas foram simuladas seguindo o esquema estático de flexão por quatro pontos (Figura 2), de acordo com a norma ASTM D198:2014. Esse modelo de ensaio é interessante por ocasionar no trecho central da viga a anulação do esforço cortante e, também, por resultar num valor de momento fletor máximo e constante. Os apoios (um fixo e o outro móvel) bem como as cargas concentradas ( $P/2$ ), foram aplicados em linhas na largura da viga.



*Figura 2: Esquema estático das peças simuladas em flexão por quatro pontos*

## 2.3. Modelagem pelo método dos elementos finitos

As simulações das vigas foram realizadas com uso de modelos tridimensionais, pelo método dos elementos finitos, utilizando o software ANSYS *mechanical research* (versão 19.1). As geometrias de todas as peças foram concebidas pelo Workbench (versão 19.1), com a geração de malhas automáticas. As malhas foram discretizadas (Figura 3) com elementos tridimensionais quadráticos solid186 (Figura 4), que possui três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos X, Y e Z), contendo 20 nós.

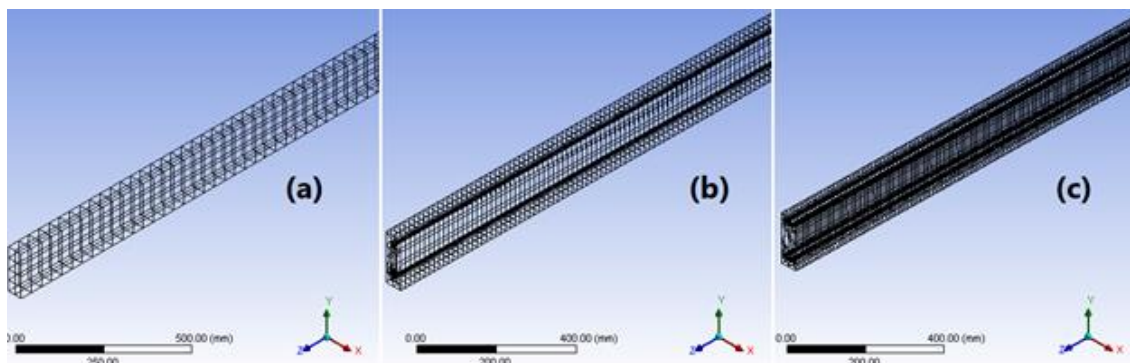


Figura 3: Vigas discretizadas com elementos solid186 (Ansys, R19.1): (a) MLC; (b) MLCA-2 e (c) MLCA-4

O elemento solid186 pode ser considerado homogêneo ou constituído por camadas heterogêneas (Figura 4). Para o aço foi considerado o solid186-homogêneo e para a MLC o solid186-heterogêneo (dividido em camadas com a espessura das lâminas da MLC).

A adesão entre as lâminas foi considerada perfeita, isto é, sem ocorrência de delaminação, graças a adesão monolítica entre o aço e a madeira.

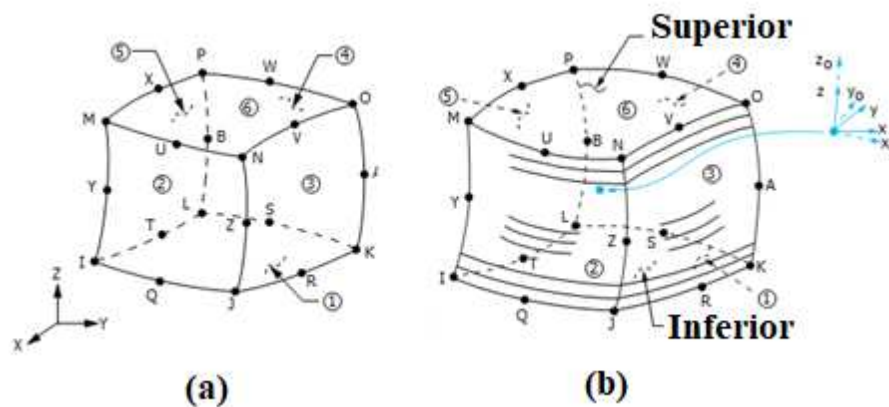
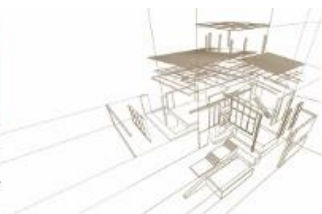


Figura 4: Representação do elemento solid186 (a) solid186-Homogêneo (camada única) e (b) solid186-Heterogêneo (em camadas). (Fonte: Ansys R19.1)

### 3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a avaliação do desempenho estrutural de vigas de MLC reforçadas com barras de aço, foram analisadas as tensões normais máximas obtidas ao longo da altura da seção transversal posicionada no meio do vão de cada uma das vigas (MLC, MLCA-2 e MLCA-4).



### 3.1. Comparação entre os resultados experimentais e da modelagem

Para comparação dos resultados obtidos com a simulação e os experimentais obtidos por Soriano, Pellis and Mascia (2016), foram plotadas as curvas de tensão normal versus altura da seção transversal das peças MLC, MLCA-2 e MLCA-4 (Figura 5), para os carregamentos (P) correspondentes ao estado limite de serviço (ELS, definido pelo deslocamento vertical máximo de  $2.820/200 = 14,1$  mm) dessas peças ensaiadas, ou seja, 6,57 kN, 10,23 kN e 13,98 kN. Os resultados da Figura 5 mostram que as tensões normais obtidas com as simulações foram próximas aos obtidos experimentalmente, indicando uma boa precisão do modelo de elementos finitos empregado. No caso das bordas tracionadas, região em que o reforço pode evitar a ruptura frágil das peças, as diferenças dos resultados numéricos em relação aos experimentais foram de 17%, 9,69% e 2,98%, para a MLC, MLCA-2 e MLCA-4, respectivamente.

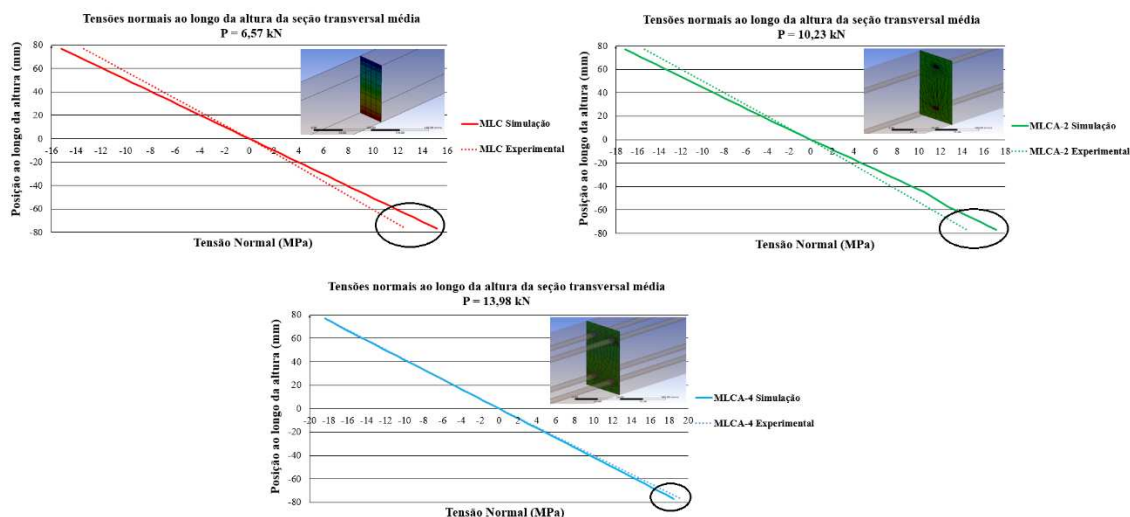
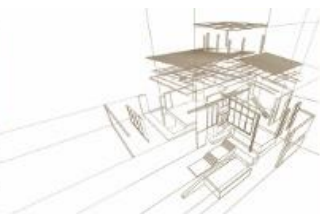


Figura 5: Tensões normais ao longo da altura da seção transversal posicionada no meio do vão das vigas sob a intensidade de carga correspondente ao ELS

Ao se associar a madeira com o aço, é esperada uma maior homogeneidade da peça, visto que, diferentemente da madeira, o aço é um material homogêneo. Essa característica das vigas compostas de MLC e aço, foi observada na comparação de tensões normais entre peças simuladas e ensaiadas, onde a maior aproximação de resultados ocorreu para a MLCA-4, que possui a maior quantidade de aço, ou seja, maior homogeneidade.



### 3.2. Capacidade de carga

As peças MLC, MLCA-2 e MLCA-4, quando simuladas em flexão simples e com o carregamento incremental de 0 até o valor máximo de 5 kN (valor este fixado para todas as peças e inferior aos correspondentes para o ELS) mostraram o comportamento linearizado para os resultados de tensões normais máximas nas bordas (Figura 6).

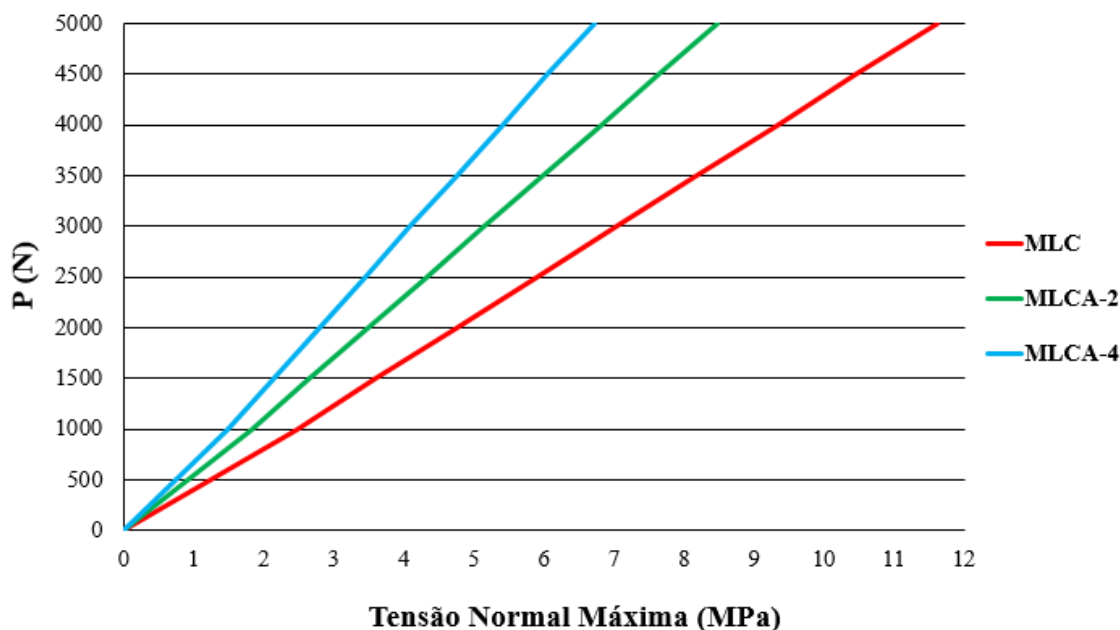


Figura 6: Carregamento incremental versus Tensão normal máxima (bordas da seção transversal posicionada na região central das vigas)

As reduções das tensões nas bordas, como mostrado na Figura 6, em relação a peça sem reforço (MLC), foram em média de 26,6 % e 41,5% para as taxas de armadura de 2% e 4%, respectivamente. Essas reduções se devem ao maior módulo de elasticidade do aço em relação a madeira.

Ao nível da posição do centro de gravidade das barras de aço, as tensões na seção transversal discretizada (Figura 7) mostram para uma mesma intensidade de carga, a redução da tensão solicitante nos elementos que representam a madeira. Para um carregamento de 5 kN essas tensões, por exemplo, na região comprimida (região indicada na Figura 7) resultaram iguais à 7,5 MPa (MLC), 5,5 MPa (MLCA-2) e 4,5 MPa (MLCA-4) e, por outro lado, as correspondentes tensões nas barras resultaram iguais à 88,7 MPa e 69,8 MPa. Esse comportamento de distribuição de tensões com valores bem distintos para a madeira e o aço ainda que posicionados numa mesma altura em relação a linha neutra (portanto, com uma mesma deformação específica) se deve a alta razão modular para esses materiais.

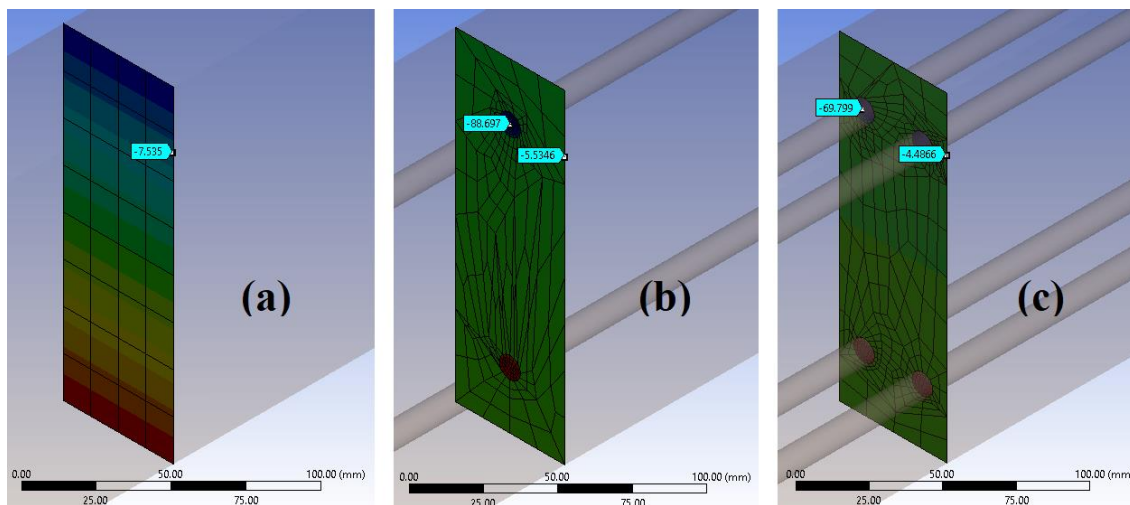


Figura 7: Tensões normais na MLC e no aço em uma mesma posição em relação a linha neutra das peças para um carregamento  $P=5\text{ kN}$ , (a) MLC, (b) MLCA-2 e (c) MLCA-4

No que concerne à análise das tensões nas peças MLC, MLCA-2 e MLCA-4, evidenciou-se que ao dobrar a taxa de armadura, passando-se de 2% para 4%, tensão normal na madeira não foi reduzida pela metade. Em relação a peça de MLC, a redução da tensão normal para o carregamento de 5 kN, para a taxa de 2% foi de 3,13 MPa, enquanto para a taxa de 4% foi de 4,90 MPa. Esses resultados mostram a importância de estudos futuros com propostas metodológicas para a taxa de armadura, assim como a disposição das barras na seção transversal, de forma a se obter a maior eficiência no uso do reforço metálico.

#### 4. CONCLUSÕES

A simulação pelo método dos elementos finitos de vigas de madeira laminada colada armada com diferentes taxas de armadura possibilitou concluir que:

- A maior taxa de armadura proporcionou uma maior aproximação dos valores das tensões obtidas com a modelagem computacional, em relação aos resultados experimentais, corroborando com o fato de que a presença da armadura (material mais homogêneo que a madeira) torna o comportamento estrutural mais previsível.
- A associação de barras de aço internamente em vigas de madeira laminada colada, que reduz as tensões normais nas partes da madeira, evidencia sob aspectos dos Estados Limites Últimos, uma maior capacidade de carregamento dessas peças reforçadas.
- Os efeitos de reduções das tensões normais em vigas de madeira laminada colada, reforçada com barras de aço, não seguem uma proporção linear com o aumento da taxa de armadura.

Com esses resultados são sugeridos novos estudos de otimização quanto ao posicionamento dos reforços, bem como da taxa de armadura para madeira laminada colada armada.



## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Ao apoio obtido da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP (proc. 2017/18076-4).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for testing and materials (2014). Standard test methods of static tests of lumber in structural sizes. ASTM. D198-14. Conshohocken.

ANSYS. Academic Research Mechanical - Release 19.1. ANSYS, Inc.

Associação brasileira de normas técnicas (1997). Projeto de estruturas de madeira. NBR 7190-97. Rio de Janeiro.

Buligon, E.A. et al. (2013). Propriedades físico-mecânicas de painéis de lâminas paralelas reforçadas com PRFV. *Ciência Florestal*, Santa Maria, v. 25, n. 3, p.731-741.

D'Ambrisi, A. et al. (2013). Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCM materials and masonry. *Composites Part B: Engineering* v. 46, p.15-20.

De Vecchi, A. et al. (2008). Reinforced Glulam: An Innovative Building Technology. *Int. Journal for Housing Science*, Miami, v. 32, n. 3, p.207-211.

Fiorelli, J. and Dias, A.A. (2005). Fiberglass-reinforced Glulam Beams: Mechanical Properties and Theoretical Model. **Materials Research**, São Paulo, v. 9, n. 3, p.263-269.

Ghazijahani, T.G. et al. (2017). Composite Timber Beams Strengthened by Steel and CFRP. **Journal of Composites for Construction**, v. 21, n. 1, p.1-11.

Luca, V. and Marano, C. (2012). Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars. *Construction and Building Materials*, v. 30, n. 1, p.206-217.

Mascia, N.T.; Mayer, R.M. and Moraes, R.W. (2014). Analysis of Wood Laminated Beams Reinforced with Sisal Fibres, *Key Engineering Materials*, v. 600, p. 97-104.

Mascia, N.T. et al. (2018). Numerical analysis of glued laminated timber beams reinforced by Vectran fibers. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 18, n. 3, p. 359-373.

Miotto, J.L. and Dias, A.A. (2012). Evaluation of perforated steel plates as connection in glulam-concrete composite structures. **Construction and Building Materials**, v. 28, n. 1, p.216-223.

Negrão, J. H. (2012). Prestressing systems for timber beams. Conference. World conference on timber engineering, Auckland, July.

Pellis, B.P. (2015). Método da seção homogeneizada aplicada a vigas de madeira laminada colada armada. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP.



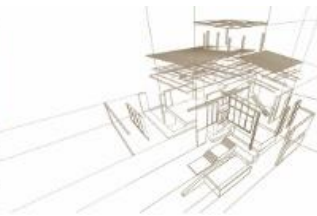
Raftery, G.M.; Harte, A.M. (2011). Low-grade glued laminated timber reinforced with FRP plate. *Composites Part B: Engineering*, v. 42, n. 4, p.724-735.

Soriano, J.; Pellis, B.P. and Mascia, N.T. (2016). Mechanical performance of glued-laminated timber beams symmetrically reinforced with steel bars. ***Composite Structures***, v. 150, p.200-207.

Tienne, D. L. C. et al. (2011). Qualidade de adesão de juntas de madeira de pinus coladas em condições simuladas de serviço interna e externa. *Floresta e Ambiente*, Rio de Janeiro, v. 18, n.1, p.16-29.

Uzel, M. et al. (2018). Experimental investigation of flexural behavior of glulam beams reinforced with different bonding surface materials. ***Construction and Building Materials***, v. 158, p.149-163.

Zhang, J. et al. (2015). Research on residual bending capacities of used wood members based on the correlation between non-destructive testing results and the mechanical properties of wood. ***Journal Of Zhejiang University-science A***. Zhejiang, v.16, n.7, p. 541-550.



## ¿QUÉ CONEXIONES SON MAS INFLUYENTES EN LOS DESPLAZAMIENTOS SISMICOS DE EDIFICIOS DE MADERA?

### WHAT ARE THE MOST INFLUENTIAL CONNECTIONS IN THE SEISMIC DISPLACEMENTS OF TIMBER BUILDINGS?

Alan Jara-Cisterna<sup>1\*</sup>, Alexander Opazo-Vega<sup>1</sup>, Franco Benedetti<sup>1</sup>

<sup>(1)</sup> Mg. Ing. Civil. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad del Bío-Bío. Concepción. Chile.

\* Contacto: afjara@ubiobio.cl

#### Resumen

En los edificios de entramado liviano en madera es común que el diseño estructural quede controlado por sus desplazamientos laterales sísmicos. Esto se debe a que las normativas actuales persiguen el diseño de edificios sísmicamente resilientes con poco daño estructural y no estructural. Una de las formas de lograr estos desempeños es dotar a los edificios de una densidad y distribución adecuada de muros de corte. Sin embargo, esta tarea no es fácil ya que estos muros tienen una serie de conexiones que se deben diseñar para evitar la activación de sus diferentes fuentes de flexibilidad lateral. El presente trabajo tiene por objetivo determinar que conexiones de los muros de corte son más influyentes en los desplazamientos laterales de edificios de entramado liviano en madera. Para lograr esto se realizan una serie de análisis sísmicos estáticos equivalentes a modelos pseudo-3D de edificios de interés social, de 3, 4 y 5 pisos. En los modelos se consideran como variables claves la rigidez de la unión clavada madera-revestimiento, la rigidez de los conectores anti-levantamiento y la rigidez de los conectores anti-deslizamiento, las cuales se calibran experimentalmente. Para el análisis de los resultados se utilizan técnicas de sensibilidad global. Los resultados indican que en la mayoría de los casos las variables más influyentes son las rigideces de los anclajes anti-levantamiento y de las uniones clavadas tablero-madera en los primeros pisos. Finalmente, se recomiendan rangos de valores de estas rigideces, que cumplen con los límites normativos y promueven la edificación en madera.

*Palabras-clave: análisis de sensibilidad global, muros de corte, uniones clavadas.*

#### Abstract

In lightweight timber buildings, it is typical for the structural design to be controlled by its lateral seismic displacements. This is because current regulations pursue the design of seismically resilient buildings with little structural and non-structural damage. One of the ways to achieve these performances is to provide the buildings with an adequate density and distribution of shear walls. However, this task is not easy since these walls have a series of connections that must be designed to avoid the activation of their different sources of lateral flexibility. The objective of this work is to determine which connections of the shear walls are most influential in the lateral displacements of light-frame timber buildings. To achieve this, a series of static-equivalent seismic analyzes to pseudo-3D models of buildings of social interest, of 3, 4 and 5 floors, are carried out. In the models, the stiffness of the timber-sheathing joint, the stiffness of the anti-lift connectors and the stiffness of the anti-slip connectors, which are calibrated experimentally, are considered as critical variables. For the analysis of the results, global sensitivity techniques are used. The results indicate that in most of the cases, the most critical variables are the stiffness of the anti-lift anchors and the joints nailed board-wood on the first floors. Finally, the ranges of values of this stiffness are recommended, which comply with the normative limits and promote timber construction.

*Keywords: global sensitivity analysis, timber shear walls, nailed connections.*





## 1. INTRODUCCIÓN

En Chile existe un creciente interés en promover el desarrollo de construcciones sustentables. En esta línea, la construcción en madera toma un lugar de avanzada, con amplias ventajas comparativas respecto de los materiales tradicionales (Bejo 2017; Filiatrault y Folz 2002; Kirkham et al. 2014). Sin embargo, el uso de la madera en Chile está principalmente asociada a viviendas de dos pisos y no a edificios de mediana altura. Existen una serie de brechas y limitaciones a su masificación, tales como la falta de estándares de fabricación, código de diseño, entre otros (Santa María et al. 2016).

La alta sismicidad presente en Chile es otra de las causas que va en detrimento de la construcción en madera a mediana altura. Las normativas nacionales de diseño sísmico de edificios tratan de controlar los daños causados por terremotos a través de la limitación de los desplazamientos laterales en estructuras (NCh. 433 2009). Estos límites exigen que los desplazamientos relativos de entrepiso, medidos en el centro de masa, no deben superar el 0.2% de la altura de entrepiso (drift). Aunque esta restricción es razonable para estructuras rígidas de hormigón armado, es cuestionable para estructuras de madera, que son más flexibles por su naturaleza. Este hecho se confirma al observar que otras normativas sísmicas prestigiosas, como la norteamericana, permiten valores de drifts de hasta 0.5% en edificios de madera (ASCE 7 2016). Esta situación demuestra que el cálculo del nivel de drift en estos edificios en Chile es un aspecto crucial, pues generalmente controla el diseño.

El cálculo de drift en estructuras de madera, está asociado a diferentes fuentes de flexibilidad (Källsner and Girhammar 2009; International Building Code 2015; Rossi et al. 2016; Cassagrande et al. 2016; Malesza 2017), donde los elementos estructurales que tienen mayor relevancia son los muros de corte (sistema de entramado liviano). Estos muros están compuestos por un bastidor de madera, una placa de revestimiento que impide la desangulación, conectores tipo clavo que unen el revestimiento con el bastidor de madera y anclajes que evitan el deslizamiento y el levantamiento del muro. Algunos autores (Florença et al. 2017), indican la importancia de escoger adecuadamente una metodología para el cálculo de desplazamientos de un muro de corte de madera, ya que se pueden incurrir en errores de hasta un 50%. Sin embargo, en sus investigaciones generalmente muestran aplicaciones en problemas bi dimensionales, sin detallar la extensión a situaciones más realistas con edificios que poseen distribuciones tridimensionales de muros.

El objetivo de esta investigación es, en una primera etapa, desarrollar modelos seudo tridimensionales de edificios de mediana altura en madera de 3, 4 y 5 pisos, que permitan estimar sus niveles de desplazamientos laterales sísmicos, de una manera compatible con los materiales y sistemas constructivos utilizados en Chile (entramado liviano). Luego, con la aplicación de esta herramienta, en conjunto con técnicas de análisis de sensibilidad global, se pretende identificar las variables que más influyen en estos desplazamientos sísmicos, y proponer rangos de estas variables que permitan cumplir con los límites normativos.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1. Propuesta de metodología para evaluar un edificio de madera con modelo seudo-3D

Los autores Cassagrande et al. (2016) y Rossi et al. (2016) establecen que la rigidez horizontal de un muro de corte de madera bajo el sistema plataforma está dada por 4 componentes relevantes: la rigidez al corte de las placas de revestimiento, la rigidez al corte de la unión clavada entre el revestimiento y el bastidor de madera, la rigidez lateral de los conectores anti



deslizamiento (angle bracket) y la rigidez vertical de los conectores anti deslizamiento (hold down). En la Fig. 1 y Ec.(1) se muestra un esquema típico y la expresión algebraica de lo indicado anteriormente.

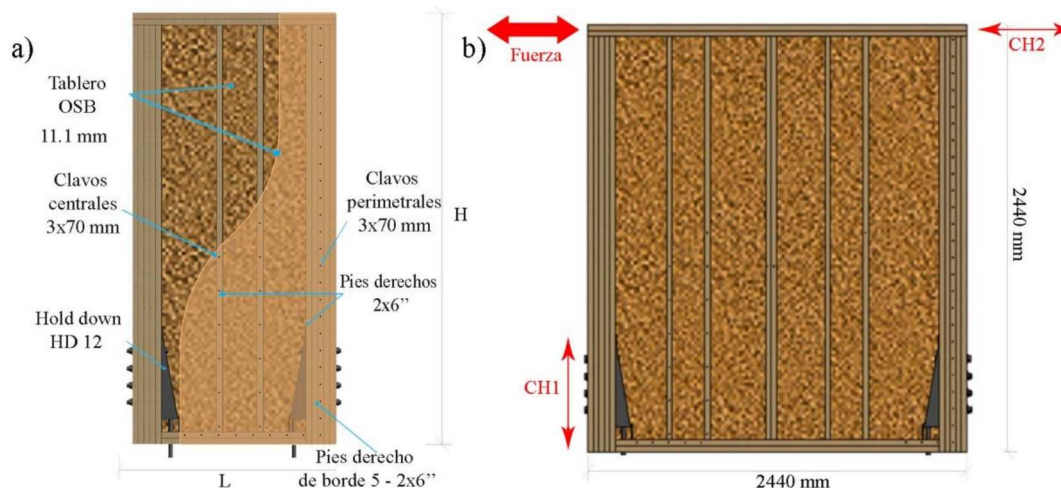


Figura 1: Esquema típico de muro de corte de madera: a) Razón de aspecto 2, b) Razón de aspecto 1.

$$K = \left( \frac{h}{G_p \cdot n_{bs} \cdot t_p \cdot l} + \frac{S_c \cdot \lambda}{k_c \cdot n_{bs} \cdot l} + \frac{i_a}{k_a \cdot l} + \frac{h^2}{k_h \cdot (\tau \cdot l)^2} \right)^{-1} \quad (1)$$

Donde, K: Rigidez lateral total de un muro de corte (N/mm),  $G_p$ : Módulo de corte placa de revestimiento (N/mm<sup>2</sup>),  $n_{bs}$ : Cantidad de placas de revestimiento (interior-exterior),  $k_c$ : Rigidez lateral de clavos que conectan placa de revestimiento y madera (N/mm),  $t_p$ : Espesor de la placa de revestimiento (mm),  $h$ : Altura del muro de corte (mm),  $S_c$ : Espaciamiento entre clavos (mm),  $i_a$ : Espaciamiento entre angle brackets (mm),  $k_a$ : Rigidez lateral individual de angle brackets (N/mm),  $k_h$ : Rigidez vertical individual de hold down (N/mm),  $\lambda$ : Parámetro relacionado con la forma del panel,  $l$ : Largo del muro de corte (mm),  $\tau$ : Es un parámetro que considera la distancia entre anclajes Hold Down.

En la Ec.(1) el término asociado a la rigidez vertical del conector hold down  $k_h$ , puede tomar 2 valores dependiendo del nivel de carga vertical y horizontal sobre el muro. Si el muro tiene poca carga vertical se levantará en un extremo frente a la presencia de carga horizontal. En este caso la rigidez  $k_h$  trabaja en tracción, y se puede determinar experimentalmente o por catálogos técnicos del fabricante. Por otra parte, si el muro tiene altos niveles de carga vertical, es menos probable que se levante en uno de sus extremos, por lo que  $k_h$  se debe ajustar a un valor muy alto, que simule la ausencia de levantamiento.

Con ayuda de la Ec(1), es posible estimar la rigidez de una distribución tridimensional de muros a través de un análisis pseudo-tridimensional (Guendelman 2014). Si se asume que sobre el envidado de piso existen revestimientos estructurales y losetas de hormigón liviano, es posible utilizar el supuesto de diafragma rígido. De esta forma, las rigideces de cada muro se llevan 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 la Fig. 2, Ec.(2) y Ec.(3).

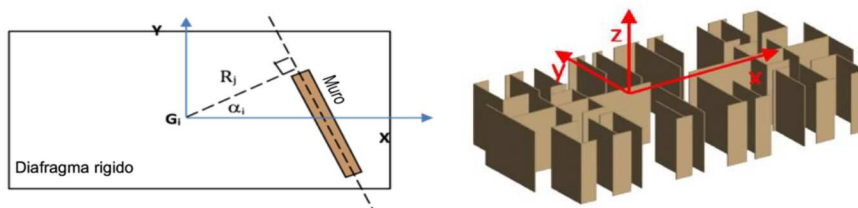


Figura 2: Modelo Pseudo-tridimensional

$$[\beta^j]_{(nx3n)} = [-\sin \alpha_j \cdot [I] \ ; \ \cos \alpha_j \cdot [I] \ ; \ [R_j]] \quad 2)$$

$$K_c = \sum_{j=1}^m [\beta^j]^T \cdot [K^j] \cdot [\beta^j] \quad 3)$$

Donde,  $K_c$ : Matriz de rigidez lateral del edificio en coordenadas de piso (N/mm),  $\beta$ : Matriz de transformación de coordenadas locales a coordenadas globales,  $\alpha$  (grados),  $R$  (mm): Coordenadas polares de la traza del elemento resistente.

La determinación de las fuerzas sísmicas y momentos torsores son procesos iterativos, debido a que el periodo de la estructura también varia, dependiendo de cuantos muros tengan levantamiento o no en sus conectores hold down. Una primera iteración es necesaria para estimar el periodo estructural, una segunda iteración se requiere para conocer en qué muros se produce levantamiento y una tercera iteración permite determinar en qué borde del muro se está produciendo el levantamiento. En la Figura 3, se muestra la metodología ampliada propuesta.

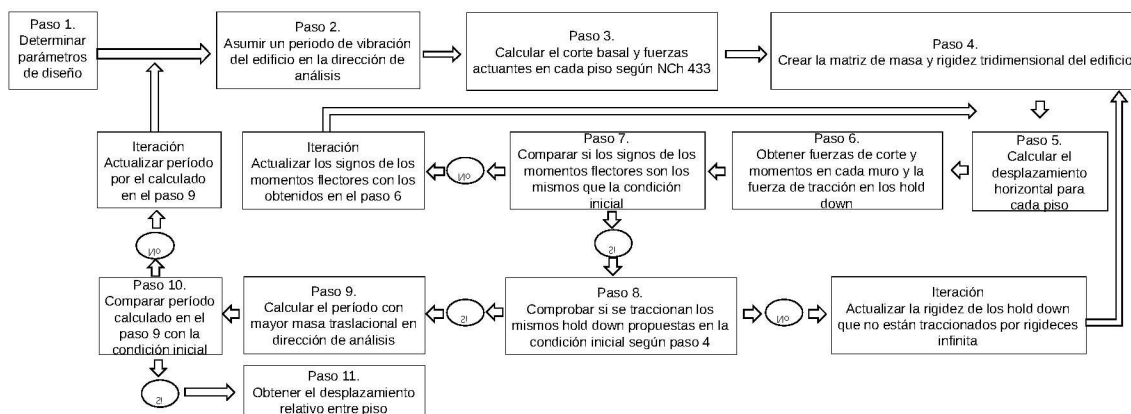


Figura 3: Diagrama de flujo metodología ampliada

## 2.2. Selección de variables para el análisis de sensibilidad de los desplazamientos sísmicos

Las variables que influyen en los desplazamientos laterales de los edificios de mediana altura en madera se pueden agrupar en tres categorías, según lo que se muestra en la Tabla 1.

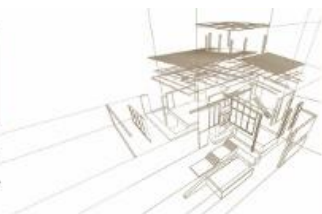


Tabla 1: Variables que influyen en los desplazamientos laterales de edificios de madera.

Categorías		Variables típicas de análisis
1	Demanda sísmica	Zona sísmica, Tipo de suelo
2	Aspectos constructivos generales	Forma y dimensiones de la planta, Numero de pisos, Densidad y distribución de muros en planta, Flexibilidad del diafragma de piso, Dirección del envigado de piso
3	Aspectos constructivos específicos en muros de corte	Número y espesor placas revestimiento, Modulo de corte de placa revestimiento, Bastidor de madera, Tipo de clavo conector revestimiento-madera, Espaciamiento entre clavos, Rigidez lateral conector revestimiento-madera, Rigidez vertical conectores anti levantamiento, Rigidez lateral conectores anti deslizamiento, Espaciamiento conectores anti-deslizamiento

Intentar considerar todas las posibles combinaciones de niveles de las variables mostradas en la Tabla 1 es poco práctico, por lo que se debe acotar el problema. Desde el punto de vista de la demanda sísmica, se asume un emplazamiento en la zona con mayor peligrosidad (zona 3), en un suelo de calidad promedio (suelo C, del tipo denso o firme).

Con respecto a los aspectos constructivos generales del edificio, se asume una configuración arquitectónica representativa del sector inmobiliario chileno para edificios de interés social, con cuatro departamentos por planta, en 3, 4 y 5 pisos. El edificio tiene dimensiones de 12(m) en la dirección transversal, 24(m) en la dirección longitudinal y altura de entrepiso de 2.4(m). El envigado de piso se consideró orientado de forma paralela a la dirección corta de la planta del edificio, de manera de proveer de mayor carga vertical, y, por ende, mayor rigidez lateral a la dirección del edificio con menos densidad de muros. Sobre el envigado se consideró un revestimiento con placas de terciado estructural y una loseta de hormigón liviano, para incluir el supuesto de diafragma rígido. En la Fig.4 se muestra la vista en planta y la fachada del edificio de 5 pisos.

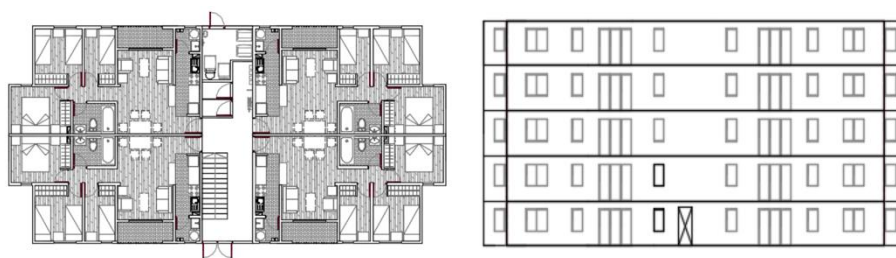


Figura 4: Vista en planta y fachada de la configuración arquitectónica tipo de 5 pisos

Los componentes de los muros de corte son los que tienen mayor libertad de especificación desde el punto de la ingeniería estructural y a menudo van variando en cada piso. Algunas variables quedan definidas por la práctica usual constructiva y se asumen constantes en el análisis, tales como: placas de revestimiento con tableros OSB (ancho 1220mm, alto 2440mm, espesor 11.1mm), colocados a ambos lados de los muros de corte; bastidores de madera con soleras y pie derechos de 41mmx138mm de pino radiata de grado estructural MGP10 y 12% de contenido de humedad; y clavos helicoidales de 3x70mm para la conexión revestimiento-madera (Ver Fig. 1). Para la rigidez lateral de conectores anti deslizamiento se siguieron las recomendaciones indicadas en la normativa NCh 1198 (2014) para escuadras metálicas típicas unidas con clavos a soleras de madera ( $k_a=3000\text{N/mm}$ ).



Otras variables de los muros se estiman en base a ensayos experimentales y/o catálogos técnicos de fabricantes, tales como: rigidez lateral de conexión clavada revestimiento-madera, módulo de corte OSB y rigidez vertical de conectores anti-levantamiento. Para el análisis del comportamiento de la conexión clavada revestimiento-madera, se realizaron 20 ensayos cíclicos a las uniones, en el Centro de Investigación en Tecnologías de la Construcción (CITEC) de la Universidad del Bío-Bío. Para ello, se trabajó con dos espesores de OSB de 9.5 y 11.1 mm. La madera utilizada fue Pino Radiata de calidad estructural MGP10. Para la unión placa de revestimiento-madera se utilizaron clavos helicoidales de 3 mm de diámetro y 70 mm de longitud. Se realizaron 10 ensayos paralelos a la fibra de madera y 10 ensayos perpendiculares a la fibra. Para la ejecución de los ensayos cíclicos se utilizó el protocolo de carga CUREE simplificado (Krawinkler et al. 1999).

Por otra parte, para la determinación del módulo de corte de las placas OSB, se ensayaron 20 paneles de 11.1 mm de espesor, de las mismas características que los utilizados en los ensayos a conexiones, de acuerdo con la norma ASTM D1037 (2012).

Desde el punto de vista de la rigidez vertical de los conectores anti-levantamiento (hold down), se realizaron ensayos a muros de corte a escala real sometidos a cargas laterales cíclicas (sin carga axial). Se ejecutaron 4 ensayos en total, dos con una razón de aspecto H/L = 1 y dos para una razón de aspecto H/L = 2, de manera de considerar el efecto de la geometría de los muros en la rigidez de los hold down. Los muros de corte se construyeron con pies derechos y soleras de madera MGP10, revestidos por ambas caras con placas de OSB de 11.1 mm. Se registró el desplazamiento lateral (CH1) y el desplazamiento vertical del muro de corte (CH2). Con este último desplazamiento se procedió a caracterizar el comportamiento del anclaje anti levantamiento hold down utilizado (modelo HD12, marca Simpson Strong Tie). La forma en que se realizaron estos ensayos se muestra en la Fig. 1.

Entre todas las variables antes mencionadas de los muros de corte, existen 3 que tienen mayor relevancia desde el punto de vista del diseñador, requieren mayor experiencia, y su elección puede condicionar fuertemente el nivel de desplazamientos laterales en los edificios de madera. Estas son: el espaciamiento entre clavos en la unión revestimiento-madera ( $S_c$ ), la rigidez vertical de los conectores anti levantamiento ( $k_h$ ) y el espaciamiento entre los conectores anti deslizamiento ( $i_a$ ). Ya que estas 3 variables pueden tomar valores distintos en cada uno de los pisos, se generan en total 9, 12 y 15 variables a sensibilizar para 3, 4 y 5 pisos, respectivamente.

### 2.3. Selección de técnicas para el análisis de sensibilidad global de los desplazamientos sísmicos

Se utilizó el método de análisis de sensibilidad regional (RSA), para detectar qué parámetros del modelo tienen mayor influencia en los desplazamientos sísmicos y qué rangos de valores de estos parámetros se ajustan de mejor manera a los límites normativos

El método RSA realiza el muestro de variables de entrada modificándolas todas a la vez. Es un método especialmente adecuado para mapear valores de los parámetros de entrada que generan modelos con un buen comportamiento (B) y con un mal comportamiento (NB). Un indicador de sensibilidad útil para este método es la máxima diferencia vertical entre las funciones de distribución de probabilidades acumuladas empíricas de los modelos B y NB, lo que permitirá determinar las variables más influyentes. En la Ec. 6 se muestra la expresión matemática de este indicador, para un parámetro de entrada " $X_i$ ".

$$S_{i\_RSA} = \max_{X_i} |F_{X_i/y_b}(X_i/y \in Y_b) - F_{X_i/y_{nb}}(X_i/y \in Y_{nb})| \quad (6)$$



Donde,  $F_{Xi/yb}$  y  $F_{Xi/ymb}$  son las funciones de distribución acumulada empírica (CDF), cuando se consideran parámetros de entrada asociados a salidas del modelo en las categorías B y NB, respectivamente.

Se realizaron 9000, 12000 y 15000 simulaciones con este método para 3, 4 y 5 pisos, respectivamente, que están dentro de los rangos propuestos por Pianosi et al. (2012). La obtención de rangos de variables que tienen mayor influencia en los modelos B y NB, se logra a través de la comparación entre las pendientes de las CDF (Pianosi et al. 2016). Por ejemplo, los modelos B se van a concentrar con mayor fuerza en aquellos rangos de valores donde la pendiente de su CDF sea mayor a la de modelos NB. Para definir a los modelos B se utilizó el límite normativo sísmico de DRIFT < 0.2%, por lo tanto, los modelos NB se generaron cuando se superaba ese umbral.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSION

#### 3.1. Variables de muros de corte obtenidos experimentalmente

Tal como se indicó en la sección 2.2, tres parámetros necesarios para modelar la rigidez de los muros de corte fueron obtenidos mediante ensayos experimentales:  $k_c$ ,  $G_p$  y  $k_h$ .

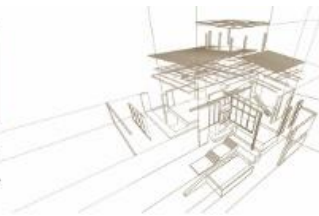
La rigidez elástica de las uniones clavadas  $k_c$  se determinó a partir de ensayos cíclicos, mediante una rigidez secante entre un 10% y 40% de la carga máxima. Los resultados para un total de 20 ensayos mostraron valores promedios de 1034.50 (N/mm), con desviaciones estándar de 319.50 (N/mm) y coeficientes de variación de 31%. Estos valores y sus coeficientes de variación son similares a los obtenidos por otros autores para este tipo de aplicaciones (Gavric et al. 2015).

Los resultados obtenidos para los módulos de corte de los paneles OSB producidos en Chile  $G_p$  indicaron valores promedios 1241 (N/mm<sup>2</sup>), con desviaciones estándar de 150 (N/mm<sup>2</sup>) y coeficientes de variación de 13%. Los valores de módulo corte son similares a los entregados por referencia normativa SDPWS (Special Design Provisions for Wind and Seismic with Commentary 2005), con solo un 5% de diferencia.

Por otra parte, la rigidez vertical de los conectores anti-levantamiento se estimó con ensayos cíclicos esquematizados en la Fig. 1. Al evaluar los desplazamientos verticales asociados al canal 1 (CH1), junto con la fuerza a tracción a nivel del anclaje hold-down, es posible determinar el comportamiento de este conector cuando se producen levantamientos. Los resultados indican que esta rigidez es similar para las dos razones de aspecto, obteniéndose un valor de 11277 N/mm para el modelo de conector HD12. Esta rigidez a tracción es bastante similar a los valores entregados por el catálogo del fabricante, con apenas un 3% de diferencia (Wood Construction Connectors Catalog 2017).

#### 3.2 Comparación de fórmula de rigidez lateral teórica de un muro con ensayos experimentales

Para validar la fórmula teórica de rigidez lateral de un muro de corte de madera (Ec.(1)), se realizó una comparación con los datos experimentales obtenidos en ensayos a muros de corte con carga cíclica a escala real, tal como se mostraron en la Fig.1. Los ensayos incluían 8 muros: 2 muros con H/L = 2 y sin carga axial, 2 muros con H/L = 1 y sin carga axial, 2 muros con H/L = 2 y con carga axial, 2 muros con H/L = 1 y con carga axial. En los casos con carga axial, se utilizaron cargas verticales de 75 kN/m, para simular el efecto de 5 pisos sobre este muro. En la Fig.5 se muestran algunos de los resultados típicos encontrados en los ensayos experimentales. Para realizar la comparación se evaluaron los desplazamientos laterales a una carga equivalente del 40 % de la carga máxima, donde el comportamiento del muro aún se encuentra en el rango lineal. Los resultados obtenidos de la validación del método se muestran en la Tabla 2.



De acuerdo con los resultados de la Tabla 2, el mayor porcentaje de error del modelo teórico es de +26%. Este caso corresponde a una situación poco común y que aporta muy poca rigidez en un edificio: un muro esbelto con razón de aspecto alta y sin carga axial. Por otra parte, para muros típicos en edificios (razón de aspecto 1 y con carga axial) se obtuvieron porcentajes de error menores, cercanos a un 18%. De esta forma se observa que el modelo es aceptable, entregando desplazamientos laterales mayores a los experimentales, con un rango de error adecuado para este tipo de problemas en ingeniería, siempre por el lado conservador.

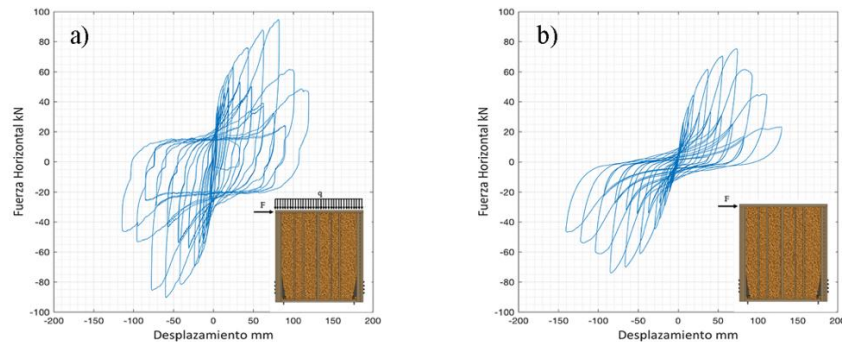


Figura 5: Curva de histéresis Fuerza-Desplazamiento lateral para ensayos cíclicos de muros de corte con relación de aspecto 1: a) Con carga axial, b) Sin carga axial

Tabla 2: Comparación de resultados teóricos y experimentales

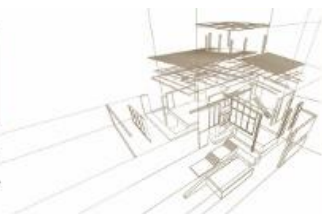
Razon de aspecto H/L	Desplazamientos laterales (mm) para 40% Fmax				Porcentaje de error de formula teorica	
	Sin carga axial		Con carga axial		Sin carga axial	Con carga axial
	experimental	teórico	experimental	teorico		
2	17.30	21.80	5.60	6.10	+26%	+9%
1	9.60	9.30	5.50	6.50	-3%	+18%

### 3.3 Resultados de análisis de sensibilidad global de los desplazamientos sísmicos de edificios

De acuerdo con lo indicado en la sección 2.2, se escogieron 3 variables para el análisis de sensibilidad de los drift en el edificio de estudio, que podían variar, en 3, 4 y 5 pisos. Para estas variables se asumieron rangos continuos de sus valores tal como se indica a continuación:  $S_{c1}$  a  $S_{c5}$  entre 50 y 200 (mm),  $k_{h1}$  a  $k_{h5}$  entre 2400 y 24000 (N/mm), e  $i_{a1}$  a  $i_{a5}$  entre 150 y 600(mm), para  $j = 3,4,5$ . Estos valores se escogieron en base a rangos constructivos prácticos y catálogos de fabricantes.

Los resultados del análisis de sensibilidad muestran que para 3 y 4 pisos las variables más influyentes son los espaciamientos entre clavos en la unión OSB-madera para los 2 primeros pisos ( $S_{c1}$  y  $S_{s2}$ ), los espaciamientos entre los conectores antideslizamiento y la rigidez de los conectores anti-levantamiento en el primer piso ( $i_{a1}$  y  $k_{h1}$ ). Por otro lado, en la dirección transversal Y, las variables mas influyentes en los drift máximos son los espaciamientos entre clavos en la unión OSB-madera, la rigidez de conectores anti-levantamiento y espaciamiento entre los conectores antideslizamiento en el primer piso ( $S_{c1}$ ,  $k_{h1}$ ,  $i_{a1}$ ).

Los resultados del análisis de sensibilidad muestran que para la dirección longitudinal X, las variables más influyentes para 5 pisos en los drift máximos son los espaciamientos entre clavos en la unión OSB-madera para los 4 primeros pisos ( $S_{c1}$  a  $S_{s4}$ ), y los espaciamientos entre los



conectores antideslizamiento en los 2 primeros pisos ( $i_{a1}$  y  $i_{a2}$ ). Por otro lado, en la dirección transversal Y, las variables más influyentes en los drifts máximos son las rigideces de los conectores anti-levantamiento en los 2 primeros pisos ( $k_{h1}$  a  $k_{h2}$ ) y los espaciamientos entre clavos ( $S_{c1}$  a  $S_{c2}$ ). Estos resultados son lógicos pues el edificio en la dirección X es más alargado, y los muros paralelos a esa dirección tienen mayor carga vertical por la disposición del envigado. De esta forma, los muros se deforman principalmente por corte, con levantamientos poco relevantes.

Los conectores anti-levantamiento tienden tener mayor importancia en la dirección Y, pues el edificio es más corto en esa orientación y los muros en esa dirección poseen muy poca carga axial. En la Fig.6 se muestran los resultados del análisis de sensibilidad con el método RSA, para la variable más influyente en la dirección longitudinal X, para edificios de 3,4 y 5 pisos.

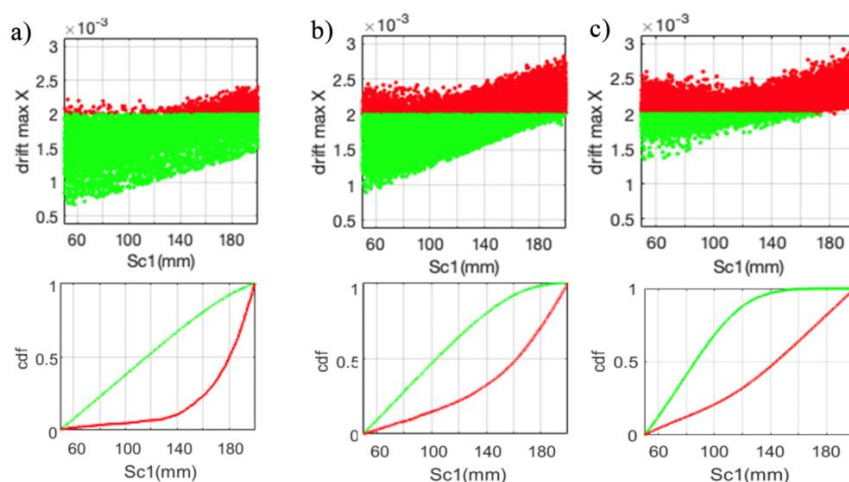


Figura 6: Resultados de mapeo de variables influyentes con método RSA para drift máximo en dirección transversal Y en: a) 3 pisos, b) 4 pisos, c) 5 pisos

En la Figura 6 se pueden distinguir algunos gráficos de dispersión de las variables más influyentes en los drifts de las direcciones X, como sus respectivas curvas CDF, para los modelos “bien comportados” (verdes) y “mal comportados” (rojos). Revisando las zonas en que las pendientes de las curvas CDF de los modelos “bien comportados” son mayores a las pendientes de los “mal comportados”, se pueden proponer los rangos de valores de las variables influyentes que generan drifts menores a 0.002. En la Tabla 3 se muestran los resultados antes mencionados.

Tabla 3: Propuesta de rangos de valores de variables influyentes para obtener modelos B

Nro. Pisos	Valor	Dirección X			Dirección Y		
		Sc1(mm)	kh1(N/mm)	Ia1(mm)	Sc1(mm)	kh1(mm)	Ia1(mm)
3		Sc1(mm)	kh1(N/mm)	Ia1(mm)	Las combinaciones posibles logran 100% de cumplimiento		
	Mínimo	50	10000	200			
	Maximo	120	24000	400			
4		Sc1(mm)	kh1(N/mm)	Ia1(mm)	Sc1(mm)	kh1(mm)	Ia1(mm)
	Mínimo	50	10000	200	100	7000	200
	Maximo	120	24000	400	180	24000	400
5		Sc1(mm)	Sc2(mm)	Sc3(mm)	Kh1(N/mm)	Sc1(mm)	Sc2(mm)
	Mínimo	50	50	50	10000	50	50





	Maximo	120	160	200	24000	140	160
--	--------	-----	-----	-----	-------	-----	-----

#### 4. CONCLUSIONES

Se lograron desarrollar con éxito una serie de modelos pseudo tridimensionales de edificios de cinco pisos en madera de interés social, que permitieron estimar sus niveles de desplazamientos laterales sísmicos. Estos modelos se calibraron experimentalmente en base a resultados de ensayos de muros de corte y conexiones utilizadas en Chile, con el sistema constructivo marco plataforma de entramado liviano. Los niveles de drift obtenidos en los centros de masa variaron entre [0.0005-0.0024],[0.0006-0.0027],[0.0008-0.0028] para 3, 4 y 5 pisos, respectivamente, para distintas combinaciones de los parámetros típicos de diseño.

Del análisis de sensibilidad global, se obtuvo que las variables más influyentes en el nivel de drift del edificio en su dirección larga “X” fueron principalmente los espaciamientos entre clavos de la unión OSB-madera y espaciamiento entre conectores anti deslizamiento. Por otra parte, en la dirección corta del edificio “Y”, las variables más influyentes fueron principalmente los conectores anti-levantamiento y los espaciamientos entre clavos de la unión OSB-madera. Estos resultados demuestran que, para ciertas configuraciones arquitectónicas, los drifts pueden quedar controlados por distintos fenómenos físicos en las dos direcciones ortogonales del edificio. Al disminuir la cantidad de pisos, éste fenómeno se ve disminuido, de tal forma que los drifts queden controlados por las mismas variables en ambas direcciones.

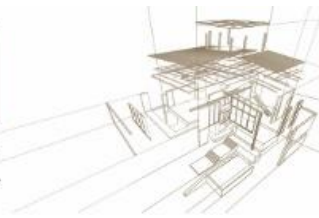
Finalmente, los resultados del análisis de sensibilidad con el método RSA mostraron que para lograr modelos “bien comportados”, con valores de drift menores a 0.0020, generalmente es fundamental especificar lo siguiente en los dos primeros pisos: limitar los desplazamientos entre clavos en la unión OSB-madera a menos de 120 mm, limitar los espaciamientos entre conectores antideslizamiento a menos de 300 mm; y utilizar conectores anti-levantamiento con rigidices a tracción mayores a 10000 N/mm.

#### AGRADECIMIENTOS

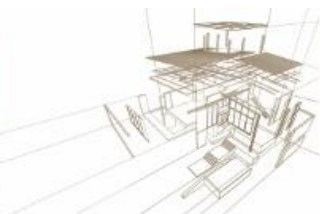
El equipo investigador agradece el financiamiento aportado por los siguientes proyectos al buen desarrollo de este trabajo: Proyecto DIUBB 182914 3/R: “Caracterización mecánica y numérica de conexiones clavadas tablero-madera en estructuras de marcos livianos de madera” (Dirección de Investigación de la Universidad del Bío-Bío); y Proyecto 16BPE-62260 “Evaluación y propuesta de modificación de normativa de diseño estructural para la construcción de una edificación de mediana altura en Chile con estructura en madera utilizando el sistema de marco y plataforma” (CORFO).

#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bejo, L. (2017). Operational vs. Embodied Energy: a Case for Wood Construction. *Drvna Industrija : Znanstveni Časopis Za Pitanja Drvne Tehnologije*. 68(2): 163–172
- Filiatrault, A.; Folz, B. (2002). Performance-Based Seismic Design of Wood Framed Buildings. *J. Struct. Eng.* 128: 39–47.
- Kirkham, W. j, Gupta, R.; Miller, T.H. (2014). State of the Art: Seismic Behavior of Wood-Frame Residential Structures. *J. Struct. Eng.* 140: 4013097.



- Santa María, H.; Almazán, J.L.; Montaña, J.; Caicedo, N. (2016). Towards timber mid-rise buildings in Chile: structural design challenge and regulation gaps. *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria.*
- Instituto Nacional de Normalización – INN. (2009) *Norma Chilena Oficial Nch433 of.1996 Mod.2009, “Diseño Sísmico de Edificios”*
- ASCE American Society of Civil Engineers (2017). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.*
- Källsner, B.; Girhammar, U. A. (2009). Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls—elastic model. *Materials and Structures*, 42(3): 301–320.
- International Code Council (ICC) (2015). *International Building Code, Chapter 23 - Wood*, U.S.A.
- Rossi, S.; Casagrande, D.; Tomasi, R.; Piazza, M. (2016). Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach. *Construction and Building Materials*. 102: 1154–1167.
- Casagrande, D.; Rossi, S.; Sartori, T.; Tomasi, R. (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: 1101–1112.
- Malesza, J. (2017). Effective Model for Analysis of Wood-Framed Timber Structures. *Archives of Civil Engineering*. 63(2): 99–112.
- Florența, I.; Țăranu, N.; Secu, A.; Roșu, A. R.; & Ungureanu, D. (2017). Analytical Procedures for Calculation of Horizontal Displacement of Timber Shear Walls. *Advanced Engineering Forum*. 21: 135–140.
- Guendelman, T (2014). *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras.*
- Instituto Nacional de Normalización – INN (2014). *Norma Chilena Oficial Nch1198: “Madera — Construcciones en madera — Cálculo”.*
- Krawinkler, H.; Francisco, P.; Ibarra, L.; Ayoub, A.; Medina, R. (1999). *Development of a testing protocol for woodframe structures (No. W-02), CUREE Publication.* Consotium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Richmond, CA.
- ASTM D1037-12 (2012). *Standard Test Methods for Evaluating Properties of Wood-Base Fiber and Particle Panel Materials*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Pianosi, F., Beven, K., Freer, J., Hall, J. W., Rougier, J., Stephenson, D. B., & Wagener, T. (2016). Sensitivity analysis of environmental models: A systematic review with practical workflow. *Environmental Modelling & Software* 79: 214-232.
- Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., ... & Tarantola, S. (2008). *Global sensitivity analysis: the primer.* John Wiley & Sons.
- Gavric I, Fragiacomano M, Ceccotti A. (2015). Cyclic behavior of typical screwed connections for cross-laminated (CLT) structures. *Eur J Wood Prod.* 73:179–191
- American Forest and Paper Association (2005). *Special Design Provisions for Wind and Seismic with Commentary (SDPWS)* edition. AF&PA, Washington, D.C
- Simpson Strong Tie (2017). *Wood Construction Connectors Catalog.*



## ESTIMACION DE PROPIEDADES ELASTICAS ORTOTROPICAS DE PANELES CLT CON TECNICAS NO DESTRUCTIVAS

### ESTIMATION OF THE ORTHOTROPIC ELASTIC PROPERTIES OF CLT PANELS BY NON-DESTRUCTIVE TECHNIQUES

Opazo-Vega, Alexander <sup>(1)\*</sup>; Torres, Diego <sup>(1)</sup>; Nuñez, Mario <sup>(1)</sup>; Oyarzo, Claudio <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad del Bío-Bío. Concepción. Chile

<sup>(2)</sup> Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Católica de la Santísima Concepción. Concepción.

\* Contacto: [aopazove@ubiobio.cl](mailto:aopazove@ubiobio.cl)

#### Resumen

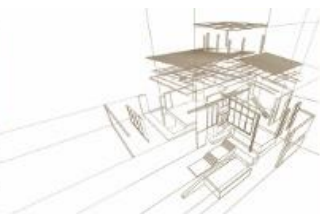
En Chile los paneles de madera contralaminada (CLT) están surgiendo como una alternativa para alcanzar las metas de construcción sustentable en un país con alta sismicidad. Sin embargo, el proceso actual de fabricación es incipiente y sensible a las variaciones de las dimensiones de la madera, tipos de adhesivos y técnicas de prensado. Por lo anterior es necesario contar con métodos que permitan estimar las propiedades elásticas de los paneles de forma rápida y no destructiva. El presente trabajo tiene por objetivo obtener las propiedades mecánicas ortotropicas elásticas de paneles CLT mediante la técnica de vibraciones transversales. Se ensayan 3 paneles CLT con dimensiones de 90 mm x 400 mm x 2400 mm, simplemente apoyados, instrumentadas con acelerómetros y excitados por medio de un martillo de impacto modal. Para la fabricación de los paneles se utilizan piezas de Pino Radiata y distintos tipos de adhesivos. Primero se estiman las propiedades dinámicas de los paneles a través de técnicas de análisis modal experimental. Posteriormente, las propiedades elásticas ortotropicas se estiman de manera indirecta, a través de una serie de modelos de elementos finitos que buscan minimizar las diferencias entre las propiedades dinámicas medidas experimentalmente con respecto a las modeladas numéricamente. Los resultados obtenidos indican un buen ajuste con las propiedades obtenidas en ensayos de flexión tradicionales, demostrando la validez de este método no destructivo. Además, los modos de vibrar experimentales logran detectar el efecto de algunas imperfecciones en los paneles, proyectándose su uso para la evaluación de calidad estructural en fábricas.

*Palabras-clave: madera masiva, análisis modal experimental, actualización de modelos.*

#### Abstract

In Chile, cross-laminated timber panels (CLT) are emerging as an alternative to achieve the goals of sustainable construction in a country with high seismicity. However, the current manufacturing process is incipient and sensitive to variations in the dimensions of the wood, types of adhesives, and pressing techniques. Therefore, it is necessary to have methods that allow estimating the elastic properties of panels quickly and non-destructively. The objective of this work is to obtain the orthotropic elastic mechanical properties of CLT panels using the transversal vibration technique. Three CLT panels are tested with dimensions of 90 mm x 400 mm x 2400 mm, simply-supported, instrumented with accelerometers and excited through a modal impact hammer. Radiata Pine boards and different types of adhesives are used to manufacture the panels. First, the dynamic properties of the panels are estimated through experimental modal analysis techniques. Later, the orthotropic elastic properties are estimated indirectly, through a series of finite element models that seek to minimize the differences between the experimentally measured dynamic properties to the numerically modeled ones. The results obtained indicate a good fit with the properties obtained in traditional bending tests, demonstrating the validity of this non-destructive method. Besides, the experimental vibration modes manage to detect the effect of some imperfections in the panels, projecting their use for the evaluation of structural quality in factories.

*Keywords: massive timber panels, experimental modal analysis, model updating.*



## 1. INTRODUCCIÓN

En Chile, los paneles de madera contralaminada (CLT) han estado generando un sostenido interés debido a sus ventajas comparativas para alcanzar las metas de construcción sustentable en un país con alta sismicidad. Las empresas que están empezando a fabricar estos paneles requieren evaluar la calidad estructural de sus productos para evitar problemas en la post-venta. Por lo tanto, es deseable generar técnicas de evaluación no destructivas, que se complementen de buena manera con los ensayos de flexión estática tradicionales.

En base a lo anterior, una serie de técnicas de evaluación no destructivas de paneles en base a madera, enfocadas en vibraciones, han emergido como una alternativa atractiva para investigaciones en laboratorio o en terreno (Steiger et al. 2012; Zhou et al. 2015; Giaccu et al. 2017; Guan et al. 2017; Zhou et al. 2017). Al combinar estas técnicas con actualizaciones de modelos de elementos finitos es posible estimar las propiedades elásticas de este tipo de paneles. Sin embargo, debido a la heterogeneidad de los paneles CLT (distribución de nudos, comportamiento ortotropico, calidades de adhesivos), es necesario ejecutar actualizaciones de modelos complementarias.

Una de las técnicas más adecuadas para realizar actualizaciones de modelos numéricos en materiales con alta incertidumbre es el Análisis de Sensibilidad Global (GSA) (Boscatto et al. 2015). En términos generales GSA investiga como la variabilidad de los factores de entrada de un modelo afectan en sus resultados. Las técnicas GSA consideran el espacio de variabilidad completo de los factores de entrada, por lo tanto, es posible realizar actualizaciones de modelos de elementos finitos menos dependientes de los rangos de valores iniciales escogidos para los factores de entrada.

El presente trabajo describe una nueva aproximación para estimar las propiedades elásticas de paneles CLT basado en la combinación de análisis modal operacional, actualización de modelos de elementos finitos y análisis de sensibilidad global. Esta nueva aproximación fue aplicada a un set de prototipos de paneles CLT, con el propósito de identificar rangos de propiedades elásticas relevantes que minimicen las diferencias entre las estimaciones numéricas y las respuestas experimentales.

## 2. MATERIALES Y METODOS

### 2.1. Descripción de los paneles CLT y la implementación de ensayos vibratorios

Se ensayaron 3 especímenes de paneles CLT, fabricados con piezas de madera de Pino Radiata, grado estructural mecánico C24, y dimensiones de 30 mm de espesor, 120 mm de ancho y 2400 mm de largo, pegadas con distintos tipos de adhesivos. Realizando una configuración contralaminada típica de 3 capas a 90°, se obtuvieron paneles con dimensiones nominales totales de 90 mm de espesor, 400 mm de ancho y 2400 mm de largo. La Tabla 1 muestra los detalles constructivos de los paneles testeados.

Como en el presente trabajo se buscaba analizar solo el comportamiento perpendicular al plano del panel, se generaron vibraciones en esa dirección a través de impactos de baja energía. También en la misma dirección de la vibración se instalaron 8 acelerómetros uniaxiales. Con esta configuración de instrumentos, se esperaba identificar los primeros 2 modos de vibrar fuera del plano del panel. Los paneles se apoyaron en sus 2 bordes cortos, sin restringir el giro, y con la distribución de sensores indicados en la Figura 1.



Tabla 1: Características constructivas de los paneles ensayados

Panel #	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Adhesivo cara	Adhesivo canto
1	2400	400	91.26	473.71	PUR ULXJ-803	MD-3381
2	2400	394	90.24	467.58	PUR 5082	PUR 5089
3	2400	394	90.26	468.64	PUR 5082	No aplica

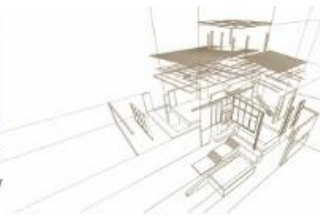


Figura 1: Instalación e instrumentación típica de los paneles para ensayos vibratorios

## 2.2. Técnicas de análisis modal operacional (OMA) y actualización de modelos de elementos finitos

El análisis modal operacional (OMA) es un set de técnicas que permiten identificar las propiedades modales (frecuencias, razones de amortiguamiento o modos de vibrar) de un elemento o sistema estructural dinámico basado en la medición de su respuesta vibratoria. Dentro de los posibles métodos OMA se seleccionó el de Identificación de Subespacios Estocásticos (SSI) (Van Overschee and De Moor 1996), debido a las ventajas que presenta en términos de precisión al trabajar en el dominio del tiempo directamente. El software ARTeMIS Modal Pro fue utilizado para encontrar los modos de vibrar y las respectivas frecuencias vibratorias de los paneles CLT al ser sometidos a impactos de baja energía.

SSI es un método paramétrico que se fundamenta en el análisis de la respuesta tiempo-historia o funciones de correlación. El objetivo principal del método SSI es ajustar un modelo paramétrico directamente a la serie de datos bruta. En ese contexto, se entiende un modelo paramétrico como un modelo matemático que posee ciertos parámetros que pueden ser modificados para cambiar la forma en que el modelo se ajusta a los datos medidos. Este set de parámetros puede minimizar la desviación entre la respuesta simulada y la respuesta medida del sistema. El propósito de la estimación con modelos paramétricos es determinar un modelo adecuado, con un número razonable de parámetros (orden del modelo), tal que el comportamiento dinámico y estadístico sea correctamente representado. En general, en el método SSI no es posible determinar de antemano el orden del modelo (dimensión “n”). Por lo tanto, es necesario repetir el análisis con diferentes órdenes del modelo y verificar la repetibilidad de los resultados. Este



procedimiento iterativo se logra construyendo un diagrama de estabilización. Si se hace el seguimiento a la evolución de los modos, para distintos ordenes incrementales del modelo, es posible identificar aquellos que tienen sentido físico, ya que se alinean verticalmente de una forma estable. En cambio, los modos espurios matemáticos tienden a ser más desalineados e inestables. Mas detalles del método SSI se pueden encontrar en el libro de Rainieri et al. (2014).

Para representar numéricamente el comportamiento dinámico de los paneles CLT se implemento un modelo de elementos finitos (FEM) en el software ANSYS®. Se utilizo el elemento finito Shell181 de 4 nodos, con 6 grados de libertad por nodo, y un tipo de material homogéneo, lineal y elástico, con propiedades ortotropicas. A los modelos FEM de los paneles CLT se les fueron modificando continuamente sus 9 constantes elásticas ortotropicas, dentro de un rango razonable, de manera de minimizar las diferencias entre las propiedades dinámicas experimentales y numéricas. La función objetivo utilizada para la minimización es definida como un problema de mínimos cuadrados no lineales, tal como se muestra en la Ecuación 1.

$$Y = \min_{\mathbf{p}} F(\mathbf{p}) = \frac{1}{2} \|\mathbf{r}(\mathbf{p})\|^2 = \frac{1}{2} \left\| \begin{matrix} \mathbf{r}_f(\mathbf{p}) \\ \mathbf{r}_s(\mathbf{p}) \end{matrix} \right\|^2 \quad (1)$$

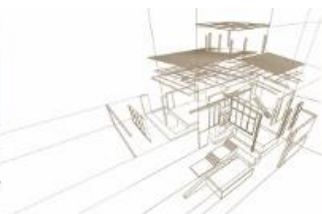
Donde  $\mathbf{r}$  es el vector residual que contiene las diferencias numérico-experimentales entre las frecuencias ( $r_f$ ) y entre los modos de vibrar ( $r_s$ ). El vector  $\mathbf{p}$  representa el set de las variables de diseño (9 constantes elásticas ortotropicas) que se van actualizando. Las expresiones de los distintos vectores residuales se muestran en las Ecuaciones 2 y 3.

$$r_f(\mathbf{p}) = \frac{\lambda_j(\mathbf{p}) - \tilde{\lambda}_j}{\tilde{\lambda}_j} \quad \text{con} \quad \lambda_j = (2\pi f_j)^2 \quad (2)$$

$$r_s(\mathbf{p}) = \frac{\phi_j^l(\mathbf{p})}{\phi_j^r(\mathbf{p})} - \frac{\tilde{\phi}_j^l}{\tilde{\phi}_j^r} \quad (3)$$

En la Ecuación 2,  $\lambda_j(\mathbf{p})$  y  $\tilde{\lambda}_j$  son las  $j^{\text{th}}$  frecuencias circulares al cuadrado, numéricas y experimentales respectivamente. Por otra parte, en la Ecuación 3  $\phi_j(\mathbf{p})$  y  $\tilde{\phi}_j$  son los  $j^{\text{th}}$  modos de vibrar numéricos y experimentales. Los super índices  $l$  denotan que el grado de libertad de ese modo de vibrar es arbitrario, mientras que el  $l$  indican que el grado de libertad es de referencia. Generalmente se escoge como grado de libertad de referencia al de mayor amplitud, de esta forma el vector de residuos  $r_s$  también queda normalizado. Además, como se mencionó anteriormente, el vector  $\mathbf{p}$  tiene las 9 componentes elásticas ortotropicas, es decir, 3 módulos de elasticidad ( $E_x, E_y, E_z$ ), 3 coeficientes de Poisson ( $\nu_{xy}, \nu_{yz}, \nu_{xz}$ ) y 3 módulos de corte ( $G_{xy}, G_{yz}, G_{xz}$ ).

Para obtener rangos de valores óptimos en que las constantes elásticas ortotropicas a la función  $Y$ , se utilizó un método de análisis de sensibilidad global llamado Análisis de Sensibilidad Regional (RSA) (Saltelli et al. 2008). El método RSA realiza el muestreo de las variables de entrada (9 constantes elásticas) modificándolas todas a la vez. Además, es un método adecuado para identificar regiones del espacio muestral que correspondan a valores altos o bajos de la variable de salida (función  $Y$ ). En general, en el método RSA las variables de entrada se separan en 2 set binarios: “bien-comportadas” (B) o “no bien-comportadas” (NB), dependiendo de si su variable de salida asociada esta sobre o debajo de un valor de umbral predefinido. Un indicador de sensibilidad típico de este método es la máxima distancia vertical entre la función de distribución de probabilidad acumulada empírica (CDF) de los modelos B con respecto a los



NB. En la Ecuación 4 se muestra la expresión matemática de este indicador, para el parámetro  $E_x$

$$S_{E_x} = \max_{E_x} |F_{E_x|Y_B}(E_x|Y \in Y_B) - F_{E_x|Y_{NB}}(E_x|Y \in Y_{NB})| \quad (4)$$

donde  $F_{E_x|Y_B}$  y  $F_{E_x|Y_{NB}}$  son las CDF de  $E_x$  cuando se consideran las variables de entrada asociadas con las salidas bien-comportadas ( $Y_B$ ) y no bien-comportadas ( $Y_{NB}$ ), respectivamente.

Los rangos de las variables que tienen influencia significativa en los modelos B y NB son obtenidos a través de la comparación de las pendientes de las CDFs. Por ejemplo, los modelos B se concentrarán más fuertemente en aquellos rangos de valores donde la pendiente de su CDF es mas grande que la pendiente de los modelos NB. Para definir a los modelos B, se utilizo un valor umbral de  $Y < 0.1$ . De acuerdo con las recomendaciones de otras investigaciones (Pianosi et al. 2016), el tamaño muestral de las simulaciones debería estar entre 100 y 1000 veces el número de parámetros de entrada. La herramienta computacional SAFE fue utilizada para ejecutar los análisis de sensibilidad global (Pianosi et al. 2015). La técnica de muestreo de Hiper Cubo Latino fue usada para seleccionar las variables de entrada ya que permite obtener mejores resultados con menos simulaciones que una muestra aleatoria tradicional. Los rangos considerados para las variables de entrada se muestran en la Tabla 2, los cuales fueron estimados experimentalmente a partir de resultados de investigaciones previas (Navarrete 2019)

Tabla 2: Propuesta de rangos de parámetros de entrada para el análisis de sensibilidad global

Valor	$E_x, E_y, E_z$ (MPa)	$G_{xy}, G_{yz}, G_{xz}$ (MPa)	$\nu_{xy}, \nu_{yz}, \nu_{xz}$ (adim)
minimo	200	5	0.05
maximo	13000	600	0.35

### 3. RESULTADOS Y DISCUSION

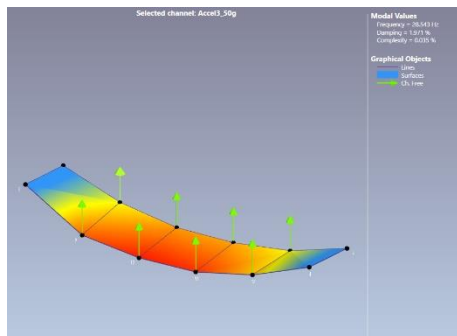
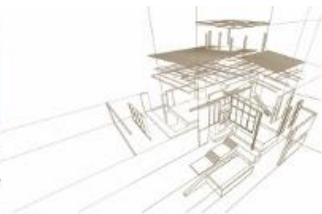
#### 3.1. Propiedades modales experimentales de los paneles CLT

En la Tabla 3 se resumen las frecuencias identificadas por el método SSI-UPC. La Figura 2 muestra los modos de vibración asociados con cada frecuencia. Además, en la Figura 3 se indica un ejemplo de la estimación de frecuencias con un diagrama de estabilización del método SSI-UPC.

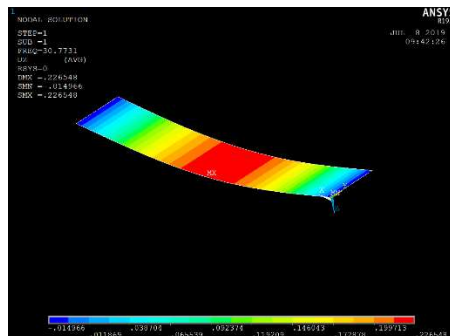
Tabla 3: Frecuencias de vibración identificadas a través del método SSI

Panel #	$f_1$		$f_2$	
	Promedio (Hz)	CoV (%)	Promedio (Hz)	CoV (%)
1	27.20	1.78	114.79	0.89
2	27.13	1.78	126.09	1.14
3	27.90	1.60	124.72	1.15

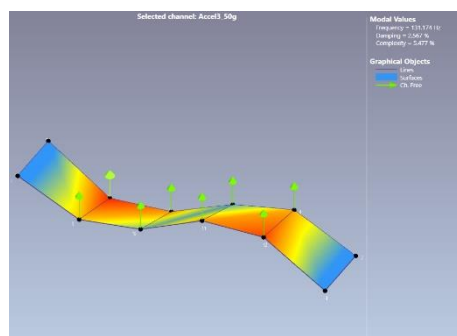
De la Tabla 3 se puede observar que los coeficientes de variación (CoV) fueron bastante bajos, lo que demuestra la precisión de los ensayos. Por otra parte, de la Figura 2 se puede evidenciar que tanto el primer como el segundo modo detectado tienen una importante componente flexural. Además, existió un muy buen ajuste entre los modos obtenidos experimentalmente y los obtenidos con simulaciones numéricas.



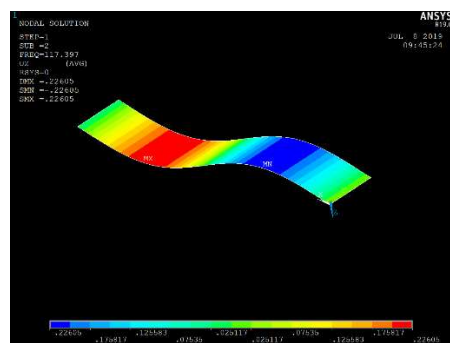
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2: Comparación entre los modos de vibrar experimentales (exp) y simulados numéricamente (num). a) 1er modo exp. b) 1er modo num. c) 2do modo exp. d) 2do modo num.

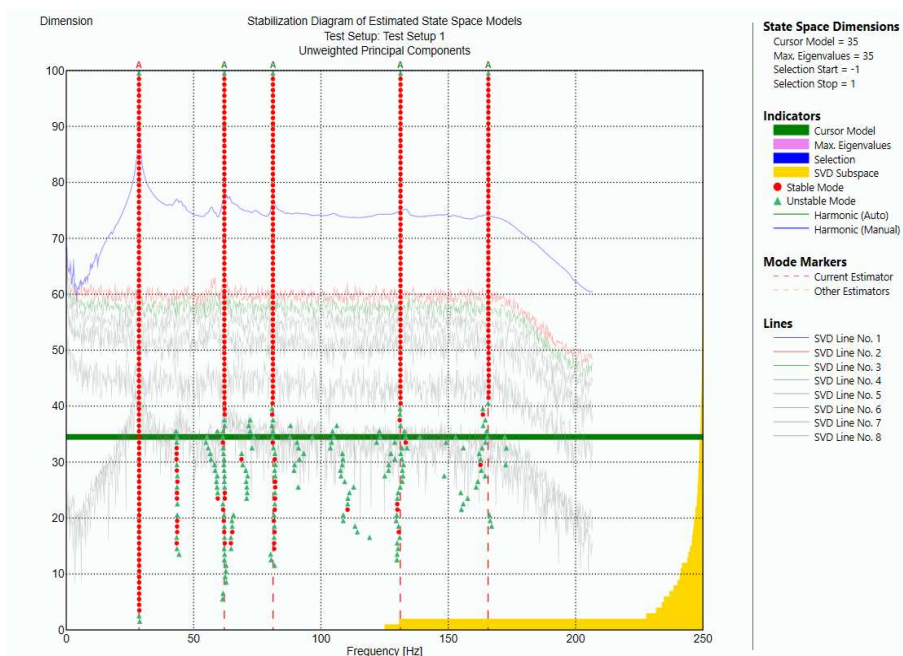


Figura 3: Identificación de las frecuencias de vibración a través del método SSI (con Software ARTeMIS Modal Pro).

### 3.2. Actualización de los modelos de elementos finitos de los paneles CLT





El método RSA fue utilizado para proponer rangos de valores para las propiedades elásticas de los paneles CLT. En total, se realizaron 1000 simulaciones numéricas de diferentes combinaciones de las 9 propiedades elásticas ortotropicas. Los modelos fueron definidos del tipo B cuando el valor de la función Y fue menor a 0.1. Esta definición de los modelos B garantiza que en promedio las diferencias porcentuales entre las frecuencias numéricas y experimentales no excedió  $\pm 10\%$ . La Figura 4 presenta los gráficos de dispersión de la función Y con respecto a los diferentes valores las propiedades elásticas consideradas en este estudio para el panel 2. Además, la Figura 5 muestra las curvas CDF obtenidas para cada propiedad elástica en el mismo panel 2.

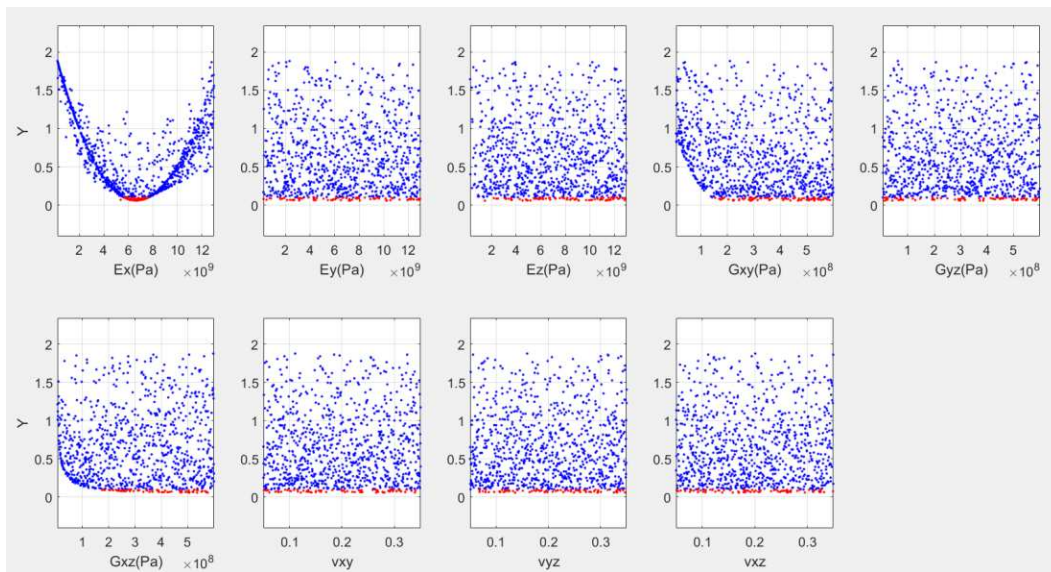


Figura 4: Gráficos de dispersión de la función Y con respecto a las propiedades elásticas muestreadas en el panel 2 (puntos rojos: modelos B, puntos azules: modelos NB).

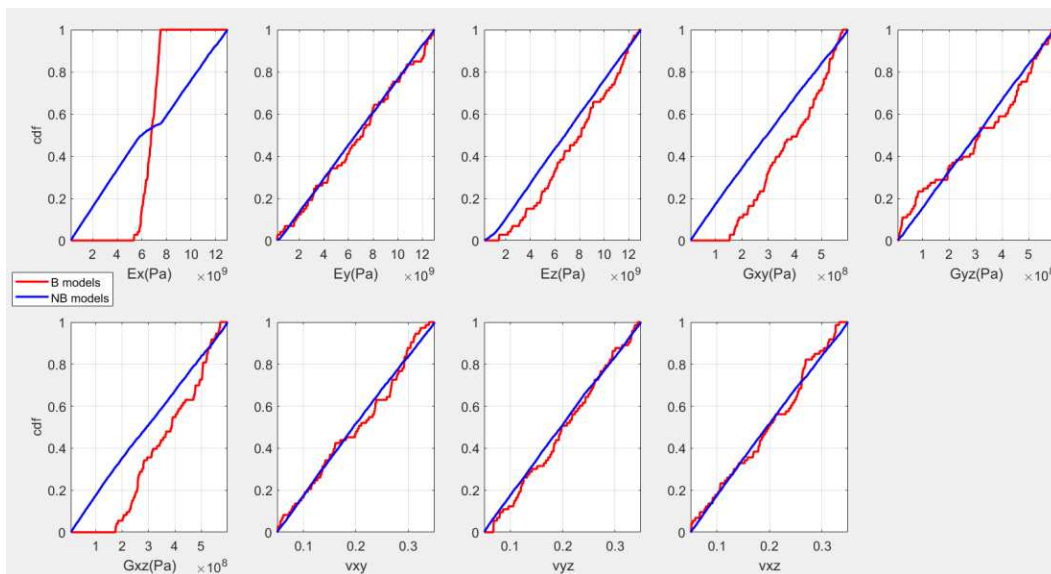
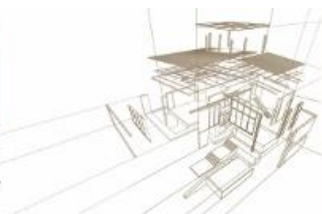


Figura 5: Curvas CDF en modelos B y NB, para las propiedades elásticas del panel 2 (puntos rojos: modelos B, puntos azules: modelos NB).



En la Figura 4 los puntos rojos representan a los modelos B, que fueron solo una pequeña proporción de las simulaciones totales (10% del total). En general solo las propiedades elásticas  $E_x$ ,  $G_{xy}$  y  $G_{xz}$  tuvieron influencias significativas en los valores de la función Y. Estos resultados fueron lógicos debido a la alta relación de aspecto de los paneles (largo/ancho) y la condición de simple apoyo en 2 bordes utilizados en los ensayos.

Por otra parte, la Figura 5 muestra que las propiedades elásticas  $E_x$ ,  $G_{xy}$  y  $G_{xz}$  tuvieron los indicadores de sensibilidad “S” más altos (ver Ecuación 4). También se observa que solamente  $E_x$ ,  $G_{xy}$  y  $G_{xz}$  tuvieron sub-rangos de valores que generan grandes concentraciones de modelos B (pendiente de la curva de modelos B es más grande que la pendiente de la curva NB). Por lo tanto, esas 3 variables en los sub-rangos antes mencionados son recomendadas como variables de actualización de los modelos de paneles CLT. Para el resto de las propiedades elásticas, se puede asumir un valor fijo estándar (por ejemplo, obtenido de la literatura), ya que ellas no tuvieron una influencia significativa en la minimización de la función Y.

La Tabla 4 muestra los resultados de  $E_x$  para los 10 mejores modelos dinámicos. Además, en la última columna de la Tabla se indican los resultados  $E_x$  obtenidos de ensayos de flexión estáticos (Navarrete et al. 2019). En general se observa una correlación positiva entre los valores de  $E_x$  dinámico y  $E_x$  estático, aunque los rangos de valores de  $E_x$  dinámico siempre fueron menores que los  $E_x$  estáticos.

Tabla 4: Comparación entre  $E_x$  dinámicos y  $E_x$  estáticos

Panel #	$E_x$ dinamico		$E_x$ estatico
	Min (MPa)	Max (MPa)	(MPa)
1	6064	6501	7012
2	6305	6849	7723
3	6640	7218	8506

#### 4. CONCLUSIONES

En este trabajo, se ha descrito una nueva aproximación para estimar las propiedades elásticas de paneles CLT, basada en análisis modal operaciones (OMA), actualización de modelos FEM y análisis de sensibilidad global (RSA). Se han obtenido resultados satisfactorios que muestran que esta metodología puede ser extendida a configuraciones estructurales mas complejas. Sin embargo, es necesario profundizar las investigaciones en términos de paneles CLT de otras dimensiones y condiciones de apoyo.

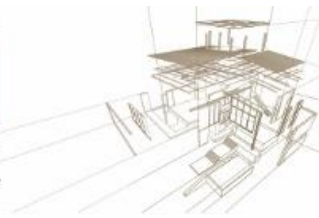
#### AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado dentro del contexto del Grupo de Investigación “Desarrollo de Sistemas Estructurales en Madera” de la Universidad del Bío-Bío, y del programa de Doctorado en Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.

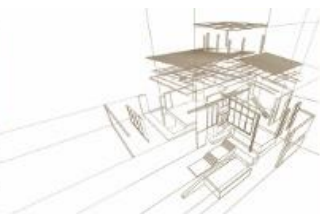
#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANSYS® Academic Research Mechanical, Release 19.2

ARTEMIS Modal Pro, Version 5.3, Structural Vibration Solutions A/S, Aalborg Denmark, Copyright 1999–2013.



- Boscato, G.; Russo, S.; Ceravolo, R. (2015). Global sensitivity-based model updating for heritage structures. *Comput-Aided Civ. Inf.*, v.30, n. 8, p. 620-635.
- Giaccu, G. F.; Meloni, D.; Valdès, M. (2017). Dynamic determination of the modulus of elasticity of maritime pine cross-laminated panels using vibration methods. *WIT Transactions on Ecology and the Environment.*, v. 226, p. 571-579.
- Guan, C.; Zhang, H.; Wang, X. (2017). Experimental and Theoretical Modal Analysis of Full-Sized Wood Composite Panels Supported on Four Nodes. *Materials*. v.10, n. 6, p. 683.
- Navarrete, A. (2019). Estudio del tipo de adhesivo estructural y del encolado de canto sobre las propiedades mecánicas de la madera contralaminada. Civil Engineering thesis, Universidad del Bío-Bío, Concepcion, Chile.
- Pianosi, F.; Sarrazin, F.; Wagener, T. (2015). A Matlab toolbox for global sensitivity analysis. *Environ. Modell. Softw.* v.70, p. 80-85.
- Pianosi, F.; Beven, K.; Freer, J. (2016). Sensitivity analysis of environmental models: A systematic review with practical workflow. *Environ. Modell. Softw.* v.79, p. 214-232.
- Rainieri, C.; Fabbrocino, G. (2014). *Operational modal analysis of civil engineering structures*. Springer, New York.
- Saltelli, A., Ratto, M.; Andres, T. (2008). *Global sensitivity analysis: the primer*. John Wiley & Sons.
- Steiger, R.; Gülzow, A.; Czaderski, C. (2012). Comparison of bending stiffness of cross-laminated solid timber derived by modal analysis of full panels and by bending tests of strip-shaped specimens. *Eur. J. Wood Prod.* v. 70, n. 1, p. 141-153.
- Teughels, A.; De Roeck, G. (2004). Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating. *J. Sound Vibr.*, v. 278, n. 3, p. 589-610.
- Van Overschee, P.; De Moor, B.L. (1996). *Subspace identification for linear systems: Theory—Implementation—Applications*, Kluwer Academic Publishers; The Netherlands, Dordrecht.
- Zhou, J.; Chui, Y. H.; Gong, M. (2015). Simultaneous measurement of elastic constants of full-size engineered wood-based panels by modal testing. *Holzforschung*. v. 70, n. 7, p. 673–682.
- Zhou, J.; Chui, Y. H.; Gong, M. (2017). Elastic properties of full-size mass timber panels: Characterization using modal testing and comparison with model predictions. *Compos. Part B-Eng.*, v. 112, p. 203-212.



## FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO PARA EDIFICIOS DE MADERA MARCO-PLATAFORMA

### SEISMIC DESIGN FACTORS FOR WOOD FRAME BUILDINGS

Estrella, Xavier <sup>(1,2,3\*)</sup>; Almazán, José <sup>(1,2)</sup>; Guindos, Pablo <sup>(1,2)</sup>; Santa María, Hernán <sup>(1,2)</sup>; Malek, Sardar <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería. Santiago, Chile.

<sup>(2)</sup> Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile.

<sup>(3)</sup> University of Technology Sydney, Faculty of Engineering and IT. Australia, Sidney.

\* Contacto: xavestrella@gmail.com

#### Resumen

La industria forestal chilena tiene una presencia significativa en el sector económico y laboral a lo largo del país. Esto sumado a los problemas de contaminación locales y a la alta sismicidad de la región, presenta a la madera como un material adecuado para el desarrollo de nuevas edificaciones. Sin embargo, debido a las altas exigencias en la normativa de diseño local, actualmente no es posible desarrollar edificaciones de más de tres plantas. Para resolver esta problemática, el equipo multidisciplinario CIM-UC condujo un extensivo proyecto de investigación para validar la factibilidad de emplear regulaciones menos conservadoras en el diseño de edificios de madera, y los resultados obtenidos se muestran en este artículo. Se aplicó la metodología FEMA P-695, partiendo por ensayos monotónicos y cíclicos de materiales, conexiones y muros para una adecuada calibración de modelos analíticos, seguido de análisis tri-dimensionales estáticos y dinámicos de un set de arquetipos previamente definidos. Los resultados muestran que el uso de factores de diseño menos conservadores ( $R = 6.5$  y  $\Delta_{\max} = 0.004$ ) resulta en edificaciones con un buen comportamiento sísmico, que cumplen el objetivo primordial de salvaguardar la vida y evitar el colapso, y que presentan un mejor balance costo-beneficio. Adicionalmente, para garantizar la resiliencia de las nuevas edificaciones se verificó el cumplimiento de estados límite asociados al daño estructural leve y de elementos no-estructurales, obteniendo buenos resultados incluso para demandas sísmicas de cortos periodos de retorno.

*Palabras-clave: marco-plataforma, edificios de madera, factores de diseño sísmico.*

#### Abstract

The Chilean forestry industry has a significant presence in both the economic and labor sector throughout the country. This, together with the pollution problems and the seismicity of the region, presents to timber as a suitable material for new buildings. However, because of the high demands in regulations, nowadays it is not possible to construct buildings higher than three stories. In order to address this issue, a multidisciplinary team at CIM-UC conducted a comprehensive research project to validate the feasibility of using less conservative regulations in the design of wooden buildings, and the results are shown in this paper. The FEMA P-695 methodology was applied, starting with monotonic and cyclic tests of materials, connections and walls for an adequate calibration of analytical models, followed by static and dynamic tri-dimensional analyses of a previously defined set of archetypes. The results show that the use of less conservative design factors ( $R = 6.5$  and  $\Delta_{\max} = 0.004$ ) results in buildings with good seismic behavior, that fulfill the primary objective of safeguarding life and preventing collapse, and that have a better cost-benefit balance. Additionally, to guarantee the resilience of the new buildings, limit states related to lower levels of structural and non-structural damage were also verified, showing a good performance even for high seismic demands.

*Keywords: wood frame walls, timber buildings, seismic design factors.*

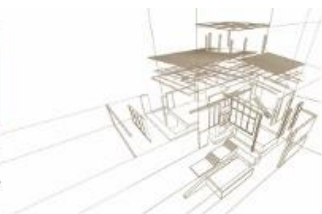


## 1. INTRODUCCIÓN

En la práctica diaria de la ingeniería estructural, los factores de diseño sísmico son usados como una primera aproximación para estimar las demandas de fuerza y deformación en edificaciones que son diseñadas empleando métodos lineales, pero que se espera respondan dentro del rango no-lineal. La calibración de los valores adoptados para dichos factores tradicionalmente se ha basado en criterio ingenieril y experiencia del comportamiento sísmico de edificaciones durante terremotos pasados. A pesar de que se ha observado un buen desempeño de las edificaciones diseñadas con tales factores durante terremotos de magnitud moderada y severa, la falta de una metodología racional para establecerlos dentro de las normativas puede conducir a diseños muy conservadores que no son viables en términos económicos. Actualmente, para construir edificaciones de media y gran altura en Chile, las regulaciones locales estipulan que se debe cumplir con los lineamientos establecidos en la normativa de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433 (INN 2009). En referencia a las edificaciones de madera, el código establece un factor de modificación de la respuesta  $R = 5.5$ , y una deriva de entrepiso elástica  $\Delta_{\max}$  (para fuerzas reducidas) igual a 0.002 como límite máximo. Este último valor hace referencia al desplazamiento relativo del centro de masa de dos pisos consecutivos y fue adoptado principalmente para edificaciones de hormigón armado, por lo que resulta difícil de cumplir en edificaciones de madera, dando como resultado diseños rígidos, robustos, con periodos cortos y bajas demandas de ductilidad, desaprovechando todas las ventajas inherentes de la construcción en madera (Santa María et al. 2016). En el contexto internacional, varios proyectos han demostrado que es posible construir edificaciones en mediana altura empleando muros marco-plataforma como el principal sistema resistente lateral (Gómez et al. 2003), siendo este una solución atractiva debido a su facilidad de construcción, alta capacidad de prefabricación, bajo peso, buen comportamiento sísmico, entre otros. Por lo tanto, los esfuerzos de este proyecto de investigación se encaminan a probar a través de una metodología racional la factibilidad de nuevos factores de diseño sísmico para edificaciones de mediana altura sismo-resistentes en Chile empleando muros marco-plataforma y tomando en consideración condiciones locales, tales como la arquitectura, materiales, costumbres constructivas y demanda sísmica. A lo largo de este documento se resume el trabajo desarrollado, que incluye etapas dedicadas a estudios experimentales, modelación numérica, y evaluación de desempeño.

## 2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

En las últimas tres décadas, varios programas de investigación experimentales se han desarrollado para estudiar la respuesta monotónica, cíclica y dinámica de muros marco-plataforma (van de Lindt et al. 2004), así como el comportamiento de edificaciones completas para entender la interacción entre sus distintos componentes (van de Lindt et al. 2004; Filiatrault et al. 2010). Además, también se ha analizado el efecto de la carga vertical y de diferentes elementos de anclaje (Johnston et al. 2006), de paneles OSB jumbo (Durham et al. 2001) y de elementos no-estructurales (Filiatrault et al. 2002) sobre la respuesta lateral de muros de madera. Como parte de este proyecto se llevó a cabo un programa experimental para estudiar el comportamiento lateral de muros marco-plataforma de distintas configuraciones. En total, 17 muros de 2470 mm de altura



fueron ensayados bajo carga lateral en el Laboratorio de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la UC, con longitudes de 1200, 2400 y 3600 mm. Se emplearon pies-derechos de Pino Radiata MGP10 con escuadría de 38x135 mm, espaciados a 407 mm. Las soleras superior e inferior se construyeron con dos elementos, mientras que se usaron 5 piezas para los pies-derechos de borde de muros. Se instaló paneles de OSB (11.1 mm) a cada lado del muro, empleando clavos helicoidales de 3x70 mm espaciados a 50 y 100 mm en los bordes exteriores, y a 200 mm en el interior. Para prevenir el volcamiento de los elementos, se instaló elementos tipo *hold-down* SIMPSON Strong-Tie HD12 en cada extremo, junto con cuatro pernos horizontales de 1x10” y un perno vertical de 1-1/8x10” para fijar el muro a la viga inferior de reacción. Adicionalmente, se instalaron pernos de corte 1x10” en la base del muro para prevenir el deslizamiento. La matriz completa de ensayos se muestra en la Tabla 1.

*Tabla 1: Matriz de ensayos.*

<b>Notación</b>	<b>Protocolo de carga</b>	<b>Longitud [mm]</b>	<b>Espaciamiento de clavos [mm]</b>
M120-10-01	Monotónico	1200	100
M120-10-02	Monotónico	1200	100
M120-05-01	Monotónico	1200	50
M120-05-02	Monotónico	1200	50
M240-10-01	Monotónico	2400	100
M240-10-02	Monotónico	2400	100
M240-05-01	Monotónico	2400	50
C120-10-01	Cíclico	1200	100
C120-10-02	Cíclico	1200	100
C120-05-01	Cíclico	1200	50
C120-05-02	Cíclico	1200	50
C240-10-01	Cíclico	2400	100
C240-10-02	Cíclico	2400	100
C240-05-01	Cíclico	2400	50
C240-05-02	Cíclico	2400	50
C360-10-01	Cíclico	3600	100
C360-10-02	Cíclico	3600	100

Los *hold-downs* de cada espécimen fueron apernados a una viga de fundación metálica y la carga lateral se aplicó en la cabeza del muro empleando un actuador hidráulico. Los ensayos monotónicos se desarrollaron aplicando una carga creciente hasta observar la falla del muro, mientras que para los ensayos cíclicos se empleó el protocolo de carga reversible CUREE-Caltech (Krawinkler et al. 2001), calibrado en base a los resultados monotónicos. Los resultados para un muro de 2400 mm de longitud se muestran en la Figura 1. Información adicional acerca de este estudio experimental puede encontrarse en Guíñez (2018). A través de esta campaña se pretendió cumplir con tres objetivos fundamentales: (1) probar la eficacia y adecuado funcionamiento del sistema estructural marco-plataforma con resistencia adecuada para edificaciones de mediana altura, (2) validar las expresiones que se emplean a la hora de diseñar los elementos muros en esas edificaciones, y (3) tener información fiable para usarla en los modelos numéricos. En este contexto, si bien se verificó que el sistema tiene un comportamiento adecuado



frente a cargas cíclicas y presenta un fallo dúctil, se encontró que las expresiones de diseño para estos elementos propuestas en el estándar SDPWS (AWC 2015) subestiman la resistencia a corte del muro, mientras que sobreestiman su rigidez (Guíñez 2018).

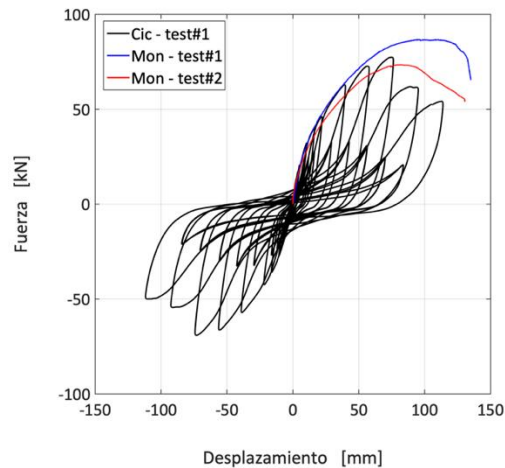
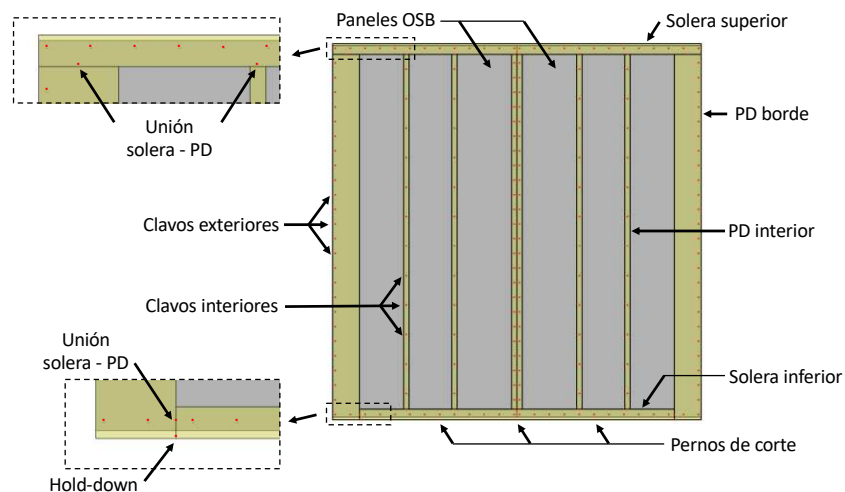
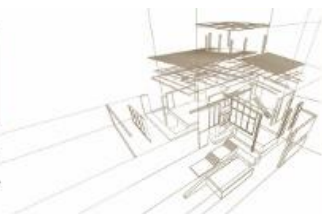


Figura 1: Disposición del ensayo y resultados monotónicos y cíclicos para muros de 2400 mm.

### 3. MODELACIÓN NUMÉRICA

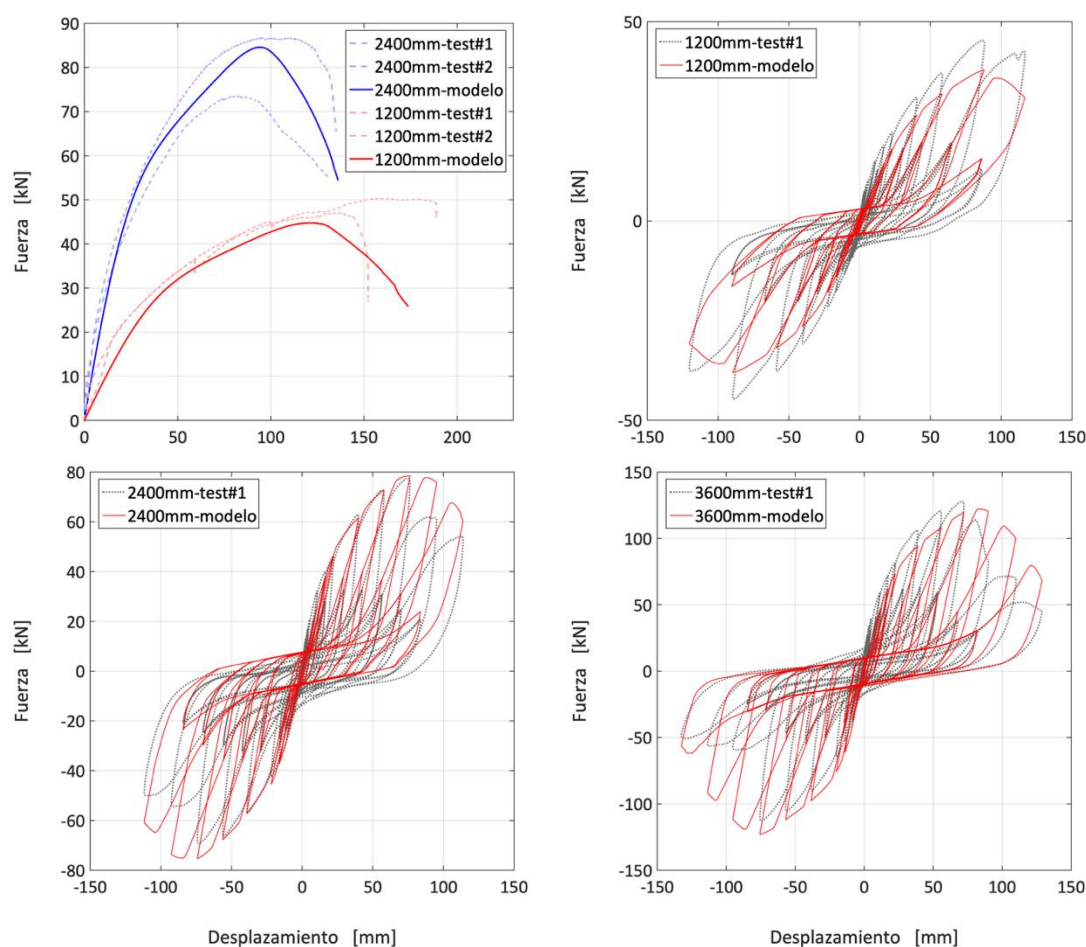
Se desarrollaron modelos numéricos de los especímenes ensayados con el objetivo de entender mejor el comportamiento de estos elementos cuando son sometidos a grandes deformaciones dentro del rango no-lineal. Además, de esta manera es posible extrapolar los resultados obtenidos en el laboratorio hacia otras dimensiones de muros que no fueron probadas, proveyendo información valiosa a la hora de analizar el comportamiento de edificaciones completas. De esta manera, se desarrolló un modelo para muros marco-plataforma que consta de: (1) elementos tipo *frame* Euler-Bernoulli de tres grados de libertad por nodo para representar los pie-derechos y soleras, (2) elementos *plate* elásticos con cinco grados de libertad para modelar los paneles de OSB, y (3) elementos *two-node-link* para representar tanto las conexiones clavadas madera-OSB como los *hold-downs*. Un esquema del modelo se muestra en la Figura 2.





*Figura 2: Representación gráfica del modelo no-lineal para muros marco-plataforma.*

La no-linealidad dentro del modelo desarrollado fue incorporada a través de los elementos que representan las conexiones clavadas entre los pie-derechos y los tableros de OSB. Para ello, se les asignó una constitutiva histerética que permite capturar fenómenos asociados al comportamiento no-lineal de este tipo de conexiones, tales como degradación de fuerza y rigidez, y *pinching*, donde se empleó la constitutiva MSTEW propuesta por Folz y Filiatrault (2001) cuyos parámetros fueron obtenidos por métodos de minimización en base a resultados de ensayos de laboratorio. La Figura 3 muestra los resultados de las predicciones del modelo frente a resultados cíclicos y monotónicos de los ensayos para muros con diferente relación de aspecto. Como se puede observar, el modelo predice adecuadamente las respuestas experimentales en términos de fuerza máxima, desplazamiento máximo, rigidez inicial, desplazamiento último, ductilidad, y disipación de energía. Los errores promedio del modelo al predecir cada uno de los parámetros mencionados son 0.8%, 2.3%, 6.9%, 6.8%, 3.8% y 9.3%, respectivamente, los cuales se consideran admisibles para modelos no-lineales, especialmente cuando se comparan con la incertidumbre proveniente de otras fuentes, tales como la de los materiales o de la demanda sísmica.



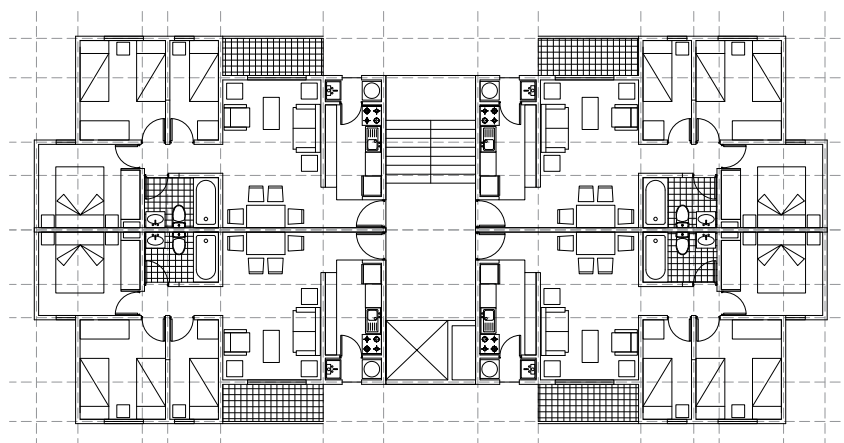
*Figura 3: Comparación de los resultados de las modelaciones monotónicas y cíclicas del modelo numérico propuesto con las respuestas experimentales.*





#### 4. ARQUETIPOS ESTRUCTURALES

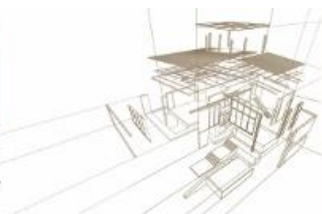
Se desarrollaron una serie de arquetipos estructurales con el objetivo de cubrir un amplio rango de configuraciones posibles de las edificaciones en madera tipo marco-plataforma. Luego de una extensa investigación acerca de las tipologías constructivas más típicas en hormigón armado y albañilería, se diseñaron cuatro plantas arquitectónicas considerando las características más representativas que se observaron en las edificaciones chilenas (Cárcamo 2017). De esta manera, se abarcaron distintas distribuciones de espacio, asimetrías, luces máximas, perímetros simples y complejos, discontinuidades, entre otros. Una de las arquitecturas -tipo “C”- se muestra en la Figura 4. Esta corresponde a un edificio adosable de cuatro departamentos, tipo hall, con perímetro complejo y luces de piso máximas de 3.20 m.



*Figura 4: Configuración arquitectónica tipo “C”.*

Además de las distintas configuraciones arquitectónicas, también se consideró que éstas podían emplazarse en varias ubicaciones a lo largo de Chile. Manteniendo coherencia con la normativa de diseño sísmico NCh 433 (INN 2009), la matriz de arquetipos incluye edificaciones en zonas sísmicas 1 y 3, y en suelos tipo A, B, C, y D. Por otro lado, se consideraron también tres distintas alturas de edificios: tres, cuatro, cinco y seis pisos. Se realizaron diseños estructurales de las distintas edificaciones mediante métodos estáticos según recomendaciones de la normativa NCh 433 (INN 2009), siguiendo los lineamientos del estándar SDPWS (AWC 2015) para el diseño de muros estructurales y de la normativa chilena NCh 1198 (INN 2014) para el diseño de componentes. Se consideraron dos conjuntos de los factores de diseño sísmico: (1)  $R = 5.5$  y  $\Delta_{\max} = 0.002$ , y (2)  $R = 6.5$  y  $\Delta_{\max} = 0.004$ . Realizando las permutaciones entre las distintas variables consideradas, y eliminando aquellos diseños que por motivos estructurales no resultan factibles, la matriz resultante cuenta con un total de 201 edificaciones.

#### 5. MODELACIÓN Y ANÁLISIS NO-LINEAL



El manual FEMA P-695 (FEMA 2009) presenta una metodología racional para la cuantificación de factores de diseño sísmico para sistemas estructurales. En la metodología se emplean análisis no-lineales para evaluar la capacidad de las edificaciones de evitar el colapso frente a demandas sísmicas de distintas intensidades. Los lineamientos de FEMA P-695 se han seguido en el desarrollo de este proyecto para evaluar los factores de diseño sísmico actualmente vigentes para edificios marco-plataforma ( $R = 5.5$  y  $\Delta_{\max} = 0.002$ ) y para evaluar el uso de factores menos conservadores ( $R = 6.5$  y  $\Delta_{\max} = 0.004$ ). Para ello, se construyeron modelos no-lineales para cada una de las 201 edificaciones empleando la metodología de modelación de muros descrita en la sección anterior, así como la formulación propuesta por Pei y van de Lindt (2009) para el análisis sísmico de edificaciones marco-plataforma, la cual acopla la respuesta a corte y volcamiento de la estructura y es adecuada para estudiar edificaciones de mediana altura. Este procedimiento se desarrolló empleando el software SAPWood (Pei y van de Lindt 2010), e información detallada acerca de su formulación matemática y dinámica se puede encontrar en Pei y van de Lindt (2009).

En primer lugar, se realizaron análisis estáticos *-pushover-* para cada una de las edificaciones con el objetivo de estudiar su resistencia máxima, capacidad de deformación máxima, rigidez inicial y ductilidad. Se analizó la respuesta estudiando ambas direcciones por separado y aplicando un patrón de cargas monotónicamente creciente cuya distribución en altura es proporcional al primer modo de vibración de cada edificio. En la Figura 5 se muestran resultados para la dirección X de un edificio de configuración “C” ubicado en zona sísmica 1, suelo tipo B, y diseñado empleando ambas combinaciones de factores de diseño. Al analizar la respuesta para la dirección X se nota que, al diseñar empleando los factores de diseño menos conservadores la resistencia del edificio baja en un 24.8%, mientras que la rigidez inicial disminuye un 7.8%. No existen cambios notables en la capacidad de ductilidad de las edificaciones, ya que este parámetro es inherente del sistema estructural.

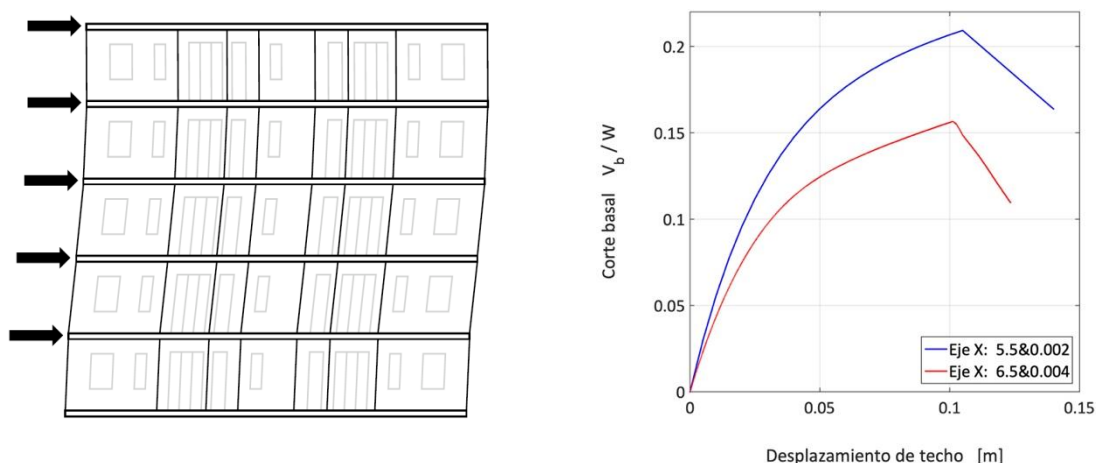
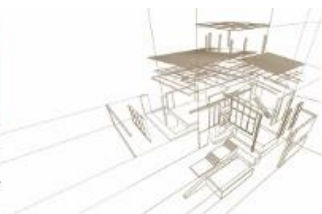


Figura 5: Resultados estáticos de edificio “C” para dos combinaciones de factores de diseño.



Posteriormente, se realizaron análisis dinámicos incrementales -IDA- bidireccionales empleando un set de 26 pares de registros sísmicos, seleccionados particularmente para este estudio. Información detallada de este set puede encontrarse en Estrella (2018). Los acelerogramas se escalaron monótonicamente en función de la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, hasta alcanzar una intensidad que provoque un desplazamiento de entrepiso equivalente al 3% de la altura de piso, parámetro usado para definir el colapso de la estructura (FEMA 2000). En la Figura 6 se muestran las 52 curvas IDA correspondientes a la edificación previamente discutida (edificio tipo “C” de 5 pisos, zona sísmica 1 y suelo B), la capacidad media de colapso  $S_{a_{Col}}$  obtenida para un drift de piso de 3%, y el coeficiente sísmico correspondiente al sismo máximo creíble  $S_{a_{MCE}}$ , definido como 1.2 veces el sismo de diseño.

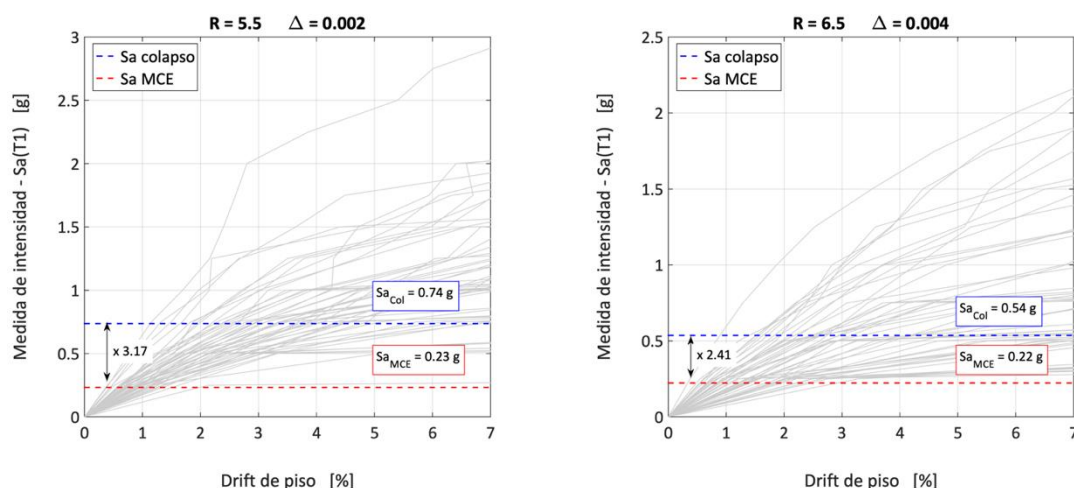
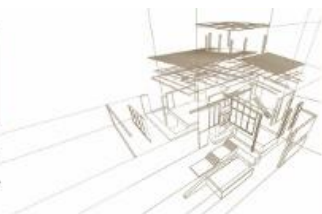


Figura 6: Curvas IDA de edificación “C” para distintos factores de diseño sísmico.

La capacidad media de colapso se define como la intensidad de movimiento de suelo para la cual la mitad de los acelerogramas empleados en el análisis IDA producen el “colapso” del arquetipo analizado. La relación que existe entre la capacidad media de colapso y el coeficiente sísmico correspondiente al sismo máximo creíble define el margen de colapso (CMR), principal parámetro que se emplea para caracterizar la seguridad frente al colapso de la estructura en estudio (FEMA 2009), y que se calcula como  $CMR = S_{a_{Col}} / S_{a_{MCE}}$ . Para los casos mostrados en la Figura 6 los CMRs son 3.17 y 2.41. Previo a una evaluación estadística, los CMRs deben ajustarse para considerar los efectos de la forma espectral del set de registros sísmicos y de la subestimación de las capacidades de colapso debida al uso de análisis bidireccionales (FEMA 2009). De esta manera, se llega a obtener un margen de colapso ajustado  $ACMR = CMR \times SSF \times 1.2$ . Información detallada acerca del cálculo de los factores de forma espectral SSF puede encontrarse en Estrella (2018). Los ACMRs para cada caso son 4.86 y 3.64 respectivamente, es decir, existe una disminución del 25% del margen de colapso ajustado cuando se emplean factores de diseño menos conservadores. La metodología FEMA P-695 recomienda que para validar un nuevo set de factores de diseño estos permitan desarrollar sistemas estructurales que tengan una probabilidad de colapso inferior al 20%, lo que para el caso que se analiza en este estudio, equivale a tener un



ACMR igual o mayor a 1.49. Es posible ver que en este caso con los factores de diseño actuales se tiene 3.26 veces el ACMR mínimo requerido, y con los factores más conservadores se tiene 2.44 veces el ACMR mínimo. Es decir, en ambos casos se obtienen probabilidades de colapso admisibles y estadísticamente se puede aseverar que las edificaciones cumplirían el objetivo de salvaguardar la vida frente a un evento sísmico. Este procedimiento se ha repetido para cada una de las 201 edificaciones en analizadas en este proyecto, y los resultados se muestran en la Figura 7(a). Por otro lado, la metodología FEMA P-695 establece además que cada una de las edificaciones deben agruparse en “grupos de desempeño” que posean características similares en cuanto a las características estructurales de los arquetipos, clasificándolos en función de los factores de diseño empleados, del sistema de anclaje, de la zona sísmica de diseño, del tipo de suelo, y del periodo de la edificación. Realizando las permutaciones posibles entre estas variables, las 201 edificaciones se han clasificado en 33 grupos de desempeño. Para validar en set de factores de diseño, la metodología FEMA P-695 establece que la probabilidad de colapso promedio para cada uno de los grupos de desempeño debe ser menor o igual al 10%, lo que equivale a tener un ACMR mayor a 1.84. Los valores de ACMR promedio para cada uno de dichos grupos se muestran en la Figura 7(b).

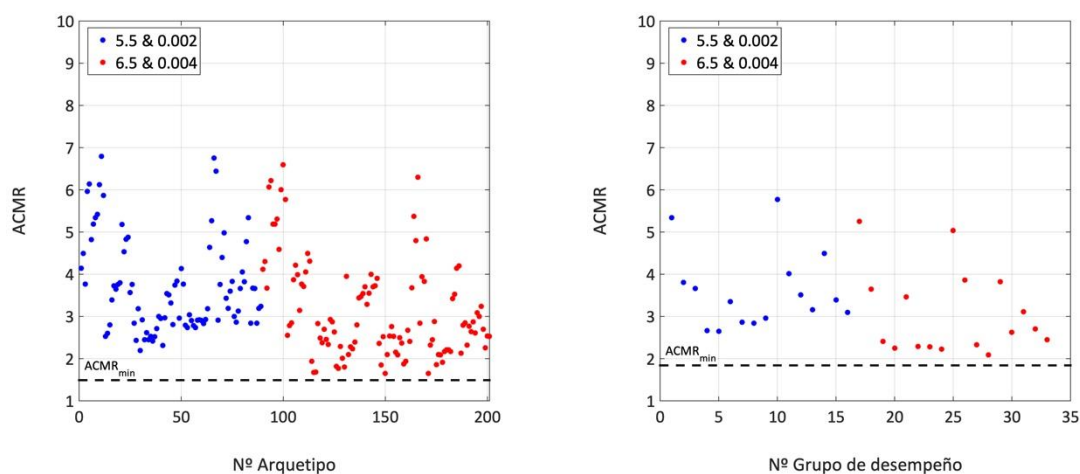
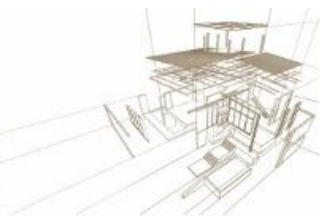


Figura 7: Valores de ACMR para (a) arquetipos analizados y (b) grupos de desempeño.

A partir de los resultados de las Figuras 7(a) y 7(b) se observa que se cumplen los requisitos mínimos para garantizar la seguridad de las edificaciones frente al colapso para los dos sets de factores de diseño sísmico, es decir, de esta manera valida la idoneidad de los factores en la normativa chilena vigente para el diseño sismoresistente de edificaciones de madera, y se comprueba la factibilidad de usar unos menos conservadores que resultan en edificaciones más atractivas en términos económicos. Al comparar los valores de ACMR y  $ACMR_{min}$ , para los factores de diseño actuales el valor promedio de la relación  $ACMR/ACMR_{min}$  es 2.40, mientras que para los nuevos factores que se analizan es 2.04. Además, de los resultados de las Figuras 7(a) y 7(b) es posible observar que existen varias edificaciones cuyos ACMRs son elevados respecto



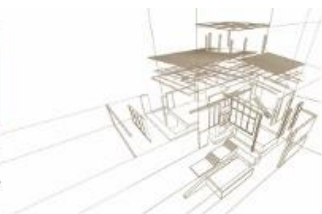
al promedio, esto ocurre en aquellas situaciones en donde el diseño ha quedado controlado por el valor de corte mínimo  $C_{min}$  establecido por la normativa vigente.

## 6. CONCLUSIONES

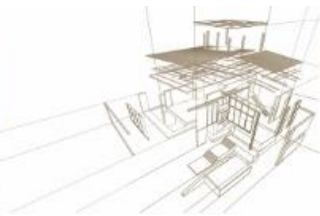
Este artículo presenta el desarrollo de un proyecto encabezado por el Centro de Innovación en Madera CIM-UC que tiene por objetivo analizar la factibilidad de usar de factores sísmicos menos conservadores en el diseño de edificios marco-plataforma en Chile. Para ello, en primer lugar se llevó a cabo una campaña experimental para entender mejor el comportamiento de muros de madera diseñados para edificios de mediana altura, así como también se desarrollaron modelos numéricos para extrapolar los resultados de laboratorio hacia otras tipologías de muros que no fueron ensayadas. Como siguiente etapa, se propuso una matriz de análisis de 201 edificaciones con distintas arquitecturas ubicadas a lo largo de Chile, diseñadas con los factores sísmicos actuales presentes en la normativa NCh 433 ( $R = 5.5$  y  $\Delta_{max} = 0.002$ ) y con otros valores menos conservadores ( $R = 6.5$  y  $\Delta_{max} = 0.004$ ). Para cada una de las edificaciones propuestas se desarrolló un modelo numérico no-lineal y se condujeron análisis estáticos y dinámicos incrementales para evaluar su respuesta lateral frente a la demanda sísmica chilena. Los resultados muestran que los factores de diseño que actualmente se encuentran en la normativa NCh 433 son adecuados y conducen a edificaciones que tienen una buena respuesta sísmica, además, se demuestra que un aumento del valor de  $R$  y de  $\Delta_{max}$  permite diseñar edificaciones menos robustas y más atractivas en términos económicos, pero que aún presentan un desempeño sísmico adecuado para garantizar la resiliencia de las ciudades frente a terremotos de magnitud mediana y severa. De esta manera, se obtienen diseños estructurales que maximizan el balance costo-beneficio de las edificaciones marco-plataforma, permitiendo un mejor aprovechamiento de las propiedades intrínsecas del sistema estructural.

## REFERENCIAS

- American Wood Council. (2015). SDPWS Special Design Provisions for Wind and Seismic. Washington, DC.
- Cárcamo S. (2017). Informe N° 7 – Configuraciones arquitectónicas propuestas. Centro de Innovación en Madera CIM-UC.
- Durham J, Lam F, Prion H. (2001). Seismic Resistance of Wood Shear Walls with Large OSB Panels. *Journal of Structural Engineering*, 127(12): 1460-1466.
- Estrella X. (2018). Registros sísmicos para la aplicación de la metodología FEMA P-695 en zonas de subducción. In: I Conferencia Internacional en Terremotos y Tsunamis. Oaxaca, México.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, DC.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). FEMA P695 Quantification of building seismic performance factors. Washington, D.C.
- Filiatrault A, Christovasilis I, Wanitkorkul A, van de Lindt J W. (2010). Experimental Seismic Response of a Full-Scale Light-Frame Wood Building. *Journal of Structural Engineering*, 136(3): 246-254.



- Filiatrault A, Fischer D, Folz B, Uang C. M. (2002). Seismic Testing of Two-Story Woodframe House: Influence of Wall Finish Materials. *Journal of Structural Engineering*, 128(10): 1337-1345.
- Folz B, Filiatrault A. (2001). Cyclic Analysis of Wood Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 127(4): 433-441.
- Gómez L, Leser H, Salomone V. (2003). El sistema constructivo plataforma (platform frame) en Sewell. *Revista de Urbanismo*, 8, 146-158.
- Guiñez F. (2018). Seismic Response of Wood Frame Shear Walls with Sturdy End Studs and Strong Hold-down Anchorages and Design Implications. MSc thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2014). NCh 1198: Madera - Construcciones en Madera – Cálculo. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). NCh 433 Of96 Mod2009: Diseño Sísmico de Edificios. Santiago, Chile.
- Johnston A, Dean P, Shenton H. (2006). Effects of Vertical Load and Hold-Down Anchors on the Cyclic Response of Wood Framed Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 132(9): 1426-1434
- Krawinkler H, Parisi F, Ibarra L, Ayoub A, Medina R. (2001). Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures. CUREE Report W-02, Task 1.3.2, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering. Richmond, California.
- Pei S, van de Lindt J W. (2009). Coupled shear-bending formulation for seismic analysis of stacked wood shear wall systems. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 38: 1631-1647.
- Pei S, van de Lindt J W. (2010). User's manual for SAPWood for Windows. Version 2.0. Colorado State University.
- Santa María H, Caicedo N, Montañó J, Almazán J L. (2016). Towards timber mid-rise buildings in Chile: structural design challenge and regulations gaps. In: *World Conference on Timber Engineering*. Vienna, Austria.
- van de Lindt J W, Pei S, Pryor S, Shimizu H, Isoda H. (2010). Experimental Seismic Response of a Full-Scale Six-Story Light-Frame Wood Building. *Journal of Structural Engineering*, 136(10):1262-1272.
- van de Lindt J W. (2004). Evolution of Wood Shear Wall Testing, Modeling, and Reliability Analysis: Bibliography. *Practice periodical on structural design and construction*, 9(1): 44-53.



## MODELACIÓN NO-LINEAL DE MUROS MARCO-PLATAFORMA PARA EDIFICIOS DE MADERA EN MEDIANA ALTURA

### NONLINEAR MODELING OF WOOD FRAME SHEAR WALLS FOR MID-HEIGHT TIMBER BUILDINGS

Estrella, Xavier <sup>(1,2,3\*)</sup>; Almazán, José <sup>(1,2)</sup>; Guindos, Pablo <sup>(1,2)</sup>; Malek, Sardar <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería. Santiago, Chile.

<sup>(2)</sup> Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile.

<sup>(3)</sup> University of Technology Sydney, Faculty of Engineering and IT. Australia, Sidney.

\* Contacto: xavestrella@gmail.com

#### Resumen

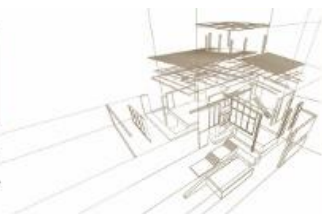
El diseño de edificaciones de madera de mediana altura en países sísmicos requiere muros marco-plataforma más robustos que los requeridos en estructuras de baja altura. A pesar de que recientemente se han llevado a cabo investigaciones para demostrar que su comportamiento es diferente de los muros tradicionales, no existen trabajos previos que hayan estudiado estrategias para modelar su respuesta lateral bajo grandes demandas de desplazamiento. Por lo tanto, este artículo presenta un metodología para la modelación no-lineal de muros marco-plataforma de alta resistencia, la cual ha sido validada con un set de 12 ensayos experimentales a escala real. El modelo tiene una precisión del  $\pm 8\%$  para muros 1:1, y ha probado ser adecuado para capturar fenómenos no-lineales como degradación de fuerza y rigidez, o *pinching*. Además, se encontró que las demandas en el sistema de anclaje son aproximadamente el 50% de su capacidad última, y que el patrón de clavado puede optimizarse para aumentar la resistencia del muro hasta en un 10%. Finalmente, se presentan los parámetros de un modelo de un grado de libertad para muros marco-plataforma de alta resistencia.

*Palabras-clave: marco-plataforma, edificios de madera, modelación no-lineal.*

#### Abstract

Designing mid-height timber buildings in seismic countries requires stronger wood frame shear walls compared to those required in low-height structures. Despite some experimental research has been conducted lately to show that the lateral response of such 'strong' walls is different from the traditional ones, there are no previous investigations on how to develop numerical models that reproduce their behavior under large displacement demands. Hence, this paper presents a simplified nonlinear modeling methodology for strong wood frame walls, which has been validated with a set of 12 real-scale experimental tests. The model has an accuracy of  $\pm 8\%$  for 1:1 walls and has proved to be suitable to capture post-peak phenomena such as force and stiffness degradation and pinching. It was also found that the demands on the anchoring system are about 50% of its failure strength, and that the nailing pattern can be optimized to increase the capacity of wood frame walls by up to 10%. Finally, the parameters of an SDOF model for strong wood frame walls are presented.

*Keywords: wood frame walls, timber buildings, nonlinear modeling.*



## 1. INTRODUCCIÓN

El sistema constructivo en marco-plataforma tiene una presencia significativa en la construcción de baja altura en Norte América y Oceanía, abarcando cerca del 90% de las casas residenciales en los E.E.U.U. (Ajay 1995). En este contexto, es común emplear muros de corte como parte principal del sistema resistente lateral para soportar las cargas generadas por los movimientos sísmicos. Tradicionalmente, un muro de corte tipo marco-plataforma consiste de un marco de madera de 1.2 a 2.4 m de largo compuesto de pie-derechos interiores de escuadría 38x89 mm espaciados a 400 mm, de pie-derechos dobles en los extremos del muro, miembros individuales para las soleras superior e inferior, y *hold-downs* convencionales en las esquinas para prevenir el volcamiento. La resistencia lateral es proporcionada mediante tableros de OSB de 9 a 11 mm de espesor colocados en un lado del muro, unidos al marco de madera a través de clavos helicoidales espaciados a 150 mm en los bordes exteriores y a 300 mm al interior, como se muestra en la Figura 1(a). Sin embargo, para estructuras de mediana altura, se requiere una configuración de muros diferente, de tal manera que sea capaz de resistir las elevadas fuerzas verticales y horizontales que se generan debido a las mayores cargas gravitacionales y sísmicas. Por ello, la configuración de estos muros *strong* usualmente consiste de piezas de madera con escuadría 38x135 mm, varios pie-derechos de borde, dispositivos *hold-down* de alta resistencia, paneles de OSB en ambos lados del muros, y un espaciamiento de clavos mucho menor tanto en los bordes exteriores como al interior del muro, como se muestra en la Figura 1(b).

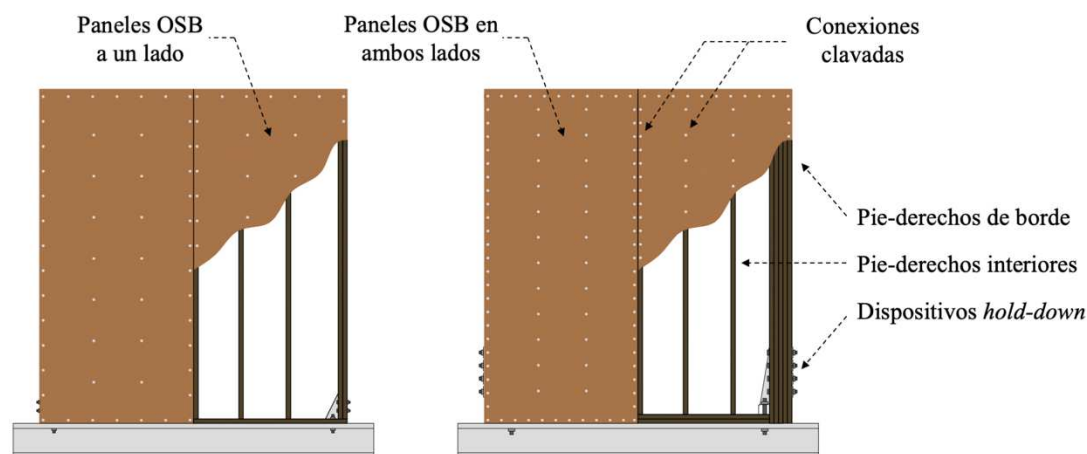
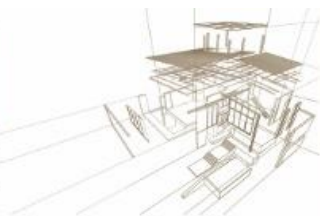


Figura 1: Comparativa entre (a) muro marco plataforma tradicional y (b) "strong".

Entender la mecánica del comportamiento de muros marco-plataforma con configuración *strong* es un paso de crucial importancia para el desarrollo de edificaciones de mediana altura en países sísmicos, dado que las normativas actuales y los procedimientos de diseño estándar han sido desarrollados en base al conocimiento previo de muros marco-plataforma tradicionales. Sin embargo, las investigaciones en esta área son escasas. van de Lindt et al. (2010) investigaron la respuesta sísmica experimental de una edificación de apartamentos de seis plantas construida a escala real en la mesa vibratoria más grande del mundo en Miki, Japón. Los resultados mostraron

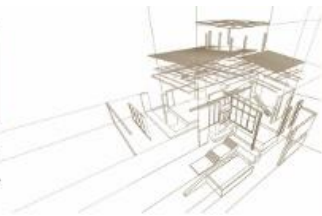




que la edificación tuvo un buen comportamiento incluso para altas cargas sísmicas, con una drift máximo de entrepiso de 2% (en promedio) y daño menores a nivel no-estructural. Sadeghi et al. (2018) investigaron la respuesta monotónica de muros marco-plataforma con anclajes *hold-down* de alta resistencia y pie-derechos de borde con varios miembros, reproduciendo las condiciones de carga vertical esperadas en estructuras de mediana altura. Los resultados evidenciaron que esta configuración de muros presenta una rigidez y resistencia mayor comparada a la de los muros tradicionales. Guíñez et al. (2019) estudiaron el la respuesta lateral monotónica y cíclica de muros *strong* con diferentes longitudes y patrones de clavado. Se encontró que esta configuración presenta una mayor capacidad y un retraso en la degradación de rigidez. Además, se concluyó también que los procedimientos actuales de diseño para estos elementos subestiman la capacidad y sobreestiman la rigidez de los muros con configuración *strong*.

Dado que los estudio experimentales usualmente son complejos, costosos, y demandan una cantidad considerable de tiempo, otro enfoque adecuado para estudiar el comportamiento de muros marco-plataforma es a través de modelos numéricos. Por ello, en las últimas tres décadas se han llevado a cabo varios proyectos de investigación enfocados al desarrollo de herramientas matemáticas que permitan predecir la respuesta lateral de muros bajo distintas condiciones de carga (Itani & Cheng 1984; Dolan & Foschi 1991; Folz & Filiatraul 2001; Xu & Dolan 2009; Pang & Hassanzadeh 2013), logrando muy buenos resultados en términos de precisión y de balance costo-beneficio. A pesar del extensivo trabajo que se ha realizado en este tópico, no existen investigaciones previas enfocadas en el desarrollo de enfoques para la modelación de la respuesta no-lineal de muros marco-plataforma *strong*, y existe evidencia que resalta la necesidad de hacerlo.

A pesar de que la configuración de los muros *strong* no altera la respuesta fuerza-desplazamiento general del muro, las demandas de deformación se distribuyen de una manera diferente dentro de los elementos que lo conforman. Mientras que cuando se emplea la configuración tradicional la respuesta lateral del muro se debe principalmente a la deformación de las conexiones clavadas entre el tablero de OSB y el marco de madera, en la configuración *strong* el sistema de anclaje tiene una importante contribución de hasta el 50% a la deformación total, haciendo que las metodologías de modelación previamente desarrolladas no sean adecuadas para reproducir este fenómeno. Por lo tanto, en este artículo se propone una nueva metodología para la modelación no-lineal de muros marco-plataforma *strong*, la cual incorpora las distintas fuentes de deformación que aportan al desplazamiento lateral y es válida para conducir análisis monotónicos y cíclicos bajo grandes demandas de deformación. La precisión del modelo ha sido comprobada al comparar los resultados con aquellos obtenidos de un set de 12 ensayos experimentales llevados a cabo en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la UC. Además, el modelo propuesto sigue un enfoque simplificado, que se encuentra en el medio entre los modelos mecanístico-fenomenológicos y los modelos complejos desarrollados en base a elementos finitos, lo que reduce significativamente tanto los parámetros de input necesarios como el costo computacional involucrado.



## 2. MODELO NUMÉRICO

En base a la propuesta de Pang & Hassanzadeh (2013), el modelo numérico que se presenta en este trabajo consta de tres distintos tipos de elementos: (1) elementos tipo *frame* de dos nodos y seis grados de libertad empleados para representar los pie-derechos, (2) elementos tipo *plate* elásticos de cinco grados de libertad para los paneles de OSB, y (3) elementos tipo *link* de tres grados de libertad para las conexiones clavadas y los anclajes *hold-down*. Dado que el comportamiento no-lineal del muro está gobernado por la respuesta de las conexiones entre los pie-derechos y el tableros de OSB, los clavos han sido modelados empleando una constitutiva histerética no-lineal, mientras que los pie-derechos, los paneles OSB y los *hold-downs* han sido modelados de manera elástica ( $E = 11.4$  MPa para los elementos *frame*, y  $G = 1.3$  GPa para los elementos *plate*). Para la constitutiva no-lineal de las uniones clavadas se ha empleado el modelo MSTEW propuesto por Folz y Filiatrault (2001), cuyos parámetros fueron obtenidos por métodos de minimización del error en base a los resultados promedio de un set de ensayos.

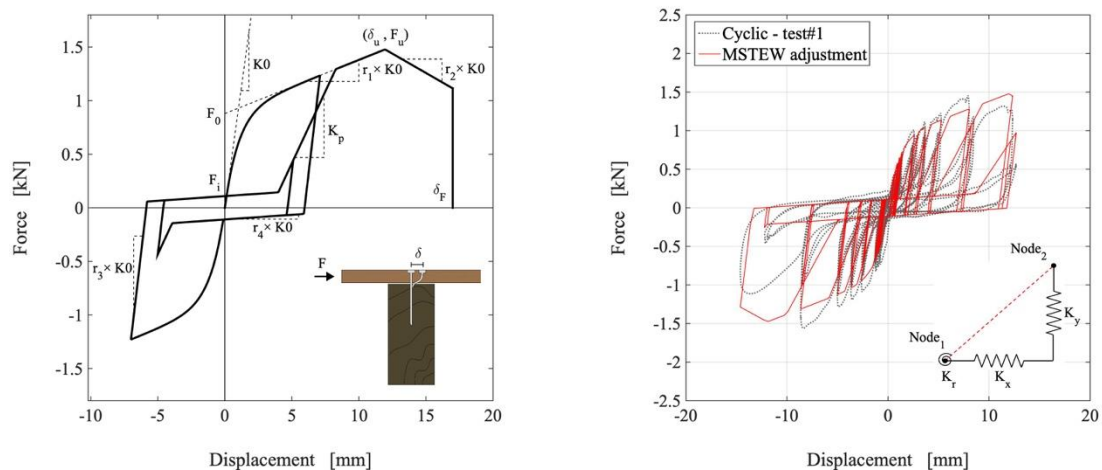
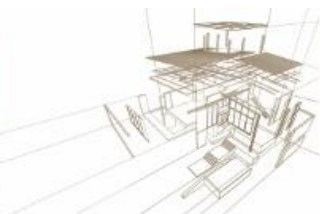


Figura 2: (a) descripción del modelo MSTEW y (b) calibración a resultados experimentales.

La Figura 2(a) muestra la formulación del modelo MSTEW para ciclos de carga y descarga, mientras que en la Figura 2(b) se observa los resultados de la calibración del modelo al compararlos con los obtenidos en el laboratorio. Cada unión clavada se representa mediante dos resortes ortogonales que unen los dos nodos del elemento *link* y que poseen la constitutiva MSTEW. La rigidez rotacional de la conexión es muy baja y puede despreciarse, por lo que en el modelo se le ha asignado un valor igual a cero. Los parámetros del modelo MSTEW empleado en los resortes se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros de modelación MSTEW para conexiones clavadas.

$K_0$ (kN/mm)	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$r_4$	$F_0$ (kN)	$F_1$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\alpha$	$\beta$
0.561	0.061	-0.078	1.400	0.143	0.751	0.141	12.500	0.800	1.100



Se ha adoptado un enfoque simplificado para desarrollar el modelo que se propone en este artículo, por lo tanto, se han asumido algunos supuestos en su planteamiento con el objetivo de facilitar el proceso de modelamiento y reducir la información de input que se requiere. Un esquema de la propuesta de modelación se presenta en la Figura 3. Los elementos *frame* que representan los pie-derechos interiores y de borde se han unido entre sí empleando uniones articuladas, ya que la rigidez rotacional que proporcionan los clavos que los unen puede considerarse despreciable. Además, cuando existe más de un pie-derecho adyacente, se ha considerado un solo elemento *frame* con un ancho igual a la suma total. Para evitar el deslizamiento lateral, se han colocado elementos *link* en la solera inferior con una rigidez infinitamente alta para fijar el muro a la base. Los elementos *hold-down* se definieron con una constitutiva elástica de rigidez igual a  $k_t = 11.85 \text{ kN/mm}$ , la cual fue calculada en base a los catálogos de diseño.

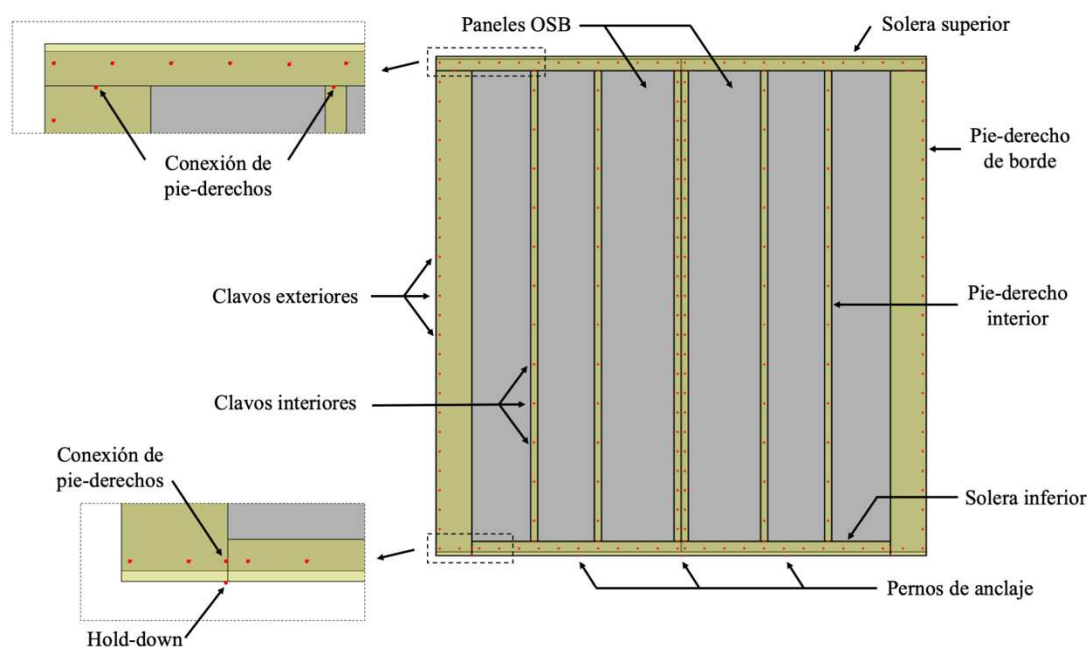
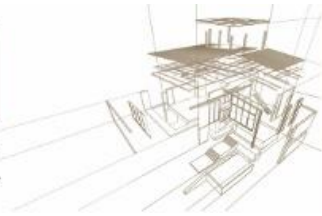


Figura 3: Esquema del modelo desarrollado.

### 3. VALIDACIÓN DEL MODELO

En esta sección se verifica la precisión del modelo a la hora de predecir la respuesta fuerza-desplazamiento de muros marco-plataforma *strong* de diferentes relaciones de aspecto. Siguiendo los lineamientos detallados en la sección anterior, se desarrolló un modelo numérico para cada uno de los 12 ensayos llevados a cabo dentro del programa experimental, replicando con el máximo nivel de detalle posible la geometría y características de cada muro. Se realizaron análisis estáticos monotónicos empleando control de desplazamientos con pasos de carga iguales a 0.5 mm. Como criterio de convergencia se empleó un *norm displacement increment test*, con un residual de tolerancia igual a  $1e-6 \text{ kN}$  y un máximo de 20 iteraciones por paso de carga. Los análisis se llevaron a cabo hasta observar una caída en la resistencia del 40% o hasta que



el algoritmo ya no era capaz de lograr convergencia. Los resultados monotónicos (ensayos y modelo) para muros de 1200 y 2400 mm de largo se muestran en la Figura 4.

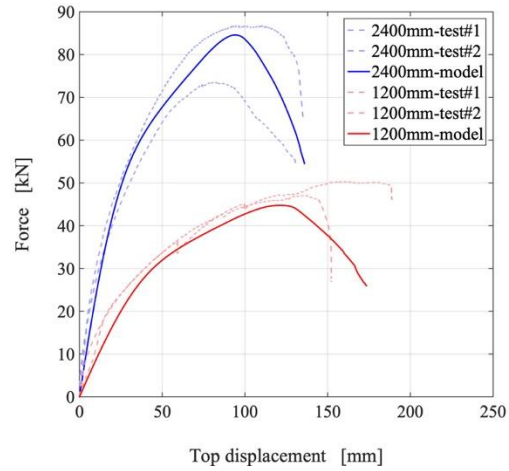


Figura 4: (a) configuración de ensayo monotónico, y (b) comparación de resultados experimentales y predicción del modelo.

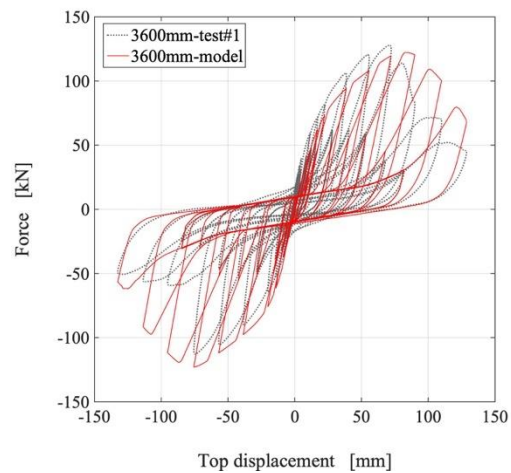
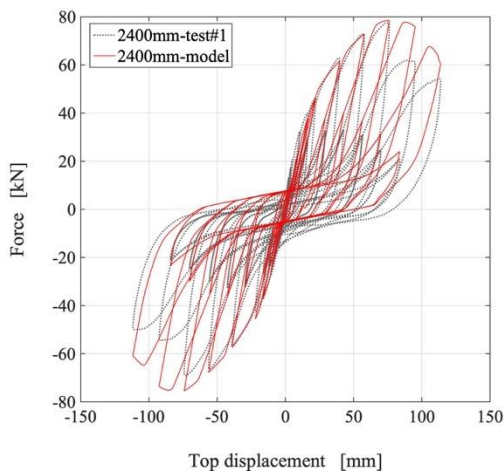
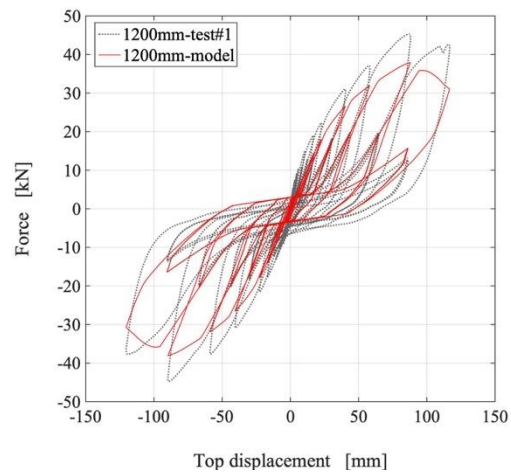
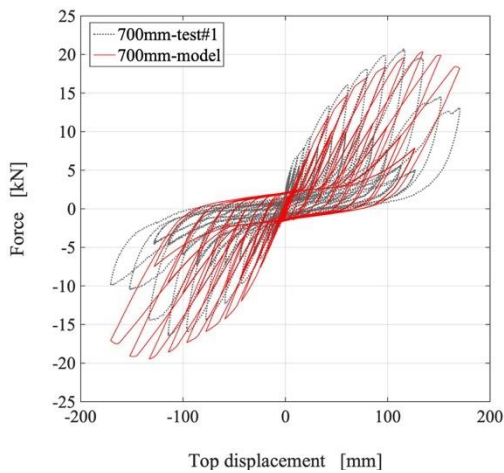


Figura 5: Comparación de resultados cíclicos de ensayos y modelos para muros de (a) 700 mm, (b) 1200 mm, (c) 2400 mm, y (d) 3600 mm de longitud.

La Figura 4 muestra buena concordancia entre los resultados de laboratorio y las predicciones del modelo para ambas tipologías de muro. El ensayo monotónico #2 del muro de 2400 mm presentó una resistencia máxima menor, probablemente debido a problemas constructivos o a un deficiente proceso de clavado. Sin embargo, el modelo muestra buena precisión respecto a los resultados del ensayo #1 en referencia a capacidad, rigidez y ductilidad. Resultados similares se observan para los muros de 1200 mm de longitud. Un análisis detallado de la precisión del modelo se presenta posteriormente. La Figura 5 muestra los resultados cíclicos de laboratorio y del modelo para cuatro muros de distintas relaciones de aspecto (3.43, 2.0, 1.0, y 0.67). En términos generales, se observa una buena precisión del modelo a la hora de predecir la respuesta fuerza-desplazamiento de los muros, capturando adecuadamente las características propias del comportamiento no-lineal tales como degradación de fuerza, rigidez, y *pinching*. Además, resulta de interés destacar que el modelo funciona adecuadamente para muros de alta relación de aspecto, cuyo complejo comportamiento usualmente es difícil de capturar a través de métodos analíticos.

Para validar adecuadamente la precisión del modelo a la hora de predecir la respuesta lateral de muros marco-plataforma tipo *strong*, se ha llevado a cabo una comparación cuantitativa entre los resultados de laboratorio y las predicciones del modelo. Para ello, se han definido seis parámetros de evaluación: (1) capacidad máxima, (2) desplazamiento máximo, (3) rigidez inicial, (4) desplazamiento último, (5) ductilidad, y (6) energía disipada. La Figura 6 muestra los resultados para cada uno de los 12 ensayos llevados a cabo, en donde los valores obtenidos con el modelo se han normalizado respecto a los experimentales. Esto implica que si el resultado es mayor que uno, el modelo sobreestima dicho parámetro, y si es menor, lo subestima. Se puede observar que el modelo predice adecuadamente los parámetros en análisis, con un margen de error dentro del rango admisible considerando la incertidumbre en las propiedades mecánicas de la madera. Se observa que, en términos generales, se subestima la respuesta para muros de 1200 mm de longitud en un 11.1% en promedio, mientras que se sobrestima los parámetros para los demás especímenes en 7.8% en promedio. Se debe notar que se predice adecuadamente la capacidad máxima y la rigidez inicial de los muros, parámetro de interés relevante dentro de la práctica diaria ingenieril.

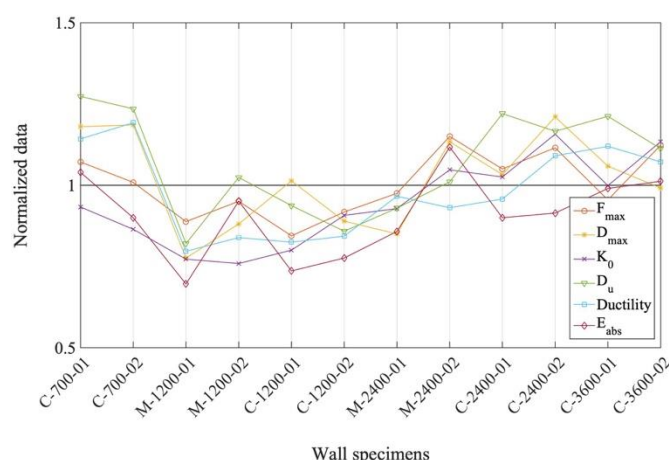


Figura 6: Evaluación cuantitativa del modelo propuesto.

#### 4. ANÁLISIS DE RESPUESTA LOCAL

##### 4.1. Sistema de anclaje

Al evaluar el desempeño de elementos marco-plataforma, existe consenso en la comunidad científica que el nivel de daño puede relacionarse de forma directa al drift lateral que experimenta el muro. Por ejemplo, el estándar FEMA 356 (2000) establece tres niveles de desempeño para muros marco-plataforma: (1) ocupación inmediata IO, (2) seguridad de la vida LS, y (3) prevención del colapso CP, los cuales están asociados a niveles de drift de 1%, 2% y 3%, respectivamente. Sin embargo, estos niveles de desempeño asumen que todo el daño se debe solamente a deformación por corte y que el muro se encuentra completamente anclado a la fundación. Si esto no es cierto y el sistema de anclaje presenta fallas críticas, el muro habrá perdido completamente su capacidad de carga. Dado esto, resulta de interés analizar las demandas en los dispositivos *hold-down* en conjunto con el comportamiento global del muro. La Figura 7 muestra la respuesta fuerza-desplazamiento del elemento *link* que representa el sistema de anclaje en el modelo propuesto, donde el eje vertical se ha normalizado por la tensión admisible  $T_{allowable}$  del dispositivo provista en el catálogo de diseño, el cual también define la capacidad última  $T_{ult}$  como  $3T_{allowable}$ . La máxima fuerza de tensión alcanzada es  $1.52 T_{allowable}$ , es decir,  $0.51 T_{ult}$ . Esto implica que el sistema de anclaje se mantiene dentro del rango elástico para cargas de servicio, y no llega a la rotura para cargas últimas, lo que garantiza una falla frágil del muro. Este comportamiento es requisito fundamental dentro de los códigos modernos de diseño sísmico.

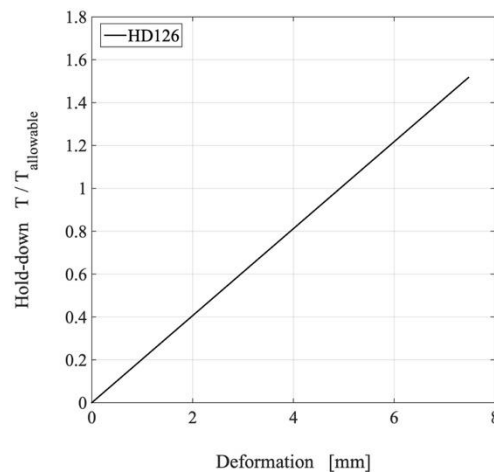
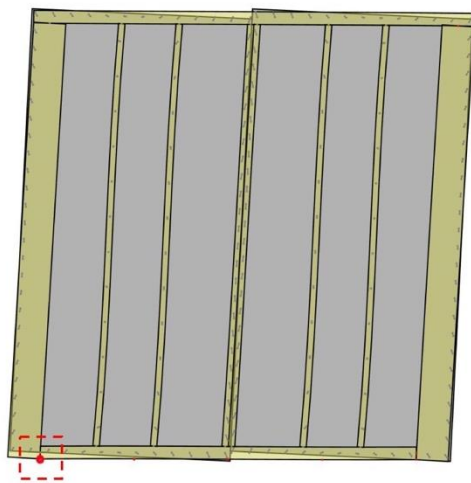


Figura 7: Demanda en sistema de anclaje.

#### 4.2. Conexiones clavadas

La deformación de las conexiones clavadas se debe al desplazamiento relativo entre los pie-derechos y los tableros de OSB. Debido a la geometría rectangular de los tableros y a la configuración deformada del marco de madera, la demanda de deformación en los clavos dependerá de su posición dentro del muro. La Figura 8(a) muestra el campo de deformaciones máximas para un muro de 2400 mm de longitud, sometido a un análisis monótonico empleando el modelo propuesto en este trabajo. Los resultados muestran que las conexiones clavadas que se ubican en las esquinas superiores e inferiores y en los pie-derechos intermedios son lo que sufren deformaciones mayores, por lo que son los que más contribuyen a la capacidad del muro, y que los clavos ubicados en otras posiciones tienen un aporte poco significativo. Basado en esta información, es posible rediseñar la distribución de las conexiones clavadas, con el objetivo de optimizar su localización en las áreas de mayor demanda para aumentar la capacidad del muro. Esto se realizó disminuyendo el espaciamiento de los clavos en las esquinas a 50 mm, mientras que el resto se aumentó a 150 mm. El espaciamiento en los pie-derechos interiores se aumentó a 300 mm. De esta manera, el nuevo diseño del muro posee la misma cantidad de clavos que el original. La Figura 8(b) muestra una comparación entre los resultados de un análisis monótonico para el diseño original y el optimizado, en donde se observa que con la nueva distribución de las conexiones se puede aumentar la capacidad del muro hasta en un 10%, a cambio de reducir ligeramente la capacidad de ductilidad. Esto se explica ya que al concentrar los clavos en las zonas de mayor demanda existe una falla simultánea de los conectores, disminuyendo la capacidad residual y por lo tanto la ductilidad, aunque de manera muy sutil.

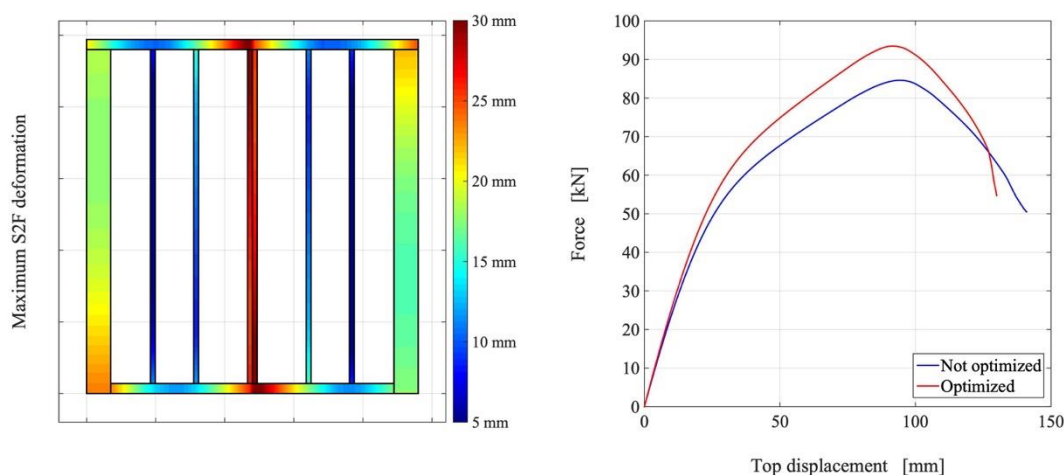
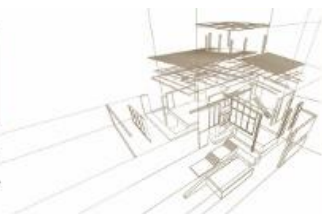


Figura 8: (a) demanda de deformación en las conexiones clavadas, y (b) comparación de resultados para diseño original y optimizado.

#### 4.3. Modelación de respuesta global

Modelos analíticos que posean el nivel de precisión necesario para propósitos ingenieriles son de relevante interés al evaluar el desempeño estructural de edificaciones frente a altas demandas sísmicas, o al llevar a cabo procesos de diseño basados en desempeño. Debido a la complejidad estructural y al gran número de componentes que poseen los muros marco-plataforma, no es posible desarrollar modelos detallados en elementos finitos (como el que se presenta en este artículo) para edificaciones completas con varias plantas y varios muros en cada una de ellas, dado que los costos computacionales involucrados serían demasiado elevados. En vez de ello, se emplean modelos simplificados que representan el comportamiento global de corte de los muros marco-plataforma a través de elementos horizontales de un grado de libertad que unen las losas de dos plantas consecutivas. Para ello, se usan modelos histeréticos que son capaces de adecuadamente capturar los fenómenos asociados al comportamiento no-lineal bajo grandes desplazamientos, tales como el modelo MSTEW propuesto por Folz y Filiatrault (2001). Dado la relevancia en la práctica ingenieril de este enfoque, en la Tabla 2 se presentan los parámetros de modelación MSTEW por metro lineal para distintas tipologías de muros marco-plataforma, los cuales pueden ser empleados para elaborar modelos de edificaciones completas empleando programas computacionales como SAPWood (Pei y van de Lindt 2010). Información detallada del modelo MSTEW puede encontrarse en Folz y Filiatrault (2001).

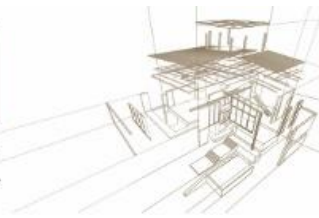
Tabla 2: Parámetros de modelación MSTEW para muros marco-plataforma de distintas tipologías.



Tipología muro		Parámetros MSTEW									
OSB	@ Clavos [mm]	$K_0$ [kN/mm/m]	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$r_4$	$F_0$ [kN/m]	$F_i$ [kN/m]	$\delta_u$ [mm]	$\alpha$	$\beta$
Simple	50	2.374	0.072	-0.046	1.000	0.017	10.275	2.048	45.450	0.532	1.139
	100	1.393	0.079	-0.101	1.047	0.015	9.600	1.603	57.300	0.531	1.146
	150	1.080	0.079	-0.090	1.075	0.014	7.104	1.202	55.820	0.522	1.150
Doble	50	2.487	0.097	-0.080	1.002	0.021	26.685	2.935	42.887	0.800	1.150
	100	2.786	0.079	-0.101	1.047	0.015	19.196	3.205	57.300	0.531	1.146
	150	2.159	0.079	-0.090	1.075	0.014	14.208	2.403	55.820	0.522	1.150

## 5. CONCLUSIONES

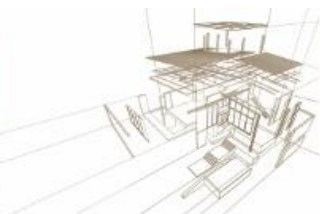
El diseño de edificaciones de mediana altura en zonas de alta sismicidad empleando el sistema marco-plataforma requiere una configuración especial de muros que permita soportar adecuadamente las cargas verticales y horizontales que se generan. A lo largo de este documento se presenta una metodología para la modelación no-lineal de esta tipología de muros (aquí denominada *strong*), la cual ha sido verificada frente a un set de 12 ensayos de laboratorio y probó ser válida para reproducir la respuesta monotónica y cíclica de muros con distintas relaciones de aspecto. Además, se ha demostrado que concentrar la no-linealidad solamente en las conexiones clavadas y asumir un comportamiento lineal para los demás elementos del muro es un supuesto adecuado que conduce a resultados dentro del rango de error admisible. Un análisis detallado del sistema de anclaje demostró que las tensiones en este se mantienen dentro del rango lineal para cargas de servicio, y que llegan hasta un 50% de  $T_{ult}$  para la carga máxima, lo que garantiza una falla dúctil del muro. También se ha encontrado que las demandas



de deformación en las conexiones clavadas se concentran en las esquinas superior e inferior del muro, y en los pie-derechos centrales. Dado esto, se ha desarrollado un diseño optimizado del muro, en el cual empleando la misma cantidad de conectores, se ha alcanzado un incremento del 10% de la capacidad resistente. Finalmente, se presentan los parámetros de modelación de sistemas de un grado de libertad para distintas tipologías de muros marco-plataforma, con el objetivo de emplear dicha información para desarrollar modelos de edificaciones completas de varias plantas.

## REFERENCIAS

- Ajay M. (1995). Estimating building stocks for earthquake mitigation and recovery planning. American National Standards Institute and American Wood Council, Washington, D.C.
- Dolan J, Foschi R. (1991). Structural analysis model for static loads on timber shear walls. *J Struct Eng*;117:851–61.
- FEMA. (2000). FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Folz B, Filiatrault A. (2001). Cyclic analysis of wood shear walls. *J Struct Eng*;127:433–41.
- Guíñez F, Santa María H, Almazán JL. (2019). Monotonic and cyclic behaviour of wood frame shear walls for mid-height timber buildings. *Eng Struct*;189:100–10.
- Itani R, Cheung C. (1984). Nonlinear analysis of sheathed wood diaphragms. *J Struct Eng*;110:2137–47.
- Pang W, Hassanzadeh S. (2012). Corotational model for cyclic analysis of light-frame wood shear walls and diaphragms. *J Struct Eng*;139:1303–17.
- Pei S, van de Lindt J W. (2010). User's manual for SAPWood for Windows. Version 2.0. Colorado State University.
- Sadeghi Marzaleh A, Nerbano S, Sebastiani Croce A, Steiger R. (2018). OSB sheathed light-frame timber shear walls with strong anchorage subjected to vertical load, bending moment, and monotonic lateral load. *Eng Struct*;173:787–99.
- van de Lindt J, Pei S, Pryor S, Shimizu H, Isoda H. (2010). Experimental seismic response of a full-scale six-story light-frame wood building. *J Struct Eng*;136:1262–72.
- Xu J, Dolan J. (2009). Development of a wood-frame shear wall model in ABAQUS. *J Struct Eng*;135:977–84.



## **RESPUESTA LATERAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL MARCO PLATAFORMA CON INCORPORACIÓN DE DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA COMBINADOS CON MECANISMOS AMPLIFICADORES DE DESPLAZAMIENTO**

### **LATERAL RESPONSE OF LIGHT FRAME WALL WITH INCORPORATION OF ENERGY DISSIPATION DEVICES COMBINED WITH MECHANISM DISPLACEMENT AMPLIFIERS**

Guindos, Pablo<sup>1\*</sup>; Araya, Raúl<sup>2</sup>

<sup>1</sup>PUC, Chile;

<sup>2</sup>Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile

\* Contacto: [pguindos@ing.puc.cl](mailto:pguindos@ing.puc.cl)

#### **Resumen**

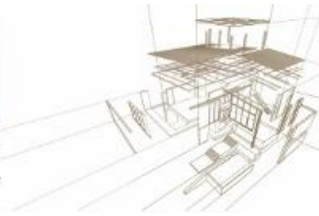
Hoy en día el diseño sísmico de edificaciones de madera de mediana altura está basado en proporcionar la suficiente rigidez lateral a la estructura, la cual proviene esencialmente por la rigidez de los muros del sistema estructural, es así que cada edificación requiere una densidad de muros según la demanda sísmica de diseño. En caso la densidad de muros no sea suficiente o se requiere mejorar el desempeño dinámico ante eventos sísmicos, una alternativa de diseño es la incorporación de dispositivos de disipación de energía. mecanismo El presente artículo estudia teórica y experimentalmente inclusión de disipadores de energía de tipo friccional activados por desplazamiento capaces de desarrollar grandes deformaciones, los cuales están conectados a un de amplificación de desplazamientos denominado Eccentric Lever Arm System (ELAS). El trabajo está dividido en tres partes: (1) Funcionamiento y cinemática del mecanismo de amplificación, para establecer la eficiencia de amplificación del mecanismo. (2) Obtención de la capacidad de rigidez y amortiguamiento equivalente de los disipadores y sistema de amplificación requeridos para limitar la deformación elástica relativa de entrepiso de 0.0025. (3) Análisis numérico de una edificación de seis niveles con y sin protección sísmica con el fin de observar la diferencia de la respuesta en ambos casos.

*Palabras-clave: Marco plataforma, disipadores, amplificadores sísmicos*

#### **Abstract**

Nowadays, the seismic design of médium rise timber buildings is based on providing sufficient lateral stiffness to the structural system, the structural stiffness comes from wall essentially, so each building requires a density of walls according to the design seismic demand. In case the wall density is not enough for the bulding, or it requires to improve the dynamic performance against seismic events, an alternative is incorporate energy dissipation devices. This article studies theoretically and experimentally the inclusion of frictional-type energy dissipation devices activated by displacement and capable to develop large deformations, these are connected to a displacement amplification mechanism known as Eccentric Lever Arm System (ELAS). The work is divided into three parts: (1) Functioning and kinematics of the amplification mechanism, to define the amplification efficiency of the mechanism. (2) Equivalent stiffness and damping capacity of UFP devices and amplification system. (3) Numerical analysis of a six-level building with and without seismic protection in order to observe the difference in response in both cases.

*Keywords: Ligh timber wall, energy dissipating devices ,amplification mechanism*



## 1. INTRODUCCIÓN

La inclusión de dispositivos de disipación de energía en estructuras se ha convertido en una práctica extendida, debido a que conlleva al mejor desempeño dinámico de las edificaciones sujetas a excitaciones sísmicas y/o fuerzas de viento. La efectividad de los dispositivos de disipación sísmica es más notoria en edificaciones flexibles, el cual no es el caso de los sistemas de edificaciones de madera tipo marco plataforma, el cual está constituido por muros compuestos de madera, los mismos que proveen de alta rigidez al sistema y no se observa suficiente deformaciones para el funcionamiento de los disipadores. De esta manera se observa que los disipadores sísmicos activados por desplazamiento podrían no ser muy efectivos para la reducción de la respuesta estructural del sistema ante cargas excitaciones externas que conlleven a deformaciones laterales relativas de entrepiso. La Figura 1a y 1b muestran esquemáticamente la disposición de disipadores de energía dispuestas de forma tradicional conocidas como Diagonal o Chevron respectivamente.

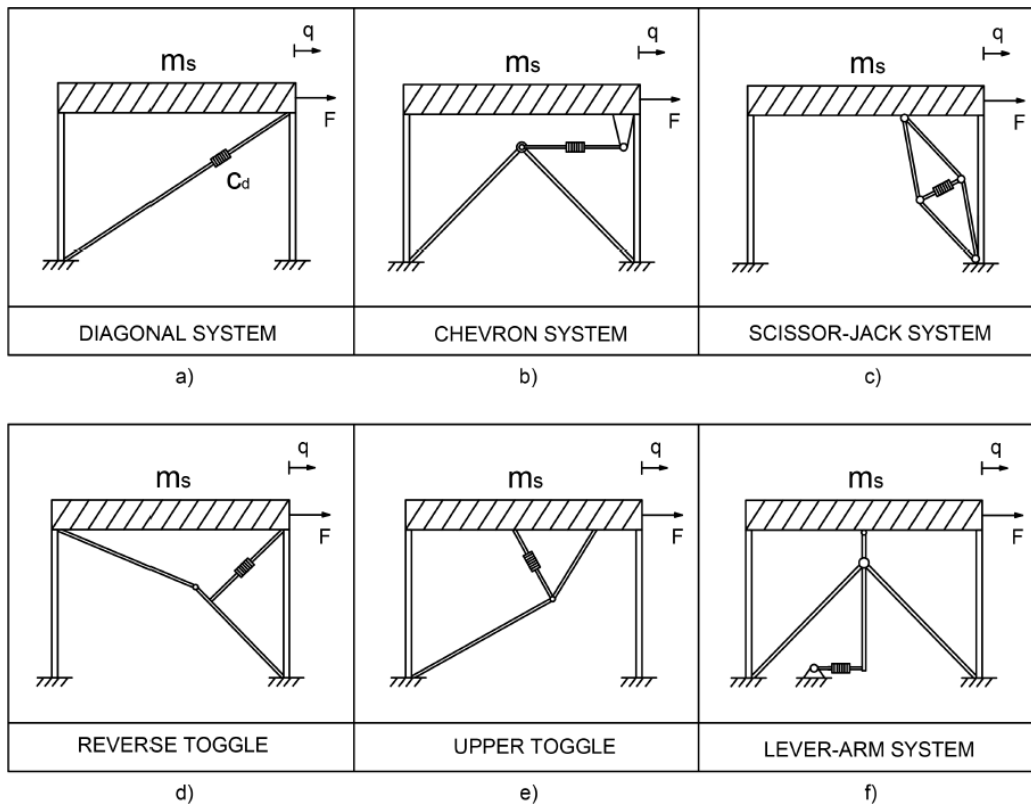


Figura 50: Representación esquemática de disposición de disipadores de energía; a) y b) Configuraciones tradicionales; y c) al f) Configuraciones con sistema de amplificación de desplazamientos

Por otro lado, para sobrellevar este problema se han propuesto diferentes configuraciones mecánicas de amplificación de desplazamientos que permitan mejorar la efectividad de los disipadores de energía. Las figuras 1c al 1f muestran opciones de amplificación de desplazamiento. En este artículo, se estudia una variación del sistema Lever-Arm System (LAS) (Figura f) denominada Excentric Lever-Arm System (ELAS) (Figura 02) propuesto por Almazán y Tapia, 2015.

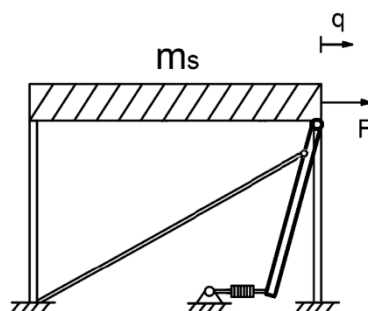


Figura 51: Representación esquemática de sistema de amplificación tipo ELAS

En el presente artículo se presenta la eficiencia de incorporar dispositivos de disipación de energía del tipo U-Shape Flexural Plate (UFP) conectados al sistema ELAS dentro de un sistema estructural marco plataforma de 6 niveles sujeto a acciones sísmicas.

## 2. DISPOSITIVO UFP Y SISTEMA DE AMPLIFICACIÓN DE DSPLAZAMIENTO TIPO ELAS

El análisis dinámico de la estructura requiere caracterizar la cinemática, rigidez equivalente y fuerza de fluencia equivalente del sistema de amplificación sísmica.

### 2.1. Caracterización del dispositivo tipo U-Shape Flexural Plate (UFP)

El dispositivo metálico de disipación de energía tipo UFP (Figura 03) es activado por desplazamiento, y disipa energía a través de la deformación plástica debido a la flexión de sus placas.

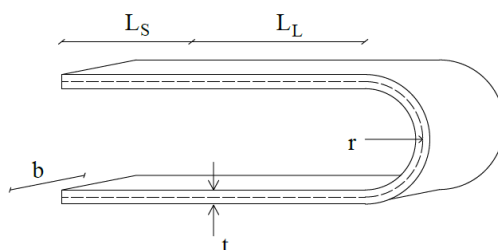


Figura 52: Variables geométricas del disipador de energía tip UFP

Debido al efecto de amplificación de desplazamientos, el dispositivo planteado es de gran nivel de desplazamiento, además para evitar el cambio de geometría circular a triangular al extremo de la placa se considera apropiado considerar Sistema de Restricción Interna - SRI, el mismo que fue estudiado por Almazán y Arizaga, 2019.

#### 2.1.1. Fuerza máxima y rigidez inicial.

La fuerza proporcionada por un UFP fue derivada analíticamente por Kelly en 1972 al relacionar el corte de acoplamiento del UFP con el momento plástico.

$$F_p = \frac{\sigma_y b t^2}{4r} \quad (1)$$

Donde  $\sigma_y$  es el esfuerzo de fluencia del material de las placas del dispositivo UFP,



La rigidez inicial que determina el desplazamiento de activación del dispositivo es determinado analíticamente según el segundo teorema de Castigliano, siendo así:

$$k_o = \frac{8Ebt^3}{27\pi r^3} \quad (2)$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del material de las placas del dispositivo UFP.

## 2.2. Equivalencia del sistema de amplificación (ELAS)

Una simplificación para el análisis es considerar un sistema equivalente a un sistema convencional, considerando una rigidez del dispositivo equivalente para una actuación conjunta de la barra y palanca, asimismo la fuerza horizontal transmitida por el disipador UFP a través de la palanca.

Se define el factor de amplificación teórica  $\alpha = b/a$  como la relación entre longitudes definidas por el punto de pivot (Figura 4).

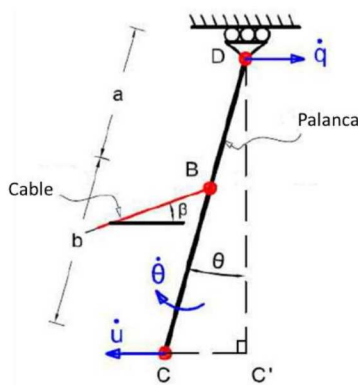


Figura 53: Diagrama de cuerpo libre del sistema de amplificación

Se define el factor de amplificación de velocidades como:

$$\alpha_{tg} = -\frac{\dot{u}}{\dot{q}} = (\alpha + 1) \frac{\cos \theta \cos \beta}{\cos(\theta + \beta)} - 1$$

Según Almazán y Baquero (2015) la rigidez del sistema ELAS se infiere a partir de compatibilidad de deformaciones a nivel del disipador considerando desplazamiento ideal, la flexibilidad a flexión de la palanca y deformación horizontal de la barra. Siendo la rigidez equivalente del sistema:

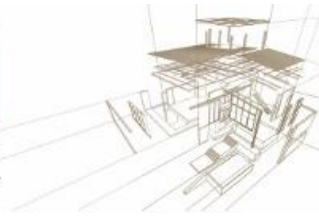
$$k_{al} = \frac{k_a k_l}{(\alpha + 1)^2 k_l + k_a} \quad (3)$$

Siendo  $k_a$  la rigidez a desplazamiento horizontal del sistema en el punto pivot, y  $k_l$  la rigidez flexural de la palanca.

$$k_a = \frac{(\alpha + 1)f_d}{\Delta_d} \quad (4)$$

$$k_l \approx \frac{3EIJ_l}{\left(\frac{1}{\alpha} + 1\right)b^3} \quad (5)$$

Donde  $f_d$  es la fuerza efectuada por el dispositivo UFP,  $J_l$  momento de inercia de la sección de palanca, y  $\Delta_d$  la deformación horizontal permitida en el punto pivot.



A su vez, la equivalencia del sistema ELAS considerando un dispositivo viscoelástico (Elemento Maxwell):

$$k_{eq} = \alpha_{tg}^2 k_{dl} \quad (6)$$

$$c_{eq} = \alpha_{tg}^2 c_d \quad (7)$$

Por otro lado, considerando un dispositivo elastoplástico, la relación constitutiva equivalente del sistema ELAS puede expresarse como:

$$k_{eq} = \alpha_{tg}^2 k_{dl} \quad (8)$$

$$Q_{\mu} = \alpha_{tg} f_{\mu} \quad (9)$$

### 3. ANÁLISIS DE UN SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

En esta sección se analiza la respuesta de un sistema estructural de 6 niveles, en el cual la rigidez de cada nivel está dada por pórtico conformado por dos muros de dimensiones 2.4x4.8m (Figura 5). La rigidez del muro considera el aporte a la flexibilidad por flexión, corte y alargamiento del anclaje (Automatic Tensioning System – ATS).

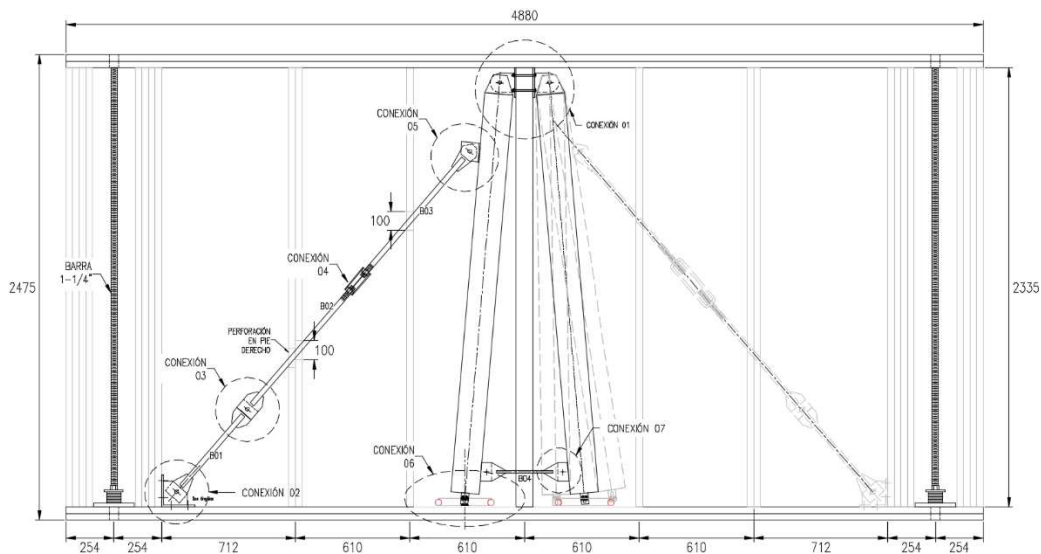
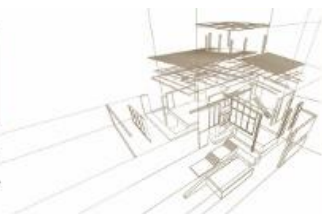


Figura 54: Muro del sistema estructural marco plataforma con disipadores UFP y amplificación de desplazamientos tipo ELAS.

La tabla 01 se muestra las características geométricas y elementos que componen el muro de corte. A partir de los cuales se obtiene la rigidez lateral de cada muro.

Tabla 16 Geometría y propiedades mecánicas de componentes del muro.

Muro	E tonf/cm <sup>2</sup>	E <sub>ATS</sub> tonf/cm <sup>2</sup>	b cm	h cm	t <sub>d</sub> diafragma cm	#PPDD E	#PPDD I	G <sub>a</sub> tonf/cm	D <sub>ATS</sub> cm
M101	102	2100	488	244	33.8	4	4	7.5	3.49
M201	102	2100	488	244	33.8	4	4	7.5	2.86
M301	102	2100	488	244	33.8	4	4	5.0	2.54
M401	102	2100	488	244	33.8	4	4	5.0	2.22
M501	102	2100	488	244	33.8	4	4	5.0	1.91
M601	102	2100	488	244	33.8	4	4	3.9	0.95



### 3.1. Diseño convencional de estructuras marco plataforma

La práctica usual para el diseño de sistemas estructurales marco plataforma utiliza el método de análisis modal espectral, el mismo que aquí se aplica para mostrar que para edificaciones de 6 niveles en ciertas ocasiones no es aplicable bajo ciertas condiciones de emplazamiento según la norma NCh433 “Diseño sísmico de Edificios” Of.1996 Mod. 2012/DS-61.

Considerando las deformaciones que componen el muro según las Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPW):

$$\delta = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{vh^3}{EAb} \right)_{Flexión} + \left( \frac{vh}{G_a} \right)_{Corte} + \left( \frac{h\Delta_a}{b} \right)_{Volcamiento} \quad (10)$$

Donde:

$h$  : Altura del muro (m).

$b$  : Largo del muro (m).

$E$  : Módulo de elasticidad de los pies derechos de borde (tonf/m<sup>2</sup>).

$A$  : Área transversal de los pies derechos de borde de un extremo del muro (m<sup>2</sup>).

$v$  : Corte por unidad de largo del muro (tonf/m).

$G_a$  : Módulo de corte aparente del muro (tonf/m).

$\Delta_a$  : Deformación total vertical del anclaje (m).

Asimismo dado que las deformaciones componen un sistema en serie, la rigidez del muro cuando el ATS se encuentra activado, se define como:

$$K = \left( \frac{1}{K_{flexión}} + \frac{1}{K_{corte}} + \frac{1}{K_{volcamiento}} \right)^{-1} \quad (11)$$

La rigidez del sistema considerando el sistema ATS inactivo es utilizada para la obtención de distribución de fuerzas de inercia sobre la estructura, de ese modo:

$$K = \left( \frac{1}{K_{flexión}} + \frac{1}{K_{corte}} \right)^{-1} \quad (11)$$

A partir de lo mencionado se obtiene la siguiente matriz de rigidez sin aporte de flexibilidad del ATS (tonf/cm):

$$K_{inactivo} = \begin{vmatrix} 115.01 & -55.93 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ -55.93 & 108.13 & -52.20 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -52.20 & 88.81 & -36.61 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -36.61 & 64.83 & -28.23 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & -28.23 & 42.54 & -14.32 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -14.32 & 14.32 \end{vmatrix}$$

Asimismo, la matriz de masa sísmica (tonf-s<sup>2</sup>/cm) está definida como:

$$M = \begin{vmatrix} 1.63 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 1.63 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 1.63 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 1.63 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 1.63 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 1.22 \end{vmatrix}$$





El periodo fundamental definido por K y M es de 0.46seg. De acuerdo a un análisis modal espectral propuesto por Rossi et al. (2015), el cual considera la flexibilidad lateral producido por el giro acumulado de los muros, se ha obtenido los desplazamientos relativos de entrepiso, la matriz de rigidez en ese caso está definida como se muestra:

$$K_{\text{activo}} = \begin{pmatrix} 100.74 & -55.56 & 0.75 & 0.71 & 1.07 & 0.48 \\ -44.84 & 82.99 & -38.93 & 0.25 & 0.37 & 0.17 \\ 0.00 & -31.03 & 66.59 & -38.05 & 1.72 & 0.77 \\ 0.00 & 0.00 & -29.43 & 63.01 & -35.31 & 1.73 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & -26.88 & 42.76 & -15.88 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -12.08 & 12.08 \end{pmatrix}$$

Utilizando como referencia la norma NCh433 “Diseño sísmico de Edificios” Of.1996 Mod. 2012/DS-61 y considerando Zona Sísmica 3 y tipo de suelo B. Los resultados son obtenidos en la Figura 6.

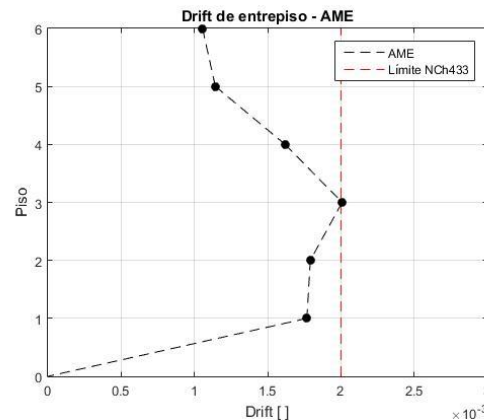


Figura 55: Derivas de entrepiso Análisis Modal Espectral

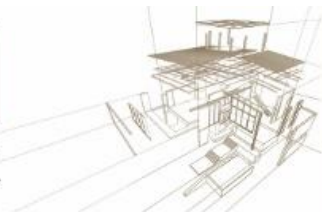
Dado que el desempeño observado se encuentra al límite de lo establecido, se propone incluir disipadores de energía de tipo UFP dentro del sistema ELAS. El sistema será analizado mediante análisis tiempo historia considerando una matriz de rigidez constante con sistema ATS activado para la caracterización del muro y constitutiva no lineal del sistema elasto-plástico equivalente del ELAS.

### 3.2. Análisis tiempo historia lineal de estructura sin disipación

Se evalúa la respuesta ante un registro sísmico compatible para el espectro de respuesta definido por la Norma NCh2745 “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica” considerando Zona Sísmica 3 y suelo tipo II. Ver Figura 7.

La matriz de rigidez del sistema considera el sistema ATS activado durante la acción del sismo, por lo que la matriz de rigidez queda definida como sigue:

$$K_{\text{activo}} = \begin{pmatrix} 98.72 & -48.02 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ -48.02 & 81.03 & -33.01 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -33.01 & 64.72 & -31.71 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -31.71 & 61.27 & -29.56 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & -29.56 & 44.23 & -14.66 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & -14.66 & 14.66 \end{pmatrix}$$



Asimismo, para el análisis se considera un amortiguamiento inherente de la estructura de 5% en consecuencia a las sugerencias realizada por Pino et al (2010) para estructuras de madera con sistema estructural marco plataforma.

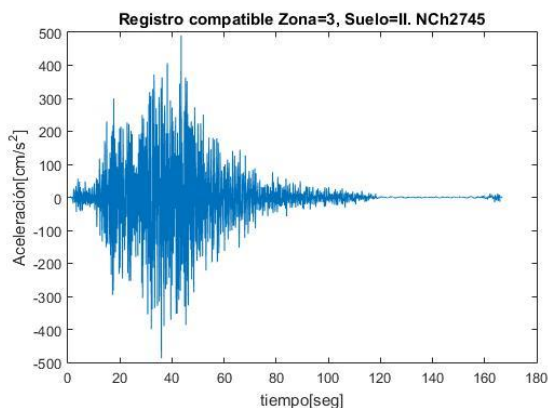


Figura 56: Registro sísmico

Para la obtención de la solución dinámica se he implementado una rutina utilizando MATLAB. Los resultados del sistema sin disipación se muestran a continuación:

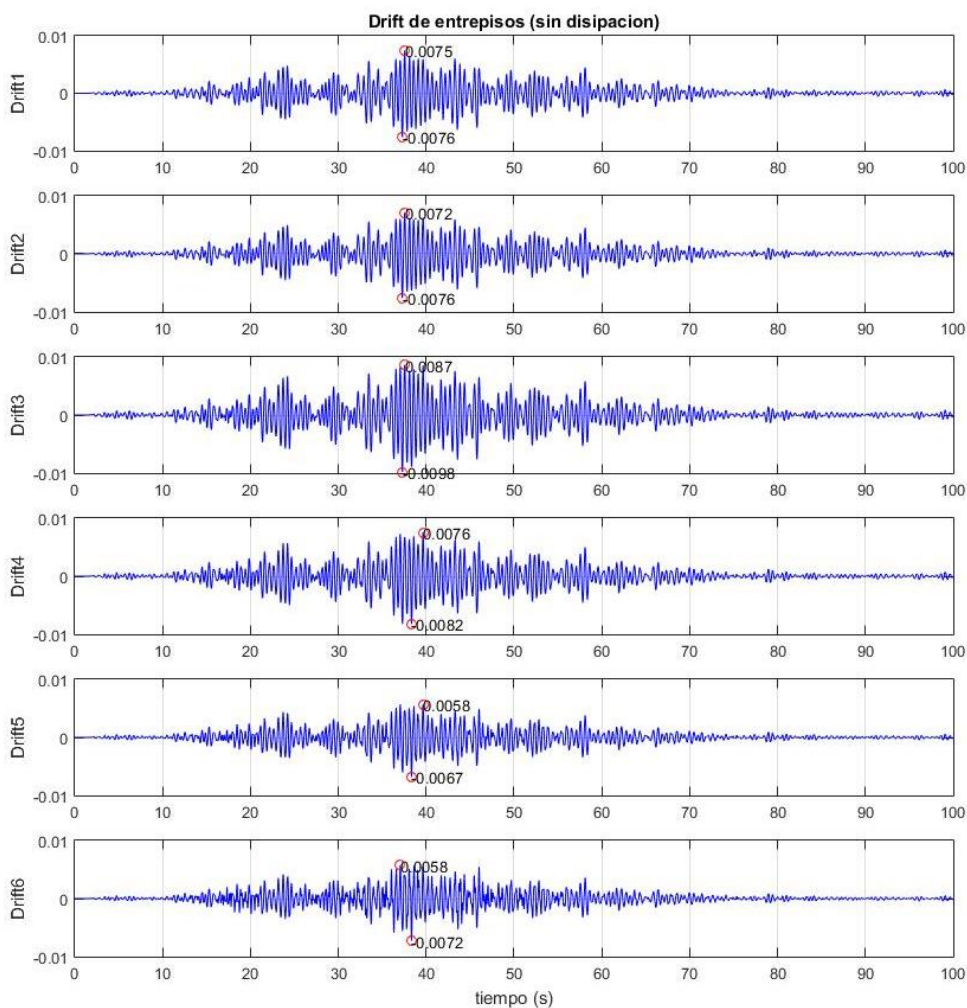


Figura 57: Drift de entrepiso – Estructura sin disipación

### 3.3. Análisis tiempo historia lineal de estructura con disipación

Al igual que el ítem anterior se considera una matriz de rigidez constante, amortiguamiento inherente de 5%. El sistema ELAS está compuesto por una barra roscada de 1" y una palanca de acero de dimensiones 100x150x5mm conectado a un disipador tipo UFP con fuerza de activación de 300kg. El factor de amplificación  $\alpha = 200/20 = 10$ .

Para el análisis se ha distribuido 2 disipadores UFP en cada muro, tal como muestra la Figura 1. Para la obtención de la respuesta dinámica se ha implementado una rutina en MATLAB, considerando un modelo numérico tipo Buoc Wen para el modelamiento elasto-plástico del dispositivo UFP. En la figura 9 se observa la historia de *drift* de entrepiso del sistema con disipación de energía.

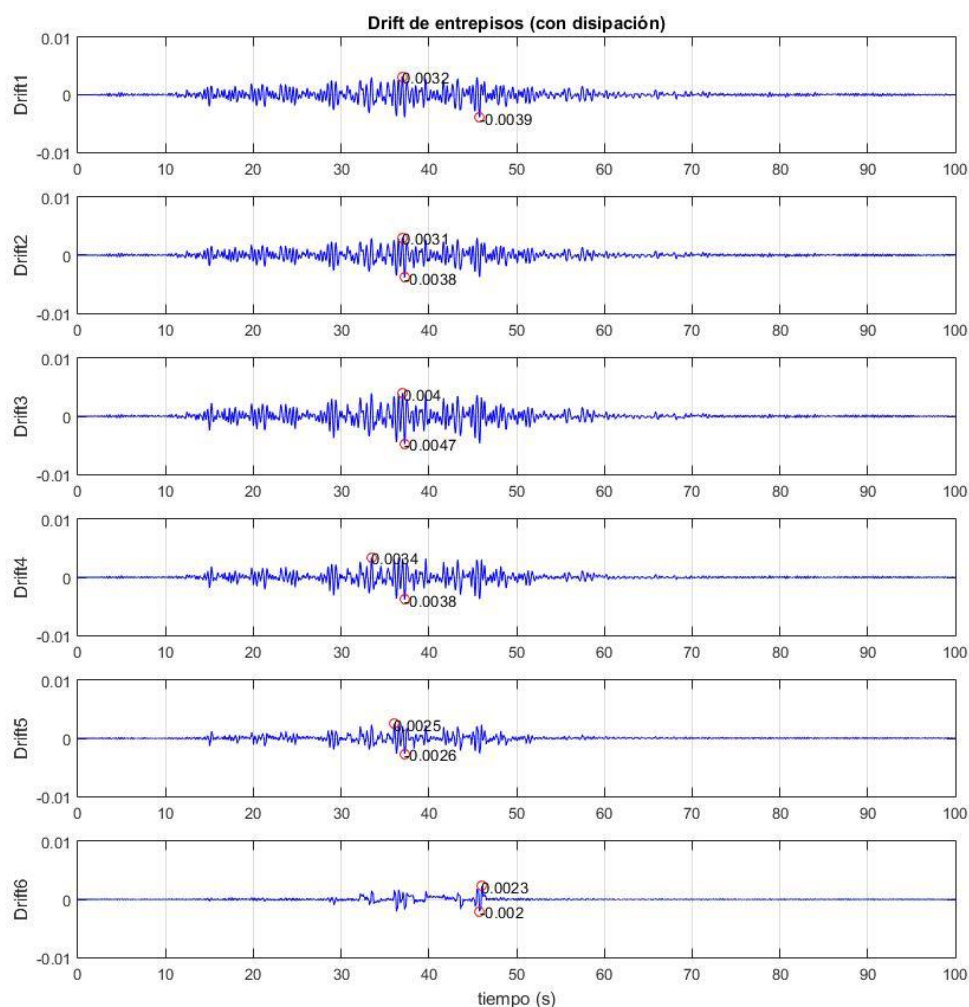


Figura 58: Drift de entrepiso – Estructura con disipación

A partir de las figuras 8 y 9 se observa una reducción de 51% del *drift* más solicitado (3er nivel). La Figura 10 muestra la historia histerética de un dispositivo ubicado en el tercer nivel.

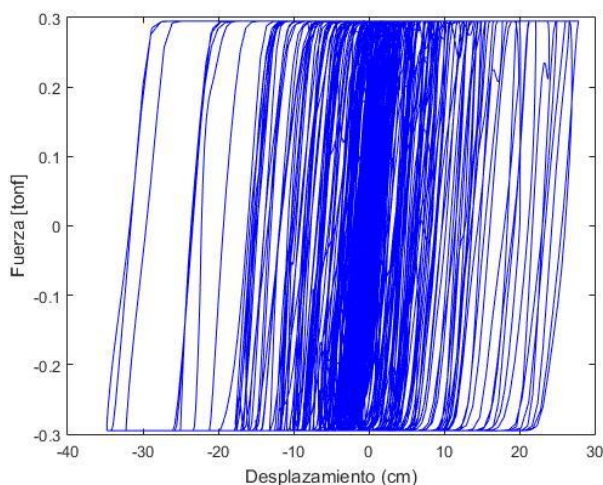
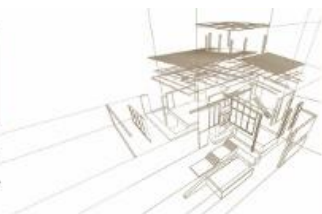


Figura 59: Fuerza vs Desplazamiento del dispositivo UFP más solicitado

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo del proyecto FONDECYT N° 11170863 en el cual se encuentra enmarcado el tema presentado en este artículo. El primer autor está muy agradecido por la guía y paciencia brindada especialmente por sus tutores del proyecto de investigación Ph.D. Pablo Guindos y Ph.D. José Luis Almazán, al igual que M. Eng. Jairo Montaña quien viene siendo soporte y guía en el proceso de investigación experimental.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Wood Council. Special, Design Provisions for Wind and Seismic 2015 Edition. AWC/ANSI, USA, 2015.

Instituto Nacional de Normalización. (2009). Norma chilena oficial NCh 433.Of1996 Modificada en 2009. NCh433.Of1996 Modificada en 2009.

Lopez García, D. (2001). A simple method for the design of optimal damper configurations in MDOF structures. Earthquake spectra.

MATLAB version 8.1.604 (R2013a). The MathWorks Inc., Natick - Massachusetts 2013

S. Rossi et al., Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach, Constr. Build. Mater. (2015).

Sebastián Baquero, José Luis Almazán and Nicolás Tapia. Amplification System for Concentrated and Distributed Energy Dissipation Devices, John Wiley & Sons Ltd, 1997.

Rafael Arizaga. Estudio Experimental de Dispositivos de Disipación de Energía Tipo UFP Sin y Con Sistema de Restricción Interna. Disertación de Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Yuri Ribakov and Andrei M. Reinhorn. Design of Amplified Structural Damping Using Optimal Considerations. Journal of Structural Engineering, 129(October):1422–1427, 2003.



## CONEXIÓN CON PINCHING REDUCIDO PARA MUROS DE CORTE DE CLT

### PINCHING-REDUCED CONNECTION FOR CLT SHEAR WALLS

Araya, Raúl <sup>(1)\*</sup>; Guindos, Pablo <sup>(2,3)</sup>

<sup>(1)</sup> Licenciado en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

<sup>(2)</sup> Dr. Ingeniero. Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

<sup>(3)</sup> Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile

\* Contacto: [roaraya@uc.cl](mailto:roaraya@uc.cl)

#### Resumen

El comportamiento global de una estructura es el reflejo del comportamiento de las conexiones entre los distintos elementos que la componen. Para el caso de muros de corte, el comportamiento vertical asociado al levantamiento está controlado por los elementos de anclaje tipo hold-down. Si bien estos elementos han probado su eficiencia a lo largo de su reiterado uso en sistemas marco plataforma o CLT, presentan ineficiencias en cuanto a su comportamiento cíclico, ya que su enfoque de diseño no considera impedir el aplastamiento que se produce en la madera. Mediante la incorporación de placas de acero en el diseño, la conexión presentada se enfoca en evitar el aplastamiento en la madera generado frente a cargas cíclicas. En esencia, el mecanismo de la conexión consiste en forzar a que las rótulas plásticas de los conectores mecánicos se generen en espacios específicos libres de madera, permitiendo de esta forma obtener un comportamiento histerético más predecible y homogéneo. Los resultados experimentales de las pruebas de concepto han mostrado que, si bien no se ha eliminado la totalidad del pinching, este logra reducirse considerablemente sin alterar negativamente la capacidad y ductilidad de la conexión. Los resultados aún no han sido validados en ensayos de muros, sin embargo, la evidencia entregada por las pruebas realizadas permite inferir que esta metodología de diseño de conexiones enfocada en el desplazamiento de las rótulas plásticas que se forman en los conectores mecánicos es efectiva.

*Palabras-clave: Conexión, CLT, pinching, comportamiento cíclico.*

#### Abstract

The overall behavior of a structure reflects the behavior of the connections between the different elements that make it up. In the case of shear walls elements, the vertical behavior associated with the lifting is controlled by the hold-down anchoring elements. Although these elements have proven their efficiency throughout their repeated use in light timber frame or CLT constructions, they present inefficiencies in terms of their cyclical behavior, since their design approach does not consider preventing the crushing that occurs in wood. By incorporating steel plates in the design. The presented connection focuses on preventing crushing in the wood generated against cyclic loads. The mechanism of the designed connection consists in forcing the plastic hinge of the connectors to be generated in specific spaces free of wood, allowing in this way to obtain a more predictable and homogeneous hysteretic behavior. The experimental results of the proofs of concept have shown that, although the entire pinching has not been eliminated, it is considerably reduced without negatively altering the capacity and ductility of the connection. The results have not yet been validated in shear wall tests, however, the evidence provided by the preliminary tests allows us to infer that this connection design methodology focused on the displacement of the plastic hinge that are formed in the connectors is effective.

*Keywords: Connection, CLT, pinching, cyclic behavior.*



## 1. INTRODUCCIÓN

Durante la última década, las construcciones en madera han ido en aumento producto del constante desarrollo de sistemas constructivos en la industria, enfocados principalmente a la edificación en altura (Kuzmanovska et al. 2018). Uno de estos sistemas es el CLT, sistema constructivo ideal para muros de corte, producto de los grandes valores de resistencia y rigidez en el plano que logra alcanzar (Schmidt and Blass 2018a). En estos elementos, el comportamiento vertical asociado al levantamiento suele estar controlado por elementos de anclaje tipo hold-down, como los de la Fig. 1.

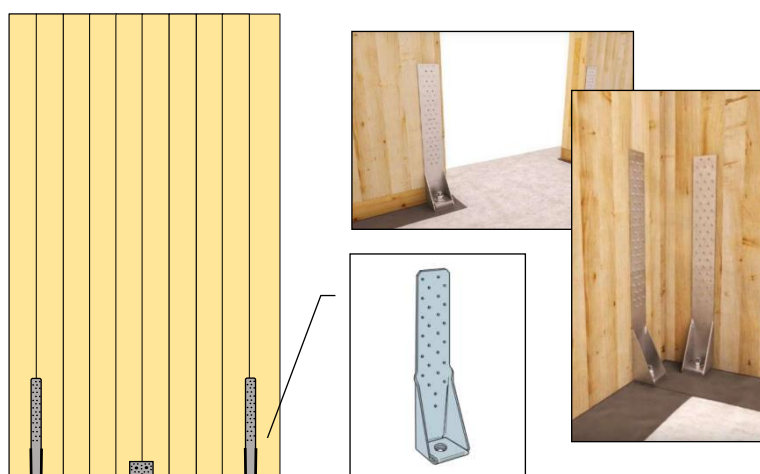
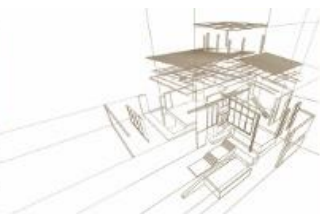


Figura 1: Muros de CLT con sistema hold-down (Simpson Strong Tie and Rothoblaas).

Si bien estos elementos han probado su eficiencia a lo largo de su reiterado uso en sistemas marco plataforma o CLT, presentan ineficiencias en cuanto a su comportamiento cíclico, ya que su enfoque de diseño no considera impedir el aplastamiento que se produce en la madera de la conexión. Este aplastamiento es el responsable de generar el fenómeno de pinching en la conexión, el cual se traduce en una pérdida en la capacidad de disipación de energía producto de tener lazos de histéresis más estrechos en cada repetición de carga. Para atenuar este efecto, algunos autores proponen realizar cambios en las configuraciones de tal forma que el comportamiento y mecanismos de falla, sean más controlables. Uno de estos cambios es el estudiado por Schmidt and Blass (2018b), que se basa en modificar la ubicación del espacio físico donde se generan las rótulas plásticas de los conectores frente a una falla dúctil.

Cuando la falla del conector es dúctil, la rótula plástica se genera en la zona del conector que se encuentra en contacto con la madera. Sin embargo, la incorporación de un espacio físico adicional (gap) entre las superficies que definen el plano de falla del conector, permitiría que las rótulas se formasen en esta zona. Si bien se observan ciclos de carga más uniformes que eliminan el pinching, la capacidad de los conectores se ve notoriamente reducida (hasta un 30% de la original), producto de que el momento sobre el conector se ve incrementado por este brazo adicional proporcionado por el gap,



generando que el momento plástico del conector se alcance antes. De esta forma, se plantea un *trade-off* entre capacidad y disipación energética, dependiente del gap.

El dispositivo propuesto busca aprovechar esta dependencia del gap y compensar la pérdida de capacidad por medio de la utilización de placas de acero de refuerzo. El uso de este refuerzo no solo beneficia la capacidad resistente de la conexión, sino que también favorece el desarrollo de un comportamiento dúctil de acuerdo con lo visto por Blass et al. (2000). Esto abriría la posibilidad de una nueva metodología de diseño similar a la elaborada para las conexiones de acero post Northridge (Popov et al. 1998), donde el enfoque sería el desplazamiento de rótulas plásticas, pero esta vez a nivel de conectores.

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Diseño del sistema propuesto

La capacidad del sistema dependerá de la cantidad de medios de fijación que este disponga. Es por ello, que para un diseño preliminar se consideraron los conectores suficientes para igualar las capacidades de diseño de los sistemas hold-down disponibles en el mercado, en su mayoría elaborados por las empresas Rothoblaas y Simpson Strong Tie. Tomando como referencia las capacidades de diseño de los catálogos de esta última, se tiene que los hold-down HTT22 y HTT5 alcanzan valores de diseño de 15,92 kN y 19,46 kN, respectivamente. Estos valores corresponderían a capacidades con un factor de seguridad aproximado de 4 al ser comparados con los ensayos realizados por Hummel (2016) y Liu and Lam (2019) a estos elementos; donde estos anclajes fueron capaces de soportar cargas últimas de 64,5 kN y 79,2 kN, respectivamente. Por lo tanto, el sistema propuesto deberá soportar al menos los 20 kN.

El sistema propuesto se muestra en la Fig. 2 y está compuesto por 2 conjuntos de elementos dispuestos a cada uno de los lados del panel de madera. Los componentes principales de cada conjunto son:

- a) Placas exteriores que simulan un hold-down
- b) Pernos de anclaje para las placas exteriores
- c) Pernos de fijación a la madera
- d) Placas interiores de refuerzo (adheridas a la madera)
- e) Elementos divisores de acero entre placas (adheridos a las placas exteriores)

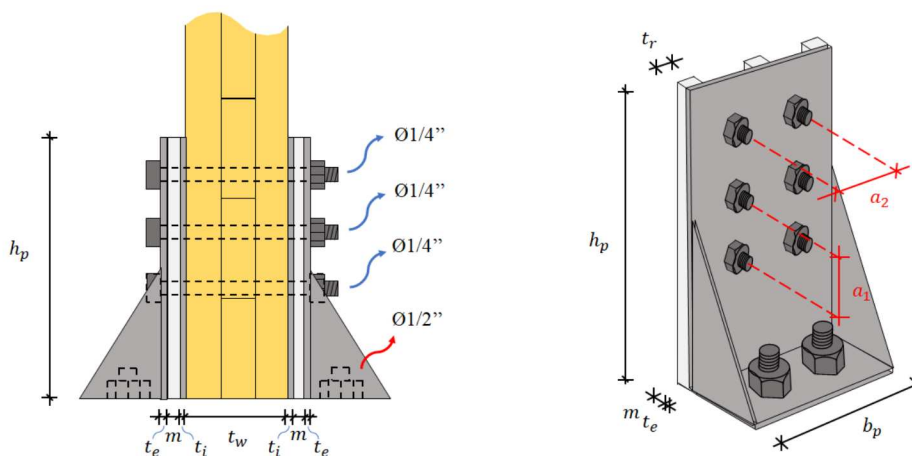


Figura 2: Esquema del sistema propuesto en reemplazo del hold-down.

El dimensionamiento se realiza a partir de las expresiones analíticas que serán presentadas en la siguiente sección, a partir de las cuales se obtiene que la capacidad requerida por los medios de fijación se logra con el uso de 6 pernos  $\text{Ø}1/4''$ , 2 pernos de anclaje  $\text{Ø}1/2''$ , elementos divisores de  $t_r = 15 \text{ mm}$  y placas de  $h_p = 200 \text{ mm}$ ,  $b_p = 120 \text{ mm}$ . Finalmente, los espaciamientos entre conectores ( $a_1, a_2$ ) y espaciamientos a bordes de placa se estiman según el Eurocode 5 (CEN 2010).

### 2.1.1. Estimación Analítica de la Capacidad

En base a la teoría de fluencia desarrollada por Johansen (1949), se analizan los posibles casos de falla en los conectores de la Tabla 1, considerando las propiedades plásticas (estimadas según las expresiones de diseño en Eurocode 5) involucradas en la formación de las rótulas según el equilibrio estático. De forma conservadora, no se consideran las componentes de fuerza que vienen por el efecto cuerda según el tipo de conector utilizado.

Tabla 1: Tipos de falla y capacidades en Newton considerados para la configuración propuesta

<p>Modo I</p>		$F_V = \frac{f_w d t_w}{2}$	<p>(1)</p>
<p>Modo II</p>		$F_V = f_{s,e} d t_e$	<p>(2)</p>





<p>Modo III</p>		$F_V = f_{s,i}dt_i + f_w d \left\{ \sqrt{\frac{4M_y}{f_w d} - (t_i^2 + 2mt_i) \left( \frac{f_{s,i}}{f_w} - 1 \right) + m^2} - (t_i + m) \right\}$	<p>(3)</p>
<p>Modo IV</p>		$F_V = f_{s,i}d \left\{ \sqrt{\frac{4M_y}{f_{s,i}d} + m^2} - m \right\}$	<p>(4)</p>

donde:

- $f_w$  es la tensión de aplastamiento longitudinal en la madera, en MPa.
- $f_{s,i}$  es la tensión de aplastamiento del refuerzo interior, en MPa.
- $f_{s,e}$  es la tensión de aplastamiento de la placa exterior, en MPa.
- $t_w$  es el espesor del tablero de CLT, en mm.
- $t_i$  es el espesor del refuerzo interior, en mm.
- $t_e$  es el espesor de la placa exterior, en mm.
- $M_y$  es el momento de fluencia plástica del conector, en Nmm.
- $d$  es el diámetro del conector, en mm.
- $m$  es el gap entre el refuerzo interior y la placa exterior, en mm.

#### 2.1.1. Estimación Numérica de la Capacidad

Dado que la placa exterior e interior actúan como refuerzo en los extremos del gap, se modela la formación de rótulas plásticas en las zonas más próximas a estos elementos. Al aplicar un desplazamiento en la placa interna como se muestra en la Fig. 3, bajo un supuesto de adherencia total de la placa con la madera, se obtiene la capacidad del sistema mediante el cálculo de la reacción en la placa externa, así como el corte en los conectores.

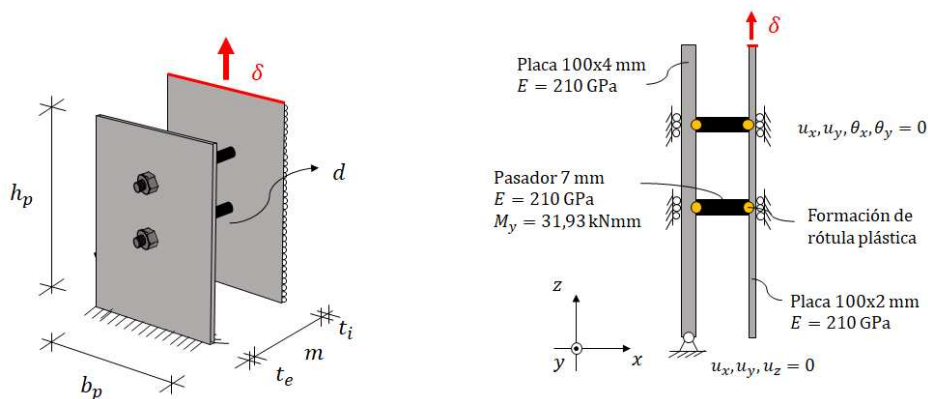
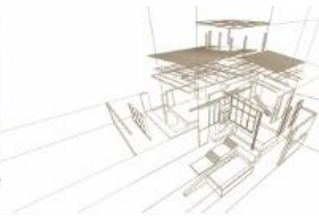


Figura 3: Modelación del concepto incorporando comportamiento plástico en las rótulas.

## 2.2. Prueba del concepto y validación experimental

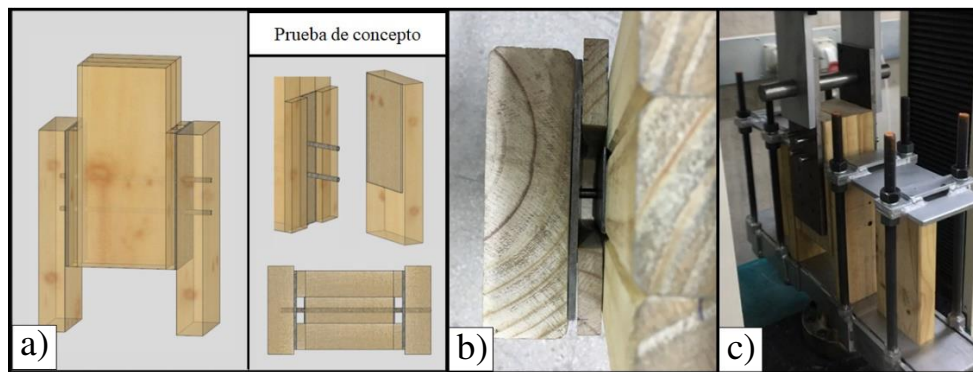
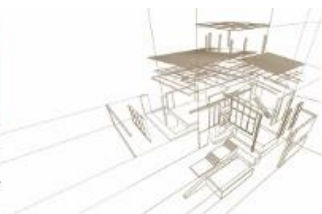


Figura 4: a) Esquema de la probeta; b) Gap entre placas; c) Set up ensayos cíclicos.

Para la validación del concepto se realizaron pruebas experimentales en probetas como las de la Fig. 4a; los materiales empleados corresponden a piezas de madera de entramado ligero de pino radiata 2x6" calidad C24, placas de refuerzo interno de espesor  $t_i = 2$  mm, placas externas de espesor  $t_e = 4$  mm y un gap (Fig. 4b) de 10 mm. Para analizar exclusivamente la componente de corte en los conectores, se utilizaron pasadores lisos de 7 mm en lugar de pernos, ya que con los pasadores no habría influencia alguna del efecto cuerda. La adhesión de las placas a la madera se lleva a cabo por medio de epóxicos de resistencia es de  $320 \text{ kg/cm}^2$  y tornillos #6x1". El set up de los ensayos (Fig. 4c) consiste en fijar las piezas laterales, simulando un empotramiento de estas, mientras que la pieza central es desplazada verticalmente por la prensa.

Se realizaron 3 ensayos:

- 1) Ensayo de Control Monotónico (Ensayo CM): Probeta con gap nulo, removiendo los elementos divisores. El ensayo se usará para la calibración del ensayo cíclico.
- 2) Ensayo de Control Cíclico (Ensayo CC): Probeta con gap nulo. Este ensayo será comparado con el sistema propuesto para evaluar la mejora obtenida.



- 3) Ensayo Propuesto Cíclico (Ensayo PC): Probeta con gap de 10 mm, proporcionado mediante la incorporación de los elementos divisores.

El procedimiento de carga y medición de parámetros para los ensayos cíclicos se llevó a cabo según las especificaciones de la normativa europea EN 12512 (CEN 2006), considerando velocidades de carga de 0,2 mm/s para los ensayos.

### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 3.1. Resultados Estimación Analítica

Se calculan los parámetros según el Eurocode 5 y se reemplazan los valores obtenidos (Tabla 2) en las expresiones analíticas de los distintos mecanismos de falla.

Tabla 2: Parámetros utilizados para estimar la capacidad de la conexión propuesta.

$f_w$ [MPa]	$f_{s,i} = f_{s,e}$ [MPa]	$t_w$ [mm]	$d$ [mm]	$t_i$ [mm]	$t_e$ [mm]	$M_y$ [Nmm]	$f_u$ [MPa]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
34,32	235	138	7	2	4	19560	414	450

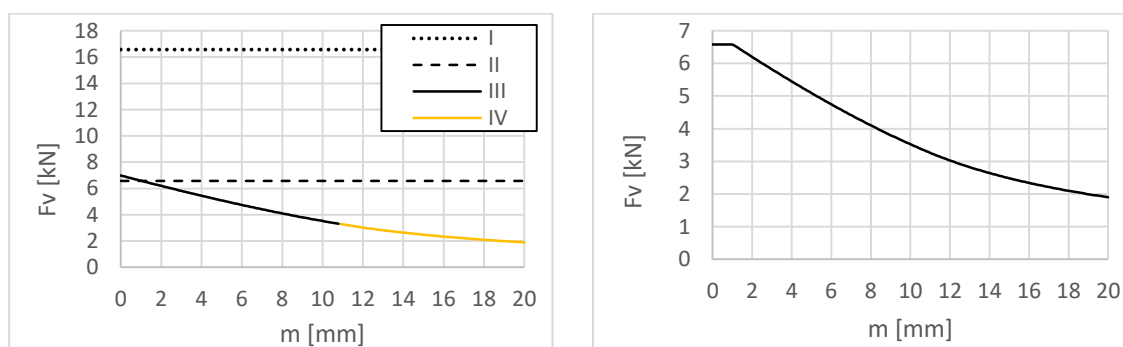
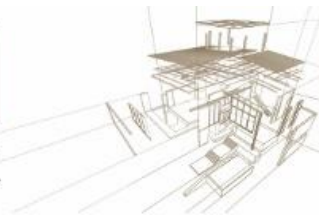


Figura 5: Modos de falla en función del gap (izquierda). Envolvente de falla (derecha).

Como se ve en la Fig. 5, para un gap de 10 mm se obtiene que la carga es 3,52 kN para el Modo III, correspondiente al aplastamiento de la placa de acero y madera. Luego, como las expresiones corresponden a la carga por plano de corte tendremos que la configuración realizada para la prueba de concepto resistirá 3,52 kN x 4 planos, es decir 14,08 kN.

#### 3.2. Resultados Estimación Numérica

Al aplicar un desplazamiento de 0,049 mm; se obtiene el desarrollo de las rótulas plásticas en el primer conector. Luego, incrementando levemente este valor a 0,050 mm; se obtiene el desarrollo de las rótulas del conector restante. En la Fig. 6 se puede apreciar el estado final de carga, donde los conectores han plastificado y el esfuerzo cortante en cada uno de ellos es de 5,84 kN y 5,80 kN; respectivamente, lo cual implica una reacción en la placa exterior de 11,64 kN. Finalmente, dada la simetría del



problema, se tendrá que la configuración para la prueba de concepto resistirá el doble, es decir 23,28 kN.

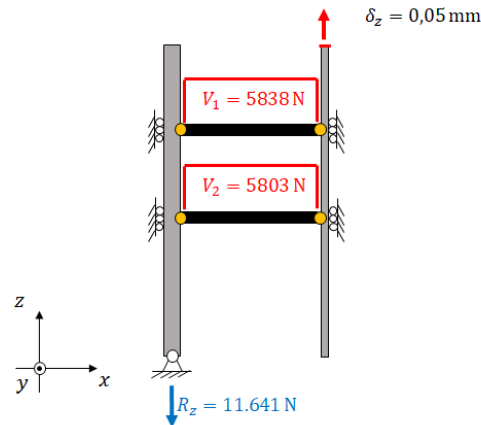


Figura 6: Esfuerzos de Corte y Reacciones modelo numérico.

### 3.3. Resultados Experimentales

A partir de los ensayos y mediciones realizadas, se tiene que la curva monotónica presenta un desplazamiento de fluencia de 2,32 mm y una capacidad máxima de 17,88 kN. Considerando 2 mm, se calibró el patrón de desplazamientos hasta los 16 mm.

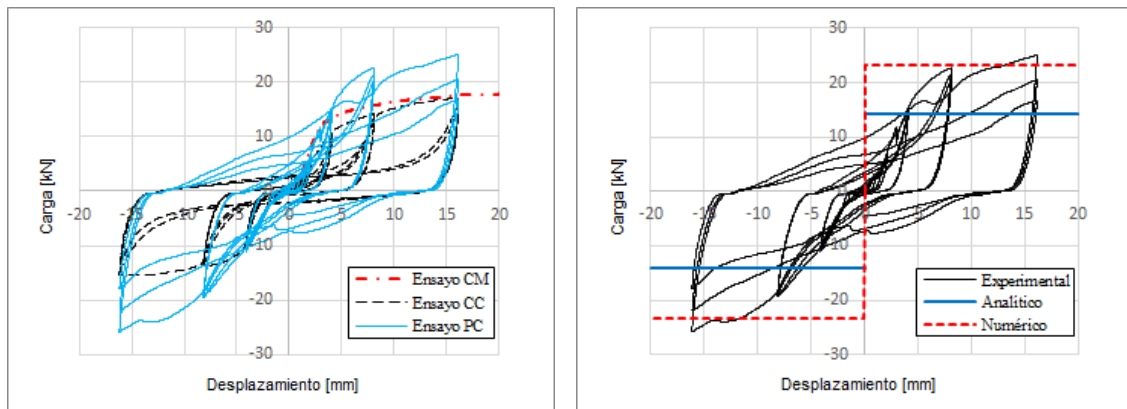


Figura 7: Resultados monotónico y cíclicos ensayos experimentales (izquierda). Comparación experimental, analítica y numérica (derecha).

En la Fig. 7 se puede apreciar cómo el ensayo de la prueba de concepto muestra un comportamiento cíclico más uniforme que el ensayo de control. Además, se aprecia que, para un mismo nivel de deformación, los resultados de la prueba de concepto siempre se encuentran por sobre el ensayo de control.

La falla observada durante el ensayo fue el aplastamiento de las placas de acero (Fig. 8), lo cual se corresponde con lo esperado según la estimación analítica de la capacidad. Además, se pudo apreciar un leve pandeo local en la placa interior (Fig. 8c) para los niveles de deformación de 16 mm. Finalmente, llevando la deformación a valores de



ciclos superiores (32 mm), el sistema presentó fallas por desprendimiento de las placas internas con la madera y falla frágil del conector en la zona de la placa externa (Fig. 8b).

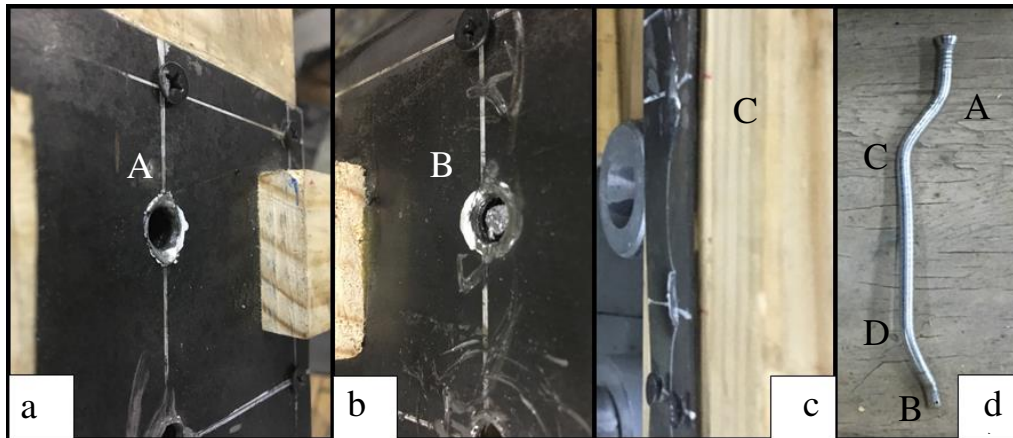
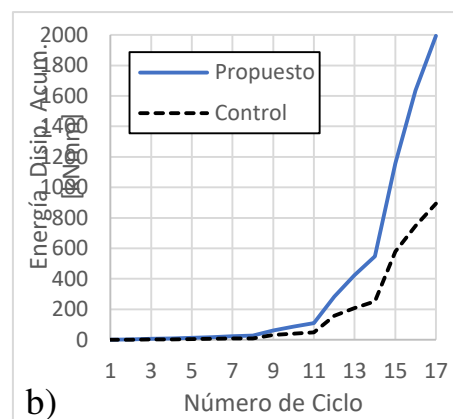
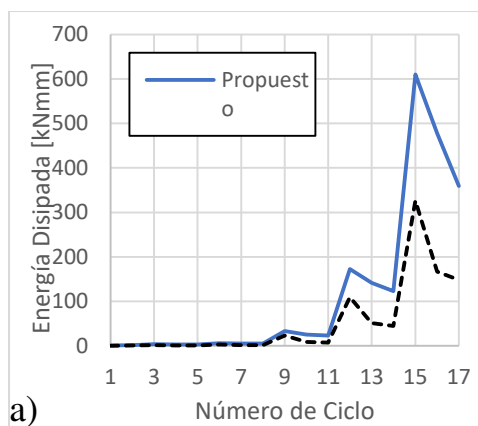


Figura 8: a) Aplastamiento placa externa izquierda (A); b) Aplastamiento placa externa derecha y rotura del pasador (B); c) Aplastamiento y pandeo placa interna izquierda (C); d) Rótula plástica (A, C, D) y rotura (B).

De acuerdo con los parámetros cíclicos calculados según EN 12512, el sistema no sólo presenta mayor capacidad resistente, sino que también mayor capacidad de disipación de energía, tal como se muestra en la Fig. 9a y Fig. 9b; además de una mayor rigidez (Fig. 9c) y amortiguamiento equivalente (Fig. 9d) respecto al ensayo de control.



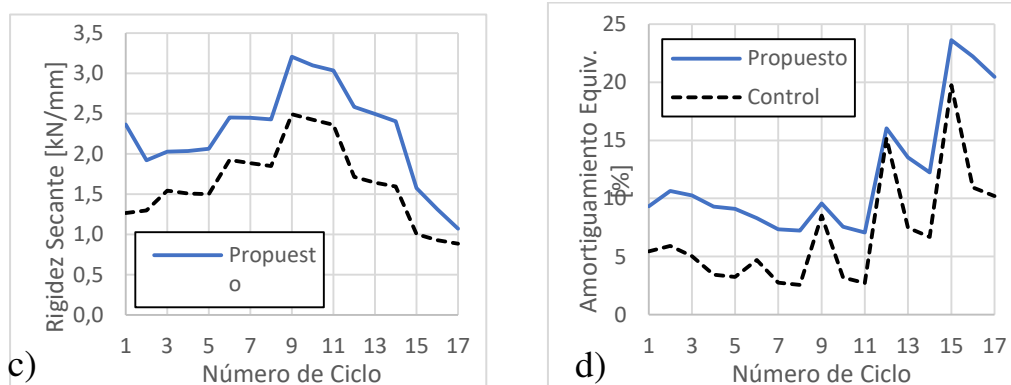
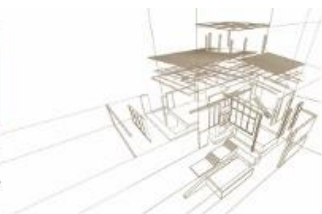


Figura 9: Gráficos según ciclos realizados: (a) Energía disipada; (b) Energía disipada acumulada; (c) Rigidez secante; (d) Amortiguamiento viscoso equivalente.

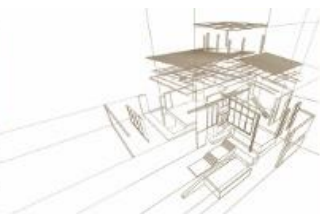
En la Tabla 3 se muestra un resumen de los parámetros registrados para cada ensayo cíclico. El sistema propuesto muestra una mejora en la capacidad resistente de un 40,6%, lo cual se debe al uso de las placas como refuerzo en los planos de corte, lo cual a su vez se ve reflejado en el incremento de rigidez del sistema en un 30,9%. Sin embargo, la mejora más notable es la capacidad de disipación de energía, donde esta es 2,23 veces la observada en el ensayo de control. Esto se debe a que los ciclos registrados para un mismo nivel de deformación son mucho más uniformes, dado que la falla queda controlada por el aplastamiento del acero en vez de la madera.

Tabla 3: Parámetros cíclicos según EN 12512 para los ensayos de control y propuesto.

	Capacidad máx. [kN]	Energía disipada Acum. (ciclo 17) [kNmm]	Rigidez Secante (ciclo 9) [kN/mm]
Control	17,88	894	2,49
Propuesto	25,13	1994	3,21
Diferencia [%]	40,55	123,04	30,92

#### 4. CONCLUSIONES

En este artículo se presenta la validación experimental de un concepto de diseño enfocado al desplazamiento de rótulas plásticas aplicado a conectores en uniones de madera, donde se ha demostrado que, mediante la aplicación de un gap en el plano de corte, complementado con refuerzos en sus extremos, es posible forzar la formación de las rótulas dentro del gap o en los límites de los refuerzos. Para asegurar este tipo de falla, es muy importante que la fijación entre el refuerzo interno y la madera sea lo suficientemente resistente para que este se comporte como un elemento compuesto; esto se asegura mediante el uso de adhesivos de grandes capacidades (relativos a los tamaños de placas de refuerzos utilizados) o una cantidad adecuada de medios de fijación (como tornillos). La estimación analítica realizada permite predecir de buena forma el tipo de falla que se observa en los ensayos del sistema propuesto. Además, la capacidad estimada con la normativa europea vigente entrega cargas de diseño que para el caso



estudiado presentan un factor de seguridad de 1,78. Por otro lado, el modelo numérico si bien no representa bien la rigidez de la conexión producto de las restricciones implementadas, logra estimar de buena forma la capacidad, ya que para el caso de estudio se vio que los valores solo eran un 8% superiores. El efecto del pinching se ve notoriamente reducido producto del uso de refuerzos. Para este caso en particular, se observó que con espesores de refuerzos pequeños (2 mm) hay una mejora considerable traducida en lazos de histéresis más uniformes, por lo que es de esperar que para espesores mayores (4 mm) esta mejora sea aún mayor. A partir de lo anterior, es factible afirmar que el dispositivo diseñado presenta un buen desempeño cíclico en comparación a los dispositivos hold-down tradicionales.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero del Proyecto Fondecyt 11170863 y de la Pontificia Universidad Católica de Chile, mediante la Beca de Asistencia a Congresos Internacionales para Alumnos de Magíster en Ciencias de la Ingeniería 2019.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Blass, H., Schmid, M., Litze, H. & Wagner, B. (2000). Nail plate reinforced joints with dowel-type fasteners. *Proceeding of World Conference on Timber Engineering*. Whistler, British Columbia, Canada, 2000.
- European Committee for Standardization (CEN) (2006). EN 12512:2006. Timber structures-test methods-cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. Brussels.
- European Committee for Standardization (CEN) (2010). EN 1995-1-1: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. Brussels.
- Hummel, J. (2016). Displacement-based seismic design for multi-storey cross laminated timber buildings. Ph.D. Dissertation, Kassel University, Germany.
- Johansen, K.W. (1949). Theory of timber connections. *IABSE*, Vol.9, 249-262.
- Kuzmanovska, I., Gasparri, E., Tapias, D., Aitchison, M. (2018). Tall timber buildings: Emerging trends and typologies. *Proceeding of World Conference on Timber Engineering*. Seoul, Republic of Korea, 2018.
- Liu, J., Lam, F. (2019). Experimental test of coupling effect on CLT hold-down connections. *Engineering Structures*, Vol.178, 586-602.
- Popov, E., Tzong, Y., Shih, C. (1998). Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake. *Engineering Structures*, Vol.20, Issue 12, 1030-1038.
- Schmidt, T., Blass, H. (2018). Recent development in CLT connections part I: In-plane shear connection for CLT bracing elements under static loads. *Wood and Fiber Science*, Vol.50 Special issue, 48-57.
- Schmidt, T., Blass, H. (2018). Recent development in CLT connections part II: In-plane shear connection for CLT bracing elements under static loads. *Wood and Fiber Science*, Vol.50 Special issue, 58-67.



## COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE CONEXIONES HÍBRIDAS DE LSL, HORMIGÓN Y ACERO CON CLT

### CYCLIC BEHAVIOUR OF HYBRID CONNECTIONS OF CLT WITH LSL, CONCRETE AND STEEL

Tulio Carrero<sup>1\*</sup>, Jairo Montaña<sup>1,2</sup>, Hernán Santa María<sup>1,2</sup>, Pablo Guindos<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería. Santiago, Chile.

<sup>2</sup>Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile.

\* Contacto: Tulio Carrero: [tecarrero@uc.cl](mailto:tecarrero@uc.cl)

#### Resumen

Una de las principales tipologías estructurales para la construcción de edificios de madera de 6 o más pisos consiste, cada vez más, en construir un núcleo capaz de resistir la mayor parte de las fuerzas laterales. Dicho núcleo es a menudo construido con hormigón, aunque también es posible combinarlo con un núcleo conformado por una celosía de acero o estructuras similares. El fructífero empleo de núcleos, y más en general, el empleo de soluciones mixtas en edificios de madera, requiere un conocimiento detallado acerca del comportamiento cíclico de uniones de CLT con otros materiales lo cual es mayormente desconocido. En esta investigación se realizó una campaña experimental de ensayos para caracterizar el comportamiento monotónico y cíclico de uniones híbridas de CLT con elementos de LSL, acero y hormigón. Las conexiones empleadas fueron variables y abarcaron clavos de gran tamaño, pasadorres y tornillos autoperforantes, siempre sometidos a fuerzas de corte lateral. Los resultados indican que estas conexiones se comportan de forma similar a las uniones convencionales madera-madera y madera-metal de las estructuras de madera. Se verificó además que es posible emplear modelos histeréticos actuales tales como el modelo SAWS para replicar adecuadamente el comportamiento cíclico de estas uniones.

*Palabras-clave:* Conexión, CLT, estructura híbrida, comportamiento cíclico, acero, hormigón, LSL.

#### Abstract

One of the main structural typologies for mid to high-rise timber construction consists of using structural cores to resist most of the lateral load. Such core is mostly made of concrete, but also it is possible to use steel trusses or similar structures. Successful application of structural cores, or rather hybrid solutions, in timber buildings requires in depth knowledge of the cyclic behavior of CLT connections when joined with distinct materials, which mostly is unknown. In this research, an experimental program of monotonic as well as cyclic hybrid CLT connections mixed with LSL, concrete and Steel was performed. Dowelled-type connections studied ranged from large nails, thru dowels and self-tapping screws but being always subjected to shear forces. Results indicate that such hybrid connections behave similarly to normal Wood-to-wood and Wood-to Steel timber connections. We also verified that it is possible to use current hysteretic models such as the SAWS model to emulate the cyclic behavior of hybrid CLT laterally loaded connections.

*Keywords:* Connection, CLT, hybrid structure, cyclic behavior, steel, concrete, LSL.





## 1. INTRODUCCIÓN

La utilización de estructuras de madera para la construcción de edificaciones ha sido implementada durante más de 100 años en Japón, Canadá, Europa, Estados Unidos, entre otros países. a diferencia de otros materiales, la madera es fácil de manejar, prefabricar y ensamblar. hace 30 años aproximadamente, surge la madera contra laminada (MCL), comúnmente denominada *cross laminated timber* (CLT), según ringhofer, brandner y blaß, (2018) [9]. es un sistema constructivo e innovador, cuya principal característica es que permite la rápida prefabricación de viviendas y edificios. El CLT es usado en muros, losas y techos, con el fin de obtener estructuras más rígidas.

Es importante reconocer las áreas de disipación que ocurren en el comportamiento general de los muros. La disipación de energía ocurre en las conexiones. La ductilidad depende de la cantidad y el tipo de conexiones panel-marco (pasadores, tornillos, pernos y clavos). En relación a conexiones laterales ver Tamagnone y Fragiaco (2018) [10]. Se prestará especial atención al estrechamiento de los ciclos de una histéresis (efecto *pinching*), y a la degradación de rigidez y resistencia. Ambos efectos son provocados principalmente por aplastamiento de la madera en las conexiones. Es fundamental asegurar que el daño se localice en tales conexiones, para proteger las áreas de los paneles y los elementos del marco que soportan las cargas verticales gravitacionales.

Es conveniente usar sistemas de conexiones reforzadas para reducir costos de rehabilitación posteriormente a un evento en un país de recurrencia sísmica como p.e: Chile. A diferencia de los sistemas de entramado ligero, los pies derechos de los muros a probar en estos ensayos de uniones serían de madera reconstituida (LSL), acero u hormigón, con paneles de CLT, tablero de conglomerado (OSB), entre otros (ver Figura 1). Es esencial avanzar en la reproducción de resultados para el uso de este material (CLT) como una alternativa estructural, mientras se emplee sistemas de conexiones dúctiles con el apoyo de otros materiales. Por otro lado, si se tiene en cuenta el beneficio del incremento en la ductilidad de las conexiones de los muros, este sistema podría competir internacionalmente contra el sistema de muros en CLT.

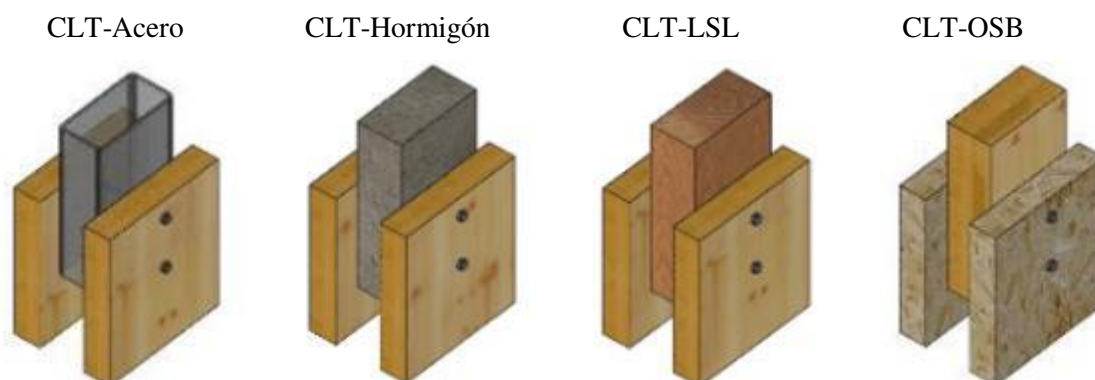


Figura 1: Conexiones preliminares de diseño.

A continuación, se presenta el análisis de las curvas de histéresis carga-desplazamiento de tres diferentes uniones de madera contralaminada (CLT) con acero, hormigón y madera reconstituida (LSL) sometidos a carga cíclica reversible. Estas uniones fueron ensayadas en el Laboratorio de Construcción de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile. La Tabla 1 presenta las características físicas de las uniones antes mencionadas. Todas las indicaciones de medidas se encuentran en la Figura 2.

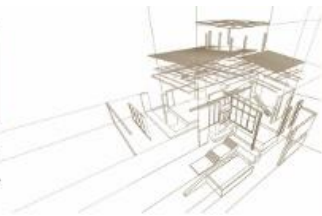


Tabla 1: Características de las uniones

Uniones	T1(mm)	E1(mm)	T2(mm)	E2(mm)	Separación tornillos (mm)
CLT-Acero	60	290	100	200	100
CLT-Hormigón	60	450	100	400	150
CLT-LSL	60	140	90	240	100

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Diseño preliminar de conexión

Se ejecuta el diseño por capacidad de carga lateral  $F_{v,s,R}$  calculada en función del punto E12.1 del documento de Blas et al., (2017) [2], entre junta de acero-madera. Se diseña como una junta de refuerzo en el caso de la unión CLT-Acero, esto entre el perfil de acero (100x200x6mm) y el CLT, en 2 planos de corte.

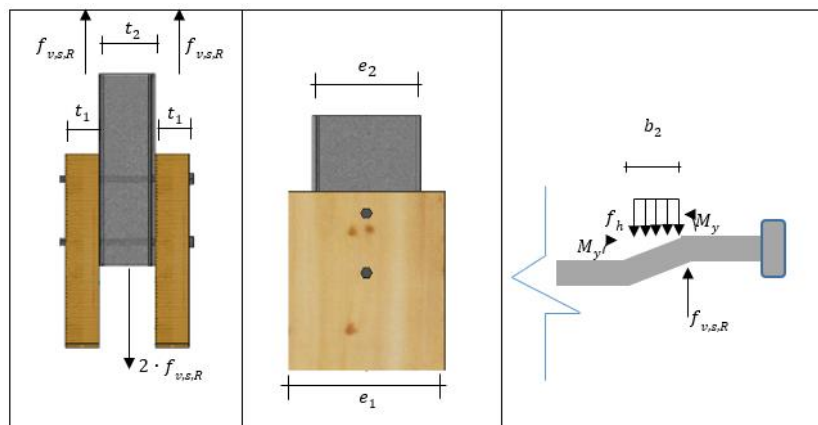


Figura 2: Diseño preliminar conexiones

Se utiliza el Eurocódigo 1995 [5], para obtener los resultados del momento de fluencia de los conectores ( $M_{y,Rk}$ ), la resistencia de aplastamiento de la madera ( $f_{h,k}$ ). Mediante un estudio de diagrama de equilibrio de fuerzas (sumatoria de momentos en el punto A y sumatoria de fuerzas verticales), se obtiene la capacidad de carga lateral.

$$F_{v,s,R} = f_{h,k} \cdot d \cdot b_2 = 2078.55 \text{ kN} \quad (1)$$

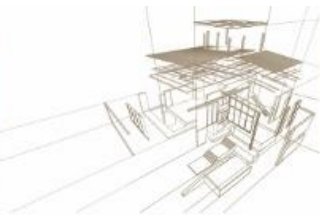
$$b_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 37.45 \text{ mm} \quad (2)$$

$$M_{y,Rk} = f_{h,k} \cdot d \cdot b_2 \cdot \left(\frac{b_2}{2}\right) = 19460.147 \text{ N.mm} \quad (3)$$

Según el documento Instituto Alemán de Tecnología de la Construcción (IATC), o en siglas alemanas (DIBt), estudio en el cual recomiendan la siguiente ecuación como resistencia al aplastamiento del CLT con conector, ver DIN EN 12512. (2005) [4].

$$f_{h,k} = 9 \cdot (1 - 0,017 \cdot d) = 7.929 \text{ N/mm}^2 \quad (4)$$

donde:



$F_{v,s,R}$  = es la capacidad de carga lateral.

$M_{y,Rk}$  = es el momento de cedencia del conector.

$f_{h,k}$  = es la resistencia al aplastamiento de CLT.

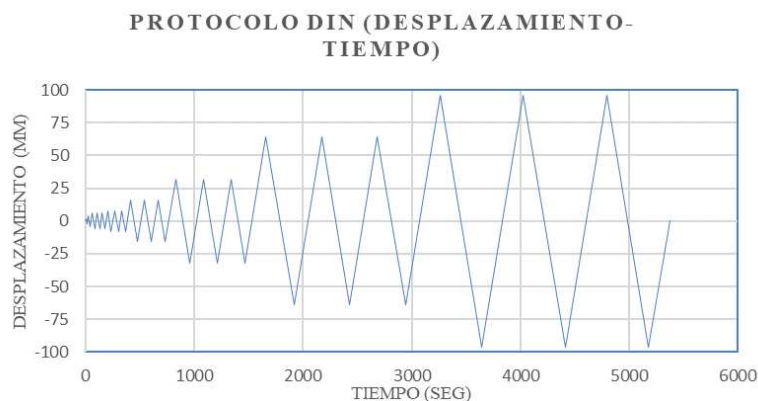
$b_2$  = distancia de aplastamiento.

$d$  = diámetro del conector.

## 2.2. Programa experimental

### 2.2.1. Protocolo de Carga

La figura 3 presenta el protocolo de carga empleado para las 3 uniones ensayadas. El desplazamiento máximo entre la prensa y la probeta es de 100mm, es la máxima amplitud del protocolo de carga para la unión.



*Figura 3: Protocolo de carga aplicado*

Uno de los procedimientos a considerar, son los estándares europeos como ETA (European Technical Approvals), que proporcionan valores relevantes en el diseño de conexiones de CLT (ETA-12/0347, 2017) [4]. El protocolo de carga a usar para los ensayos de uniones será el propuesto en la normativa DIN EN 12512, (2005) [3]. Se utilizará la máquina de ensayo universal (UE34300 UTM) del laboratorio de Construcción UC con una capacidad aproximada de 300 kN (30 tonf) para realizar pruebas monotónicas y cíclicas de todas las configuraciones. La velocidad del protocolo será de 0.2mm/seg en las conexiones. Dentro de este marco de ideas, se debe tener en cuenta la utilidad del enfoque de respuesta cíclica de un conector (resorte no lineal calibrado) en una estructura de marco plataforma presentada por Folz y Filiatrault, (2002) [7] (ver Figura 4). Este método es el que se usará para calcular los parámetros de calibración de las curvas histeréticas de cada conexión a través del MCASHEWFIT, apartado del programa de elementos finitos MCASHEW, Pang et al., (2007) [8].

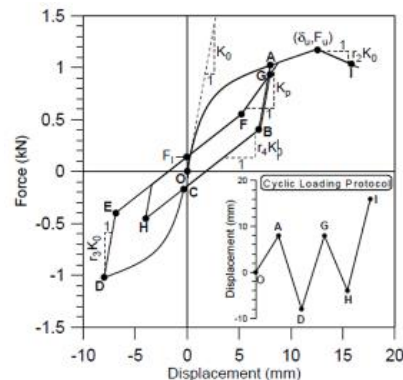
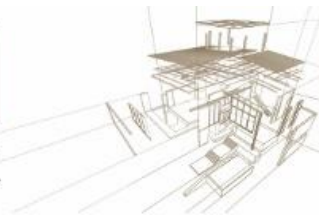


Figura 4: Modelo histerético SAWS

Se utilizará para varios casos de combinaciones híbridas (acero-CLT, OSB-CLT, LSL-CLT, Hormigón CLT) de muros de corte (ver Figura 5).

### 2.3. Materiales e instrumentación

La instrumentación se desarrollará en base a los desplazamientos verticales de las conexiones, tanto del uso de la celda de carga interna de la prensa como levantamiento con LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*) esto en el caso de la conexión CLT-Hormigón. Generalmente, para garantizar que exista ductilidad en la unión, se verifica que no exista falla por aplastamiento de la madera en los ensayos con pasadores. En las mayorías de las normas, la ductilidad está en función de la resistencia por aplastamiento. Los pasadores tipo dovelas dependen por lo general de ciertos parámetros como la geometría de la conexión, espesor de la madera, propiedades mecánicas de la madera, diámetro del pasador y su resistencia de fluencia. Dentro de los pasadores que se usarán están los llamados pasadores autoperforantes de 233 mm de largo y 7 mm de diámetro, que pueden penetrar madera y acero. La resistencia al corte lateral de los pasadores es de 23.05 kN. Para los ensayos experimentales estos pasadores se usarán en el caso del ensayo CLT-acero (ver Figura 6).



Figura 6: Pasador metálico TX 40 de 7mm de Rothoblass

En el caso de la conexión de las uniones CLT-Hormigón y CLT-LSL se usará el tornillo llamado conector todo rosca de cabeza cilíndrica TX 30 con diámetro 7 y de longitud 260 mm. La resistencia al corte lateral en este caso es de 15.40 kN (ver Figura 7).



Figura 7: Pasador metálico TX 30 de 7 mm de Rothoblass



### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

El procedimiento de la evaluación de concepto se inició por medio de ensayos de uniones marco-conector-panel, por ser éstas las que controlan el comportamiento de un muro. Se ensayaron 3 combinaciones de materiales a nivel de unión (acero-CLT, hormigón-CLT y LVL-CLT), lo que validó que las uniones se comporten independientemente de la combinación de materiales, como una unión lateral convencional de madera, con sus típicas características mecánicas conocidas. Lo anterior, tiene sentido al considerar que, al añadir materiales más rígidos y resistentes, el comportamiento de la unión es gobernado por la componente “madera”. En primer lugar, se emplea la conexión CLT-acero para determinar el comportamiento ante cargas monotónicas (ver figura 8).

#### 3.1. Diagrama de Histéresis

La figura 8 presenta los diagramas de histéresis carga-desplazamiento de la unión CLT-Acero. Se pueden apreciar que existen 13 ciclos de carga. Se puede observar cómo los bucles se van inclinando, lo cual demuestra que la principal respuesta del muro ante cargas reversibles cíclicas es dominada por corte. Se aprecia una reducción de resistencia y de capacidad para disipar energía. Por observación visual, se han identificado también los puntos donde se producen la primera falla por fluencia. Por el sonido también se pudo notar el esfuerzo y disipación de los conectores. Cabe resaltar que los resultados del ensayo monotónico de la unión CLT-Acero indican alta ductilidad ( $D = 4.27$ ) de la primera configuración ensayada (ver figura 7). También se tiene que los tornillos tuvieron una capacidad máxima de corte de 13,21 kN aproximadamente, esto para 2 ensayos (1 monotónico y 1 cíclicos con la misma configuración). También se obtiene una rigidez inicial de 3.25 kN/mm.

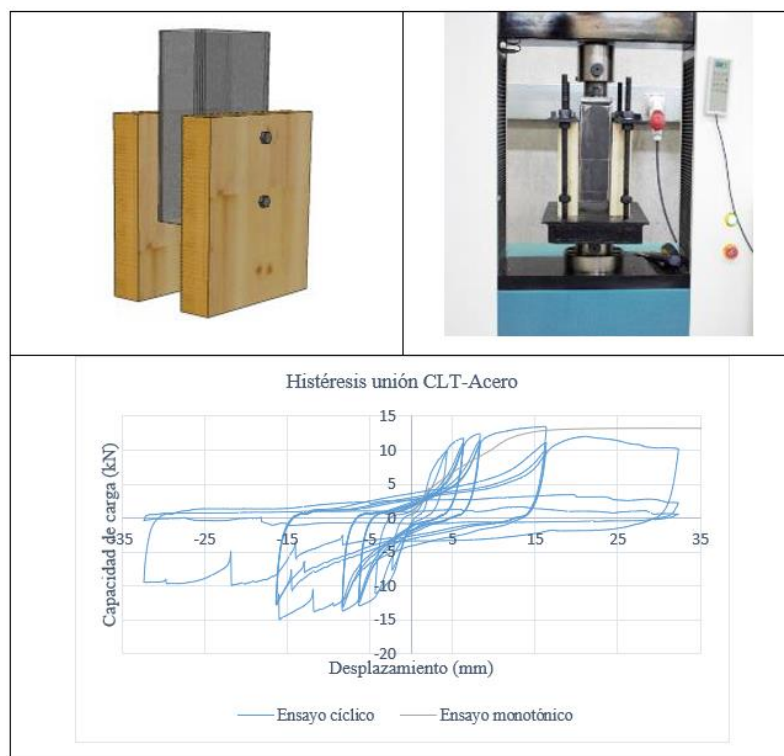
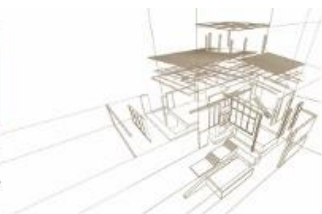
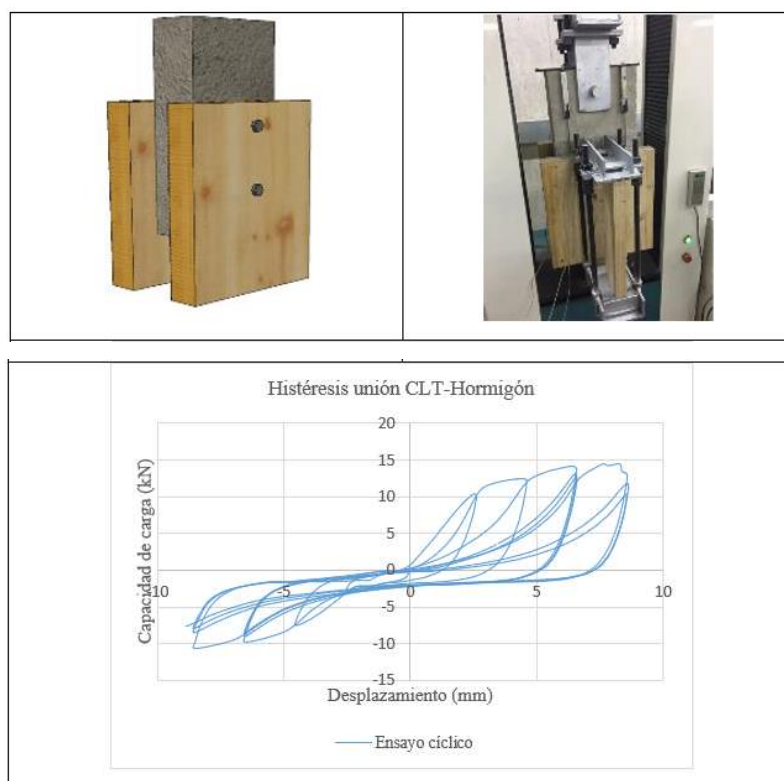


Figura 8: Curva histerética de la unión CLT-Acero e imágenes.



Los resultados del ensayo monotónico de la unión CLT-Hormigón indican alta ductilidad ( $D = 5.54$ ) de la primera configuración ensayada (ver figura 9). También se tiene que los tornillos tuvieron una capacidad máxima de corte de 14.54 kN aproximadamente, esto para 1 ensayo cíclico. En otra parte, se obtiene una rigidez inicial de 4.14 kN/mm.



*Figura 9: Curva histerética de la unión CLT-Hormigón e imágenes.*

En otros resultados, específicamente en el ensayo monotónico de la unión CLT-LSL indican baja ductilidad ( $D = 2.61$ ) de la primera configuración ensayada (ver figura 10). También se tiene que los tornillos tuvieron una capacidad máxima de corte de 15.38 kN aproximadamente, esto para 2 ensayos (1 monotónico y 1 cíclicos con la misma configuración). También se obtiene una rigidez inicial de 1.2kN/mm.

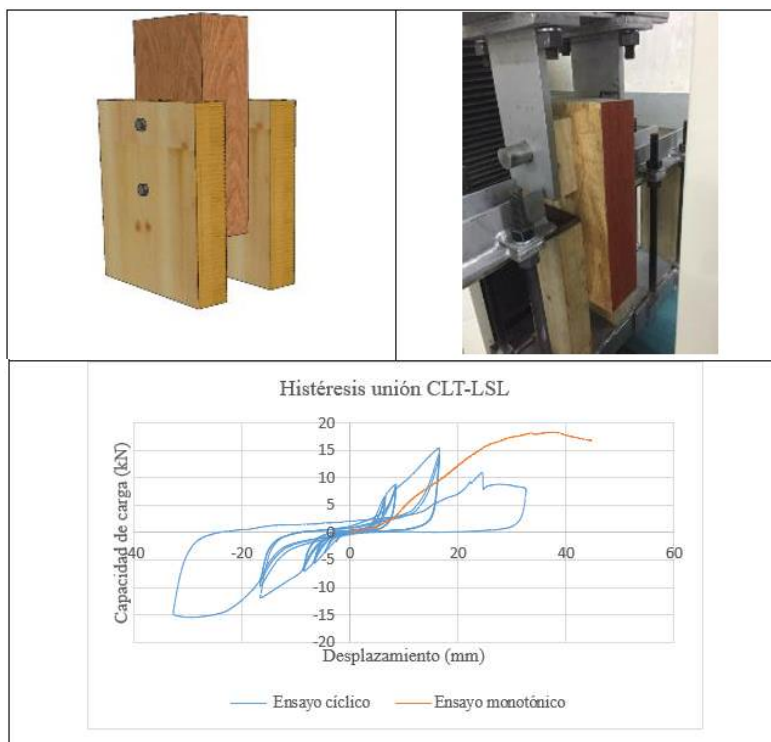


Figura 10: Curva histerética de la unión CLT-LSL e imágenes.

### 3.2. Modelo EN 12512

La definición del punto de fluencia se establece como el punto de intersección entre dos líneas. Las líneas son las secantes de la curva esquelética definida por puntos al 10% y 40% de carga horizontal y el 1/6 de la tangente del ángulo formado por la primera línea. La capacidad de carga será la máxima (ver Figura 11).

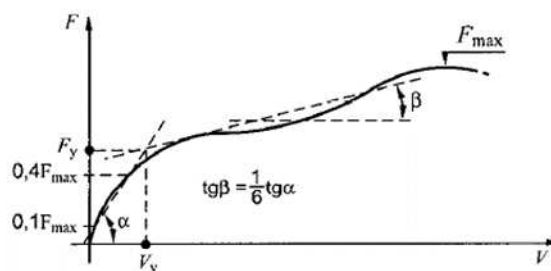


Figura 11: Metodología DIN EN 12512 para cálculo de la ductilidad.

La figura 12 muestra la envolvente de las curvas de histéresis (esquelética) de las uniones, la cual indica claramente un comportamiento semi-dúctil [FEMA 307] [6].

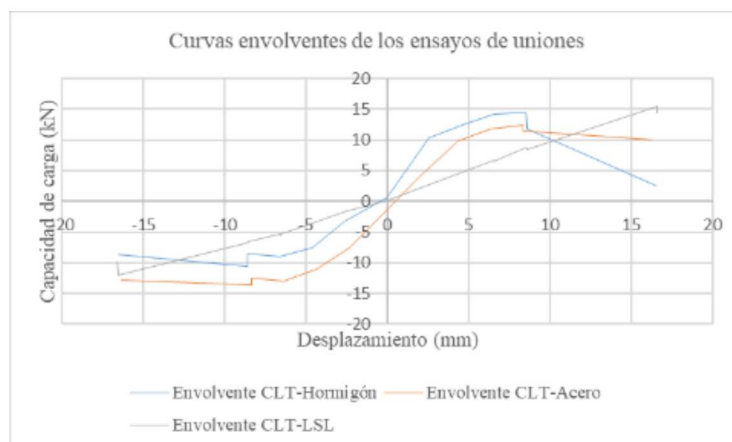


Figura 12: Curvas experimentales (envolventes).

### 3.3. Comparación disipación de Energía de las uniones.

Para calcular la disipación de energía en cada ciclo de carga se siguió la siguiente metodología:

1. Obtener desde la curva de histéresis, cada uno de los ciclos involucrados en el ensayo de cada unión. Para ello se elaboró una rutina en MATLAB que pudiera identificar el inicio y fin de cada uno.
2. Una vez conocida la relación fuerza – deformación de cada ciclo, se integró numéricamente la energía disipada  $E_D$ . Gráficamente este valor corresponde al área encerrada dentro del ciclo de carga.

La figura 13 muestra la disipación de energía por cada ciclo de carga de las uniones #1, #2 y #3. Obsérvese cómo va aumentando el área de los lazos conforme aumenta el ciclo de carga hasta que llega a un punto donde obtiene comportamiento plástico, lo cual indica que las uniones incrementan su disipación de energía conforme cada incremento en desplazamiento lateral hasta llegar a cierto punto. Así mismo, se puede notar cómo los lazos se inclinan mostrando que se trata de un elemento regido por cortante, y con disminución de rigidez y de resistencia. A continuación, se presentan las curvas de disipación de energía de las tres uniones en estudio, en un mismo gráfico para facilitar la comparación:

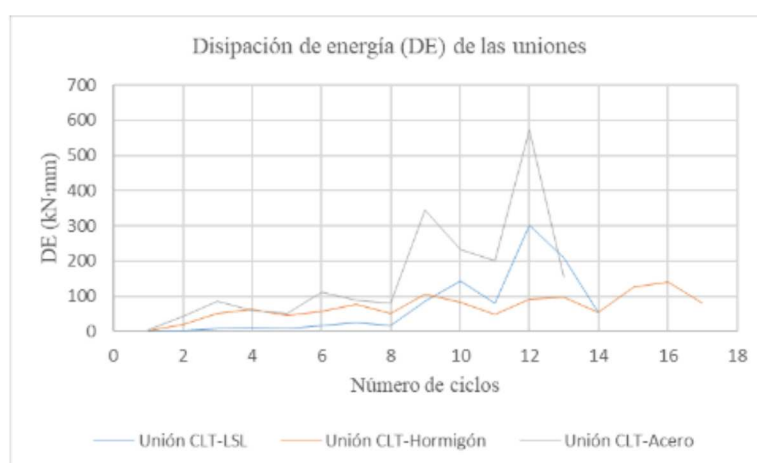


Figura 13: Disipación de energía de las uniones.





### 3.4. Amortiguamiento viscoso equivalente de las uniones

El método más común para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente es igualar la energía que disipada el elemento en estudio durante un ciclo con la energía que disipa un sistema viscoso equivalente. Esta relación nos lleva a la siguiente expresión [Chopra, 2012] [2]:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s_o}}$$

Siendo  $E_{s_o}$  y  $u_o$  la rigidez secante y deformación máxima, respectivamente. Donde  $E_{s_o}$  es la energía de deformación. Estos parámetros son los obtenidos experimentalmente en cada ciclo de carga. En la figura 14 se presenta el amortiguamiento viscoso equivalente de las 3 uniones representadas en este artículo en función de los ciclos.

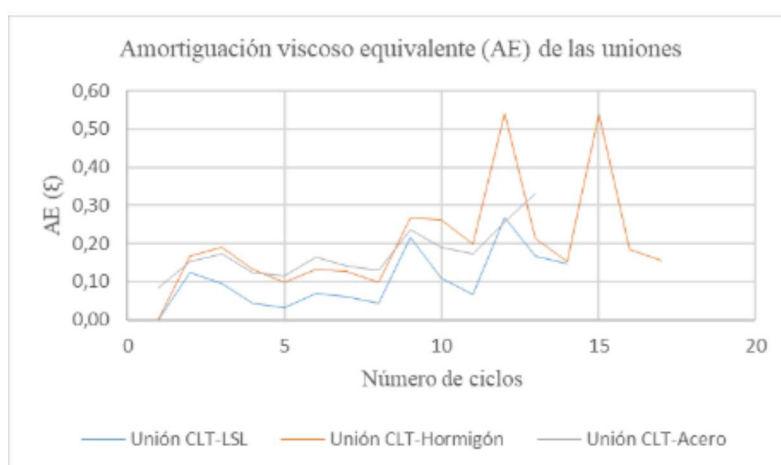


Figura 14: Disipación de energía de las uniones.

Para determinar el amortiguamiento promedio se tomaron solo los ciclos más representativos de comportamiento sísmico, vale decir, aquellos cuya deformación está comprendida entre la deformación de cedencia  $d_e$  y a deformación última  $d_u$ . Con ello, el amortiguamiento viscoso obtenido es de:

$$\begin{aligned} \xi_{eq}^{MCLT-Acero} &= 12,5\% \\ \xi_{eq}^{MCLT-Hormigón} &= 13,3\% \\ \xi_{eq}^{MCLT-LSL} &= 9,4\% \end{aligned}$$

### 3.5. Degradación de rigidez

El procedimiento consistió en obtener la curva de degradación de rigidez de cada unión mediante la rigidez secante de cada ciclo de carga. Para ello se requiere determinar los dos puntos de mayor carga (para desplazamiento negativo y positivo), y las deformaciones máximas obtenidas en los dos puntos extremos del ciclo estudiado. Luego es posible calcular la rigidez secante usando la siguiente expresión:

$$K_{sec} = \frac{\Delta V_{max}}{\Delta \delta_{max}}$$

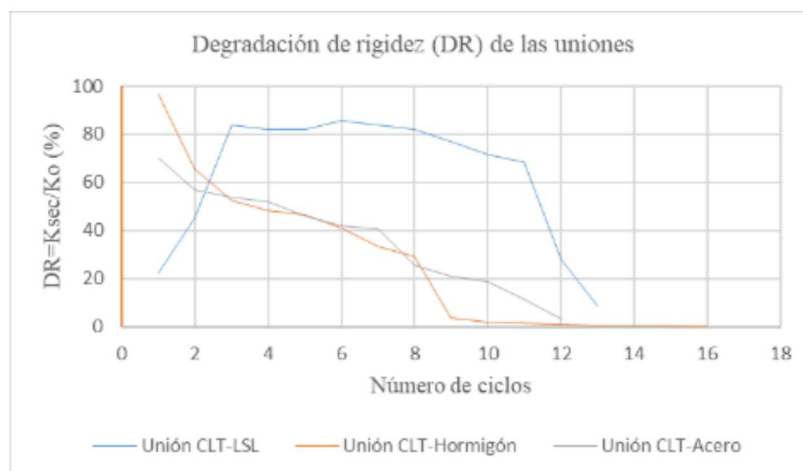


Figura 15: Degradación de rigidez de las uniones.

Es posible notar en las uniones de acero y hormigón una fuerte degradación de rigidez sostenida a medida que aumenta los ciclos (los resultados obtenidos se muestran en la figura 15). Por último, se calibran las curvas según el modelo en MCASHEWFIT mediante una curva numérica desarrollada por análisis estadísticos (ver Tabla 2).

Tabla 2: Parámetros de calibración de las uniones.

Unión	K0	R1	R2	R3	R4	fo	f1	desplaz	ALFA	BETA
CLT-Acero	4.613	0.003	-0.085	1.248	0.010	13.366	2.116	16.096	0.950	1.250
CLT-Hormigón	4.685	0.000	-0.034	1.525	-0.001	11.609	1.624	4.075	0.830	1.120
CLT-LSL	1.153	0.083	-0.411	2.370	0.037	15.490	1.517	20.255	0.242	1.472

#### 4. CONCLUSIONES

Las uniones de CLT-Acero y CLT -Hormigón se comportaron mayormente dúctil que la conexión CLT-LSL, aunque se espera un mejor comportamiento cuando se ensaye a futuro la conexión con clavos. El efecto de fragilidad en la conexión de CLT-Hormigón y CLT-LSL se debe al tornillo empleado. En cambio, el pasador en la conexión CLT-Acero tiene mejores propiedades dúctiles.

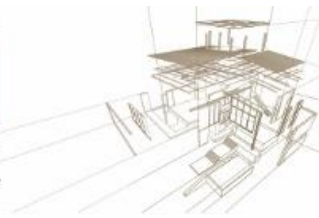
La línea de disipación de energía nos permitió identificar claramente los cambios que ocurren debido a la aparición de la primera fisura en la unión. Es interesante mencionar la transferencia que existe (y que se muestra en la curva de disipación de energía) entre la unión CLT-Hormigón y el CLT-Acero, algo que otro gráfico no es capaz de mostrar. La degradación de rigidez es sostenida y severa para las uniones CLT-Acero y CLT-Hormigón.

#### AGRADECIMIENTOS

El autor está completamente agradecido al apoyo por parte del equipo del Laboratorio de Construcción de la Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.

#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

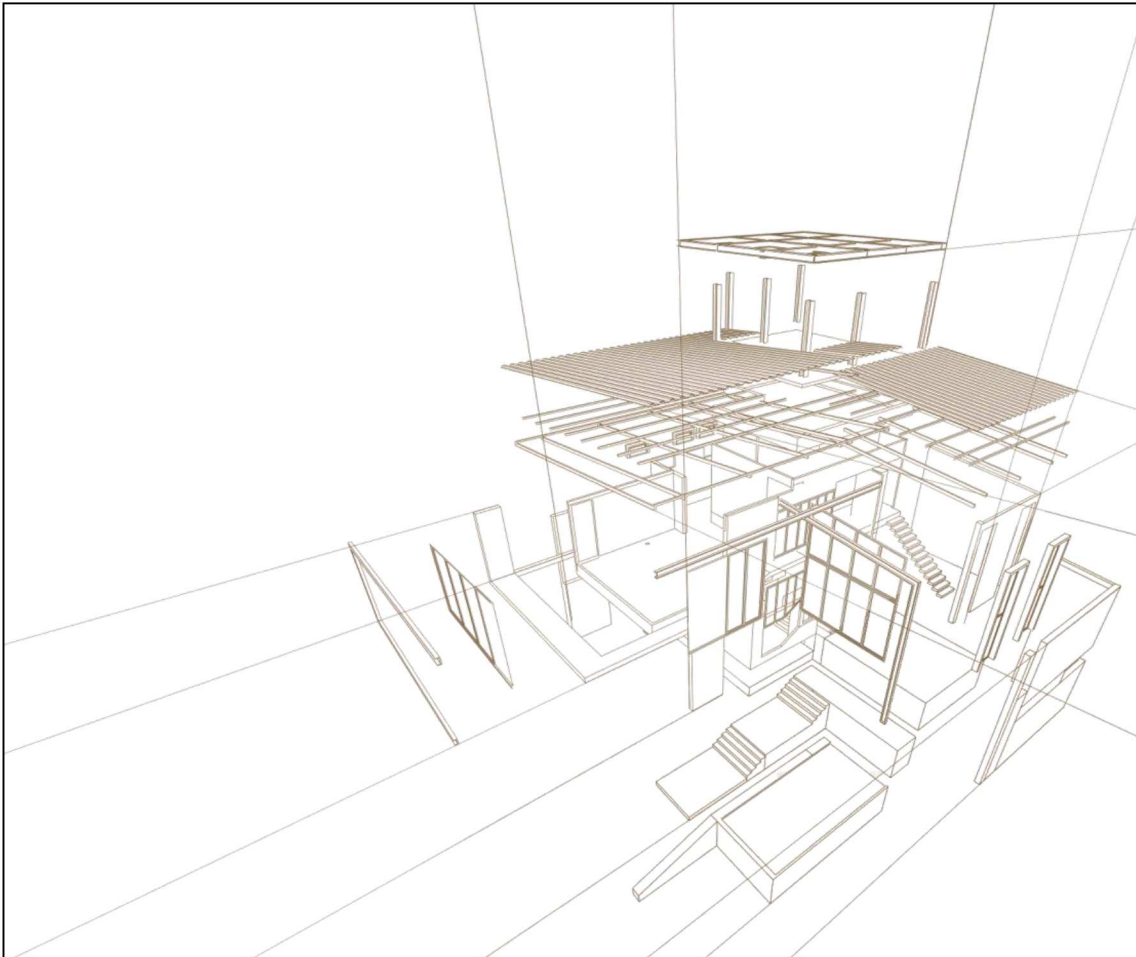
- [1] Blaß, H. J., & Sandhaas, C. (2017). *Timber Engineering Principles for Design*.



- [2] Chopra, A. K. 2012, Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering.
- [3] DIN EN 12512. (2005). *Holzbauwerke - Prüfverfahren - Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln [Estructuras de madera métodos de prueba Ensayos cíclicos de conexiones con mecánica]*.
- [4] ETA-12/0347. (2017). *European Technical Assessment*.
- [5] European Committee for Standardization. (2016). *EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. Brussels.
- [6] FEMA 307 “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings”, ATC, California, 1998.
- [7] Folz, B., & Filiatrault, A. (2002). *A Computer Program for Cyclic Analysis of Shearwalls in Woodframe Structures*.
- [8] Pang, W., Rosowsky, D., Pei, S., & Van De Lindt, J. W. (2007). Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls.
- [9] Ringhofer, A., Brandner, R., & Blaß, H. J. (2018). Cross laminated timber (CLT): Design approaches for dowel-type fasteners and connections. *Engineering Structures*.
- [10] Tamagnone, G., & Fragiaco, M. (2018). On The Rocking Behavior Of CLT Wall Assemblies. En *World Conference On Timber Engineering*. Seoul, Republic of Korea.



## V. Durabilidad y protección





## PROTECCIÓN CONTRA EL DETERIORO BIÓTICO Y ABIÓTICO DE MADERA MEDIANTE EL USO DE SISTEMAS SILANO/NANOPARTÍCULAS

### WOOD PROTECTION AGAINST BIOTIC AND ABOTIC DETERIORATION BY THE USE OF SILANE / NANOPARTICLE SYSTEMS

Alfieri, Paula V. <sup>(1)\*</sup>; Mohamed, Cintia S. <sup>(2)</sup>; Canosa, Guadalupe <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Dra., Investigadora Adjunta. LEMIT, La Plata, Argentina

<sup>(2)</sup> Ing., Universidad Tecnológica Nacional, La Plata, Argentina

<sup>(3)</sup> Dra. Investigadora Adjunta, Universidad Tecnológica Nacional, La Plata, Argentina

\* Contacto: [paulaalfieri@gmail.com](mailto:paulaalfieri@gmail.com)

#### Resumen

La madera, por su composición química, es muy susceptible a la acción de agentes bióticos y abióticos: se pueden mencionar como los tres principales, hongos xilófagos, humedad y fuego. Por ello, en este trabajo se formularon dispersiones de nanopartículas (nanoplatina, nano óxido de cobre, nanozinc y nanosílice) en soluciones basadas en silanos (metiltrietoxisilano y n-octiltrietoxisilano) para ser usados como impregnantes protectores. Las dispersiones de las nanopartículas son de base alcohólica y las concentraciones variaron del 1 al 10% m/v formuladas sobre soluciones Silano/silano =0,5. Las impregnaciones se realizaron por inmersión. Los resultados indicaron que todos los sistemas formulados generaron una buena protección contra los hongos y redujeron significativamente la absorción de agua debido a la modificación química y estructural de la pared celular. Además, mostraron a través de ensayos en Cámara Horizontal-Vertical y en una Cámara OI una buena eficiencia retardante del fuego debido a la carga inorgánica agregada y a la generación de un char más resistente dado fundamentalmente por la capacidad de absorción de energía de las nanopartículas.

*Palabras-clave: maderas- protección-silanos-nanoparticulas*

#### Abstract

Wood, due to its chemical composition, is very susceptible to the action of biotic and abiotic agents: the three main ones are wood decay fungi, humidity and fire. For this reason, in this paper, nanoparticle dispersions (nanosilver, copper nanoxide, nanozinc and nanosilics) were formulated in silane-based solutions (methyltriethoxysilane and n-octyltriethoxysilane) to be used as protective impregnants. The dispersions of the nanoparticles are alcohol-based and the concentrations varied from 1 to 10% m / v formulated on Silane / silane solutions = 0.5. The impregnations were did by immersion. The results indicated that all the formulated systems generated good protection against fungi and significantly reduced water absorption due to the chemical and structural modification of the cell wall. In addition, they showed through tests in Horizontal-Vertical Cabin and in an OI Chamber a good fire retardant efficiency due to the added inorganic load and the generation of a more resistant char, mainly given by the energy absorption capacity of the nanoparticles.

*Keywords: wood-protection-silanes-nanoparticles*



## 1. INTRODUCCIÓN

La madera, por su composición química, es muy susceptible a la acción de agentes bióticos y abióticos: se pueden mencionar como los tres principales, hongos xilófagos, humedad y fuego. La intensidad de las alteraciones, se produce en función de los componentes orgánicos disponibles según el tipo de sustrato y de las condiciones ambientales (Faria et al. 2012, 2014).

El conocido auge de la nanotecnología lleva ya sus años pero el enfoque de usar nanomateriales para proteger la madera es muy reciente. Se están llevando a cabo estudios para desarrollar nuevas formulaciones nanometales y nanoóxidos metálicos como conservantes de la madera y / o la incorporación de nanomateriales en madera y recubrimientos conservantes para mejorar su (Donath et al., 2006; Cubillo et al. 2006; Nair et al. 2017; Oliver et al. 2015; Percival et al. 2005; Schupper, 2009)

El uso de nanometales y nanoóxido de metal se justifica en tiene varias ventajas sobre sus contrapartes elementales. El tamaño extremadamente pequeño aumenta la superficie efectiva total que a su vez incrementa la reactividad y eficacia (Faria et al. 2012, 2014). Otra ventaja que estas presentan es que su tamaño es menor que el tamaño de los poros y radios de las madera (400-600 nm). Esto hace que la penetración completa de la formulación (Nair et al. 2017). Se han realizado varios estudios para evaluar la eficacia de varias nanopartículas para la conservación y protección de la madera. Por ejemplo, el óxido de zinc (ZnO) es ampliamente utilizado en aplicaciones debido a su estabilización UV, antimicrobiano y antibacteriano (Oliver et al. 2015; Percival et al. 2005; Schupper, 2009).

Por ello, en este trabajo se formularon dispersiones de nanopartículas (nanoplata, nano óxido de cobre, nanozinc y nanosílice) en soluciones basadas en silanos (metiltrietoxisilano y n-octiltrietoxisilano) para ser usados como impregnantes protectores.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1. Impregnantes

Se formularon dispersiones de nanopartículas (nanoplata, nano óxido de cobre, nanozinc y nanosílice) en soluciones basadas en silanos (metiltrietoxisilano y n-octiltrietoxisilano) para ser usados como impregnantes protectores.

La soluciones impregnantes se realizaron a un pH=  $8\pm 0.2$ , ya que la tasa de hidrólisis alcóxidos de silicio presenta un mínimo a pH =  $3 \pm 0.2$  y aumenta exponencialmente tanto a pH más bajo como más alto, contrariamente a la condensación que a ese pH presenta una tasa máxima. Siendo la hidrólisis la que regula el proceso sol gel, se aseguró que los silanos no reaccionen fuera de la madera manteniendo una tasa mínima de esta. Además, como otra regulación, se utilizó un r bajo para asegurar que haya ramificación, formando así un film y no un agregado particulado.

Además, las nanopartículas tienen la capacidad de cargarse según el pH del medio, por ello también se formularon con los dos perfiles de pH mencionados.



Los cambios de pH se manejaron con el agregado de HCl o NH<sub>4</sub>OH en el momento de ser aplicado, para que la modificación de las tasas se produzcan dentro de la madera y se analizó la capacidad de interacción. Las impregnaciones se realizaron por inmersión, Tabla 1.

Tabla 1: Las formulaciones impregnantes a base de silanos/nanocompuestos

Id.	Agente	Solvente	Concentración
MTES/nSi	Metiltrietoxisilano/nanoSiO <sub>2</sub>	80/20 % v/v etanol/Hidróxido de amonio	Silano/nano =0,3
MTES/nAg	Metiltrietoxisilano/nanoAg		
MTES/nZn	Metiltrietoxisilano/nanoZn		
MTES/nCu	Metiltrietoxisilano/nanoCuO		Silano/nano =0,5
OTES/nSi	n-octiltrietoxisilano/nanoSiO <sub>2</sub>		
OTES/nAg	n-octiltrietoxisilano/nanoAg		Silano/nano =0,8
OTES/nZn	n-octiltrietoxisilano/nanoZn		
OTES/nCu	n- octiltrietoxisilano/nanoCuO		

## 2.2. Estudio de la modificación química: FT-IR

La forma de estudio más utilizada para evidenciar que ha habido una reacción química con los componentes de la madera es la espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier (FT-IR). Los espectros de FT-IR se realizaron en el CIDEPINT, a temperatura ambiente, con un rango de lectura de longitud de onda entre 4000 y 600 cm<sup>-1</sup> y con una resolución de 4 cm<sup>-1</sup>. Estos espectros fueron realizados por reflectancia utilizando el accesorio U-ATR (Attenuated Total Reflectance), el cual permite irradiar la muestra directamente, sin preparación previa. El tamaño de muestra utilizado fue de 200x200x200mm.

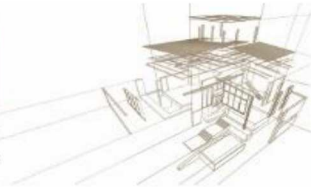
## 2.3. Resistencia al biodeterioro

Las muestras de madera se expusieron a especies de hongos xilófagos, representando a cada una de las pudriciones en condiciones de laboratorio, dos de estos agentes son autóctonas (*T. versicolor*, *P. chaquensis* y *C. globosum*). La exposición de la madera a los agentes degradantes se realizó siguiendo los lineamientos generales de la norma ASTM D 2017. La evaluación del comportamiento se determinará gravimétricamente por pérdida de peso y por observación a micro y macro escala del estado del sustrato.

## 3. RESULTADOS Y DISCUSION

### 3.1. Estudio de la modificación química: FT-IR

Se identificó las bandas características de la madera sin tratar y se tuvo en cuenta aquellas de cada uno de los componentes. Esto último se realizó utilizando los espectros brindados de la caracterización comercial. Las bandas características de los -OH de la pared celular de la madera son: a 3400 cm<sup>-1</sup> de fuerte absorción y una banda de menor



absorción a los  $2950\text{ cm}^{-1}$  que representan el estiramiento de enlace O-H, otra a los  $1.650\text{ cm}^{-1}$  la cual representa la banda de deformación de -OH y por último, se observa una banda ancha en el intervalo de  $1.000\text{-}1.200\text{ cm}^{-1}$  debido a la flexión O-H de grupos hidroxilos primarios y secundarios de celulosa (Fengel et al., 1995), Figura 1.

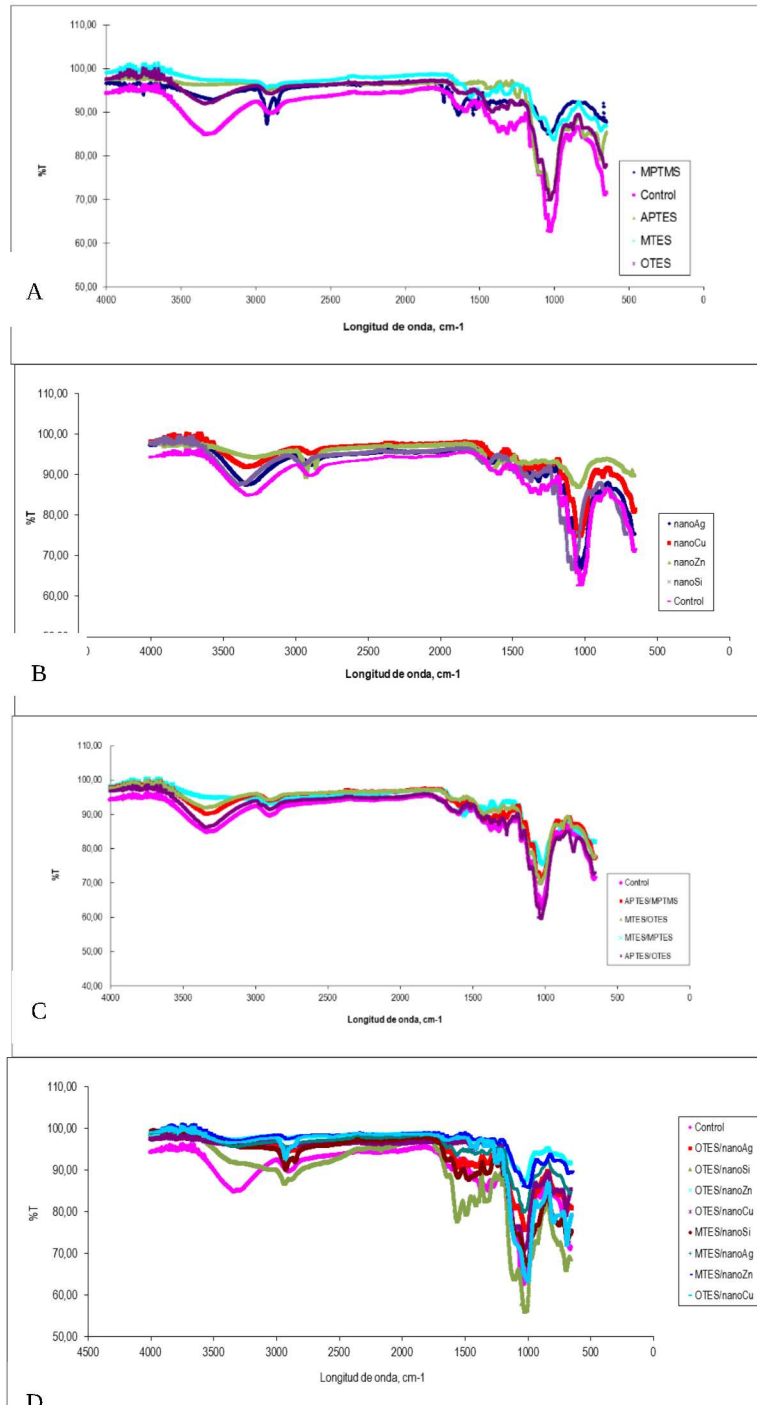


Figura 1: Espectroscopia de infrarrojo por transformada de Fourier (FT-IR) Maderas tratadas con impregnantes basados en silanos, B) Maderas tratadas con impregnantes basado en nanoparticulas, C) Maderas tratadas con impregnantes basados en mezcla de silanos y D) Maderas tratadas con impregnantes basados en mezcla de silano/nano



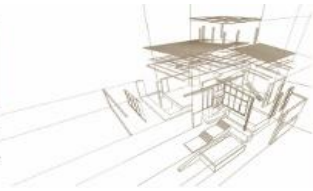


En la Figura 1A se muestran los espectros de las maderas tratadas con los silanos. Las bandas típicas de enlaces de celulosa y silanos son detectables, aunque se superponen en gran medida. Las bandas debidas a los silanos son:  $800\text{ cm}^{-1}$  (estiramiento simétrico Si-O-Si),  $1,070\text{ cm}^{-1}$  (estiramiento asimétrico Si-O-Si),  $1,270\text{ cm}^{-1}$  (deformación simétrica Si-CH<sub>3</sub>),  $1,108\text{ cm}^{-1}$  (estiramiento Si-O-R, R = grupo etoxi) (Ebadi, 2016). La banda ancha debido a la flexión O-H mencionada, no posibilita una clara atribución de las señales correspondientes a los enlaces Si-O-Si y Si-O-C en el mismo intervalo, aparte de la frecuencia de estiramiento a  $1,180\text{ cm}^{-1}$  de unidad Si-O-C, donde el átomo de carbono pertenece a la unidad de glucosa de celulosa, pero se observa una disminución en su intensidad por lo que podría atribuirse a una modificación química debido a las pérdidas de detección de las flexiones de los -OH y una no detección de los enlaces Si-O-C, por ser estos reducidos respecto a los -OH, por lo que se produce un enmascaramiento (Parrill, 1992). Esta última confirma la interacción química entre el siloxano y la celulosa.

Los picos a  $3400$  y  $1500\text{ cm}^{-1}$  en el espectro de todas las muestras se atribuyen a las vibraciones de estiramiento de los grupos hidroxilo (Clausem et al. 2010), que son principalmente enlaces químicos que interactúan con los silanos como se mencionó anteriormente (Mantanis et al. 2014; Lykidis et al. 2016). Los picos a  $1400\text{ cm}^{-1}$  y  $1112\text{ cm}^{-1}$  en ambas muestras se atribuyen a la vibración de flexión de los enlaces y la asimétrica estirando la vibración de los enlaces Si-O-Si (Zhang et al., 2013). El nuevo espectro emergente a  $600\text{ cm}^{-1}$  se atribuye a la vibración del enlace Si-O-Si (Milani et al. 2007). El pico a  $2900\text{ cm}^{-1}$  corresponde al estiramiento y vibración asimétrica de -CH<sub>3</sub> (Mattos and Magalhanes 2017). La aparición de -CH<sub>3</sub> es debido a la hidrólisis y polimerización de entre la madera y los silanos, lo cual muestra que la mezcla de silanos/nanopartículas produce la modificación química más eficiente, Figura 1.D. Por otra parte, el pico de los grupos C-C a  $1664\text{ cm}^{-1}$  (Hill and Papadopoulos, 2001), como se ha informado anteriormente, no se ha observado en el espectro de cualquiera de los tipos de madera, lo que indica la ruptura de los enlaces -C-C. (Hübert et al. 2010), demostrando una hidrólisis y condensación completa con los componentes de la madera.

### **3.2. Microanálisis estructural: Microscopia electrónica de Barrido - Espectroscopia de dispersión de energías de rayos X (SEM-EDAX) y Microscopía óptica (MO)**

La Figura 2 muestra las imágenes SEM de la impregnación con silanos/nanopartículas y su respectivo análisis EDAX. En este caso, se puede observar cambios estructurales muchos mayores que los sistemas anteriores y más aun con la madera sin tratar. En todos los casos (Figura 2 a-c), menos en el uso de nanozinc (Figura 2 d), se observó formación de microestructuras entre las paredes celulares de las traqueidas de la madera. En el caso del nanozinc, se observó la formación de un recubrimiento, similar a lo que sucedía a pH ácido cuando solo se utilizaba silanos. Esto podría deberse a que el nanozinc reaccionaría rápidamente con el cambio de pH al agregar en la formulación el NH<sub>4</sub>OH reaccionando con los silanoles por lo que en este caso, solo los silanos estarían reaccionando con los -OH de la madera generando esta distribución uniforme. En cambio, las otras nanopartículas, generarían anclajes celulosa-silano/silano-celulosa,



generando una red polimérica mayor, por ello puede evidenciarse mediante microscopia electrónica. También se puede observar que hay una mayor formación polimérica en todas las muestras, lo que conlleva a pensar que se produjo un mayor ingreso de moléculas a la madera. Esto podría deberse a que, en la formulación la presencia de los silanos genera una estabilidad de la emulsión por reducción de la energía superficial que tienen las nanopartículas, por formación de enlaces no covalentes (puentes de hidrogeno y dipolo-dipolo).

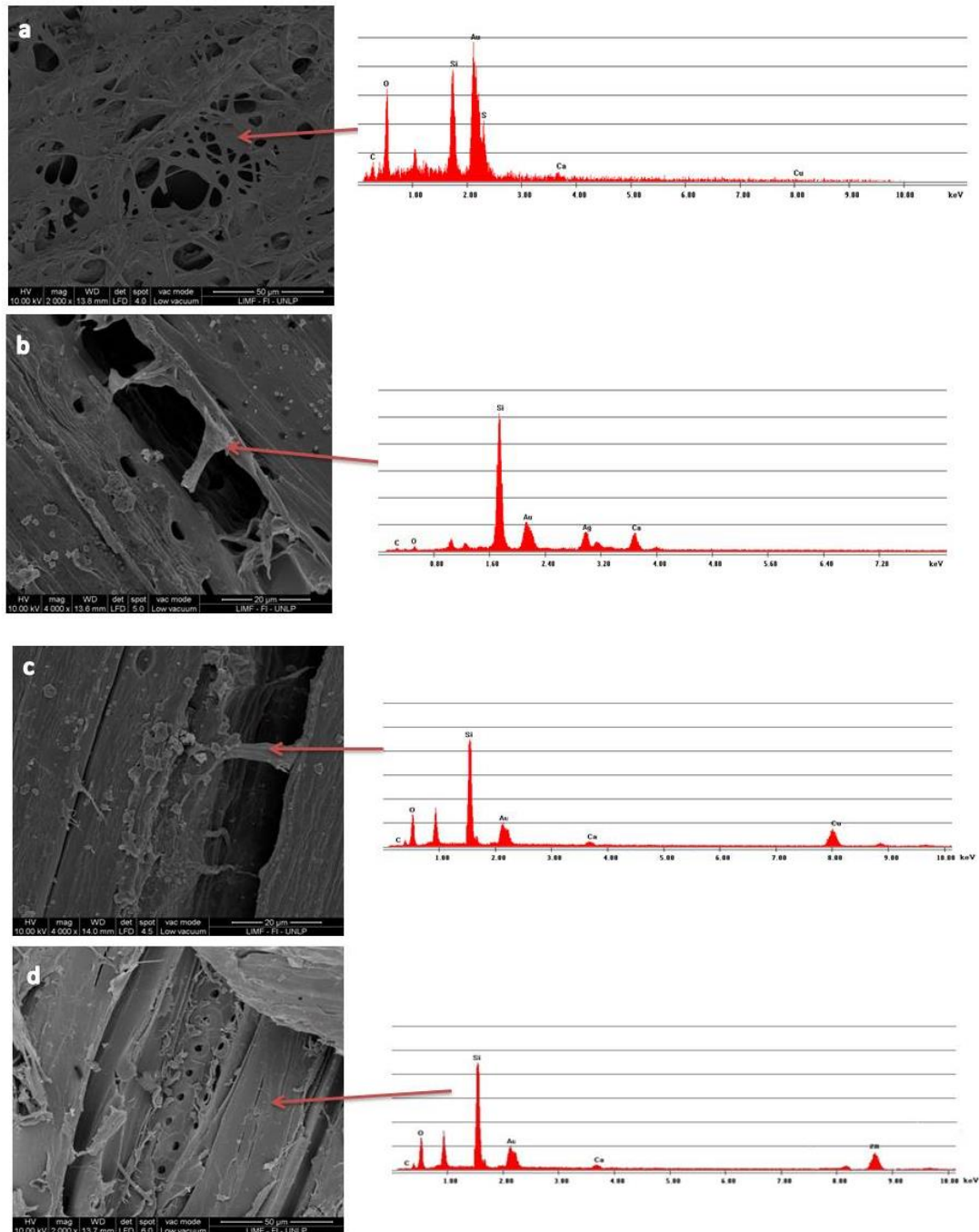


Figura 2: SEM-EDAX de impregnantes basados en Silanos y nanopartículas: madera impregnada con MTES y a) nanoSi, b) nanoAg, c) nanoCu y d) nanoZn.



Esta situación, haría que las nanopartículas y los oligómeros de silanos se mantengan estables en la emulsión, evitando su aglomeración y precipitado. Una vez que se produce el ingreso a la madera, este equilibrio se perdería en primera instancia, por la presencia de moléculas de agua que dan inicio a las reacciones de hidrólisis y condensación y en un segundo plano, por atracción de los  $-OH$  de la celulosa que acaba de ser atacada por el pH de la solución y la reactividad de las nanopartículas (Liu et al., 2015; Fransman et al., 2016; Hsieh et al., 2011; Ding et al., 2011; Scheffer et al., 1998)

Para observar la estructura de la pared celular, se realizó cortes ultradelgados, con fijación química y contraste, Figura 3. En las imágenes se puede observar la formación polimérica sin contraste con el anclaje nanoparticulado en las capas internas de la pared celular (a-c) menos en el caso del nanozinc que se observa la formación de una película que recubre la capa  $S_3$  localizándose en el lumen celular (d). En este último se observa la formación de una película que recubre la capa  $S_3$  localizándose en el lumen celular (d). En los cortes delgados, se observa un lumen obliterado y una falta de delimitación entre las traqueidas debido a la formación de la mencionada red polimérica maderasilano-nanopartícula intra e intercelular (e-f).

Las imágenes entonces corroboran lo antes planteado en cuanto a sitio de modificación y cantidad de moléculas que ingresaron a la madera. En todos los casos, las imágenes fueron de similar estructura, por ello se muestra solo algunos ejemplos relevantes.

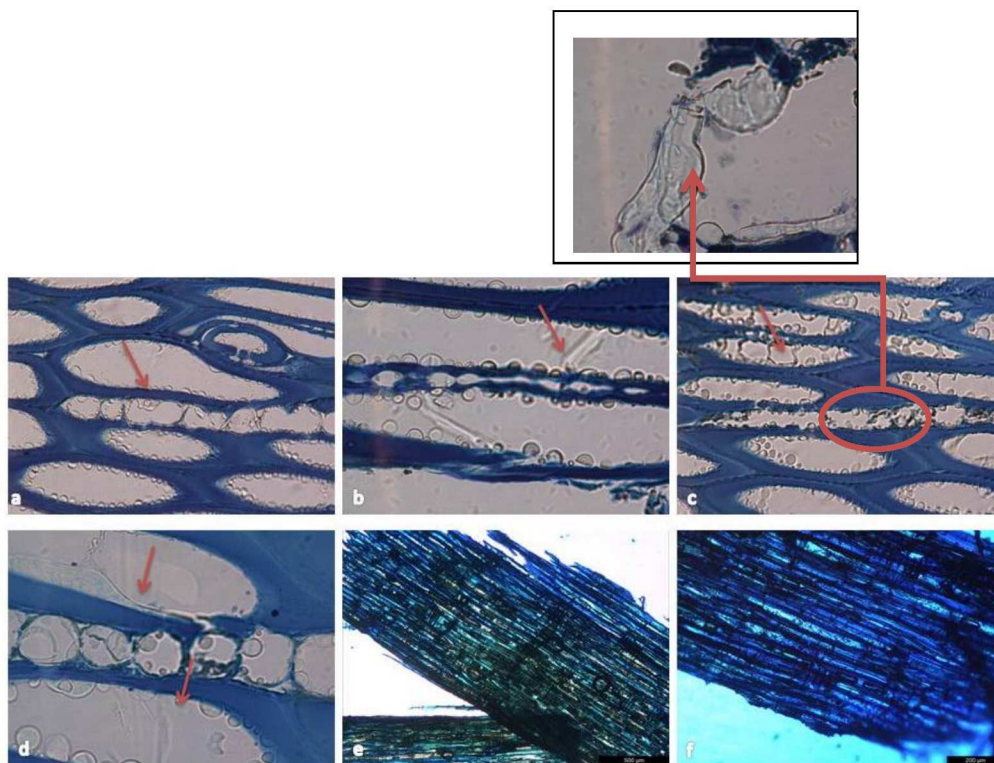


Figura 3: Microscopía óptica de preparados ultradelgados con fijación, deshidratación, inclusión en resinas epoxi, ultramicrotomía, contraste de tratamientos con silanos/nanopartículas a pH alcalino a) OTEs/nanoSi, b) OTEs/Ag, c) OTEs/Cu, d) OTEs/Zn y preparados de cortes delgados



de OTES/nanosilice (e) y OTES/nanoplata (f). Las flechas indican sitio donde se produjo la modificación química

En resumen, se puede decir que todos los tratamientos y métodos de aplicación propuestos generaron la modificación química de la madera

### 3.3. Resistencia al biodeterioro

Los resultados se muestran en la Figura 4, donde se representa el porcentaje de pérdida de peso de cada tratamiento a las 16 semanas de exposición de cada una de las especies que representan los tres tipos de pudrición más importantes. Se puede observar que en todos los casos los tratamientos redujeron la pérdida de masa de todas las probetas, independientemente de la especie a la que fue expuesta, por lo tanto, se puede afirmar que todos los tratamientos tienen la capacidad de proteger a la madera de la degradación fúngica, independientemente del tipo de pudrición que este produzca. Esto último, lleva a pensar que la modificación química efectivamente se produce en las diferentes capas de la pared celular, ya que la diferencia de pudrición, está dada básicamente por el polímero que los hongos atacan (Filho and Alves, 2012; Verdejo et al. 2012; Stéfani et al. 2011; Panov et al. 2009; Broda and Mazela, 2017).

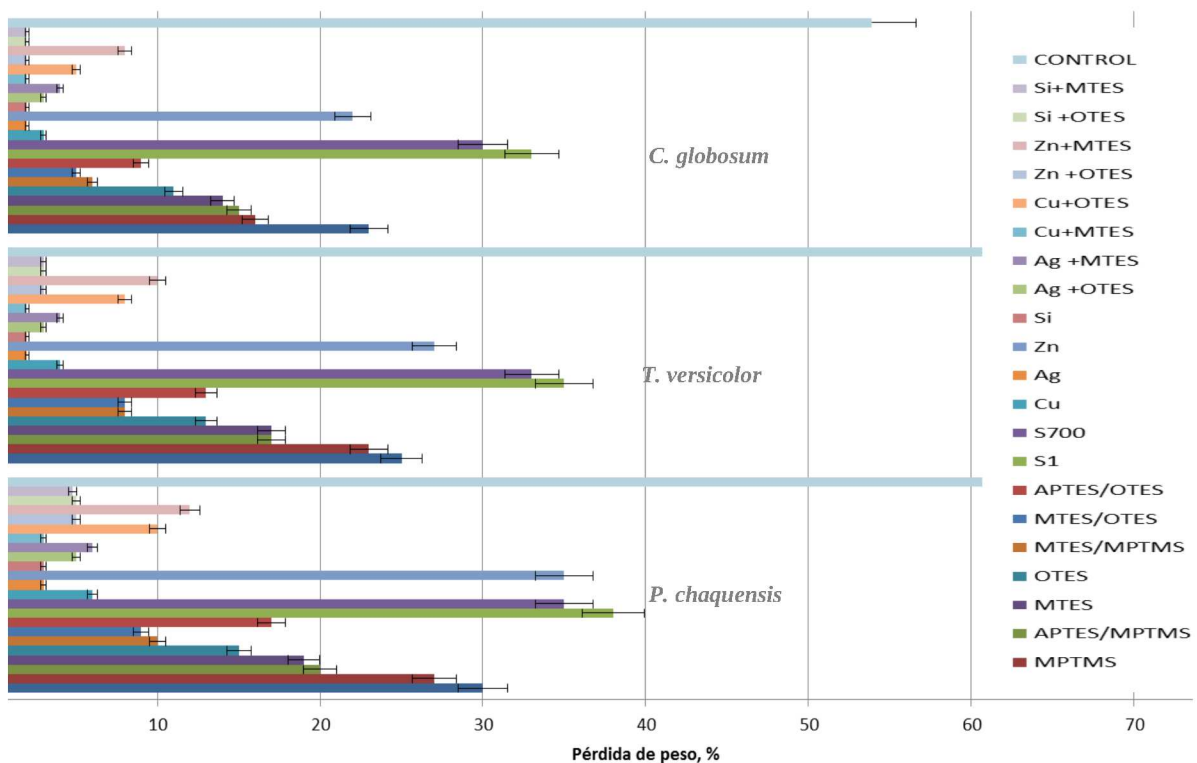
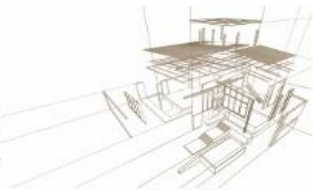


Figura 4: Porcentaje de pérdida de peso de cada tratamiento a las 16 semanas de exposición de cada una de las especies que representan los tres tipos de pudrición más importantes.

Dentro de las especies, se puede observar analizando la pérdida de peso diferencial de los controles según a la especie que fue expuesta que la más agresiva es *P. Chaquensis*



(Putridión blanca degradada lignina), seguido de *T. versicolor* (Putridión parda o cubica degradada celulosa) y por último *C. globosum* (putridión blanda, degradación de laminillas medias). Este orden se condice con el tipo de pudrición identificada q estos producían.

Las formulaciones siguen el mismo patrón de performance, independientemente del tipo de pudrición: la menor pérdida de masa son las basadas en la mezcla de silanos/nanocompuestos (con pérdidas de  $3,13\pm 2,34\%$ ;  $2,45\pm 2,23\%$  y  $1,58\pm 0,96\%$  para *P. chaquensis*, *T. versicolor* y *C. globosum* respectivamente), seguido por las formulaciones basadas en nanocompuestos (con pérdidas de  $8,65\pm 1,73\%$ ;  $5,81\pm 3,2\%$  y  $4,65\pm 0,49\%$  para *P. chaquensis*, *T. versicolor* y aquel no identificado respectivamente) seguido los silanos (con pérdidas de  $12,10\pm 6,17\%$ ;  $9,98\pm 3,42\%$  y  $7,55\pm 0,96\%$  para *P. chaquensis*, *T. versicolor* y *C. globosum* respectivamente), y por último los siloxanos (con pérdidas de  $29,31\pm 3,84\%$ ;  $26,81\pm 8,60\%$  y  $9,88\pm 1,06\%$  para *P. chaquensis*, *T. versicolor* y *C. globosum* respectivamente).

En este caso la performance de los tratamientos frente agentes bióticos, se observa un efecto sinérgico al igual que en la hidrorrepelencia: cuando en la formulación se conjugan los silanos y los nanocompuestos, ya que se comportan con una performance mayor que la sumatoria de cada uno individualmente. Esto permite inferir, que la modificación química de la madera es la que estaría otorgando la resistencia a la degradación y no así la presencia de los compuestos.

Esto quiere decir, que la protección en este caso se logra por el cambio en la estructura química y física de la madera, impide que el hongo pueda utilizarla como fuente de carbono: el cambio estructural y químico de los polímeros de la madera hace que no se produzca la hidrólisis enzimática, debido a que sus baterías no los “reconocerían” como sustratos enzimáticos (modelo llave-cerradura, el complejo enzima-sustrato, es muy específico, por lo cual cualquier cambio impide su función), impidiendo su desarrollo (De Vetter et al., 2009a-b; Liu 2016; Youming, et al. 2015).

#### 4. CONCLUSIONES

En los sistemas de silanos/ nanopartículas se pudo observar que el efecto sinérgico estaría dado por la polimerización diferencial respecto a los componentes individuales: generarían anclajes celulosa-silano/silano-celulosa, generando una red polimérica mayor, por ello puede evidenciarse mediante microscopia electrónica.

También se puede observar que hay una mayor formación polimérica en todas las muestras, lo que conlleva a pensar que se produjo un mayor ingreso de moléculas a la madera. Esto podría deberse a que, en la formulación la presencia de los silanos genera una estabilidad de la emulsión por reducción de la energía superficial que tienen las nanopartículas, por formación de enlaces no covalentes (puentes de hidrogeno y dipolo-dipolo). Esta situación, haría que las nanopartículas y los oligómeros de silanos se mantengan estables en la emulsión, evitando su aglomeración y precipitado.

Una vez que se produce el ingreso a la madera, este equilibrio se perdería en primera instancia, por la presencia de moléculas de agua que dan inicio a las reacciones de hidrolisis y condensación y en un segundo plano, por atracción de los -OH de la



celulosa que acaba de ser atacada por el pH de la solución y la reactividad de las nanopartículas. Este aumento de la energía entrópica del sistema hace que todo el sistema tienda a disminuirla generando enlaces covalentes entre las nanopartículas, la celulosa y los silanos en proceso de condensación, generando un composite trimétrico orgánico-inorgánico-nanometal.

## AGRADECIMIENTOS

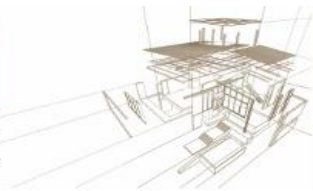
Este trabajo realizado en el marco del Proyecto "Estado de conservación del patrimonio arquitectónico: Técnicas de reparación y promoción de posibles circuitos turísticos en localidades, pueblos y ciudades de la provincia de Buenos Aires" subvencionado por el CICPBA dentro del programa "Proyectos de Innovación y Transferencia en Áreas Prioritarias de la Provincia de Buenos Aires", resolución de directorio N° 428/16.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Broda, M. Mazela, B. (2017) Application of methyltrimethoxysilane to increase dimensional stability of waterlogged wood *Journal of Cultural Heritage* 25, 149–156
- Clausen, C.A., Green, F., Nami, S.K. (2010) Weatherability and leach resistance of wood impregnated with nano-zinc oxide, *Nanoscale Res. Lett.* 5: 1464–1467, <http://dx.doi.org/10.1007/s11671-010-9662-6>.
- Cubillo, C., Pecharromán, E., Aguilar, J., Santarén, J.S., (2006) Antibacterial activity of copper monodispersed nanoparticles into sepiolite, *Journal of Material Science*, 41, 5208–5212.
- De Vetter L, Depraetere G, Stevens M, Janssen C, Van Acke J. (2009a) Potential contribution of organosilicon compounds to reduced leaching of biocides in wood protection. *Ann For Sci.*; 66
- De Vetter L, Van den Bulcke J, De Windt I, Stevens M, VanAcker J. (2009b) Preventive action of organosilicon treatments against disfigurement of wood under laboratory and outdoor conditions. *Int Biodeter Biodegr.*;63: 1093–101
- Ding, X., Zhou, S., Gu, G., Wu, L. (2011) A facile and large-area fabrication method of superhydrophobic self-cleaning fluorinated polysiloxane/TiO<sub>2</sub>nanocompositecoatings with long-term durability, *J. Mater. Chem.* 21, 6161–6164
- Donath et al., (2006) Treatment of wood with aminofunctional silanes for protection against wood destroying fungi *Holzforschung* 60(2):210-216
- Faria A.F. et al. (2014) *Colloids and Surfaces B: Biointerfaces* 113, 115– 124
- Ebadi S.E (2016) mechanical behavior of hydrothermally treated oil palm wood in different buffered pH media. *Wood and fibers science*, 48 (3) 1-9.
- Faria, A.F., Martinez D.S.T., Moraes, A.C.M., Maia da Costa, M.E.H., Barros, E.B., Souza A.G., Filho, A.J., Alves, O.L. (2012) Unveiling the role of oxidation debris on the surface chemistry of graphene through the anchoring of Ag nanoparticles, *Chem. Mater.* 24, 4080–4087
- Fengel D, Jakob H, Strobil C (1995) Influence of the alkali concentration on the formation of cellulose. *Horzforschung* 49: 505-511
- Filho, A.J. and Alves, O.L. (2012) Unveiling the role of oxidation debris on the surface chemistry of graphene through the anchoring of Ag nanoparticles, *Chem. Mater.* 24, 4080–4087
- Fransman, W., Bekker, C., Tromp, P., Duis, W. (2016) Potential Release of Manufactured Nano Objects During Sanding of Nano-Coated Wood Surfaces *The Annals of Occupational Hygiene*, 60 (7), 875–884 <https://doi.org/10.1093/annhyg/mew031>
- Hill C.A.S. and Papadopoulos AN. (2001) A review of methods used to determine the size of the cell wall microvoids of wood. *J Inst Wood Sci.*; 90:337–45.



- Hsieh, C.T., Chang, B., Lin, J. (2011) Improvement of water and oil repellency on wood substrates by using fluorinated silica nanocoating, *Appl. Surf. Sci.* 257, 7997–8002.
- Hübner, T., Unger, B., Bückner, M. (2010) Sol–gel derived TiO<sub>2</sub> wood composites, *J. Sol-Gel Sci. Technol.* 53 384–389
- Liu, M., Qing, Y., Wu, Y., Liang, J., Luo, S. (2015) Facile fabrication of superhydrophobic surfaces on wood substrates via a one-step hydrothermal process, *Applied Surface Science* 330, 332–338
- Liu L, Qian M, Pa Song, Huang G, Yu Y, Fu S (2016) Fabrication of green lignin-based flame retardants for enhancing the thermal and fire retardancy properties of polypropylene/wood composites. *ACS Sustain Chem Eng* 4(4):2422
- Lykidis, C., Bak, M., Mantanis, G., Németh, R. (2016) Biological resistance of pine wood treated with nano-sized zinc oxide and zinc borate against brown-rot fungi, *Eur. J. Wood Wood Prod.* 74 (2016) 909–911, <http://dx.doi.org/10.1007/s00107-016-1093-3>.
- Mantanis, G., Terzi, E., Kartal, S.N. Papadopoulos, A.N. (2014) Evaluation of mold, decay and termite resistance of pinewood treated with zinc- and copper-based nanocompounds, *Int. Biodeterior. Biodegrad.* 90, 140–144, <http://dx.doi.org/10.1016/j.ibiod.2014.02.010>.
- Mattos B.D., Magalhaes, W.L.E. (2017) Design and preparation of carbendazim-loaded alumina nanoparticles as a controlled-release biocide for wood protection *International Biodeterioration & Biodegradation* 123 (2017) 174–181.
- Miliani, C., Velo-Simpson, M.L., Scherer, G.W. (2007) Particle-modified consolidants: a study on the effect of particles on sol-gel properties and consolidation effectiveness, *J. Cult. Herit.* 8 1–6, <http://dx.doi.org/10.1016/j.culher.2006.10.002>.
- Nair, S., Pandey, K. K., Giridhar, B.N., Vijayalakshmi, G. (2017) Decay resistance of rubberwood (*Hevea brasiliensis*) impregnated with ZnO and CuO nanoparticles dispersed in propylene glycol *International Biodeterioration & Biodegradation* 122, 100–106
- Oliver, M.K and Martinez, A. J (2014) How resident microbes modulate ecologically-important traits of insects, *Current Opinion in Insect Science*, 4, 1–7.
- Panov, D., Terziev, N. (2009) Study on some alkoxy silanes used for hydrophobation and protection of wood against decay *International Biodeterioration & Biodegradation* 63, 456–461
- Parrill T.M. (1992) Transmission infrared study of acid-catalyzed sol-gel silicacoatings during room ambient drying, *J. Mater. Res.* 7, 2230–2239
- Percival, S.L., Bowler, P.G., Russell, D. (2005) Bacterial resistance to silver in wound care, *Journal of Hospital Infection*, 60, 1–7.
- Scheffer, T.C.; Morrell, Jeffrey J. (1998) Natural durability of wood: a worldwide checklist of species *Forest Research Laboratory, Oregon State University. Research Contribution* 22, 58p.
- Schuppler, M. (2009) Antimicrobial Properties of a Novel Silver-Silica Nanocomposite Material, *Appl. Environ. Microbiol.* 75(9), 2973–2976.
- Stéfani, D., Paula, A.J., Vaz, B.G. Silva, R.A., Andrade, N.F., Justo, G.Z. Ferreira, C.V. Filho, A.G.S., Eberlin M.N., Alves, O.L. (2011) Structural and proactive safety aspects of oxidation debris from multiwalled carbon, *J. Hazard. Mater.* 189 (2011) 391–396.
- Verdejo, R., Lamoriniere, S., Cottam, B., Bismarck, A., Shaffer, M. (2007) Removal of oxidation debris from multi-walled carbon nanotubes, *Chem. Commun.* 7, 513–515
- Yuming D, Xiaoyan S, Shifeng Z, Jianzhang L (2015) Dynamic mechanical properties and thermal stability of furfuryl alcohol and nano-SiO<sub>2</sub> treated poplar wood. *IOP Conf Ser Mater Sci Eng* 87(1):012027



## VIVIENDA SEGURA, CAMBIOS NORMATIVOS QUE TRANSFORMAN LA VIDA

### SAFE HOUSING, NORMATIVE CHANGES THAT TRANSFORM LIVING

Garay Rose Marie <sup>(1)\*</sup>, Pfenniger Francis <sup>(2)</sup>, Tapia Ricardo <sup>(3)</sup>, Castillo Miguel <sup>(4)</sup>, González Marcelo <sup>(5)</sup>

<sup>1,4</sup>Departamento Desarrollo en Productos Forestales y Departamento de Gestión Forestal. Facultad de Ciencias Forestales y de la Conservación de la naturaleza. Universidad de Chile. Santiago, Chile

<sup>2,3</sup>Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile. Santiago, Chile

<sup>5</sup>Eligemadera.com

\* Contacto: Rose Marie Garay: rgaray@uchile.cl

#### Resumen

Dada la frecuencia e intensidad de los eventos climáticos, es esencial conectar los instrumentos de planificación y gestión de riesgo territorial con exigencias a construcciones, en particular las de madera ubicadas en zonas de riesgos. Los proyectos de investigación Fondef IT 1610003 y IT180001 analizan edificaciones instaladas en áreas rurales y periurbanas, que cuentan con bajas especificaciones técnicas de seguridad contra incendios de fuente interna o externa (interfaz forestal). Tales incendios ponen en riesgo, según la potencialidad de ocurrencia, a muchos hogares simultáneamente, exponiéndolos a las llamas y pavesas impulsadas por el viento. La experiencia internacional señala que las viviendas pueden ser más seguras, por ejemplo, estableciendo áreas de protección (30-60 metros), alejando la vegetación o continuidad del combustible, criterios técnicos que se explican en este estudio y que deben ser incorporados en regulaciones locales y aplicados en programas de comunidades protegidas. Se revisan las regulaciones chilenas, estadounidenses, europeas y australianas con respecto a la garantía de rendimiento frente a incendios de edificios y su entorno inmediato, extrayendo estándares de calidad y recomendaciones, considerando las necesidades y regulaciones casa hacia adentro y casa hacia afuera. Medidas de seguridad específicas como resistencia al fuego de elementos estructurales y no estructurales, materialidad incombustible, no inflamabilidad, no toxicidad y opacidad de humos; aumento de masividad y cobertura con elementos incombustibles; limitaciones de uso de materiales plásticos y otros que aporten carga combustible, son aspectos de protección pasiva incluidos en una guía práctica con la que se evalúa las edificaciones y se conduce a recomendaciones para disminuir la vulnerabilidad.

*Palabras claves: protección pasiva de construcciones de madera, interfaz de incendios forestales, madera resistencia al fuego, códigos de construcción.*

#### Abstract

Given the frequency and intensity of climatic events, it is essential to connect planning instruments and territorial risk management with construction requirements, particularly those of wood located in risk areas. This research analyzes buildings installed in rural and peri-urban areas, which have low technical specifications of security against a fire of internal or external source (forest interface). Such fires put at risk, according to the potentiality of occurrence, many homes simultaneously, exposing them to flames and wind-driven flares. International experience indicates that housing can be safer, for example, establishing protection areas (30-60 meters), moving away vegetation or fuel continuity, technical criteria that are explained in this study and that must be incorporated into local regulations and applied in protected community programs. The Chilean, American, European and Australian regulations are reviewed with respect to the guarantee of performance against fires of buildings and their immediate environment, extracting quality standards and recommendations, considering the needs and regulations of the house in and out. Specific safety measures such as fire resistance of structural and non-structural elements, incombustible materiality, non-flammability, toxicity and smoke opacity; increase in mass and cover with non-combustible elements that increase fire resistance; limitations on the use of plastic materials and others that provide fuel. Aspects included in a practical guide with which buildings are evaluated and recommendations are made to reduce vulnerability.

*Keywords: woodbuildings safety, forest fires interface, wood fire resistant, codes construction*





## 1. INTRODUCCIÓN

La interfaz urbano forestal se produce cuando las viviendas o edificaciones coexisten en el mismo espacio que el arbolado y matorrales, Si las viviendas resultan ser potencialmente un aporte en carga de combustible para alimentar el fuego, entonces a mayor número y densidad de viviendas, existirá mayor propensión a la propagación del fuego. Las actividades que se desarrollan en el entorno urbano agravan y tornan más compleja la interacción entre todos los elementos que forman el paisaje. La prevención en los incendios forestales de interfaz implica la transformación del paisaje en tres niveles para obtener un entono de riesgo controlado. Para ello se consideran tres escalas de trabajo: la macroescala o escala del paisaje, la mesoescala o de la urbanización y la microescala, que es la escala de la vivienda o parcela.

En la **macroescala**, la transformación del paisaje requiere en primer lugar de un plan regulador que establezca la forma de interactividad con el entorno. Así como la identificación de la distribución de la continuidad del combustible, así como de los escenarios de incendio.

En el dominio de la **mesoescala**, el nivel de la urbanización, se consideran tres zonas: El tejido interior de casas y vegetación; la zona perimetral; los terrenos exteriores que lo rodean. Las medidas preventivas pretenden transformar este tejido en una zona de transición donde existen oportunidades para la extinción de incendios y adaptación al paso del fuego. Para ello se controla el combustible, se mejora la accesibilidad y se incrementa la disponibilidad de agua. La vegetación en el interior de la urbanización juega un papel primordial cuando el incendio impacta y cómo éste se traslada, cómo se generan pavesas y finalmente cómo el fuego llega hasta las casas. Una situación extrema ocurre cuando hay muchas casas con vegetación arbórea entre ellas, el fuego va a progresar al interior afectando también el humo y las pavesas.

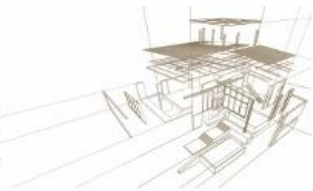
La acumulación de combustibles en los alrededores, juegos de terrazas, techos inflamables y edificaciones en madera, así como la presencia de setos o arbustos son clave en la mesoescala. De acuerdo a la energía radiante esperada y el umbral máximo soportado por los bomberos en un punto dado del territorio, es posible identificar la extensión e intensidad del tratamiento de los combustibles en el interior, en el perímetro y en el exterior de la urbanización. Si los jardines tienen gran carga de combustible, se dificulta o imposibilita la defensa de la vivienda. De hecho, no hay un espacio defendible en el que se pueda operar con seguridad.

La **microescala** este es el dominio del propietario y ahí se puede hacer mucho. Desde luego que el jardín es una oportunidad para la prevención: limitando la cantidad de carga de elementos finos, controlando el tipo de vegetación con alto nivel de humedad de plantas adyacentes y controlando la carga del sotobosque.



Figura 1: Zonas de acción frente a incendios forestales de interfaz

Fuente: Elaboración Propia usando Casa Segura de CONAF (2016) y Guía metodológica de actuaciones de prevención, defensa y autoprotección en interfaz urbano forestal (CONAF 2014)



La humedad de las plantas está directamente relacionada con las rutinas de riesgo y tratamientos que se realizan. Los setos juegan un rol primordial para reducir o incrementar la intensidad y propagación del fuego y en combustión puede destruir las viviendas.

Se requiere un gran esfuerzo para llevar a cabo medidas de prevención, así como medidas de concienciación, sensibilización, acción en el territorio, formación y comunicación a los vecinos. La percepción del riesgo en la comunidad es el éxito en la prevención del interfaz urbano forestal, ya que la prevención es un esfuerzo común.

Gran Incendio Forestal (GIF), es un incendio que supera la capacidad de extinción, debido a:

1. La velocidad de propagación es superior a la velocidad de extinción.
2. La alta intensidad del frente de llama limita los métodos de ataque aplicables con los medios disponibles.

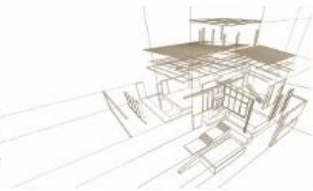
El aumento del riesgo de incendio y de la peligrosidad en la interfaz se debe a la presencia de viviendas y actividades en el bosque, lo que supone un mayor riesgo implícito de ignición. La vulnerabilidad de las viviendas es un indicador de riesgo y/o peligrosidad ante un incendio. La amenaza del humo para los habitantes de la interfaz es limitante y debe tenerse en cuenta, así como la escasa accesibilidad y las vías de escape estrechas y/o únicas son, con frecuencia, características de las zonas de interfaz.

El tiempo de permanencia de las llamas en un incendio forestal no es muy elevado: dependerá de la presencia de acumulaciones de combustible, los elementos constructivos inflamables y las vías de entrada de las llamas al interior de la vivienda, como principales factores que provocan la ignición de la estructura.

La normativa de resistencia al fuego está diseñada, bajo la hipótesis “el fuego se produce en el interior de las viviendas” y disposiciones que mejoran la resistencia al fuego están concebidos bajo esta perspectiva. La alta acumulación de material vegetal combustible, junto al efecto del cambio climático, han hecho que, especialmente en climas de tipo mediterráneo, se ocasionen devastadores incendios que se inician en zonas arboladas y luego se propagan hacia áreas pobladas. Los graves eventos en Chile el 2017, España, Italia, California, Portugal, Marruecos y Grecia del 2018, muestran esta realidad.

En Chile, la normativa de construcción no considera el riesgo del entorno de las viviendas, ubicadas en lugares con altos índices de incendios forestales, remoción de masas, inundaciones u otros fenómenos que no están geolocalizados en mapas de riesgo dinámicos en los planes reguladores comunales. A lo anterior se suma que las construcciones en la interfaz urbano-rural en muchas ocasiones no cuentan con permiso de edificación ni recepción final de obra. Cuando las viviendas emplazadas en zonas de interfaz urbano forestal son de madera y no han sido fabricadas bajo estándares que brinden la seguridad necesaria, esto empeora las cosas. En tales circunstancias, cada cual sería responsable del aseguramiento de su propiedad, sin embargo, la alta frecuencia e intensidad de eventos catastróficos hacen necesario revisar si las exigencias técnicas tanto de las viviendas, como del lugar están siendo suficientes. Los tratamientos del combustible, incluso cuando la edificación es de madera, incluyen la reducción de la carga y de la continuidad, particularmente en los puntos críticos en donde el fuego incrementa su actividad. Para ello se utilizan los planes de manejo de las áreas forestales y agrícolas.

En Chile se emplea pino radiata, sin embargo, posee bajas propiedades mecánicas, baja resistencia al fuego y durabilidad, por lo que incluir protección adicional como maderas nativas, cumplimiento la ley 20283 y los planes de manejo, es una oportunidad. Los países que han avanzado en esta materia exigen uso de madera con mejores propiedades para la construcción.



Chile ofrece oportunidades para la construcción en madera. Por ello se propone incorporar el uso del Índice de Prioridad de Protección (IPP) y el Índice Integrado de Seguridad (IIS) - creados para evaluar infraestructura crítica en el proyecto Fondef IT16i10003 (Castillo, Garay y Tapia 2020) para fortalecer viviendas usadas y diseñar viviendas nuevas, según el nivel de exposición. Asimismo, clasificar maderas nativas y otras exóticas, según uso estructural y no estructural, y fabricar elementos constructivos que cumplan requisitos estructurales y de resistencia al fuego.

## 2. METODOLOGÍA

La metodología para viviendas seguras y cambios normativos se basa en revisión bibliográfica, así como antecedentes presentados por expertos en diversas actividades recientes, tales como Congresos, Seminarios, reuniones técnicas y consultas personales. Siendo relevante la recopilación y selección de normativa, experiencia y antecedentes técnicos y legales que permitan la toma de decisiones informada para enfrentar las soluciones que se implementen en Chile y eventualmente en otros países con amenazas similares.

### 2.1. Antecedentes técnicos y legales de la Construcción en Madera

#### 2.1.1. Estado actual en Chile

A pesar de múltiples evidencias de los beneficios del uso de la madera en la Construcción, en Chile las cifras formales señalan que no se construye significativamente en madera, (no sobrepasan el 18% para viviendas con subsidio del Estado (INE, 2019)). Aunque se destacan los beneficios de la madera, persiste la desconfianza en la homogeneidad del material y una visión negativa que vincula a este material con viviendas de emergencia, precariedad y pobreza. Un mercado importante lo constituyen la autoconstrucción, segundas viviendas y ampliaciones en donde la oferta es muy amplia y variada, entre oficinas de arquitectura, empresas inmobiliarias especializadas, fábricas de casas prefabricadas y de tipo informal ofrecida por maestros constructores. Las construcciones, que debiesen estar registradas por las Direcciones de Obras Municipales, no son fiscalizadas por ninguna entidad, por lo que no existe registro estadístico que dimensione este mercado. De acuerdo con la ley, es el profesional competente (arquitecto) firmante quien debe responsabilizarse. Sin embargo, este mercado que se presume importante por la frecuencia y existencia de este tipo de viviendas a lo largo del territorio nacional escasamente recurre a profesionales cuya firma avale la recepción final en las direcciones de obra municipales. En contraposición, existen oficinas de arquitectura y empresas de prestigio proveedoras de construcciones en madera de alto estándar, que, pueden incluso responder a estándares de resistencia al fuego más altos, así como aportar antecedentes del análisis de ciclo de vida de la madera en la construcción, siguiendo el modelo que se expone en la Figura 2 como una comparación entre diferentes materiales y la madera, respecto a la emisión de carbono. Este es un antecedente relevante en el mercado mundial de construcción en madera, donde se está tratando a este material como una solución altamente sustentable y para el cual se ha innovado e implementado soluciones constructivas eficientes acorde con las necesidades de este siglo.





Figura 2: Componentes de construcción y CO<sub>2</sub> Fuente: DITEC, MINVU (2019)

En Chile, se ha avanzado por la vía de innovar en edificios de mediana altura en madera, siendo este el principal propósito de la agenda pública. Entre los impulsos estatales más importantes está el proyecto estratégico mesoregional cuyos objetivos se centran en impulsar el desarrollo de la industria, aumentar uso de la madera, valor agregado, tecnología y apoyo al fomento productivo. La política forestal establece como eje estratégico aumentar la productividad y duplicar la construcción de viviendas en madera, al 2035.

El fortalecimiento y actualización del marco normativo técnico resulta esencial para consolidar el uso de la madera en la construcción en mediana altura en Chile. Ello significa desarrollar propuestas de modificación de la normativa sísmica y estructural, incluyendo CLT y Sistema Marco Plataforma para estas edificaciones. También, la generación de norma para cálculo de resistencia al fuego, siendo actualmente alrededor de 37 normas en actualización, que aportan en disminuir las brechas detectadas (Ditec, 2019). Hasta ahora, la normativa que impulsa el Ministerio de la vivienda, incluye el control de calidad para distintos materiales de construcción. Pretende que los productos que se comercializan en Chile adopten el denominado “Rotulado”, es decir una etiqueta que describe las cualidades y usos para un producto. Este incluye también a la Madera de uso estructural y no estructural en construcción. Ello ayudaría a discriminar entre productos aparentemente iguales, pero con estándares diferentes. Para lograrlo, hay diversas acciones: laboratorios habilitados para hacer determinaciones de calidad estructural, capacitación a aserraderos (hasta ahora alrededor 50 de los más de 1000 están en este proceso, según el especialista de INFOR Gonzalo Hernández). Se trabaja en entregar información a los profesionales y usuarios sobre el uso adecuado de este material en la construcción, en seminarios, páginas web y distintas instancias como feria COMAD y Semana de la Madera (ambas organizadas por la corporación de la madera CORMA). Ello permite facilitar la memoria de cálculo y las especificaciones técnicas del proyecto de edificación, desarrollando nuevas soluciones constructivas acreditadas en los listados Oficiales del Ministerio de la Vivienda y Urbanismo (MINVU) y manuales prescriptivos para uso de quienes diseñan y construyen. Este programa, pretende facilitar la construcción en madera con productos de calidad certificada para las edificaciones cuya meta es generar alto estándar de edificación en madera en el país.

#### 2.1.1.1. Incendio en edificaciones. Actualización de la Normativa en Chile

La Ingeniería de protección contra incendios en aplicación estructural, se basa en una concepción científica. La secuencia de la Figura 3 expone evidencias de cómo se producen los incendios, como se consume la carga combustible y como es su declinación, evidencias que establecen las exigencias contenidas en la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC), fijando 4 tipos de edificación en función de su destino carga de ocupación, carga combustible en función de su altura y estableciendo las resistencias al fuego mínimas para los diferentes elementos de la construcción como se aprecia en la tabla.

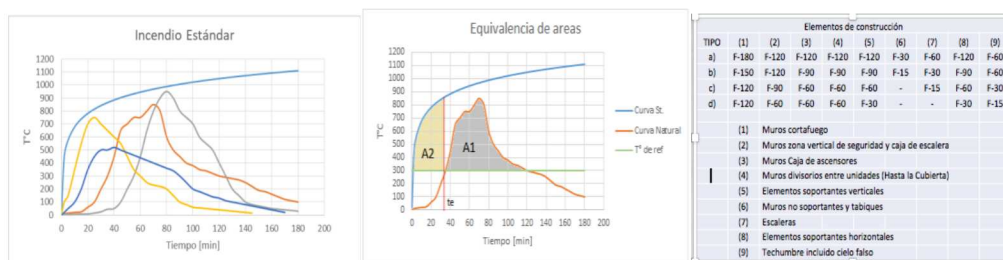
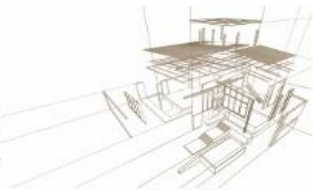


Figura 3: Concepción científica para definir exigencias de resistencia normativa



Este antecedente es primordial para la elección de la materialidad, pero no implica que no se pueda usar madera siempre que se cumpla con la resistencia al fuego exigida.

#### 2.1.1.2. *Anteproyecto de norma de cálculo de resistencia al fuego en madera*

La metodología de cálculo que permite diseñar elementos y sistemas constructivos en madera en Chile se está modernizando en la NCh1198 - 2 Madera – Construcciones en madera – Cálculo. Parte 2: Cálculo de estructuras expuestas al fuego, procurando mejorar la protección pensando en edificios de mediana altura. Alcances de esta norma:

1. Regula el proyecto, análisis y diseño de construcciones de madera para la situación accidental de incendio y rige en conjunto con NCh 1198-1. NCh 1198-2 establece solo diferencias de complementos para el diseño bajo temperatura normal.
2. Trata únicamente la protección pasiva para la situación accidental de incendio. No trata los métodos de protección activa de protección contra incendios.
3. Rige para construcciones sobre las que se imponen exigencias específicas ante una solicitud de exposición al fuego, relacionadas con:
  - \*- evitar una falla prematura de la estructura (función resistente);
  - \*- limitar la propagación del fuego (llamas, gases calientes, calor excesivo) sobre determinados sectores (función de compartimentación o confinante).
4. Contiene principios y reglas de uso para el diseño de estructuras respetando exigencias específicas relacionadas con las funciones y niveles de desempeño mencionados.
5. Rige para estructuras o partes de estructuras comprendidas en el campo de aplicación de NCh 1198-1 y que se han calculado de acuerdo con dicha norma.

#### 2.1.1.3. *Aspectos que la normativa no está cubriendo suficientemente*

El ingeniero civil, experto en protección contra incendios, quien participó en la elaboración de la NCh1198-2, Sr. Mauricio Rey (2019) señala que “al ampliar el escenario a la situación en que el incendio se produce desde afuera, esta norma no es suficiente”. En ese escenario se debe considerar otras interrogantes: ¿Cómo cambian los objetivos?, ¿Cuál es la zona segura ahora?, ¿Es válida la lógica de soportar el consumo total de la carga combustible en este escenario?, ¿Cuál es el incendio de diseño?, el forestal?, ¿o el flujo de partículas incandescentes?. ¿Cómo se debe abordar el problema?, según este experto asumiendo una lógica preventiva: Mejorando el plan urbanístico de manera inteligente e Identificando brechas, focos vulnerables, mejorar y regular. Asimismo, Se debe asignar la importancia de una lógica operacional desde las autoridades: que incluya Planes de contingencia robustos. De acción rápida que asegure no simultaneidad entre el incendio y la evacuación. Desde lo arquitectónico: Regular las características de los materiales de fachada o envolvente (Combustibilidad, propagación de llama). En lo técnico, evitar ignición de las estructuras. Necesidad de entender la exposición.

La vinculación con el cambio climático y sus consecuencias, así como el desmedido crecimiento poblacional y el uso del suelo, no se incorporan en los cambios normativos (Garay et al 2016). Estos se pueden resumir en:

- Tomar en cuenta las condiciones de habitabilidad de extensas áreas y comunas rurales que han crecido sin ordenamiento y planificación territorial
- Integrarla GRD a los PRC, incluso más definir áreas seguras
- Vincular el habitar con la Gestión territorial y la reducción de Riesgos de Desastres
- Adecuar efectivamente la normativa a los planes territoriales
- Articular actores públicos, conflictos graves entre el Poder Ejecutivo y Municipios



- Efectuar el control normativo vigente, dado que se detecta un alto nivel de edificaciones sin recepción final de obra
- Proveer recursos para mejorar lo existente, con enfoque en mitigación preventiva mediante dotación de capacidad económica de gobiernos locales y Municipios
- Incluir en las mejoras con especial relevancia, los edificios patrimoniales, como iglesias y estructuras de gran envergadura que representan la cultura

### 2.1.2. Los incendios forestales, implicancias para las edificaciones

Existe evidencia científica de un futuro con mayor cantidad e intensidad de incendios forestales. Es positivo que la investigación y la modelización sirvan de advertencia temprana del problema lo que da tiempo para tomar medidas que permitan adaptación a estos (FNPAJL, 2019). Es posible, además, estudiar las causas, los efectos, y por sobretodo, anticipar mejor cómo las ciudades, pueblos y vecindarios puedan prepararse cuando sean confrontados con el fuego.

El aumento de los incendios forestales en el paisaje obligará a las agencias de manejo de fuego a re-evaluar la política y la estrategia. No todas las áreas forestales pueden ser protegidas contra los incendios, y muchas otras de alto valor que se manejan con una política de exclusión del fuego se verán amenazadas por los incendios forestales.

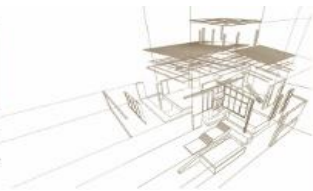
### 2.1.3. Revisión de experiencia internacional

De acuerdo con Steinberg (NFPJL, 2019), los incendios forestales son un fenómeno natural, normal y dinámico que ocurre de manera estacional en gran parte de Norteamérica. Como tal, obedece a las leyes de la física y sólo puede existir y crecer con combustible, calor y oxígeno. Mientras que un incendio forestal puede conducirse con un patrón aparentemente aleatorio de consumo de combustible debido a la topografía y a las condiciones climáticas, especialmente el viento, la destrucción e igniciones de viviendas están dadas por las características de éstas en sí y el área que las circunda dentro de los pocos cientos de metros a su alrededor.

Dado que la destrucción de viviendas está directamente relacionada con las condiciones de las mismas en particular y con todo lo que la circunda dentro de los 100 a 200 pies (30 a 61 metros) —área denominada Zona de Ignición de la Vivienda—, en general queda a criterio y posibilidades del propietario efectuar los cambios recomendados en el programa de comunidades protegidas. Cuando la gente comprende cómo ocurre este proceso de ignición de la vivienda, comprenden que pueden hacer algo para tener hogares sean más seguros, según Steinberg (NFPJL, 2017).

NFPA, en sus normas 1141 y 1141 recomienda 30 pies (9 metros) como mínimo para remover desechos y reducir el volumen de vegetación viva, avalado por experimentos de incendio a escala natural. En Estados Unidos, el programa de Comunidades Firewise, invita a los vecinos a trabajar juntos para reducir el riesgo de los incendios forestales. Se organizan en comités de residentes y cuentan con la ayuda de profesionales de incendios y silvicultura, identifican los factores de riesgo de incendios forestales para sus comunidades, desarrollan planes de acción, y comienzan a actuar en las áreas problemáticas.

En una mirada holística, la planificación y reglamentación es lo que modifica y adapta frente a la amenaza de los incendios forestales. Es posible una mejor adaptación cuando se diseña, edifica y mantiene viviendas y comunidades desde el principio con la conciencia de los incendios forestales y se incorporan los códigos y normas previamente aceptadas, para el caso, normas de la NFPA (101, 703, 1141, 1144 y 5000), de la misma manera en que lo hace la publicación, “Mayor seguridad desde el comienzo: Guía Firewise para desarrollos protegidos” (“Safer from the Start: A Guide to Firewise-Friendly Developments”), del programa de Comunidades Firewise, disponible en [www.firewise.org](http://www.firewise.org).



Las Comunidades Firewise en Estados Unidos, pueden servir de ejemplo, pues se hallan convirtiendo sus vecindarios en lugares más seguros, con reglamentaciones formales, adoptadas por muchas municipalidades en sus ordenanzas para la disposición de vegetación, de protección contra incendios y normas de autorización..

En Chile, falta traspasar la comprensión e instruir a los residentes en la noción de “reforzar” viviendas y otras estructuras, por ejemplo, sellando grietas, fisuras y otras áreas donde las brasas de un incendio forestal transportadas por el viento pueden quedar atrapadas y provocar un incendio. La ausencia de viviendas reforzadas puede resultar en la destrucción de miles de estructuras por causa de los incendios forestales.

El informe Westhaver (NFPAJL, 2019), preparado para el Instituto de Reducción de Pérdidas Ocasionadas por Catástrofes de Toronto, determinó que la pérdida de estructuras en el incendio no fue aleatoria, sino dependiente de la preparación de las viviendas, según lo establecido por los lineamientos descritos en FireSmart (programa de preparación para incendios forestales de Canadá), similar al programa Firewise de NFPA (creado en Estados Unidos en 1985, tras el mega incendio que afectó a un sector poblacional en California). El 81% de las viviendas que sobrevivieron al incendio tenían certificación de riesgo FireSmart de baja a moderada, lo que indica que estaban debidamente preparadas para un incendio forestal y todas las que sobrevivieron a pesar de la exposición extrema al fuego, tenían una certificación de riesgo bajo.

Una de las normas más relevantes para la regulación norteamericana es la NFPA 1144. Reducir los peligros de ignición de la estructura de Incendios forestales, cuya última edición es de 2018. Esta norma proporciona una metodología para evaluar los peligros de ignición de incendios forestales alrededor de estructuras existentes, desarrollos residenciales y subdivisiones y mejoras de propiedades planificadas o mejoradas que se ubicarán en un área de interfaz urbana / forestal, y proporciona requisitos mínimos para nuevas construcciones para reducir el potencial de la ignición de la estructura de los incendios forestales.

Los expertos en incendios forestales señalan que las comunidades pueden planificar el uso de la tierra y la reglamentación de las construcciones para contribuir a erradicar su potencial destructivo. Estiman que con lo que se sabe hasta ahora sobre la ciencia de ignición de viviendas, se puede evitar, en gran medida, que se quemen viviendas y otras estructuras durante un incendio forestal. Se podrían construir comunidades resilientes a igniciones donde las personas incluso no tendrían que abandonar sus casas durante un incendio forestal, incluso el incendio podría atravesar el vecindario y no afectar a ninguna de las estructuras.

En lo específico, los incendios atraviesan urbanizaciones principalmente en los jardines y alrededores, pero también por la continuidad del combustible forestal pueden hacerlo por el interior de las viviendas, dependiendo de los materiales de construcción. Si son resistentes al fuego, éste solo entrará por las aberturas que encuentre a su paso: puertas, ventanas, rendijas, sistema de ventilación. No sólo las llamas pueden comenzar la ignición en el interior de una vivienda, también las pavesas que genera el incendio.

Entre la normativa más relevante de mencionar en protección de edificaciones está el Estándar Australiano (Tabla 1) para la Construcción de edificios en áreas propensas a incendios forestales. En ella, se definen seis niveles de ataque en áreas forestales (BAL) categorías, se basan en los umbrales de exposición al flujo de calor las áreas de riesgo de incendios forestales (AUSTRALIAN STANDARD®. AS3959, 2009).

Todos los edificios son construidos según estos estándares de control de riesgo de incendios fijados en la norma, Otro ejemplo, es la limitación para estaciones de servicio e industria que manejen materiales altamente combustibles, que establece criterios de planificación urbana para que no puedan ser emplazadas cerca de bosques ni en zonas catastradas de alto riesgo.



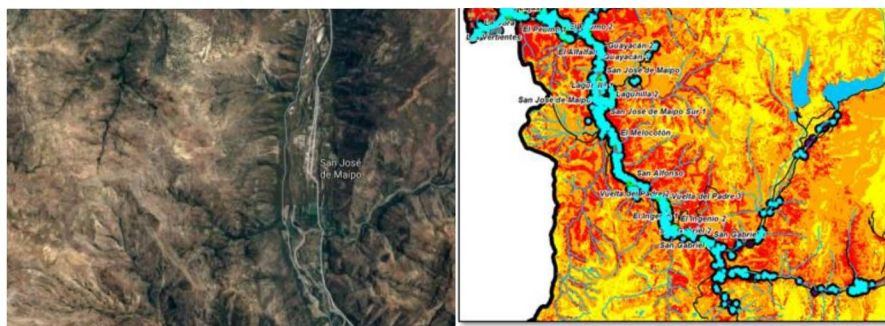
A medida que el número BAL aumenta la severidad del incendio forestal por el ataque de las brasas, el calor radiante y el contacto directo con las llamas. El número asociado con el BAL representa el calor radiante máximo expresado en kilovatios por metro cuadrado de la superficie del edificio que está expuesto. La gravedad de un incendio forestal o BAL está definida por el índice de peligro de incendios forestales, el tipo de vegetación, la pendiente de la tierra y la distancia a la que el edificio está separado de la vegetación. Es necesario determinar los BAL para conocer los requisitos de construcción prescritos. Ver Tabla 2.

*Tabla 2: Estándar Australiano para la Construcción de edificios en áreas propensas a incendios forestales BAL. AS3959-2009.*

Exposición	Descripción de los niveles previstos de ataque de incendio forestal bajo el Estándar australiano
BAL-LOW	El bajo riesgo de ataque de incendios forestales no garantiza requisitos específicos de construcción
BAL-12.5	Posibilidad de ataque de brasas.
BAL-19	Aumento del nivel de ataque de brasas y pavesas ardiendo transmitidas por el viento junto con un flujo de calor creciente no mayor a $19\text{kW} / \text{m}^2$
BAL-29	Aumento de los niveles de ataque de brasas y pavesas ardiendo transmitidas por el viento, juntos con un flujo de calor creciente no mayor a $29\text{kW} / \text{m}^2$
BAL-40	Aumento del nivel de ataque de brasas y pavesas ardiendo transmitidas por el viento, junto con aumento del flujo de calor no mayor a $40\text{kW} / \text{m}^2$ y una mayor probabilidad de exposición a las llamas.
BAL FZ	Riesgo de exposición directa a las llamas de un frente de fuego, ataque de brasas y flujo de calor de más de $40\text{kW} / \text{m}^2$

### La interfaz urbano-forestal y su contexto en San José de Maipo. Referencias generales.

La interfaz en la comuna de San José de Maipo posee estrecha relación con la infraestructura, no sólo habitacional, sino también en servicios básicos y el turismo. En la comuna existen 23 localidades que albergan estructuras internalizadas en zonas arboladas y que poseen actividad turística. La Figura 3 muestra un mapa con la modelación de incendio forestal de interfaz para esta comuna, revela que gran parte del territorio poblado está en alta prioridad de protección, es decir el 97% de las zonas pobladas, lo que incluye el trayecto de la única carretera de circulación de la zona.



*Figura 3: Modelación incendio forestal de interfaz comuna de San José de Maipo.*

Fuente Google maps(izq) y elaboración del Laboratorio de Incendios Forestales FCFCN(der) (2019)

Una de las medidas no estructurales para prevenir este tipo de riesgos, por ello, la constituyen los instrumentos de ordenamiento territorial y sus proyecciones, sin embargo en Chile, recién en el año 2014 se propuso públicamente una política nacional de desarrollo urbano en la cual se





expone como uno de sus objetivos el “identificar y considerar los riesgos naturales y antrópicos” como uno buscado desde la premisa de avanzar a un equilibrio ambiental (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2014). Esta iniciativa, destacable, llega tarde pues el año 2017, cuatro regiones fueron afectadas por incendios forestales, dañando al menos 500.000 hectáreas y 3.155 viviendas y con los consiguientes costos asociados a los múltiples impactos de su ocurrencia (Habitabilidad Transitoria, 2018).

Así, las políticas públicas para gestionar el territorio en su complejidad en cuanto a lugares con múltiples especificidades, más bien han sido reformuladas con una ausencia de un enfoque de sustentabilidad mantenida y creciente en el tiempo (Pavez, 2014; Olavarría, 2010).

Si bien la modificación de normas de construcción es débil, al respecto, Macari (2015) ha puesto la preocupación en el factor humano como causa preponderante, reiterando medidas y conductas adecuadas con el entorno próximo a las viviendas (no tirar basura, arrojar cigarrillos encendidos, apagar mal las fogatas, etc.) como campaña de prevención.

La Tabla 2 presenta una síntesis de acciones posibles de realizar

*Tabla 2: Síntesis de acciones*

De la Estructura y su entorno Inmediato: Piso sobre estructura aislada (ej. Radier). Procurar despejar 10 m de continuidad de combustibles Sin material acumulado cerca, como leñeras o combustibles o plásticos. Salidas tapadas con malla de acero o mata chispas. Evitar plantas leñosas, particulado fino hojas secas, ramas sobre la construcción. Parrillas o barbacoas aisladas por todos sus costados con toma de agua cerca. El techo es el más vulnerable, evitar materiales combustibles y posibilidad de ingreso de pavesas Los elementos constructivos deben ser material resistente al fuego. No se debe utilizar materiales sintéticos (policarbonatos, metacrilatos, PVC, etc.).

Preparación frente a la emergencia: Disponer de radio para comunicación. Tener una toma de agua y reservas de agua (piscina, balsa, depósito, etc.) y depósitos de combustible aislados, protegidos y/o enterrados. Mantener motobomba no eléctrica, un sistema de aspersores y bocas de riego normalizadas. Procurar separar el mobiliario del jardín (mesas, sillas, hamacas, etc.) de la vivienda. Acondicionar las vías de acceso a la propiedad para la entrada y maniobra de los vehículos de extinción.

Fuente: Guía metodológica de actuaciones de prevención, defensa y autoprotección en la interfaz urbano forestal (2014)

### 3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Chile no tiene actualizadas sus normas para atender los incendios de interfaz urbano/ forestal. Los instrumentos de ordenamiento territorial o están desactualizados o bien no consideran la planificación preventiva para este tipo de amenazas cada vez más crecientes.

Las normas, solo responden a la prevención de incendios que se desencadenan al interior de las edificaciones y no en el entorno..

La revisión de normas internacionales recomienda considerar estos aspectos así como aprender como los países desarrollados están actualizando sus instrumentos preventivos desde un nivel macro hasta uno micro, desde las localidades, ciudades, hasta las viviendas, reconociendo que las fronteras o límites de crecimiento de lo urbano, es un acontecimiento constante, cambiante y dinámico.

La planificación urbana de mejores resultados en relación a los incendios de interfaz, es compartida y así lo demuestra la revisión de casos internacionales. Por ello, junto con lograr que las construcciones en madera sean más resistentes al fuego, es necesario lograr la comprensión efectiva y objetiva del conocimiento del entorno que rodea las viviendas y las áreas edificadas,



Esta revisión entrega antecedentes que constatan la tendencia en aumento de desastres como consecuencia de los cambios en el clima y la necesidad de transformaciones profundas a las exigencias constructivas. La organización, protocolos y compromiso de las empresas constructoras y la innovación de elementos y sistemas constructivos es clave.

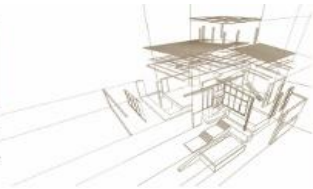
Tales recomendaciones, no obstante, serían insuficientes si los instrumentos de construcción, fiscalización sobre el uso del suelo y el ordenamiento territorial no incluyen los riesgos de incendios de interfaz en sus corpus normativos acorde a las condiciones geomorfológicas y territoriales de la división administrativa y de gobernanza que tiene cada lugar o localidad.

## AGRADECIMIENTOS

El equipo de investigadores agradece a FONDEF de CONICYT, Ilustre Municipalidad de San José de Maipo y CONAF por el apoyo prestado a la ejecución de estas investigaciones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AUSTRALIAN STANDARD. AS3959. (2009). Construction of buildings in bushfire- prone areas. 107p.
- CASTILLO, M.; GARAY, R.; TAPIA, R.; GARFIAS, R.; ORELL, M. 2019. Metodología de evaluación de infraestructuras críticas en zonas de riesgo de incendios forestales. 234 P. Publicado PI: A- 310983. ISBN: 978-956-19-1162-8
- GARAY, R.; CASTILLO M.; FERNÁNDEZ O. VERGARA J. (2017). Estándares de habitabilidad y ranking de discriminación basado en sustentabilidad de construcciones en madera. ACTAS del II Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera (CLEM), II Congreso Ibero Latinoamericano de la Madera en la Construcción (CIMAD). Buenos Aires. Argentina
- GARAY, R.; CASTILLO M.; FERNÁNDEZ O (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.
- MACARI, R. (2015). Criterios que determinan los requerimientos de resistencia al fuego de elementos estructurales [Tesis de Pregrado]. Santiago de Chile: Universidad de Chile. 90 p.
- MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO 2014. Política Nacional de Desarrollo Urbano. Hacia una nueva política urbana para Chile. Santiago, Chile.
- MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, MINVU. 2014. Listado oficial de comportamiento al fuego de elementos y componentes de la construcción. Santiago de Chile: MINVU. Disponible en: [http://www.minvu.cl/incjs/download.aspx?glb\\_cod\\_nodo\x3d20070606164405\x26hdd\\_nom\\_archivo\x3dLista-do%20cial%20de%20Comportamiento%20al%20Fuego%20E14-1\\_2014.pdf](http://www.minvu.cl/incjs/download.aspx?glb_cod_nodo\x3d20070606164405\x26hdd_nom_archivo\x3dLista-do%20cial%20de%20Comportamiento%20al%20Fuego%20E14-1_2014.pdf) (revisado el 17 Julio de 2018)
- MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO, MINVU. (2009). Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones, OGUC, Título 4: De la Arquitectura. Capítulo 3: De las Condiciones de Seguridad Contra Incendio. Santiago de Chile: MINVU.
- NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION NFPA 1144. (2018). Standard for Reducing Structure Ignition Hazards from Wildland Fire. Quincy, Massachusetts: IHS.38 p.
- NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION NFPA 5000®. (2018) Building Construction and Safety Code® 2018 Edition. Quincy, Massachusetts: IHS.721 p.
- NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION NFPA 1141. (2017). Standard Fire Protection Infrastructure Land Development in Wildland, Rural, Suburban Areas. Quincy, Massachusetts: IHS. 9 p.
- NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION NFPA 703. (2000). Standard for Fire Retardant Impregnated Wood and Fire-Retardant Coatings for Building Materials. Quincy, Massachusetts: IHS. 9 p.



PUBLICACIÓN CONJUNTA de la Oficina nacional de emergencia del ministerio del interior y seguridad pública, Ministerio de desarrollo social, CITRID, CIGIDEN et. al. (2018). Habitabilidad Transitoria en Desastres en Chile. Experiencia en el período 2014-2017. Santiago, Chile.

PAVEZ, M. (2014). Una Política de Desarrollo Sustentable para Chile. En: LÓPEZ M., E., ARRIAGADA, L., C., JIRÓN., P. y ELIASH, D.,H (Editores). Chile Urbano hacia el siglo XXI. Investigaciones y reflexiones de Pólitica Urbana desde la Universidad de Chile. Editorial Universitaria. Santiago, Chile.

*Fuentes electrónicas*

BCN. (2017). Australia y la planificación de sus ciudades para evitar la propagación de incendios forestales. <https://www.bcn.cl/observatorio/asiapacifico/noticias/australia-planificacion-ciudades-incendios-forestales> (Consulta: 02/03/2019).

NFPAJL. (2019a). Interfaz Urbano/Forestal. Source: <http://www.nfpajla.org/archivos/exclusivos-online/incendios-forestales/1284-interfaz-urbano-forestal> (Consulta:02/03/2019).

NFPAJL. (2019b). Conocer el mundo del otro. Por [NFPA](#) [JLA](#) Source: <http://www.nfpajla.org/archivos/exclusivos-online/incendios-forestales/1231-conocer-el-mundo-del-otro>. (Consulta:03/03/2019).

NFPAJL. (2017). Construir, quemar, repetir. Source: <http://www.nfpajla.org/archivos/edicion-impresa/incendios-forestales/1322-construir-quemar-repetir>. (Consulta:03/03/2019).



## PROYECTO DE REPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE MADERA DEL PUENTE DE LA BARCA EN PONTEVEDRA, ESPAÑA. ASPECTOS CLAVES EN EL DISEÑO PARA LA DURABILIDAD DE LA MADERA EN USOS EXTERIORES.

### PROJECT OF WOOD STRUCTURE OF BRIDGE LA BARCA IN PONTEVEDRA, SPAIN. KEY ASPECTS IN THE DESIGN IN THE DURABILITY OF WOOD IN EXTERIOR USES.

David Lorenzo <sup>1\*</sup>, Manuel Touza<sup>2</sup>, Juan Fernández-Golfín<sup>3</sup>, Alfonso Lozano<sup>4</sup>, Josu Benito<sup>5</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Ingeniería y Desarrollo Rural y Civil, Universidad de Santiago de Compostela, España

<sup>2</sup>XERA CIS-Madeira, Parque Tecnológico de Galicia, San Cibrao das Viñas, España

<sup>3</sup>CIFOR-INIA, Madrid, España

<sup>4</sup>Área de Ingeniería de la Construcción, EPI, Campus de Gijón, España

<sup>5</sup>TECNALIA R&I, Guipuzcoa, España

\* Contacto: David Lorenzo: davidlorenzofouz@gmail.com

#### Resumen

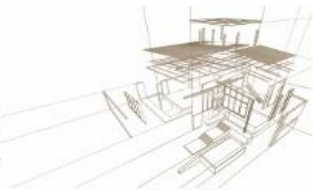
Debido a los daños patológicos existentes en la actual estructura de madera de abeto de las marquesinas que cubren las aceras del puente de la Barca en la Ría de Pontevedra, se acomete un proyecto de reparación, que supone la sustitución de las actuales marquesinas de madera por unas nuevas que permitan asegurar el uso al que van destinadas y una durabilidad en el tiempo. Para ello, en el diseño, selección de la madera y tratamiento de la misma, de las nuevas marquesinas se ha tenido en cuenta como aspectos claves el clima, condiciones climáticas locales del emplazamiento del puente (vientos dominantes, humedad relativa elevada, etc.); así como todos los detalles constructivos que permitan identificar correctamente las clases de uso en las diferentes partes la estructura de madera y en función de ellas seleccionar la especie de madera y los tratamientos preventivos. La estructura de madera de la marquesina está formada por semipórticos de madera laminada, formado por un pilar y dos vigas, sobre los que se dispone un tablero contralaminado y sobre este la cubierta. La especie de madera seleccionada ha sido *Pinus radiata*, que en el caso de los pilares y vigas de madera laminada ha sido tratada preventivamente con un producto protector. Además de estas medidas preventivas se ha tenido en consideración detalles de diseño, como protección total física de los tableros contralaminados y de las testas entre otros, con el objeto de obtener la máxima protección posible de la madera frente a los agentes meteorológicos.

*Palabras-clave: Madera, exterior, durabilidad, diseño.*

#### Abstract

Due the pathological damages, the fir wood structure in the bridge “La Barca” in Pontevedra, are substitutes by a new one structure. In the new structural elements have been considered key aspects in the performance and durability, as: climate, microclimate (dominant winds, relative humidity, etc.), as well as all details design in order to identify the correct uses classes in the different parts of the structure and select the most appropriate wood species and the preservative treatment. The wood structure is composed by a pillar and two beams, over these elements is placed a CLT panel and the roof. Wood species selected is *Pinus radiata*, with a preservative treatment in the case of pillars and beams. In addition, in this new structure all details design have been very well considered, as for example the total physical protection of the CLT panel in order to avoid moistened and high moisture in wood or the physical protection of the end grain of beams, etc. with the aim of keeping the most possible protection of wood against meteorological agents and moistened of wood.

*Keywords: Wood, exterior, durability, design.*



## 1. DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE MADERA AL EXTERIOR

La durabilidad de las estructuras de madera al exterior depende de una serie de parámetros que actúan de forma conjunta.

### 1.1. Clase de uso

El concepto de clase de uso (1) está relacionado con la probabilidad de que un elemento de madera sea atacado por agentes biológicos y básicamente depende del contenido de humedad de la madera.

Es muy importante identificar correctamente la clase de uso a la que está expuesto un elemento de madera para seleccionar la especie de madera con la suficiente durabilidad o darle un tratamiento protector adecuado en relación a esa clase de uso.

En relación a la estructura de madera del Puente de La Barca, dependiendo de los elementos de madera se localizan diferentes clases de uso. Clase de uso 2 en los elementos de madera bajo cubierta y nos expuestos al clima (lluvia y sol), correspondiendo al tablero contralaminado CLT y a las vigas de madera laminada; y clase de uso 3 en elementos de madera al exterior sobre el suelo y sin contacto con él, donde a su vez algunos elementos son de subclase 3.1 (no permanecen húmedos durante largos períodos de tiempo) y subclase 3.2 (permanecen húmedos largos períodos de tiempo), correspondiendo a los pilares de madera.

### 1.2. Durabilidad e impregnabilidad de la madera

La durabilidad natural de la Madera (2) es la resistencia al ataque de organismos xilófagos, mientras que la impregnabilidad es la habilidad de penetración de un líquido en el material, fundamentalmente un protector de la madera.

La durabilidad natural e impregnabilidad son dos aspectos fundamentales la durabilidad final de estructuras de madera al exterior y en la selección de una especie de madera. La elección de una especie de madera con elevada durabilidad natural es uno de los parámetros a considerar en maderas estructurales al exterior. Sin embargo, si la durabilidad natural es insuficiente se podría considerar implementarla mediante un tratamiento protector frente a los organismos degradadores de la madera.

En términos de durabilidad natural, la madera de duramen de pino radiata o pino insigne (*Pinus radiata*), está clasificada en la norma europea EN 350:2016 como no durable (durabilidad clase 4-5) en relación a los hongos de pudrición, durable frente a las carcomas (clase D) y no durable frente a las termitas subterráneas, lo que significa que para ser usada en aplicaciones exteriores debe recibir un tratamiento protector (3) que implemente su baja durabilidad frente a hongos xilófagos.

### 1.3. Clima y microclima

El clima es un factor clave en la durabilidad de las estructuras de madera al exterior (4). Parámetros climáticos como lluvia, vientos dominantes, radiación afectan a la durabilidad y susceptibilidad de degradaciones de las maderas al exterior.



La gran variabilidad de las condiciones climáticas afecta a la velocidad de degradación de una madera al exterior. En algunos países como España, las condiciones ambientales varían mucho entre unas regiones y otras. El índice de Scheffer (5) y el número de días con precipitaciones mayores a 1 mm, son unos de los índices climáticos que se utilizan para aproximar y caracterizar las zonas climáticas y la velocidad de degradación de la madera en ellas.

Se debe remarcar la importancia de los climas locales con elevadas humedades ambientales (costas, ríos, embalses,...), áreas con frecuentes nieblas, orientaciones, fachadas expuestas, lluvias dominantes, etc.; que deben ser tenidas en cuenta por los proyectistas, para la correcta caracterización de las condiciones climáticas de un emplazamiento.

#### **1.4. Diseño constructivo**

Otro importante parámetro para asegurar un buen comportamiento de la madera en estructuras exteriores expuestas al clima (en el caso del Noroeste de España especialmente a la lluvia) son los detalles de diseño (6), como: orientación de las fibras, protección de testas, evitar trampas de agua, etc., que aseguren mantener los elementos de madera de las estructuras lo más seca posible.

La durabilidad de una construcción de madera y en este caso de una marquesina de madera se puede definir como el período de tiempo en que los elementos se mantienen en las condiciones de uso apropiadas. EL diseño constructivo, además de la durabilidad de la madera y el tratamiento apropiado de la misma son elementos claves para conseguir una adecuada durabilidad de la estructura de madera (7). Por lo tanto si la protección por diseño constructivo ha sido considerada y solventada, las estructuras de madera pueden tener una larga durabilidad y vida de servicio.

#### **1.5. Mantenimiento**

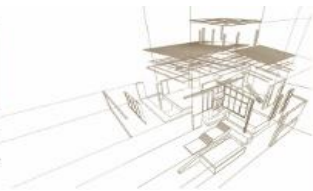
El mantenimiento es otro factor clave para asegurar una buena durabilidad de las estructuras de madera al exterior.

La renovación de los productos de acabado, la limpieza de la acumulación de vegetación y materia orgánica en diferentes puntos y la reposición de elementos de madera degradados, son algunas de las actuaciones de mantenimiento, que se deben llevar a cabo para asegurar una correcta durabilidad.

## **2. ESTRUCTURA DE MADERA DEL PUENTE DE LA BARCA**

El ejemplo de una estructura de marquesina de madera al exterior localizada en Pontevedra, noroeste de España, en un clima templado y lluvioso la mayor parte del año. La marquesina está localizada en la ciudad de Pontevedra, sobre la ría de Pontevedra, una zona con una elevada humedad relativa todo el año y con unas lluvias dominantes que proceden del suroeste, del océano Atlántico.

La madera seleccionada en el proyecto y construcción en 2018 de la estructura de madera de la marquesina, tanto en los tableros contralaminados CLT como en las vigas



y pilares laminados, es *Pinus radiata*, un árbol que fue introducido desde EEUU a mediados del siglo XIX en el norte de España y del cual hay importantes plantaciones en el norte de España, fundamentalmente País Vasco y Galicia.

Se ha considerado la exposición de los tableros y vigas laminadas como una clase de uso 2 (dependiendo de su exposición al clima, detalles constructivos y tiempo de humectación de la madera) de forma que el diseño y los detalles tienen una importancia crucial en la cinética de la degradación, durabilidad, comportamiento y vida útil de los tableros contralaminados y vigas de madera (figura 1).



*Figura 1: Vista general de la marquesina*

Los pilares de madera se han considerado como una clase de uso 3, solicitándose una protección total de la madera de albura con un producto protector en base de sales de cobre. En relación a los detalles constructivos (figura 2), se ha tenido en consideración el microclima local caracterizados por la elevada humedad ambiental y los fuertes vientos dominantes del suroeste, dotando a todas las piezas y testas de una protección física frente al agua de lluvia y evitando la acumulación de agua (trampas de agua), entre otros detalles.



*Figura: Detalle de la estructura de madera*



### 3. CONCLUSIONES

En estructuras de madera al exterior en España, generalmente los problemas patológicos más habituales son pudriciones como consecuencia de una incorrecta selección de la especie de madera (especies de madera con baja durabilidad e impregnabilidad que difíciles de tratar con un producto protector), así como de falta de detalles constructivos (de forma que se acumula agua).

En menor medida se detectan problemas patológicos derivados de ataques de insectos xilófagos, tanto de ciclo larvario (carcomas) como sociales (termitas subterráneas).

En el diseño y protección de las estructuras de madera al exterior se debe tener en cuenta la localización climática de la estructura (en el caso del puente de La Barca en el noroeste de España, clima templado y lluvioso) y las condiciones particulares del clima local (en el caso del puente de La Barca elevada humedad ambiental y vientos dominantes del suroeste).

Por lo tanto, se deben identificar en función del clima y microclima las clases de uso reales en las que están los diferentes elementos de las estructuras al exterior y en función de ello, la selección de especies de madera con suficiente durabilidad natural o suficiente impregnabilidad y tratamiento adecuado (penetración y retención) para las clases de uso a las que van a estar expuestos los elementos de madera.

Finalmente será recomendable establecer un plan de seguimiento y mantenimiento de las estructuras de madera.

La suma y conocimiento de todos estos parámetros serán básicos para asegurar una deseable durabilidad a las estructuras de madera que se ejecuten al exterior.

### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Códigos Normativos:

- (1) EN 335 (2013) "Durability of wood and wood based products. Use classes: definitions, application to solid wood and wood-based products".
- (2) EN 350 (2016) "Durability of wood and wood-based products - Testing and classification of the durability to biological agents of wood and wood-based materials".
- (3) EN 460 (1995) "Durability of wood and wood-based products- Guide to the durability requirements for wood".
- (4) Norm FD P 20-651 2011 "Durability of wood products and works".

Proyectos:

- (5) Fernández-Golfín, J. (2014): Evaluation of functional behaviour of wood in outdoor above ground applications. Project MadExter.
- (6) Jermer, J. (2007): Service life and performance of exterior wood above ground. Project WoodExter.
- (7) Suttie, E. (2012): Performance standards for wood in construction-delivering customer service life needs. Project Performwood.





## DURABILIDAD DE UNA CASA CONSTRUIDA CON MADERA DE EUCALYPTUS GLOBULUS EN ESPAÑA

### DURABILITY OF EUCALYPTUS GLOBULUS SINGLE FAMILY HOUSE IN SPAIN

David Lorenzo<sup>1\*</sup>, Manuel Touza<sup>2</sup>, Juan Fernández-Golfín<sup>3</sup>, Alfonso Lozano<sup>4</sup>, Josu Benito<sup>5</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Ingeniería y Desarrollo Rural y Civil, Universidad de Santiago de Compostela, España

<sup>2</sup>XERA CIS-Madeira, Parque Tecnológico de Galicia, San Cibrao das Viñas, España

<sup>3</sup>CIFOR-INIA, Madrid, España

<sup>4</sup>Área de Ingeniería de la Construcción, EPI, Campus de Gijón, España

<sup>5</sup>TECNALIA R&I, Guipuzcoa, España

\* Contacto: David Lorenzo: davidlorenzofouz@gmail.com

#### Resumen

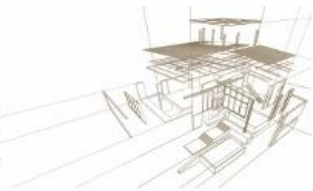
Desde hace décadas, en España es bastante común encontrar casas de madera, gracias a los avances en diseños y sistemas industrializados. Sin embargo, las maderas usadas, diseños y sistemas constructivos, combinados con algunos climas y microclimas, han dado lugar en algunos casos a procesos patológicos asociados con hongos de pudrición, insectos y problemas estéticos. Las especies de madera, tratamientos y detalles constructivos, así como el mantenimiento, son fundamentales para la durabilidad de las casas de madera, en función del clima y microclima donde se emplacen. En este paper se presenta el estado actual de una casa de eucalipto construida en el año 2002 en Galicia, empleando madera maciza de duramen de *Eucalyptus globulus* en todos los elementos de la casa tanto estructurales, usando técnicas de ensamblaje tradicionales sin elementos metálicos, como en suelos, escaleras, carpinterías, puertas, ventanas, galerías y tejado; todo ello sin emplear productos químicos protectores y teniendo en muy en consideración los detalles constructivos en función del emplazamiento de la vivienda. Tras 17 años desde su construcción, el estado actual de todos los elementos de madera es muy bueno, sin procesos patológicos y continúa sirviendo perfectamente para propósito original. Esta casa constituye un ejemplo de la versatilidad de la madera de eucalipto para ser usada tanto en elementos estructurales como elementos decorativos.

*Palabras-clave: Casas, eucalipto, durabilidad, diseño.*

#### Abstract

From last century, in Spain country-side wooden houses are common. The main reasons are improvements in glues, materials, computer design and factory processing. All these technological advances have reduced industrialized systems costs. However, the variety of raw materials, designs and construction systems, combined with some hard climates, could have as result in some cases pathological problems associated to wood destroying fungi, insects and aesthetics. The wood species selected and the design details are fundamentals for performance and durability of the timber houses. The wood degradation depends on firstly on the wood specie selected but also depends on driven rain and winds, design details, joints and maintenance. This paper presents the performance of an *Eucalyptus globulus* single family house built in 2002 in north Spain, using entirely sawn and glued laminated *Eucalyptus globulus* heartwood in all elements of the house: Structure, flooring, stairs, windows, galleries, roofing, carpentries, etc., without using preservatives and it was designed considering very well detail designs as well as maintenance during its service life. After more than 17 years, the performance of all wood elements of this single family house is very good, without pathological problems and continues to serve their original purpose. This house constituting a prime example of the versatility of this wood in structural and decorative wood elements. It is worth pointing out that all joints between structural components have been assembled with traditional techniques and without using metallic elements.

*Keywords: House, Eucalyptus, durability, design.*



## 1. DURABILIDAD Y VIDA DE SERVICIO DE LA MADERA

La durabilidad y vida de servicio de la madera depende de una serie de parámetros que actúan de forma conjunta.

### 1.1. Clase de uso

El concepto de clase de uso (1) está relacionado con la probabilidad de que un elemento de madera sea atacado por agentes biológicos y básicamente depende del contenido de humedad de la madera.

Es muy importante identificar correctamente la clase de uso a la que está expuesto un elemento de madera para seleccionar la especie de madera con la suficiente durabilidad o darle un tratamiento protector adecuado.

En relación a la casa de eucalipto, dependiendo de los elementos de madera se localizan diferentes clases de uso. Clase de uso 1 en los elementos de madera situados en el interior de la casa, no expuestos al clima ni a la humedad; clase de uso 2 en elementos de madera bajo cubierta y nos expuestos al clima (lluvia y sol) y clase de uso 3 en elementos de madera al exterior sobre el suelo y sin contacto con él, donde a su vez algunos elementos son de subclase 3.1 (no permanecen húmedos durante largos períodos de tiempo) y subclase 3.2 (permanecen húmedos largos períodos de tiempo).

### 1.2. Durabilidad e impregnabilidad de la madera

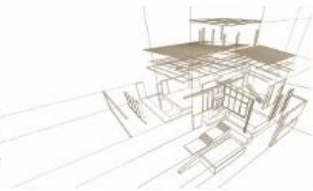
La madera puede ser degradada por agentes bióticos (hongos, insectos, etc.) y agentes abióticos (sol y lluvia fundamentalmente). Los agentes bióticos son los responsables de los ataques que causan la pérdida de la resistencia de los elementos de madera.

La durabilidad natural de la madera es la resistencia al ataque de organismos xilófagos, mientras que la impregnabilidad es la habilidad de penetración de un líquido en el material. La durabilidad natural e impregnabilidad son dos aspectos fundamentales a considerar en la selección de una especie de madera en una casa de madera. La elección de una especie de madera con elevada durabilidad natural es uno de los parámetros a considerar en maderas estructurales al exterior como son las casas de madera. Sin embargo, si la durabilidad natural es insuficiente se podría considerar implementarla mediante un tratamiento protector frente a los organismos degradadores de la madera.

En términos de durabilidad natural, la madera de duramen de *Eucalyptus globulus* con origen de Galicia, España, está clasificada en la norma europea EN 350:2016 (2) como durable (durabilidad clase 2) en relación a los hongos de pudrición y durable frente a las carcomas (clase D), lo que significa que puede ser usada sin tratamiento protector tanto para uso interiores como exteriores (3).

### 1.3. Clima y microclima

El clima es un factor clave en la durabilidad de las estructuras de madera al exterior (4). Parámetros climáticos como lluvia, vientos dominantes, radiación afectan a la durabilidad y susceptibilidad de degradaciones de las maderas al exterior.



La gran variabilidad de las condiciones climáticas afecta a la velocidad de degradación de una madera al exterior. En algunos países como España, las condiciones ambientales varían mucho entre unas regiones y otras. El índice de Scheffer (5) y el número de días con precipitaciones mayores a 1 mm, son unos de los índices climáticos que se utilizan para aproximar y caracterizar las zonas climáticas y la velocidad de degradación de la madera en ellas.

Se debe remarcar la importancia de los climas locales con elevadas humedades ambientales (costas, ríos, embalses,...), áreas con frecuentes nieblas, orientaciones, fachadas expuestas, lluvias dominantes, etc.; que deben ser tenidas en cuenta por los proyectistas, para la correcta caracterización de las condiciones climáticas de un emplazamiento.

#### **1.4. Diseño constructivo**

Otro importante parámetro para asegurar un buen comportamiento de la madera en estructuras exteriores expuestas al clima (en el caso del Noroeste de España especialmente a la lluvia) son los detalles de diseño (6), como: orientación de las fibras, protección de testas, evitar trampas de agua, etc., que aseguren mantener la estructura lo más seca posible.

La durabilidad de una construcción de madera y en este caso de una casa de madera se puede definir como el período de tiempo en que los elementos se mantienen en las condiciones de uso apropiadas (7). EL diseño constructivo, además de la durabilidad de la madera y el tratamiento apropiado de la misma son elementos claves para conseguir una adecuada durabilidad de la estructura de madera. Por lo tanto si la protección por diseño constructivo ha sido considerada y solventada, las casas de madera pueden tener una larga durabilidad y vida de servicio (8).

#### **1.5. Mantenimiento**

El mantenimiento es otro factor clave para asegurar una buena durabilidad de las casas de madera.

La renovación de los productos de acabado, la limpieza de la acumulación de vegetación y materia orgánica en puntos donde se pueda acumular y la reposición de elementos de madera degradados, son algunas de las actuaciones de mantenimiento, que se deben llevar a cabo para asegurar una correcta durabilidad.

## **2. ESTADO ACTUAL DE UNA CASA DE MADERA DE EUCALIPTO**

La casa de madera se localiza en el norte de Galicia, un clima húmedo y templado. La casa se ha construido en un valle, con elevada humedad ambiental todo el año así como frecuentes nieblas. Así mismo, el clima se caracteriza por vientos dominantes del Suroeste.

La madera seleccionada en la construcción de la casa es *Eucalyptus globulus*, un árbol que fue introducido desde Australia a mediados del siglo XIX en el norte de España y Portugal. Desde los primeros años, la madera de eucalipto se ha ido usando en



diferentes aplicaciones como: Traviesas, estacas, barcos y construcción civil. Durante el siglo XX las plantaciones de eucalipto comenzaron a expandirse debido al rápido crecimiento de este árbol y a su aprovechamiento en la industria de la celulosa. Hoy en día este es el principal destino de la madera de eucalipto así como otros usos industriales como: madera aserrada, madera laminada, suelos, carpintería, tableros, etc.

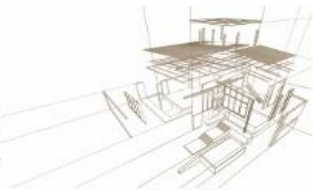
La madera de duramen de *Eucalyptus globulus* se caracteriza por su elevada durabilidad frente a los hongos xilófagos que provocan pudriciones y frente a los insectos xilófagos de ciclo larvario, de forma que si se emplea solo madera de duramen no se requiere un tratamiento protector preventivo para el uso de la madera de eucalipto en aplicaciones exteriores sobre el suelo en clase de uso 3.

La casa fue construida en 2002 (figura 1) usando enteramente madera aserrada y madera laminada de duramen de *Eucalyptus globulus* en todos los elementos de la casa: Estructura, suelo, escaleras, ventanas, galerías, suelo, carpinterías, tejado, deckings, etc., sin usar productos protectores de la madera y considerando todos los detalles constructivos que eviten la humectación de la madera o la acumulación de agua (trampas de agua), de tal forma que se facilite la ventilación y secado de la misma, con el objeto de evitar prolongados periodos de humectación en la madera.



*Figura 1: Vista frontal de la casa.*

En relación a los detalles constructivos (figura 2), destaca un alero perimetral que protege a las fachadas expuestas de la lluvia. Las testas de las vigas se encuentran físicamente protegidas para evitar la recepción y acumulación del agua de lluvia. En el caso de la tarima exterior, las tablas que la conforman se encuentran separadas 1,5 cm para evitar la acumulación de agua y favorecer la evacuación de la misma y el secado de la madera. Toda la estructura que conforman la casa de madera se encuentra separada del suelo más de 1 m, para evitar el contacto de la madera con el suelo (clase de uso 4) y evitar la humectación de la madera.



*Figura 2: Detalle de la fachada oeste.*

Sobretodos los elementos de madera, tanto interiores como exteriores, se aplicó un aceite natural como acabado de la madera.

Se debe destacar que todas las uniones han sido usando técnicas tradicionales de uniones carpinteras y sin usar elementos metálicos.

### **3. CONCLUSIONES**

Después de 17 años, el estado de todos los elementos de madera de la casa de eucalipto es muy bueno, sin ninguna patología o problemas estéticos.

Esta casa constituye un ejemplo de la versatilidad del uso de esta especie de madera en estructuras, carpinterías y elementos decorativos, tanto de madera aserrada como de madera laminada.

Es fundamental en las estructuras de madera y en el caso de las casas de madera, tener presentes los detalles de diseño constructivo, encaminados a la protección de la madera fundamentalmente frente a las inclemencias climatológicas (agua de lluvia), para evitar que la madera se humedezca o si se humedece, se seque lo antes posible y de esta forma poder obtener la deseable durabilidad.

Este ejemplo confirma la idoneidad y posibilidad de usar especies con elevada durabilidad natural en casas de madera, sin usar productos protectores, incluso en climas húmedos y templados como el noroeste de España.

La suma y conocimiento de todos estos parámetros serán básicos para asegurar una deseable durabilidad de las casas de madera.

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

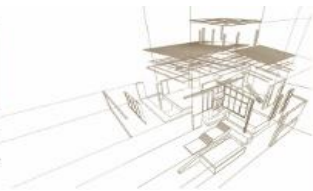
Códigos Normativos:

- (1) EN 335 (2013) "Durability of wood and wood based products. Use classes: definitions, application to solid wood and wood-based products".
- (2) EN 350 (2016) "Durability of wood and wood-based products - Testing and classification of the durability to biological agents of wood and wood-based materials".

- (3) EN 460 (1995) "Durability of wood and wood-based products- Guide to the durability requirements for wood".
- (4) Norm FD P 20-651 2011 "Durability of wood products and works".

Proyectos:

- (5) Fernández-Golfín, J. (2014): Evaluation of functional behaviour of wood in outdoor above ground applications. Project MadExter.
- (6) Jermer, J. (2007): Service life and performance of exterior wood above ground. Project WoodExter.
- (7) Suttie, E. (2012): Performance standards for wood in construction-delivering customer service life needs. Project Performwood.
- (8) CTE (2009): Código Técnico de la Edificación.



## RESISTENCIA AL FUEGO EN ELEMENTOS MURO Y LOSA DE CLT FABRICADOS CON PINO RADIATA EN CHILE

### FIRE RESISTANCE ON CROSS LAMINATED TIMBER WALL AND FLOORS ELEMENTS MANUFACTURED WITH RADIATA PINE IN CHILE

Víctor Rosales G. <sup>1\*</sup>, Angela Salinas B. <sup>2</sup>, Franco Benedetti L. <sup>2</sup>, Cecilia Poblete A. <sup>3</sup>, Alexander Opazo V. <sup>2</sup>, Alonso Rebolledo A. <sup>4</sup>

<sup>1</sup>Ingeniero Civil en Industrias Forestales. Depto. de Ciencias de la Construcción. FACORDI Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile.

<sup>2</sup>Ingeniero Civil. Depto. de Ingeniería Civil y Ambiental, Facultad de Ingeniería. Universidad del Bío-Bío, Chile.

<sup>3</sup>Arquitecto. Depto. de Ciencias de la Construcción. FACORDI. Universidad del Bío-Bío, Chile.

<sup>4</sup>Diseñador Industrial. Depto. Arte y Tecnología del Diseño, FACORDI. Universidad del Bío-Bío, Chile.

\* Contacto: [vrosaleg@ubiobio.cl](mailto:vrosaleg@ubiobio.cl)

#### Resumen

El sistema constructivo de panel contralaminado (CLT) resulta ser relevante para el contexto Chileno debido a su comportamiento sismo-resistente para edificación en mediana altura. Para establecer la factibilidad del sistema en Chile se analizó su resistencia al fuego en muros y losas. Los elementos de madera que son sometidos a condiciones de fuego, presentan una lenta tasa de carbonización, la cual genera un espesor "protector". La resistencia al fuego se define como el tiempo en minutos en que una estructura puede soportar las condiciones de una prueba de fuego estandarizada.

Las regulaciones Chilenas requieren del uso de un "Listado oficial de comportamiento contra incendios" para elementos constructivos, con el fin de demostrar que se alcanza un nivel aceptable de seguridad. Aquellas soluciones que no estén incluidas en la Lista Oficial de comportamiento contra Incendios, deberán acreditarse mediante un ensayo oficial. El objetivo de este trabajo es obtener la resistencia al fuego de elemento muro y losa fabricados en CLT de Pino radiata, basado en la norma NCh935/1.Of97

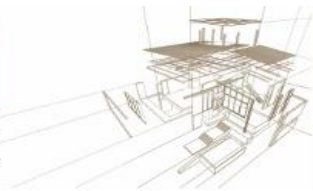
*Palabras-clave: Panel contralaminado, Protección del fuego, Construcción en madera, Ensayo de fuego.*

#### Abstract

Cross laminated timber (CLT) construction system turns out to be relevant in Chile for medium-height buildings due to its earthquake-resistant behavior. To establish the feasibility of the system in Chile, its fire resistance in walls and slabs was analyzed. The wooden elements that are subjected to fire conditions have a slow rate of carbonization, which generates a "protective" thickness. Fire resistance is defined as the time in minutes in which a structure can withstand the conditions of a standardized fire test.

Chilean regulations require the use of an "Official fire behavior list" for construction elements, in order to demonstrate that an acceptable level of safety is reached. Those solutions that are not included in the Official Fire Behavior List must be accredited through an official test. The objective of this work is to obtain the fire resistance of wall and slab element manufactured in radiata pine CLT, under the requirements of the NCh935 / 1.Of97 standard.

*Keywords: Cross laminated timber, CLT, Fire Protection, Timber Construction, unprotected Fire test*



## 1. INTRODUCCIÓN

Históricamente, la situación de protección contra el fuego ha sido una de las mayores preocupaciones para la construcción en madera, y mayor aún en la construcción en mediana altura. A pesar de existir distintas experiencias que confirman la resistencia al fuego de construcciones con madera y de poseer tasas de carbonización predecibles para piezas de madera sólida sometidas a situaciones de fuego estándar, el interés creciente en Chile en la edificación en mediana altura y el uso de la madera contralaminada (Cross laminated timber – CLT) motivan investigaciones en esta dirección. En esa dirección diferentes iniciativas, con apoyo de la empresa CMPC Maderas SpA., han permitido conocer de mejor manera el comportamiento de elementos de losas y muros de CLT de Pino radiata fabricados en Chile.

El CLT es un panel de madera sólida construido en base a adhesivos, cuyas caras y cantos son encolados y unidos, y cuya conformación de capas entrecruzada (90 ° respecto a cada capa adyacente), permite mejorar desempeños como la estabilidad dimensional y algunas propiedades mecánicas (Brandner y Shickhofer 2014). Los paneles de CLT pueden ser utilizados para reemplazar acero y concreto, permitiendo lograr un sistema constructivo para estructuras de varios pisos en altura restringiendo el uso de vigas y columnas.

En diferentes países del mundo las estructuras de madera poseen restricciones en la edificación en altura, a pesar de los datos existentes sobre su resistencia al fuego. Distintos ensayos realizados en Europa, Japón, EEUU y Canadá han demostrado que el CLT es un material aceptable contra el riesgo de incendio (Barber 2015). Otra causa es la falta de pruebas a escala donde se utilice paneles estructurales de CLT con especies y manufactura local.

En Chile, la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (MINVU 2015), en el capítulo 4.3 muestra una clasificación sobre la resistencia al fuego que deben lograr los elementos estructurales que se utilicen en el territorio nacional. Esta clasificación depende del tipo de elemento constructivo (muro, losa, escaleras), el destino que tenga el edificio (oficina, vivienda, industrial), la superficie edificada, la carga combustible, el número de ocupantes y el número de pisos en altura. Aquellos sistemas constructivos no tradicionales deben ser ensayados y cumplir con ciertos estándares para ser aceptados e inscritos en un listado oficial que publica el Ministerio de la vivienda y urbanismo MINVU.

Los ensayos estándar de resistencia al fuego son utilizados como un medio para determinar parámetros particulares de una construcción, que se cumplirán por un mínimo desempeño estipulado por los códigos de construcción o regulaciones, y usualmente se cuantifica como un índice de resistencia al fuego. En países como Canadá el estándar utilizado se encuentra contenido en CAN/ULC-S101 (Underwriters Laboratory of Canada 2007), en EEUU por la ASTM E119, en Chile por la NCh935/1.

Of97, e internacionalmente muchos países han adoptado el estándar ISO 834 directamente, o con algunas modificaciones.

De acuerdo a la NCh935/1.Of97, para establecer el estándar de resistencia al fuego, existen 4 criterios de fallas posibles: Capacidad de soporte de carga, Aislamiento





térmico, Estanquidad y emisión de gases. El criterio de capacidad de soporte de carga se consigue cuando el elemento sometido a ensayo, logra mantener la carga aplicada durante el tiempo especificado. La carga debe ser aplicada en el elemento con 30 minutos de anticipación al ensayo. El criterio aislamiento térmico se considera para que el lado no expuesto no presente una temperatura media superior a los 140° C, o en forma puntual no más de 180° C, y en ningún caso superior a los 220 ° C, cualquiera sea la temperatura inicial. El criterio de estanquidad, para elementos que separen ambientes no podrán ocurrir grietas, fisuras u otras aperturas por donde las llamas o gases puedan pasar. A su vez, la estanquidad habrá fallado si se observa una llama sostenida por más de 10 segundos en la cara no expuesta, o cuando se detecte la emisión de gases inflamables; se consideran inflamables si arden al aproximar una llama cualquiera y continúan espontáneamente ardiendo al menos durante 20 segundos de retirada la llama.

La resistencia al fuego de un elemento será considerada como la medida en minutos, desde que comienza a desarrollarse la prueba, hasta que alguno de los criterios de falla aparece, y el factor de resistencia al fuego será dado por el tiempo redondeado hacia abajo, de acuerdo a los siguientes índices: 15, 30, 60, 90, 120 o 240 minutos, clasificándose en función de su resistencia como: F0, F15, F30, F60, F90, F120, F150, F180 y F240 (NCh935/1:1997)

El laboratorio de fuegos del IDIEM de la Universidad de Chile, posee un horno horizontal cuya boca mide 3 m. de ancho x 4 m. de largo., y uno vertical con un porta muestras de 2,2 m. de ancho x 2,4 m. de largo. El sistema de carga permite aplicar hasta 300 kg/m<sup>2</sup> sobre el elemento de ensayo, mediante el uso de pesos muertos. Para el monitoreo de la temperatura el horno es controlado para cumplir con el estándar de la curva tiempo – temperatura especificado por la normativa, respetando las tolerancias contenidas en la NCh935/1, para ello se utiliza control automático en los quemadores, retroalimentándose con las termocuplas blindadas en tubos sellados de porcelana insertas en el horno.

La curva tiempo – temperatura a lograr durante el ensayo, está definida para un incendio estandarizado de acuerdo a la ecuación 1.

$$T(t) - T_0 = 345 \log_{10} (8t + 1) \quad \text{Ecuación 1}$$

## 2. METODOLOGÍA

Las probetas de CLT fueron construidas utilizando las instalaciones del Laboratorio de Diseño y tecnología en madera, de la Universidad del Bío-Bío, campus Concepción. Luego los elementos son armados y montados por personal calificado en instalaciones del Laboratorio de Incendios del IDIEM – Santiago. Los elementos son apoyados en la boca del horno, fijándose mecánicamente en cada uno de sus extremos para el caso del muro, y simplemente apoyado para el caso de la losa. El sello perimetral se logra utilizando lana de vidrio y pasta en base a yeso para ambos casos.

Las muestras de muro son cargadas con un peso muerto, consistente en un elemento metálico de gran envergadura, que otorga una carga de 120 kg/m. Las muestras de losas



son cargadas con un peso muerto, en base a bloques distribuidos uniformemente, que otorga una carga de  $100 \text{ kg/m}^2$ , tal como se muestran en la Figura 1.

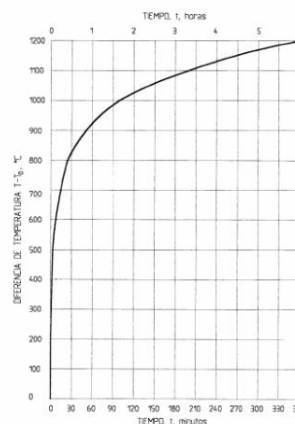


Figura 1: Sistema de aplicación de carga para muros y losas.

Metodológicamente los ensayos se realizan exponiendo a los elementos, por su cara declarada como “expuesta”, al calor de un horno de manera de lograr una exposición de temperatura, de acuerdo a la curva normalizada tiempo – temperatura, contenida en la NCh935/1.Of97, la que se rige de acuerdo a la ecuación 1, con la idea de lograr un programa térmico para el horno, de acuerdo a la Tabla 1.

Tabla 1: Programa térmico para el horno de ensayo. Fuente: NCh 935/1 Of1997.

Tiempo t (min)	T(t)-T <sub>0</sub> (°C)
0	0
1	329
2	425
3	482
4	525
5	556
15	719
30	822
60	925
90	986
120	1029
150	1062
180	1090



Durante la realización del ensayo se debe registrar la temperatura del horno, la temperatura de la cara no expuesta, observaciones del comportamiento de la probeta, de acuerdo a los criterios de resistencia al fuego establecidos en la NCh935/1.

Para el registro de las temperaturas, se mide la temperatura ambiente, y las del horno, mediante la utilización 5 y 8 termocuplas dispuestas simétricamente en el horno de ensayo vertical y horizontal, respectivamente. Para el registro de la temperatura promedio y puntual máxima de la cara no expuesta del elemento, se utilizó un termómetro infrarrojo tipo pistola. Para la detección de gases inflamables, se utiliza una garrocha con algodón en llama, la que se acerca a las distintas zonas del elemento, de manera de detectar gases inflamables.



La sobrepresión interior del horno es medida mediante el uso de un manómetro diferencial de columna de agua, manteniéndose en un valor de  $10 \pm 2$  Pa.

La resistencia al fuego del elemento se expresa como el tiempo en minutos, desde el comienzo del ensayo, hasta que se dejan de cumplir las condiciones relativas a capacidad de soporte de carga, aislamiento, estanquidad y no emisión de gases inflamables. Y de acuerdo al tiempo alcanzado se clasifican en función de su resistencia al fuego, de acuerdo a la Tabla 2.

Tabla 2: Clasificación de resistencia al fuego. Fuente: NCh 935/1 Of1997

Clase resistente (F)	Tiempo alcanzado (min)	
F0	0	< 15
F15	$\geq 15$	< 30
F30	$\geq 30$	< 60
F60	$\geq 60$	< 90
F90	$\geq 90$	< 120
F120	$\geq 120$	< 150
F150	$\geq 150$	< 180
F180	$\geq 180$	< 240
F240	$\geq 240$	

Complementariamente, en los ensayos sin placa de protección contra el fuego, se realizó la medición de la tasa de carbonización, mediante la medición de la capa no quemada en 2 probetas de cada muestra extraídas después de los ensayos. Para ello, se utilizó la medición de la sección residual, la que se mide desde una muestra obtenida, una vez terminado el ensayo, comparando la sección residual con las dimensiones iniciales y obteniendo la profundidad de carbonización en la cara expuesta al fuego. En las muestras se retira la capa quemada con uso de escobillas y formón, se cortan 3 submuestras de 50 x 250 mm. de distintos sectores y se realizan 10 mediciones por cada submuestra. La tasa de carbonización fue calculada al dividir la profundidad de la capa quemada por el tiempo de duración del ensayo, desestimándose el uso del método de regresión lineal y la disminución de tiempo al lograr los 288 °C recomendado por Gardner & Syme, o los 300 °C de acuerdo a Frangi et al. (Frangi et al. 2008).

## 2.1. MATERIALES

Se construyeron paneles de madera en base a Pino radiata seco en cámara al 12% de contenido de humedad, las maderas fueron clasificadas mecánicamente como G1 o C16 de acuerdo a norma NCh1207 Of2017 o EN338:2016, cuyas características mecánicas son mostradas en la Tabla 3, luego las piezas fueron cepilladas a espesores de 30 y 33 mm., encoladas de canto y cara con adhesivo del tipo Poliuretano PU – 1 K, y prensadas utilizándose para ello una prensa hidráulica.

Tabla 3: Características mecánicas de las piezas de madera de Pino radiata utilizadas.

Clasificación	Grado	$F_f$ (MPa)	$F_{cp}$ (MPa)	$F_{tp}$ (MPa)	$F_{cn}$ (MPa)	$F_{cz}$ (MPa)	$E_f$ (MPa)
Mecánica	C16	5,2	7,5	3,5	2,5	1,1	7.900
Visual	G1	7,5	7,5	5,0	2,5	1,1	10.000

Fuente: NCh1198 Of2014



Considerando la cara expuesta al fuego, las muestras de muros fueron codificadas como MP2012, para un muro protegido con doble capa de yeso cartón, y MN2018, para un muro no protegido. En el caso de las Losas, estas fueron codificadas como LP2012, para la losa protegida con una capa de yeso cartón, y LN2018, para una losa sin protección, de acuerdo a los antecedentes entregados en la Tabla 4.

Tabla 4: Configuración de muestras para ensayo.

Código	Dimensiones elemento (mm)	Protección	Dimensiones pieza (mm)	Grado estructural	Tipo de Adhesivo
MP2012	90 x 2200 x 2400	(2) Yeso cartón RF 12,5 mm.	30 x 130	G1	PUR – 1K
MN2018	99 x 2200 x 2400	Sin protección	33 x 130	C16	PUR – 1K
LP2012	150 x 3500 x 4500	Yeso cartón 12,5 mm	30 x 140	G1	PUR – 1K
LN2018	99 x 3500 x 4500	Sin protección	33 x 120	C16	PUR – 1K

### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 3.1. Muros

Los elementos de muro sometidos a la prueba de resistencia al fuego, bajo un incendio estándar, cumplieron con la capacidad de soporte de carga, logrando mantener en todo momento los 120 kg/m conjuntamente a la estabilidad mecánica hasta el final del ensayo. Respecto a la estanquidad y aislamiento térmico, las muestras se mantuvieron estancas a las llamas y no presentaron problemas de temperatura promedio y puntual, de acuerdo a lo indicado en la Figura 1, no superando los límites establecidos. La síntesis de los resultados se encuentra contenida en la Tabla 6.

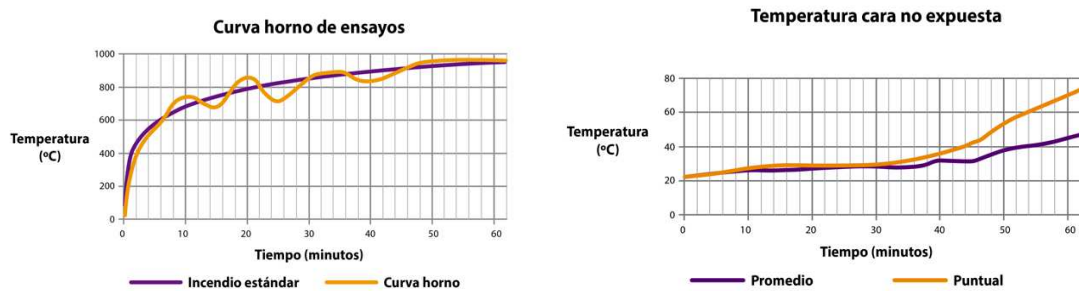
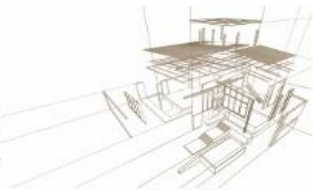


Figura 1: Antecedentes de temperaturas en horno y probeta para muro MN2018 (IDIEM 2018)

Tabla 6: Resultados de ensayo de resistencia al fuego para Muros en base a CLT.

Código	Capacidad de carga	Aislamiento térmico	Estanquidad	Gases inflamables	Clase F
MP2012	Estable	41 °C / 43 °C	80 minutos	Sin emisión	F60
MN2018	Estable	45 °C / 70 °C	62 minutos	Sin emisión	F60



Respecto a la tasa de carbonización del muro MN2018 sometidos a un ensayo estándar, los resultados son mostrados en la Tabla 7, y dado que las dimensiones de la capa carbonizada son utilizadas para estimar el área de la sección residual, tal como se muestra en la Figura 8, se ha considerado esta evaluación para conocer la superficie que contribuye al cálculo del momento residual y al módulo de la sección, a una cierta resistencia al fuego.

Tabla 7: Tasa de carbonización promedio de las muestras MN2018

Indicador	1A	2A	3A	1B	2B	3B	Promedio
Profundidad de la capa carbonizada (mm)	61,42	55,99	56,12	60,21	59,74	58,70	58,70
Tasa de carbonización (mm/min)	0,93		0,96		0,95		



Figura 8: Medición de la capa carbonizada y resistente para MN2018.

### 3.2. Losas

Los elementos de losa sometidos a la prueba de resistencia al fuego, cumplieron con la capacidad de soporte de carga, soportando en todo momento los 100 kg/m<sup>2</sup>, y mantuvieron la estabilidad mecánica hasta el final del ensayo. Respecto a la estanquidad y aislamiento térmico, los resultados son variados, dado que la probeta LP2012 falla por temperatura en la cara no expuesta, mientras que la probeta LN2018 no presenta esta falla, tal como se muestra en la Figura 2. La síntesis de los resultados se encuentran contenidos en la Tabla 8.

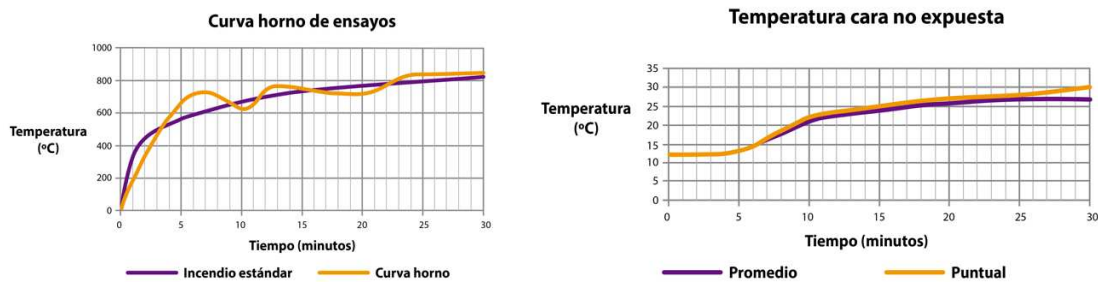


Figura 2: Antecedentes de temperatura en horno y probeta para losa LN2018 (IDIEM 2018).



*Tabla 8: Resultados de ensayo de resistencia al fuego para Losas en base a CLT*

Código	Capacidad de carga	Aislamiento térmico	Estanquidad	Gases inflamables	Clase F
LP2012	Estable	152 °C / 210 °C	Estanco	Sin emisión	F90
LN2018	Estable	45 °C / 70 °C	27 minutos	Con emisión	F15

Respecto a la tasa de carbonización de la losa LN2018, sometidos a un ensayo estándar, los resultados son mostrados en la Tabla 9, para ello se utilizó la medición de la sección residual, tal como se muestra en la Figura 9, la que se mide desde una muestra (A y B) obtenida de la misma probeta, una vez terminado el ensayo.

*Tabla 9: Tasa de carbonización de la muestra LN2018*

Indicador	1A	2A	3A	1B	2B	3B	Promedio
Profundidad de la capa carbonizada (mm)	30,69	29,23	28,15	29,99	31,30	31,09	30,08
Tasa de carbonización (mm/min)	0,89		0,93				0,91



*Figura 9: Medición de la capa carbonizada y resistente para LN2018*

#### 4. CONCLUSIONES

Los muros construidos con paneles CLT de Pino radiata logran resistencia al fuego F60, con y sin protección de yeso cartón, y la falla se genera por problemas de estanquidad, considerando una carga de 100 kg/m., contrariamente a lo reportado por Frangi (Frangi et al 2008), donde se consideraron cargas para edificios de mediana altura, y la falla se produce por problemas de estabilidad mecánica.

Alta resistencia al fuego, F90, es observada para losas que poseen un elemento protector como el uso de placa de yeso cartón. Para el caso de superficies sin protección, se requerirá un diseño de unión entre paneles que otorgue estanquidad al elemento.

Comparativamente con lo desarrollado por Frangi (Frangi et al. 2008), no fueron observados efectos de laminación en los ensayos utilizando un adhesivo del tipo PUR – 1k. no observándose caídas significativas de las capas carbonizadas.

El método del área residual permitió establecer tasas de carbonización de 0,95 y 0,91 (mm/min) para muro y losa, respectivamente, valores mayores a los indicados por



Ramírez en Chile para la especie Pino radiata de 0,87 (mm/min) (Ramírez 2001). Este valor supera al indicado en el Eurocódigo para madera laminada encolada de coníferas, tasas de 0,65 y 0,80 (mm/min).

## AGRADECIMIENTOS

A la empresa CMPC SpA. por su valioso aporte a la actividad de I+D en el desarrollo del CLT de Pino radiata en Chile, especialmente a: José Pablo Jordan M., Gina Cerda P. y Rodrigo Rebolledo C. A los técnicos del Lab de Diseño y tecnología en Madera y CITEC – Universidad del Bío-Bío, especialmente a: Robinson Aguayo G., Hugo Uribe P., Raúl Crisosto J. y Gerardo Montecinos H. Al personal de IDIEM – Universidad de Chile, por el apoyo en todos los ensayos realizados en sus instalaciones.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM (2016). Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. ASTM E119-16a. West Conshohocken, PA, USA.
- Barber, D. (2015). Fire safe Design of exposed Timber Mass Wood Buildings. Mass Timber (CLT) Research Workshop.
- Brandner, R., Schickhofer, G. (2014). Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art Report. CLT Training Course in the frame of COST Action FP1004, Trento, Italy.
- EN (2016). Structural timber - Strength classes. EN 338:2016.
- FPInnovations (2011). Fire Performance of Cross-Laminated Timber Assemblies in CLT Handbook, Vancouver, Canadá.
- Frangi, A., Fontana M., Knobloch, M. and Bochicchio, G. (2008). Fire behavior of Cross-laminated solid timber panels. In fire Safety Science – Proceedings of ninth international Symposium. P.1279-1290.
- IDIEM (2018), informe de ensayo Resistencia al fuego, Universidad de Chile 2018.
- INN (1997). Prevención de incendio en edificios - Ensayo de resistencia al fuego - Parte 1: Elementos de construcción en general. NCh935/1:1997. Chile.
- INN (2014). Madera – Construcciones en madera – Cálculo. NCh1198. Of 2014. Chile.
- INN (2017). Pino radiata, Pino oregón, Pino ponderosa - Clasificación visual para uso estructural - Especificaciones de los grados de calidad. NCh1207. Of 2017. Chile.
- ISO (1999). Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements. ISO 834-1:1999.
- MINVU. (2015). Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Santiago, Chile.
- RAMÍREZ, A. (2001). Comportamiento de la madera frente al fuego y su protección. Tesis (Ingeniero Civil). Santiago, Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Underwriters Laboratories of Canada (2007). Standard Methods of Fire Endurance Tests of Building Construction and Materials in National Standard of Canada - CAN/ULCS101-07, vol. Fourth Edition, Ottawa.



## ESTUDIO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO EN MADERAS DE PINO Y EUCALIPTO TRATADAS CON BORATO DE ZINC

### STUDY OF FIRE RESISTANCE ON PINE & EUCALYPTUS WOOD IMPREGNATED WITH ZINC BORATE

Camargo, Álvaro <sup>(1)\*</sup>; Mantero, Carlos<sup>(2)</sup>; Ibáñez, Marcela<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup>Lic. Bioquímica. Procesos Industriales de la Madera, Sede Tacuarembó, Universidad de la República, Tacuarembó, Uruguay

<sup>(2)</sup>Ing. Agr. Estación Experimental Prof. Bernardo Rosengurt. Facultad de Agronomía, Universidad de la República, Montevideo Uruguay.

<sup>(3)</sup>Dr. Química. Instituto Superior de Estudios Forestales. Sede Tacuarembó, Universidad de la República, Tacuarembó, Uruguay

\* Contacto: [alvaro.camargo@cut.edu.uy](mailto:alvaro.camargo@cut.edu.uy)

#### Resumen

En Uruguay las principales especies madereras comercialmente disponibles son el *Pinus taeda* L. y el *Eucalyptus grandis* W. Hill ex Maiden, utilizados comúnmente en mueblería y construcción. En ambas aplicaciones, la combustibilidad del material es una desventaja, por lo cual la protección frente al fuego debe mejorarse. En ese sentido, la impregnación del material con un agente ignífugo (formulación química con capacidad de retardo al fuego) es una técnica comúnmente empleada. En este trabajo se determinaron los parámetros asociados a la resistencia al fuego como propagación de llama ( $\text{cms}^{-1}$ ), área carbonizada ( $\text{cm}^2$ ) e índice de carbonización (INC,%) para las especies madereras mencionadas, y se compararon esos valores con aquellos obtenidos al tratar esa madera con borato de zinc (ZnB), reconocido retardante de llama. La metodología se basó en ensayos de exposición de los materiales, a la llama laminar controlada, en un dispositivo denominado túnel de *Vandersall*. Los perfiles de carbonización obtenidos tras la exposición al fuego, se caracterizaron midiendo frente, ancho y espesor de carbonización a través de fotografías ópticas, utilizando el software para procesamiento y análisis de imágenes, FIJI. Así mismo, se analizó la morfología de las superficies carbonizadas sin tratar y tratadas mediante microscopía electrónica de barrido (MEB). Los resultados indican que las maderas tratadas con ZnB mejoran su resistencia al fuego, la propagación de la llama decrece hasta un 27.26%, el área carbonizada hasta un 42.81% y el índice de carbonización hasta un 58.46% respecto a los materiales sin tratamiento.

*Palabras-clave: Ignífugo, Borato de Zinc (ZnB)*

#### Abstract

The commercially available timber species in Uruguay are *Pinus taeda* and *Eucalyptus grandis* W. Hill ex Maiden, used for construction and furniture. As the combustibility of the material is a disadvantage for both of its uses, protection against fire must be controlled. In this regard, impregnating the wood with a fire retardant is a commonly used technique. In this work, the values of the parameters associated with fire resistance, such as flame propagation ( $\text{cms}^{-1}$ ), carbonized area ( $\text{cm}^2$ ) and carbonization index (INC, %) were determined for both wood species, and later compared with the values obtained after treating the wood with zinc borate (ZnB). Methodology was based on exposing the materials to a controlled laminar flame inside a *Vandersall's* tunnel. The carbonization profiles obtained after exposure to fire were characterized by measuring the front, width and thickness of carbonization through optical photographs using the software for image processing and analysis, FIJI. Morphology of both untreated and treated wood carbonized were analyzed by scanning electron microscopy (SEM). The results indicate that wood treated with ZnB improves its fire resistance: flame propagation decreases by 27.26 %, carbonized area by 42.81 % and carbonization rate by 58.46 % when compared to the untreated material.

*Keywords: Flame Retardant (FR), Zinc Borate (ZnB)*





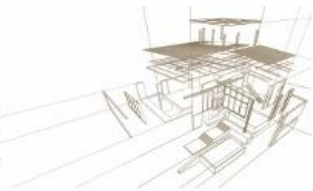
## 1. INTRODUCCIÓN

Las normativas de seguridad frente al fuego que categorizan el nivel de combustibilidad de la madera utilizada en obras con fines edilicios, aún es un tema en estudio en nuestro país (Moya & Baño 2016). Cada vez es más frecuente el empleo de la madera en obras de construcción, como casas, edificios, etc, debido a que ésta posee muchos beneficios frente a materiales convencionales, como por ejemplo, su capacidad de intercambiar agua y calor con el ambiente (Suleiman *et al* 1999; Korjenic *et al* 2010) y la de ser un material renovable (Falk 2009). Por otra parte, la madera se clasifica como un material combustible y por tanto debe ser tratada mediante algún método de protección frente al fuego para que pueda utilizarse sin riesgo, ya sea formando parte de estructuras mobiliarias, ornamentales o en materiales para construcción de viviendas. La descomposición termoquímica de la madera es un proceso que ocurre en varias etapas, y que es dependiente de la composición química y las propiedades fisicoquímicas de la madera (Di Blasi 2008). El método de protección frente al fuego por impregnación con agentes químicos con propiedades ignífugas, se utiliza desde hace mucho tiempo y se ha demostrado su eficacia (Yan *et al* 2019). La tendencia hacia compuestos más amigables con la naturaleza ha puesto a los boratos entre los más utilizados con fines de protección y no solo frente al fuego, sino también frente a microorganismos debido a sus propiedades antifúngicas y termicidas (Thévenon *et al* 2010; Ahmed *et al* 2004). Los ensayos de exposición al fuego, permiten caracterizar la resistencia al fuego de materiales ensayados en condiciones controladas. En este trabajo se utilizó un túnel de *Vandersall* (León & Carmona 2009) para exponer al fuego probetas de madera en condiciones normales y tratadas con borato de zinc (ZnB) durante un único tiempo de exposición a la llama. Como en el Uruguay, las principales especies madereras que se cultivan, procesan y comercializan son el *Pinus taeda L.* y el *Eucalyptus grandis W. Hill ex Maiden* (Geary 2001), estas especies fueron utilizadas en los ensayos. Los perfiles de carbonización obtenidos se compararon a través de parámetros que surgen de las dimensiones de los mismos, y que fueron realizadas a partir de fotografías ópticas procesadas con el software FIJI (Camargo & Ibáñez 2018; Schindelin *et al* 2012). Estos parámetros son: la propagación de llama, definida como la velocidad de avance por parte del frente de carbonización en  $\text{cms}^{-1}$ , el área carbonizada, que surge de la formación de carbón en la cara de la probeta de madera expuesta a la llama expresada en  $\text{cm}^2$ , y el índice de carbonización o relación de volúmenes de madera quemada y sin quemar. Se realizó también un estudio morfológico de las superficies carbonizadas utilizando microscopía electrónica de barrido (MEB) con el objetivo de evaluar comparativamente el daño estructural a nivel de las fibras en una etapa inicial de la degradación térmica de la madera sin tratar y tratada con ZnB.

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Acondicionamiento de las muestras

Se utilizaron muestras de albura de *P.taeda* y *E.grandis* de dimensiones  $25.000 (\pm 0.002) \times 9.000 (\pm 0.002) \times 1.000 (\pm 0.002)$  cm, procesadas mediante corte tangencial y radial, para exponer diferentes planos anatómicos en la superficie mayor de las probetas.



Luego de secar en estufa durante 48 horas a  $105 \pm 2$  °C se determinó la masa de cada probeta, las cuales fueron acondicionadas para el proceso de impregnado.

## 2.2. Impregnación por vacío-vacío

La impregnación se realizó de acuerdo con la norma EN-113 (1996) mediante el método de vacío-vacío, con una solución de ZnB micrométrico al 5% w/w, sintetizado en el laboratorio usando como precursores, ácido bórico y óxido de zinc en medio amoniacal con relación molar 4:1:4 para Zn:B:N. Previo al ensayo de exposición al fuego, las probetas impregnadas y sin impregnar son secadas en horno a  $105 \pm 2$  °C durante 24 horas.

## 2.3. Exposición al fuego

Las probetas se exponen al fuego durante 30 segundos en un dispositivo denominado túnel de *Vandersall*. Este se compone de una cámara donde se soporta la probeta en su base superior, de manera que la misma forme un ángulo de 45° con respecto a la horizontal, y que el extremo inferior de ésta se halle en contacto con la llama en régimen de flujo laminar constante que proviene de un mechero tipo Bunsen (León & Carmona 2009; Camargo & Ibáñez 2018).

## 2.4. Análisis estructural mediante MEB

Se evaluaron las características morfológicas sobre las superficies de maderas expuestas al fuego sin tratar y tratadas mediante microscopía electrónica de barrido (MEB). Se utilizó un equipo para microscopía electrónica (JEOL Ltda, Tokio, JP) modelo JCM 6000 Plus, operando a 10KV y en modalidad de detección de electrones secundarios.

## 2.5. Análisis estadístico

Se utilizó un análisis de varianza de factor único como modelo estadístico para determinar diferencias y similitudes entre los parámetros evaluados en madera sin tratar y tratada con ZnB. La comparación entre medias se realizó para un  $\alpha = 0.05$  utilizando un test de Tukey.

# 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

## 3.1. Exposición al fuego

Los valores promedios para los parámetros determinados a partir de medidas sobre los perfiles de carbonización se resumen en la *Tabla 1*. En todos los casos, los valores promedios de propagación de llama fueron menores cuando la madera fue impregnada con ZnB, con respecto a la madera sin tratamiento.

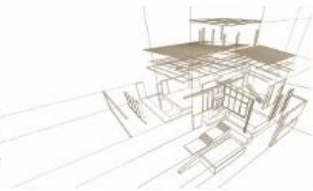


Tabla 1: Valores promedios de propagación de llama, área carbonizada e índice de carbonización obtenidos para 30 segundos de exposición al fuego. Letras diferentes en las columnas indican grupos con diferencia estadística para  $\alpha = 0.05$ .

Especies	<i>P.taeda</i>		<i>E.grandis</i>	
	Tangencial	Radial	Tangencial	Radial
Propagación de llama (cms <sup>-1</sup> )	0.4780a (No ZnB) 0.3750b (ZnB)	0.4353a (No ZnB) 0.3167b (ZnB)	0.4514a (No ZnB) 0.3533b (ZnB)	0.5439a (No ZnB) 0.4504b (ZnB)
Área Carbonizada (cm <sup>2</sup> )	42.83a (No ZnB) 42.31a (ZnB)	53.16a (No ZnB) 36.95b (ZnB)	74.12a (No ZnB) 42.39b (ZnB)	72.80a (No ZnB) 60.95b (ZnB)
Índice de Carbonización (InC%)	0.0747a (No ZnB) 0.0738a (ZnB)	0.1576a (No ZnB) 0.0655b (ZnB)	0.1981a (No ZnB) 0.1246b (ZnB)	0.2177a (No ZnB) 0.1094b (ZnB)

Los valores promedios de propagación de llama obtenidos para madera sin tratamiento, son muy cercanos entre sí, exceptuando el registrado para el plano radial de *E.grandis*; éste se aparta de los demás hacia valores levemente mayores. Lo mismo ocurre cuando la madera es tratada con ZnB, con tendencia hacia valores menores en *P.taeda* de sección radial. La diferencia obtenida entre valores promedio de los parámetros para madera sin tratar y tratada con ZnB expresado en porcentaje, representa el efecto del tratamiento con ZnB sobre el comportamiento o resistencia al fuego de las maderas estudiadas. Es así que el tratamiento con ZnB logro reducir la propagación de llama en 21.56% y 27.26% para los planos tangencial y radial de *P.taeda*, y en 21.73% y 17.19% para los planos tangencial y radial de *E.grandis*, respectivamente.

Se obtuvieron mayores valores promedios de áreas carbonizadas en madera de *E.grandis*, 1.7 y 1.4 veces más grandes en el plano tangencial y radial respectivamente con respecto a las halladas en *P.taeda*, con diferencia significativa estadística para un valor de  $\alpha = 0.05$  entre maderas sin y con tratamiento. Por otra parte, esto no sucedió para el área carbonizada sobre el plano tangencial de *P.taeda* entre madera sin y con tratamiento al mismo grado de confianza (ver Tabla 2), lo cual significa que no se registró un efecto positivo o disminución de área carbonizada en madera tratada expuesta al fuego, con respecto a la obtenida en madera sin tratar. El tratamiento con ZnB logro disminuir el área carbonizada en un 26.33% sobre el plano radial de *P.taeda* y en un 42.81% y 16.28% sobre los planos tangencial y radial de *E.grandis* respectivamente.

El valor promedio para el índice de carbonización de *E.grandis* sin tratar fue 2.6 y 1.4 veces mayor para los planos tangencial y radial respectivamente, con respecto a *P.taeda*. Esta tendencia guarda relación con los demás parámetros, dado que los valores promedios de propagación de llama son similares entre sí, y los de área carbonizada son mayores en *E.grandis*. De acuerdo con esto, y con la definición de índice de carbonización, a mayor valor de área carbonizada, mayor valor de índice de carbonización, como puede verse a través de la siguiente expresión:

$$INC\% = \frac{a_{\max} \times e_{\max}}{a_i \times e_i} \quad (1)$$



donde:  $a_{\max}$  representa el perfil o área de carbonización expresado en  $\text{cm}^2$ ;  $e_{\max}$  es el espesor de carbonización expresado en  $\text{cm}$ ;  $a_i$  es el área total de la cara expuesta de la probeta expresado en  $\text{cm}^2$ ;  $e_i$  es el espesor total de la probeta expresado en  $\text{cm}$

De igual manera que para el área carbonizada, el promedio para el índice de carbonización no presentó diferencia estadística significativa para un valor de  $\alpha = 0.05$  entre madera de *P.taeda* de sección tangencial sin tratar y tratada con ZnB. Por otra parte, ambos planos de madera de *P.taeda* tratada obtuvieron valores menores de media para el índice de carbonización con respecto a los hallados en *E.grandis*. Mediante la ecuación [1] puede entenderse como el tratamiento con ZnB, favoreció al decremento, tanto del área de carbonización ( $a_{\max}$ ) como de su espesor ( $e_{\max}$ ). El tratamiento con ZnB logro reducir el índice de carbonización en un 13.25% y 58.46% sobre el plano radial de *P.taeda* y en un 37.11% y 49.74% sobre los planos tangencial y radial de *E.grandis* respectivamente.

### 3.2. Análisis estructural mediante MEB

#### 3.2.1 Comparación de superficies carbonizadas sin tratar vs. tratadas con ZnB

Se observa mayor daño a nivel de fibras en superficies sin tratar (figura 1 a, b, c y d) ocasionados por la exposición al fuego, con respecto a superficies tratadas con ZnB (figura 1. A, B, C y D). Esto se debe al recubrimiento por parte de ZnB que se visualiza como una capa protectora en las imágenes correspondientes a superficies tratadas y expuestas al fuego (figura 1. A, B, C y D). La cobertura de ZnB no aparece exactamente igual en todas las superficies, así como tampoco su distribución es la misma, sino que depende directamente de la anatomía de cada especie y de cómo durante el proceso

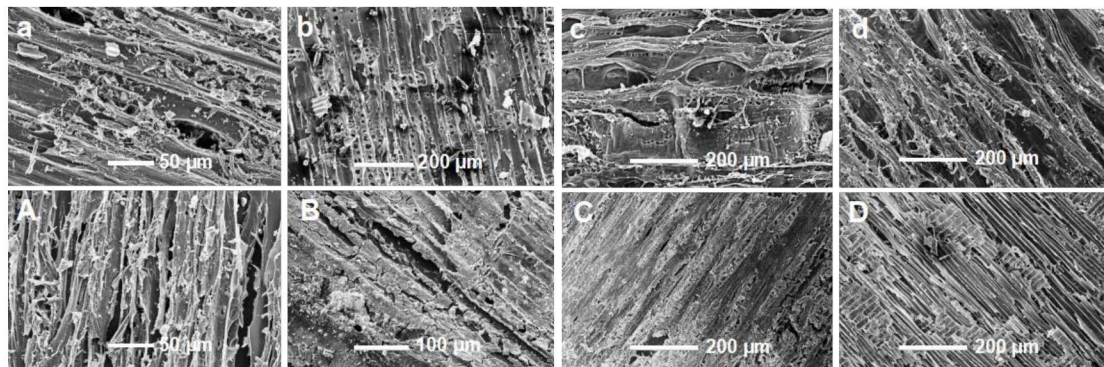


Figura 1: Imágenes MEB de superficies de *P.taeda* (aA, bB) y *E.grandis* (cC, dD) expuestas al fuego en túnel de Vandersall. Sección tangencial (a, c) y radial (b, d) sin tratamiento, y sección tangencial (A, C) y radial (B, D) tratada con ZnB.

de impregnación, las mismas absorban, distribuyan y retengan las especies del ZnB (Sotomayor-Castellanos & Villaseñor 2016). De todas las superficies tratadas con ZnB, la de sección radial de *P.taeda* (fig1. B) es la que muestra una distribución más homogénea y de mayor espesor, hecho que guarda relación con los parámetros de



resistencia al fuego determinados, ya que, para esta especie fue el plano o cara anatómica que obtuvo menores valores promedios de velocidad de llama, área carbonizada e índice de carbonización.

### 3.2.2 Morfología de superficies carbonizadas sin tratamiento ignífugo

El análisis morfológico de las superficies carbonizadas, es útil para evidenciar daños a nivel de fibras y comprender la evolución de la carbonización a través de estructuras originadas durante el proceso de degradación térmica (Camargo & Ibáñez 2018).

Las imágenes de superficies carbonizadas sin tratamiento muestran un mayor grado de deterioro térmico en *E.grandis*, independientemente de la sección expuesta al fuego. Esto se denota en el nivel de deformación de las fibras, en especial las que se encuentran delimitando con vasos (flechas fig.1 c y d). En superficies de *P.taeda* la deformación de fibras, no es tan evidente, aunque si se observan residuos del material originados por roturas de éstas. Por otro lado, el mecanismo por el cual la madera se descompone para formar partículas de carbón, involucra reacciones termoquímicas de los compuestos presentes en las fibras: holocelulosa y lignina (Lowden & Hull 2013).

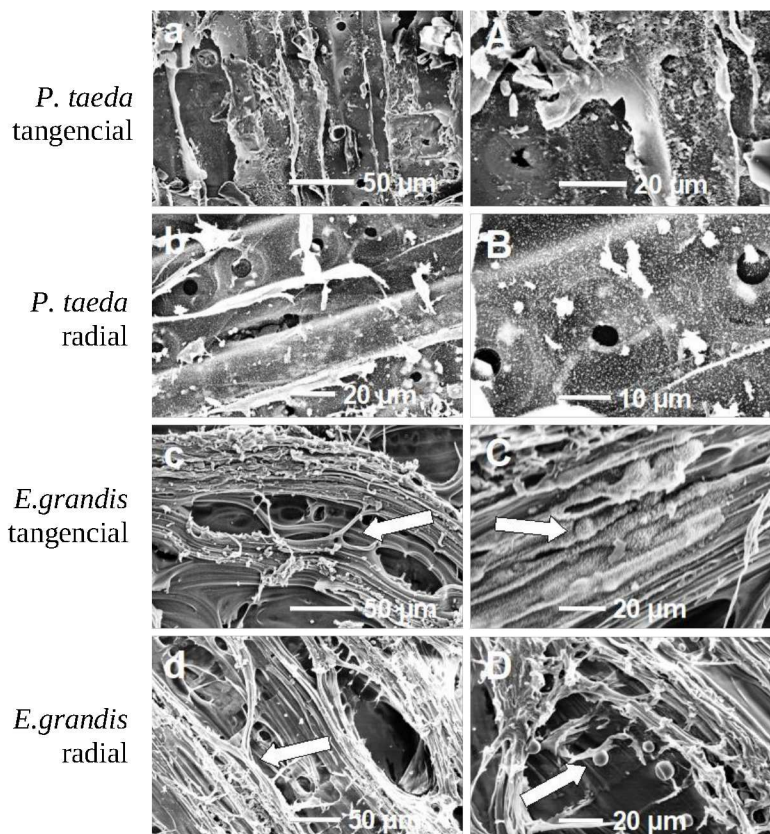


Figura 2: Imágenes MEB de superficies carbonizadas de *P.taeda* y *E.grandis* en diferentes magnificaciones



En *P. taeda* las partículas formadas a partir de los componentes de la superficie tienen aspecto amorfo y una distribución desordenada, mientras que en *E. grandis* las mismas tienen forma de esfera (flecha fig.2 D) y evolucionan desde el interior de las fibras (flecha fig.2 C).

#### 4. CONCLUSIONES

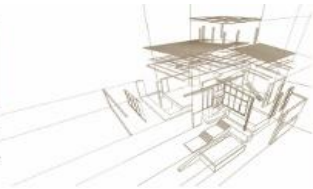
La impregnación de maderas con ZnB para promover su resistencia al fuego, fue efectiva bajo las condiciones experimentales de exposición. La capacidad de retardo al fuego es diferente entre las especies estudiadas, así como también es diferente en función de la composición anatómica presente en el plano expuesto a la llama. La especie con mejor comportamiento al fuego, en función de los parámetros estudiados para madera sin tratar y tratada con ZnB, es *P.taeda*, mostrando una mejora de los mismos cuando el plano expuesto al fuego es el radial. Esto coincide con lo observado mediante MEB, ya que el recubrimiento es de mayor espesor y más homogéneo sobre este plano.

#### AGRADECIMIENTOS

A la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) de la Universidad de la República, Uruguay.

#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmed, B. M. French, J. R.J. & Vinden, P. (2004). Evaluation of borate formulations as wood preservatives to control subterranean termites in Australia. *Holzforschung.*, v. 58, p. 446–454.
- Di Blasi, C. (2008). Modeling chemical and physical processes of wood and biomass pyrolysis. *Prog. Energy Combust. Sci.*, n, 34. p. 47–90.
- Camargo, A. & Ibáñez. C. M. (2018). Initial study of micronized zinc borate as flame retardant in *Eucalyptus grandis* from Uruguay. *MRS Adv.*, v. 3, n. 61, p. 3551-3556.
- Falk, R. H. (2009). Wood as a sustainable building material. *For. Prod. J.*, v. 59, n. 9, p. 6-12.
- Geary, T.F. (2001). Afforestation in Uruguay: study of a changing landscape. *J. For.*, n. 99, p. 35-39.
- Korjenic, A. Teblich, H. & Bednar, T. (2010). Increasing the indoor humidity levels in buildings with ventilation systems: Simulation aided design in case of passive houses. *Build. Simul.* n. 3, p. 295-310.
- León, A. & Carmona R. (2009). Estudio comparativo del punto de ignición y avance de llama en madera de pino radiata versus un compuesto de madera–resina termoplástica. 4o Congreso Chileno de Ciencias Forestales, Talca, Jun.
- Lowden, L. A. & Hull, T. R. (2013). Flammability behaviour of wood and a review of the methods for its reduction. *Fire Sci. Rev.*, v. 2, n. 4, p. 1-19.
- Moya, L. & Baño, V. (2016). Hacia la normalización de estructuras de madera en Uruguay: Estado del arte y propuesta para generar un cuerpo normativo para madera estructural. Documento de Investigación, No5. Universidad ORT de Montevideo & Facultad de Arquitectura, Uruguay.



Schindelin, J. Arganda-Carreras, I. & Frise, E. et al. (2012). Fiji: an open-source platform for biological-image analysis. *Nat. Methods.*, v. 9, n. 7, p. 676-682.

Sotomayor-Castellanos, J. R. & Villaseñor J.M. (2016). Retention and absorption of boron salts solution of ten mexican woods. *Acta univ.*, v. 26, n 2, p. 12-19.

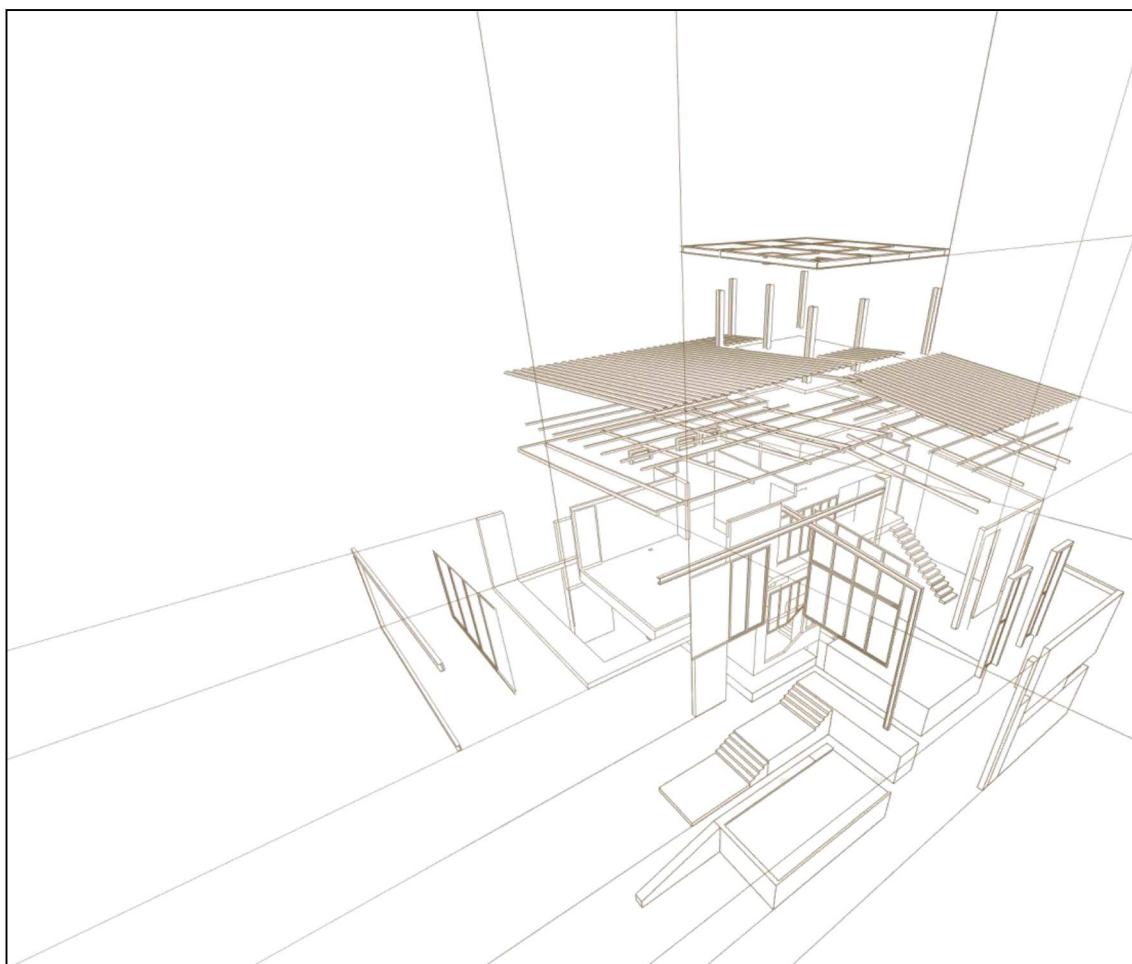
Suleiman, B. M. Larfeldt, J. Leckner, B. & Gustavsson, M. (1999). Thermal conductivity and diffusivity of wood. *Wood Sci. Technol.*, n. 33, p.465-473.

Thévenon, M.F. Tondi, G. Pizzi A. Environmentally Friendly Wood Preservative System Based on Polymerized Tannin Resin-Boric Acid For Outdoor Applications. *Madera-Cienc Tecnol.*, Vol 12, n, 3. p, 253-257.

Yan, L. Xu, Z. & Liu, D. (2019). Synthesis and application of novel magnesium phosphate ester flame retardants for transparent intumescent fire-retardant coatings applied on wood substrates. *Prog Org Coat.*, n, 129. p, 327–337.



## **VI. Análisis de ciclo de vida, eficiencia energética y viviendas pasivas**







## POLÍTICAS PARA LA EFICIENCIA ENERGÉTICA DE VIVIENDAS Y SUS EFECTOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN MADERA

### POLICIES FOR ENERGY EFFICIENCY OF HOUSING AND ITS EFFECTS ON WOOD CONSTRUCTION

Victorero, Felipe <sup>(1,2)</sup> \*; Pavez, Danny <sup>(1)</sup>; Ugarte, Juan <sup>(1,2)</sup>

<sup>(1)</sup> Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile

<sup>(2)</sup> Facultad de Arquitectura y Estudios Urbanos. Pontificia Universidad Católica. Santiago, Chile

\* Contacto: favictor@uc.cl

#### Resumen

La construcción representa el 40% del consumo energético mundial y un tercio de los GEI, ambos importantes indicadores asociados al calentamiento global, fenómeno que afecta especialmente a países en vías de desarrollo como los latinoamericanos. En Chile la construcción representa 22,4% del consumo energético y la vivienda el 15,6%, he ahí el esfuerzo en las últimas décadas en el desarrollo de políticas públicas enfocadas a la eficiencia energética de las viviendas. Por lo anterior el 2000 se inicia la exigencia de estándares de aislación térmica en techumbres, siguiendo el 2007 a otros elementos de la envolvente, para el 2014 incorporar nuevas y mayores exigencias de desempeño en zonas con alto consumo de leña para calefacción. A partir del levantamiento de información estadística, se hizo un análisis del comportamiento de los principales materiales de construcción entre 2002 al 2017 frente a estas distintas políticas públicas. Contrastando estos resultados con simulaciones térmicas, que permitan cuantificar el impacto y los beneficios buscados. Los resultados muestran que, sin incentivar directamente la construcción en madera, esta ha incrementado su participación luego de la aplicación de dichas políticas públicas. Así, podemos mencionar que en 2002 presenta un 20,6% de participación en el segmento 1 y 2 pisos, pasando el 2017 a un 38,9%, mostrando una tendencia al alza de 1,25% anual. Lo cual es significativamente mayor a la tendencia al alza de 0,53% del hormigón en el mismo segmento, y en contraste con la fuerte tendencia a la baja de un 2,22% de la albañilería.

*Palabras-clave: Políticas públicas, Eficiencia energética, Materiales de construcción, Uso de la madera*

#### Abstract

Construction represents 40% of the world's energy consumption and the third of the greenhouse gases emissions, both important indicators associated with global warming, a phenomenon that particularly affects developing countries such as in Latin America. In Chile, construction represents 22.4% of energy consumption and housing 15.6%, therefore, important efforts have been done in recent decades in the development of public policies focused in houses energy efficiency. Moreover, in 2000, in new regulations requiring thermal insulation standards in roofing began, follow in 2007 by other envelope elements, adding in 2014 new and higher performance requirements for houses in intense wood heating consumption regions. In Chile, construction represents 22.4% of energy and housing 15.6%, therefore, important efforts have been done for the lasts decades in public policies concerning this matter. Furthermore, in 2000 new regulations requirements for thermal insulation in roofing were implemented, followed in 2007 by other envelope elements, and in 2014 increasing these requirements for houses in regions with intense wood use for heating. The results show that, without directly promoting timber construction, this material has increased its participation after the application of these public policies. Thus, we can mention that in 2002 it has a 20.6% in the segment of 1 and 2 floors, passing in 2017 to a 38.9%, with an upward trend of 1.25% per year. This is significantly higher than the 0.53% upward trend in concrete for the same segment, and contrast to the strong downward trend of 2.22% in masonry.

*Keywords: Public policies, Energy Efficiency, Building materials, Timber use*



## 1. INTRODUCCION

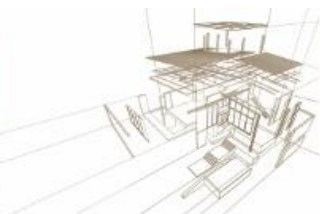
La industria de la construcción representa el 40% del consumo energético mundial y un tercio de los Gases de Efecto Invernadero (United Nations Environment Programme, 2007), ambos importantes indicadores asociados al calentamiento global, fenómeno que afecta especialmente a países en vías de desarrollo como los latinoamericanos.

En Chile la construcción representa el 22,4% del consumo energético y la vivienda el 15,6% (Ministerio de Energía, 2018), de ahí el esfuerzo en las últimas décadas de autoridades de diferentes gobiernos en desarrollar políticas públicas enfocadas a mejorar la eficiencia energética de las nuevas viviendas y en reducir especialmente las demandas de calefacción asociadas a éstas. En este marco, el año 2000 se inicia la exigencia normativa de valores prescriptivos mínimos de transmitancia térmica para la envolvente de nuevas viviendas, comenzando por la techumbre que es el elemento que presenta mayores pérdidas de calor en una edificación; incorporando estos requerimientos mínimos a muros y pisos ventilados en el año 2007; para luego en el año 2014 incorporar mayores exigencias de desempeño en zonas con alto consumo de calefacción y que presenten altos índices de contaminación atmosférica asociados a la combustión de leña para este fin. Actualmente se plantea llevar estos requerimientos establecidos el año 2014 a todo el país, e incorporar nuevos requerimientos asociados a ventilación y hermeticidad al paso del aire de la envolvente, planeándose su puesta en marcha para comienzos de la siguiente década.

Si bien, durante las últimas décadas, las políticas públicas de las diferentes administraciones del país no se han enfocado en potenciar una materialidad en particular, manteniéndose neutrales frente a los sistemas constructivos presentes en el mercado nacional, si han tendido a la implementación de políticas públicas destinadas a mejorar la eficiencia energética de las viviendas. Esto ha significado que algunos sistemas constructivos tradicionales pierdan competitividad frente a materiales más eficientes y provenientes de fuentes renovables, como los sistemas constructivos basados en el uso de la madera y especialmente los sistemas de entramado ligero. De esta manera, indirectamente se ha ayudado a fomentar el desarrollo de la industria en torno a la construcción industrializada de paneles de madera, permitiendo la aparición de nuevos actores que ofrecen soluciones con mejores prestaciones para la construcción y mayor valor agregado (Corporación Chilena de la Madera, 2019).

Así, el desarrollo de edificaciones de viviendas en madera ha tomado un nuevo impulso en el país, de la mano de proyectos emblemáticos de vivienda como el desarrollo de nuevos barrios de vivienda social de alto estándar en madera (Sierra & Ugarte, 2016) y la apuesta por el desarrollo de edificios de vivienda de seis pisos en madera anunciados por las autoridades de gobierno en el 2018 (Corporación Chilena de la Madera, 2019) (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2018).

Este artículo busca cuantificar los efectos antes descritos, a través del análisis de las tendencias de selección de sistemas constructivos para su uso en la construcción de viviendas en Chile, y en contraste respecto a la implementación de los distintos requerimientos normativos de transmitancias térmicas establecidos para la envolvente de una edificación con mismo destino. Analizando los efectos de estas políticas públicas, en base a los costos de los distintos materiales utilizados por los sistemas



constructivos; y la evaluación de sus efectos en la reducción de las demandas térmicas de calefacción, que son el principal foco de estas iniciativas.

## 2. METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 2.1. Tendencias de la construcción

En Chile no existen bases de datos específicas respecto a la materialidad estructural de las viviendas construidas; ya que, si bien herramientas estadísticas como el censo nacional hacen referencia a la materialidad de las viviendas, esta solo considera los acabados visibles y no permite tener datos confiables respecto a la estructura interior de los elementos que la componen. Por otra parte, si bien cada municipio del país es el encargado de llevar un registro de los proyectos autorizados, no existe una base de datos consolidada a nivel nacional. Es así como la única fuente oficial de información de las tendencias de construcción en Chile, aunque no específicamente diseñada para este fin, es el Formulario Único de Estadísticas de Edificación elaborado por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) y que debe ser completado cada vez que se solicita un permiso para la edificación de un proyecto. Es importante destacar que dicho formulario no necesariamente se condice con los proyectos edificados en la realidad, pudiendo existir proyectos que no fueron ejecutados.

Así, se realizó un levantamiento de información estadística tomando como fuente de información las bases de datos de INE entre los años 2002 y 2017, que son los años en que el formulario único ha estado en vigencia. El análisis de esta fuente busca como principal objetivo conocer el comportamiento a través del tiempo de la madera y de los principales materiales de construcción para edificaciones con destino residencial en Chile, presentándose sus resultados a continuación.

#### 2.1.1. Comportamiento de los principales materiales de construcción

La Figura 60 muestra el comportamiento de la construcción en las últimas décadas, presentando un incremento entre el año 2002 al 2006, asociado a las altas tasas de crecimiento del país en ese periodo; seguido de una caída importante entre los años 2006 y 2010, en el marco de la crisis económica internacional de 2008; para luego retomar su crecimiento a partir del año 2010, y especialmente asociado al periodo de reconstrucción en forma posterior al gran terremoto que azotó a la zona centro-sur de Chile en febrero de ese año. Se destaca que, en los últimos dos años de este estudio entre 2015 y 2017, se ha experimentado una fuerte caída, probablemente asociada al menor desempeño económico del país, el término de algunas franquicias tributarias al sector construcción, y a un escenario internacional menos propicio para las nuevas inversiones.

Este análisis también muestra que la superficie autorizada de hormigón está ligada fuertemente a la superficie autorizada total, dando señales de la importancia de este material en el contexto nacional y su asociación a edificaciones de vivienda de gran altura. También es relevante destacar el descenso constante de la albañilería de ladrillo cerámico, la cual prácticamente desde el año 2004 presenta una baja con un leve repunte en el año 2011, a causa de los esfuerzos de reconstrucción posterior al terremoto del



2010. En el caso de la madera, se muestra un crecimiento sostenido desde el inicio de la muestra estadística, el que aunque no tiene hitos de crecimiento importante, si muestra una tendencia porcentual por sobre el crecimiento natural del parque de viviendas en el segmento de 1 a 6 pisos. Es importante destacar que en el año 2016 la madera alcanza a la albañilería en los metros cuadrados autorizados, y que en el 2017 pasa a ser el segundo material de elección de los desarrolladores inmobiliarios en el país.

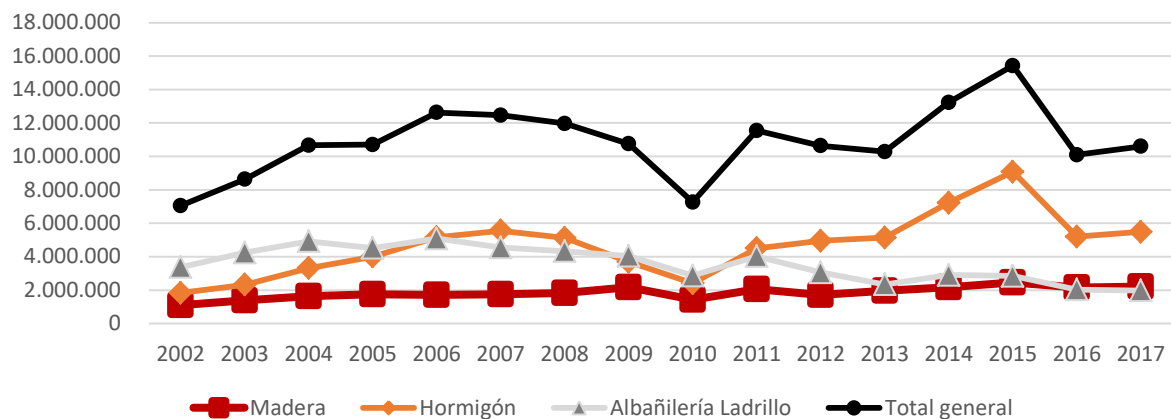


Figura 60: Superficie autorizada (m2) para los principales materiales de construcción

### 2.1.2. Comportamiento según número de pisos

La Figura 61 muestra el comportamiento de la superficie autorizada según agrupación por número de pisos. La tendencia de edificaciones de 7 o más pisos se muestra al alza, lo que es consecuente con un proceso de densificación de las ciudades que está sucediendo en muchos países en vías de desarrollo, y significando por consiguiente una reducción del número de nuevas estructuras de viviendas de 1 y 2 pisos. En los grupos de 3 a 6 pisos, el caso chileno tiene un comportamiento relativamente constante en el tiempo, aunque muestra un incremento en el último año de este estudio. A pesar de lo anterior, comparando el agrupamiento de 1 a 6 pisos, con los metros cuadrados de proyectos de 7 o más pisos; el primero concentra el 73,6% de la superficie autorizada en el 2017, resultado consistente con la evolución histórica del periodo de la muestra.

En Chile, al igual que en la mayor parte del mundo, el uso de la madera como material estructural se concentra principalmente en el segmento de 1 a 6 pisos. Segmento en el que la madera se presenta como competitiva desde el punto de vista técnico-normativo y de los costos asociados a su construcción; demostrado ser una solución eficiente ante los distintos requerimientos regulatorios y adaptable a las tendencias de la industria de la construcción.

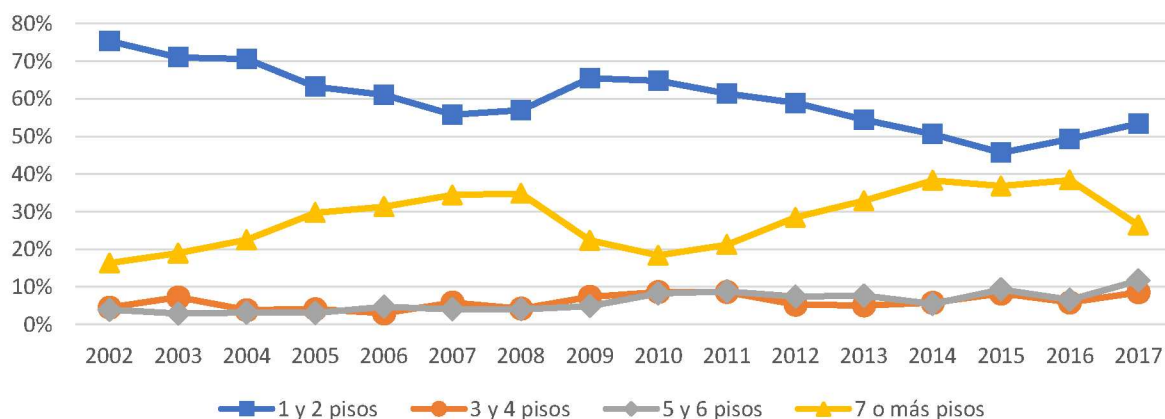


Figura 61: Superficie autorizada (m2) expresado en porcentaje según agrupación por número de pisos

### 2.1.3. Comportamiento de los principales materiales de construcción en el rango de 1 a 6 pisos

La Figura 62 muestra el comportamiento de la madera en el segmento de 1 a 6 pisos, tendiendo esta siempre al alza. Es importante destacar que, en el caso del hormigón y la albañilería, se pueden apreciar leves bajas asociadas a la implementación de nuevas normativas de mínimos de aislamiento térmico en la edificación en el año 2007 y 2015 (año de masificación de requerimientos normativos implementados en 2014); situación que no ocurre en el caso de la madera, y que se podría explicar por una demora de la industria en ponerse al día con requerimientos más restrictivos, y que representan una complicación para sistemas constructivos térmicamente menos aislantes que la madera.

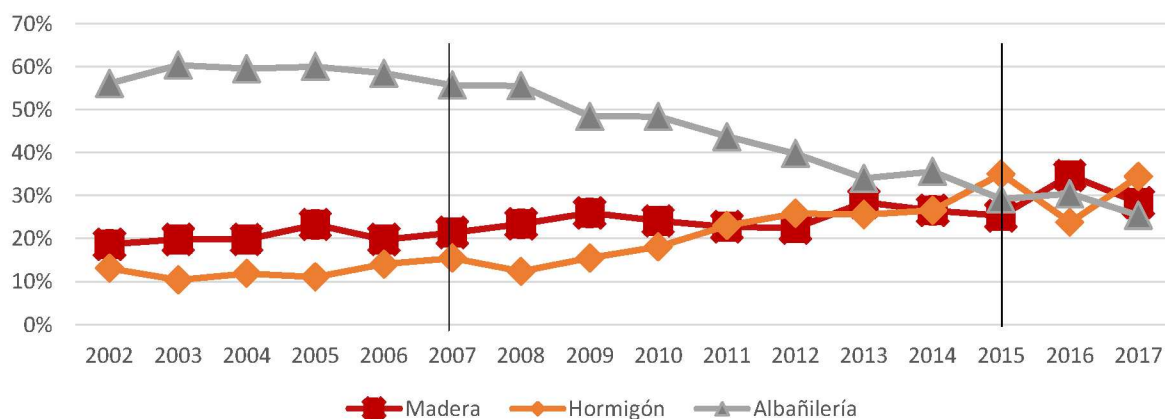
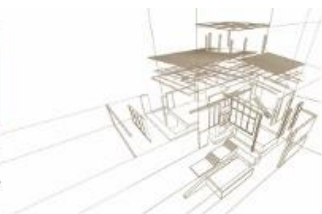


Figura 62: Superficie autorizada (m2) expresada en porcentaje para edificaciones de 1 a 6 pisos de los principales materiales de construcción, se marcan entrada en vigencia de normativas térmicas del año 2007 y 2014.

La Figura 62 anterior muestra que la albañilería presenta una tendencia a la baja en concordancia con la aplicación de cada reglamentación térmica nueva. A pesar de ello, hasta 2014 se presentaba como la principal materialidad de elección, debido a su uso tradicional en la construcción del sector centro-norte del país. Así, el espacio perdido



por la albañilería es ocupado por la madera y el hormigón, siendo el 2016 y 2017 superada por la madera.

Así, la madera tiende a incrementar su participación luego de cada aplicación de reglamentación térmica, y especialmente luego del año 2015, donde pasa de 25,3% ese año a 39,0% el 2017. Esto no ocurre en la albañilería y el hormigón, los que muestran bajas luego de cada implementación.

Al segmentar la participación de los distintos materiales según número de pisos (ver Figura 63) se puede apreciar que la madera tiene presencia casi exclusivamente en el segmento de 1 y 2 pisos; presentando una leve participación en edificaciones de 3 y 4; y no teniendo presencia alguna en el segmento de 5 a 6 pisos. Es así como las estructuras en madera aún tienen una oportunidad importante de crecimiento en el país, y considerando los cada vez más restrictivos requerimientos de desempeño térmico-normativo, ser una alternativa viable para las futuras edificaciones de viviendas.

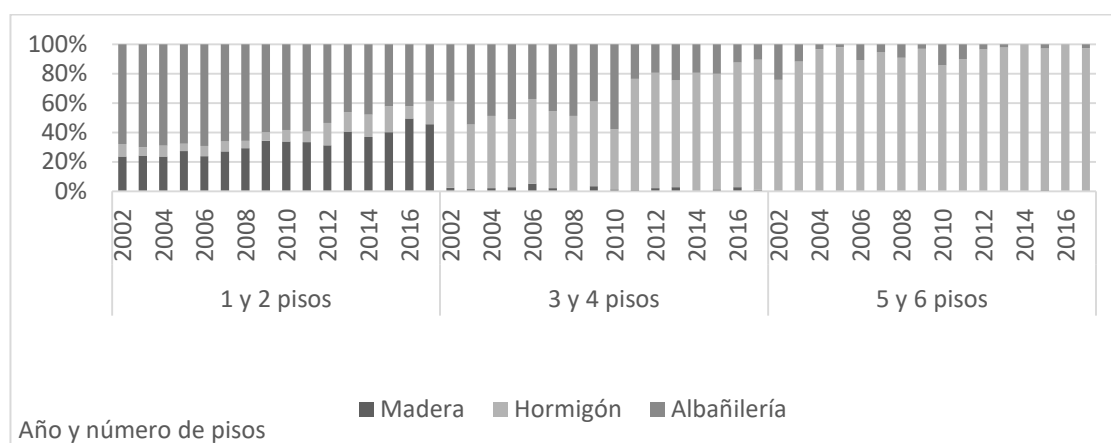


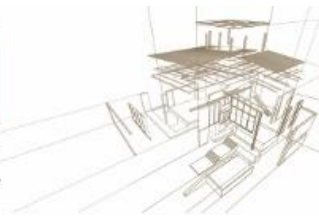
Figura 63: Comportamiento de la superficie autorizada (m<sup>2</sup>) expresada en porcentaje para los principales materiales de construcción, según número de pisos para edificaciones de 1 a 6 pisos

## 2.2. Soluciones constructivas para cada reglamentación térmica

Con el fin de analizar el potencial de crecimiento de la madera en el segmento 1 a 6 pisos, de la mano de las regulaciones que apuntan a una mayor eficiencia energética en el sector vivienda chileno, se lleva a cabo una evaluación de soluciones constructivas para cada reglamentación térmica y según su presencia en el mercado nacional. Así, se dividió el país en 4 macrozonas (Norte: R. Arica y Parinacota a R. Atacama; Centro: R. Coquimbo a R. Maule; Sur: R. Biobío a R. Los Lagos y Austral: R. Aysén a R. Magallanes), entendiendo las similitudes de requisitos regulatorios de cada una de ellas y a la existencia de un desarrollo económico similar, representados en una capital zonal. Así, los casos definidos para este estudio son los detallados en la Tabla 17.

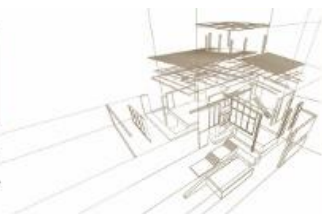
Tabla 17: Soluciones constructivas utilizadas para estudio, según normativa y sistema constructivo

	MACROZONA	NORTE	CENTRO	SUR	AUSTRAL
Reglamentación	U máx. 2000 (W/m <sup>2</sup> K)	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.



Térmica de 2000	Madera	Solución constructiva vivienda 1 y 2 pisos	OSB, PD, YC	OSB, PD, YC	OSB, PD, YC	OSB, PD, YC
		U (W/m <sup>2</sup> K)	3,49	3,49	3,49	3,49
		Solución constructiva edificio 6 pisos	YC, OSB* PD*, CA138, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA138, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA138, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA138, OSB*, 3YC
		U (W/m <sup>2</sup> K)	1,31	1,31	1,31	1,31
	Hormigón	Solución constructiva	HA	HA	HA	HA
		U (W/m <sup>2</sup> K)	3,9	3,9	3,9	3,9
	Albañilería	Solución constructiva	AL	AL	AL	AL
		U (W/m <sup>2</sup> K)	2,1	2,1	2,1	2,1
Reglamentación Térmica de 2007	U máx. 2007 (W/m <sup>2</sup> K)		4,0	1,9	1,7	0,6
	Madera	Solución constructiva vivienda 1 y 2 pisos	OSB, PD, LV, YC	OSB, PD, LV, YC	OSB, PD, LV, YC	OSB, PD, LV, YC
		U (W/m <sup>2</sup> K)	0,47	0,47	0,47	0,47
		Solución constructiva edificio 6 pisos	YC, OSB* PD*, CA58, LV, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA58, LV, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA58, LV, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA58, LV, OSB*, 3YC
		U (W/m <sup>2</sup> K)	0,37	0,37	0,37	0,37
	Hormigón	Solución constructiva	HA, PE10, YC*	HA, PE10, YC*	HA, PE20, YC*	HA, PE60, YC*
		U (W/m <sup>2</sup> K)	1,9	1,9	1,3	0,6
	Albañilería	Solución constructiva	AL, PE10, YC*	AL, PE10, YC*	AL, PE10, YC*	AL, PE50, YC*
		U (W/m <sup>2</sup> K)	1,3	1,3	1,3	0,6
	Reglamentación Térmica de 2014	U máx. 2014 (W/m <sup>2</sup> K)		4,0	0,8	0,4
Madera		Solución constructiva vivienda 1 y 2 pisos	OSB, PD, LV, YC	OSB, PD, LV, YC	OSB, PD, LV*, YC	OSB, PD, LV**, YC
		U (W/m <sup>2</sup> K)	0,47	0,47	0,38	0,34
		Solución constructiva edificio 6 pisos	YC, OSB* PD*, CA18, LV***, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA18, LV***, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA18, LV***, OSB*, 3YC	YC, OSB* PD*, CA18, LV***, OSB*, 3YC
		U (W/m <sup>2</sup> K)	0,28	0,28	0,28	0,28
Hormigón		Solución constructiva	HA, PE10, YC*	HA, PE60, YC*	HA, PE90, YC*	HA, PE140, YC*
		U (W/m <sup>2</sup> K)	1,9	0,6	0,4	0,3
Albañilería		Solución constructiva	AL, PE10, YC*	AL, PE50, YC*	AL, PE70, YC*	AL, PE100, YC*
		U (W/m <sup>2</sup> K)	1,3	0,6	0,5	0,3

OSB: OSB 11,1mm; OSB\*: OSB 9,5mm; PD: Pies derechos 41x90mm @400mm; PD\*: Pie derecho 41x138mm @400mm; YC: Yeso cartón 15mm; YC\*: Yeso cartón 10mm; HA: Hormigón armado e= 140mm; AL: Albañilería de ladrillo e= 140mm; LV: Lana de vidrio 11kg/m<sup>3</sup> e= 80mm; LV\*: Lana de vidrio 35kg/m<sup>3</sup> e= 80mm; LV\*\*: Lana de vidrio 35kg/m<sup>3</sup> e= 90mm; LV\*\*\*: Lana de vidrio 35kg/m<sup>3</sup> e= 90mm; PE: Poliestireno expandido 15kg/m<sup>3</sup> e=variable (indicado en la tabla en mm); CA: Cámara de aire e= variable (indicado en tabla en mm)



Estas soluciones son presupuestadas según viviendas tipo, cruzando información de costos de construcción entregada en informe elaborado por la Dirección de Extensión en Construcción de la Escuela de Construcción Civil de la Pontificia Universidad Católica de Chile, DECON UC (DECON UC, 2019) y el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile a través de sus tablas de costos de construcción regionales. Según el análisis estadístico de presencia de los distintos materiales previamente expuesto, y en consideración a su presencia real en el parque de viviendas de los últimos años, se contrasta el costo de construcción de la madera solamente con la albañilería para viviendas de 1 y 2 pisos; mientras que en el caso de edificios de 3 a 6 se considera el costo de construcción de un edificio tipo de 6 pisos de altura.

*Tabla 18: Costo construcción vivienda tipo, según soluciones constructivas, normativa y ejecución en obra (USD/m<sup>2</sup>)*

Norma térmica	Zona	Vivienda 1 piso aislada			Vivienda 2 pisos pareada			Edificio 6 pisos		
		Albañilería	Madera	Var. %	Albañilería	Madera	Var. %	Hormigón	Madera	Var. %
2000	Norte	913	879	4%	727	721	1%	564	635	-11%
	Centro	776	754	3%	628	631	0%	502	570	-12%
	Sur	811	789	3%	610	614	-1%	547	626	-13%
	Austral	998	958	4%	802	734	9%	NA	590	NA
2007	Norte	963	909	6%	780	758	3%	597	651	-8%
	Centro	815	771	6%	671	652	3%	537	577	-7%
	Sur	853	815	5%	657	623	5%	547	631	-13%
	Austral	1.107	989	12%	857	814	5%	NA	672	NA
2014	Norte	963	909	6%	780	758	3%	599	651	-8%
	Centro	859	771	11%	719	652	10%	562	577	-3%
	Sur	929	856	9%	737	636	16%	606	644	-6%
	Austral	1.201	1.043	15%	857	787	9%	NA	706	NA

*\*Cabe destacar que el costo asociado a las soluciones constructivas en madera, para el caso de edificios, considera la implementación de un sistema completamente industrializado, con sus consecuentes optimizaciones en recursos y tiempos de ejecución (McKinsey Global Institute, 2017), (Smith, 2010)*

La tabla de costos de construcción, según tipología de vivienda y material seleccionado, muestra que la implementación de valores normativos mínimos de aislamiento térmico (máximas transmitancias térmicas), tienden a hacer más atractivo económicamente una solución en madera de entramado ligero. Esto entendiendo que, a igual requerimiento estructural y normativo, el aislamiento térmico del sistema de entramado de madera tenderá a ser mejor que el de otros sistemas tradicionales; atendiendo a que la madera tiene una menor conductividad térmica y permite tener cavidades dentro de su entramado estructural, que pueden ser fácilmente llenadas con aislamiento térmico como lana de vidrio o similar. También es importante considerar que, a mayor altura de la edificación, la sección de madera del entramado tenderá a aumentar, por su requerimiento estructural, y por ende el espesor de la cámara disponible para incorporar aislamiento térmico.

Así, si bien el escenario normativo del año 2000, que solo requería valores mínimos de desempeño térmico para cubiertas, presentaba costos competitivos de construcción entre



la albañilería y la madera para viviendas de 1 a 2 pisos, y ampliamente ventajosos para el hormigón en edificios de 6 pisos; bajo los estándares definidos para el año 2014, esto se revierte presentando al sistema constructivo en madera como más atractivo en el segmento 1 a 2 pisos, y como una alternativa competitiva en el segmento de 6 pisos.

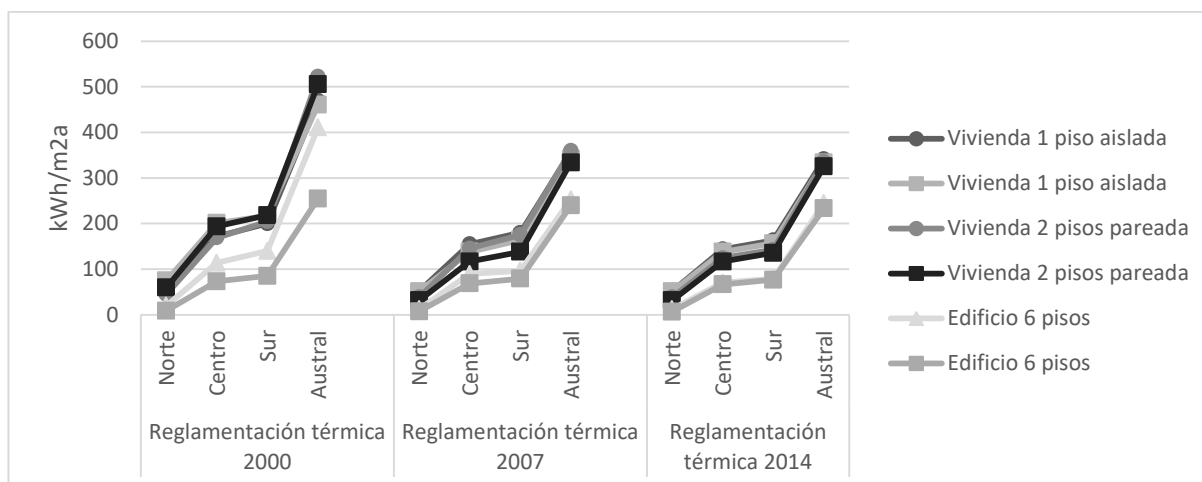


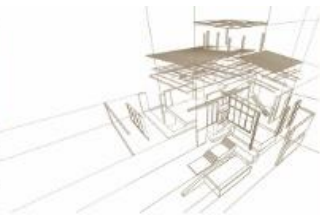
Figura 64: Demandas térmicas (kWh/m<sup>2</sup> año) para las soluciones constructivas

Los gráficos muestran que a pesar de que la madera exhibe resultados favorables en cuanto a reducir la demanda de calefacción, esta diferencia no es significativa excepto en casos puntuales, como lo podría ser en la Zona Austral (clima frío) para la reglamentación térmica del año 2000 en la tipología de edificio en donde la madera muestra un resultado de 313,1 kWh/m<sup>2</sup>a contra del hormigón que muestra 411,0 kWh/m<sup>2</sup>a. En este caso, existe una diferencia absoluta de 97,7 kWh/m<sup>2</sup>a. Otro caso que muestra un resultado destacable es la solución en la Zona Norte con la reglamentación térmica del año 2007 en la tipología de edificio, donde la madera muestra un resultado de 6,7 kWh/m<sup>2</sup>a y el hormigón un 12,3 kWh/m<sup>2</sup>a. En este caso la diferencia absoluta no es tan relevante, sino que es destacable la diferencia porcentual (84%)

### 3. CONCLUSIÓN

El estudio sobre la tendencia de elección de materiales para la construcción de viviendas en Chile, muestra que la elección de la madera como material principal de construcción ha ido aumentando año a año, llegando a ser el segundo material a partir del año 2015, y frente a una caída continua de otros materiales como la albañilería. También se muestra que la madera se encuentra actualmente relegada al segmento de edificaciones de 1 a 2 pisos, existiendo un espacio de crecimiento importante en el segmento de 3 a 6 pisos; segmento en el cual el hormigón armado a desplazado a la albañilería, y en el cual la madera históricamente no ha tenido presencia en el país.

Los resultados de este trabajo también señalan que, de no mediar requerimientos normativos mínimos de aislamiento térmico en la envolvente, la construcción de viviendas con soluciones menos eficientes de aislamiento térmico como la albañilería y el hormigón, pueden resultar más competitivas desde una perspectiva económica. Es más, de considerarse solamente la regulación establecida en el año 2000 para



techumbres, ésta no muestra mayores efectos en la selección de madera para nuevas edificaciones. Es sin embargo relevante destacar, que la implementación de requerimientos mínimos de transmitancia térmica para muros de la envolvente, si presenta un incentivo claro para el uso de sistemas de entramado de madera; cómo se puede apreciar en el aumento de la tendencia del uso de la madera, en forma posterior a la implementación de los requerimientos establecidos en el año 2007 para toda la envolvente de la edificación. Esto entendiendo que la madera presenta una menor conductividad térmica y a que la cavidad interna dejada por el entramado estructural, permite incorporar aislación térmica a bajo costo y por sobre el estándar obtenido por otros sistemas masivos.

Es importante destacar, que los incrementos en los requerimiento de aislamiento térmico establecidos para la normativa del año 2014, para algunas zonas del país, si bien tienden a equiparar las demandas de calefacción entre distintos sistemas constructivos; se aprecia que debido a los grandes espesores de aislamiento térmico adicionados a los sistemas masivos, las soluciones de entramado ligero de madera pueden llegar a ser un 15% más competitivas económico respecto a la albañilería, en viviendas de 1 a 2 pisos; mientras tenderán a equipararse en costos con edificios de seis pisos en hormigón, con variaciones que pueden llegar a ser inferiores al 3% en el costo de construcción.

Es también importante destacar que, para obtener los resultados esperados de eficiencia energética en viviendas de entramado de madera, es fundamental abordar los problemas asociados a la hermeticidad al paso del aire de la envolvente. Esto ya que, una vivienda en madera con sellos deficientes puede llegar a tener una tasa de infiltraciones equivalente al doble de una de albañilería u hormigón (Universidad del Bío-Bío); afectando en igual medida las demandas asociadas a calefacción y dejando sin efecto el objetivo de mejora del aislamiento térmico buscado por las normativas. Es más, los requerimientos técnicos establecidos en la normativa del año 2014 establecen especificaciones mínimas respecto a la hermeticidad de las viviendas, y que tenderán a ser más restrictivos en nuevas versiones. De igual forma, y no menos relevante, existe importante experiencia internacional respecto al riesgo del sobrecalentamiento de edificios de entramado de madera, pudiendo incrementarse este riesgo frente a condiciones de mayor hermeticidad de la envolvente.

Debido lo anterior, se plantea que futuras investigaciones apunten a ahondar en los efectos que podría tener la implementación de normas relativas a la hermeticidad al paso del aire en estructuras de entramado de madera. Al igual que el efecto en otras variables relevantes, como el sobrecalentamiento interior en viviendas de madera con baja inercia térmica y alta hermeticidad.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Corporación Chilena de la Madera. (24 de Julio de 2019). *Madera 21*. Obtenido de <https://www.madera21.cl/licitacion-minvu-serviiohiggins-edificio-madera/>
- Corporación Chilena de la Madera. (10 de Abril de 2019). *Madera21*. Obtenido de <https://www.madera21.cl/e2e-y-su- apuesta-por-industrializar-la-construccion-en-madera/>



- DECON UC. (2019). *Evaluación de presupuestos de construcción de viviendas en madera*. Santiago.
- McKinsey Global Institute. (2017). *Reinventing Construction: A Route to higher productivity*. McKinsey&Company.
- Ministerio de Energía. (2018). *Balance Nacional de Energía 2017*.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (23 de Noviembre de 2018). *MINVU*. Obtenido de <https://www.minvu.cl/noticia/agenda-ministerial/ministro-monckeberg-visita-terrenos-donde-se-construira-el-primer-edificio-de-madera-para-viviendas-sociales-del-pais/>
- Sierra, A., & Ugarte, J. (2016). *Eco-sustainable neighborhoods: Prefabricated economic Housing in Timber*.
- Smith, R. (2010). *Prefab Architecture, A guide to modular design and construction*.
- United Nations Environmet Programme. (2007). *Annual Report UNEP 2007*.
- Universidad del Bío-Bío. (s.f.). *Manual de hermeticidad al aire de edificaciones*.