



¿QUE 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^{1*}, Alexander Opazo-Vega ¹, Franco Benedetti¹

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

* Contacto: afjara@ubiobio.cl

CÓDIGO: 4620126

Resumen

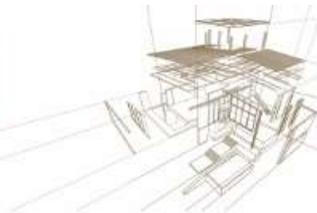
En los edificios de entramado liviano en madera es común que el diseño estructural quede controlado por sus desplazamientos laterales sísmicos. Esto se debe a que las normativas actuales persiguen el diseño de edificios sísmicamente resilientes con poco daño estructural y no estructural. Una de las formas 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 pseudo 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 pseudo-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.

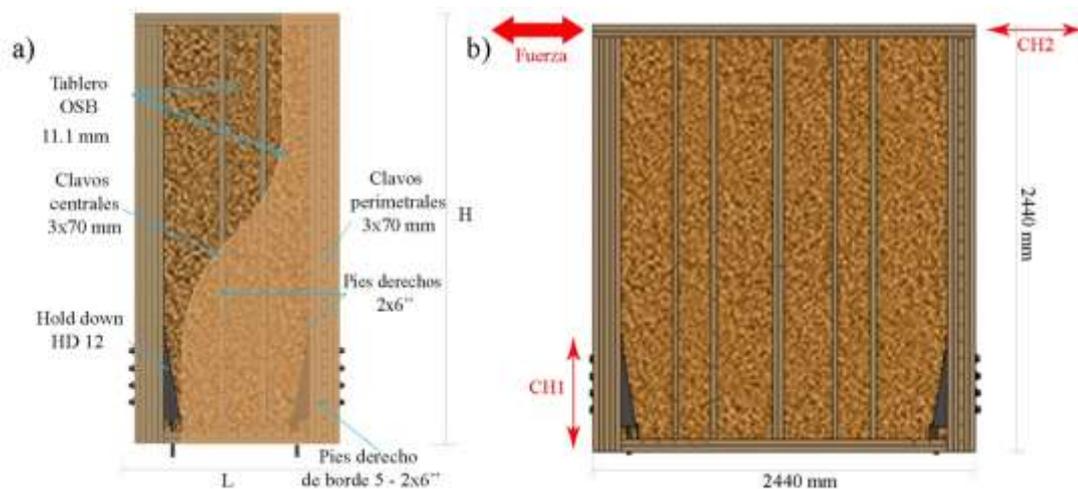


Figura 1: Esquema típico de muro de corte de madera: a) Razón de aspecto 2, b) Razón de aspecto 1.

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

Donde, K: Rigidez lateral total de un muro de corte (N/mm) , G_p : Módulo de corte placa de revestimiento (N/mm²) , 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), λ : Parámetro relacionado con la forma del panel, l : Largo del muro de corte (mm), τ : Es un parámetro que considera la distancia entre anclajes Hold Down.

En la Ec.(1) el termino 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).

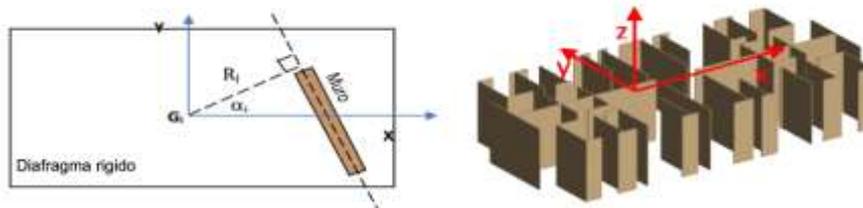
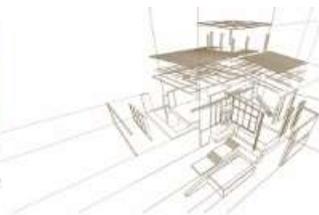


Figura 2: Modelo Pseudo-tridimensional

$$[\beta^j]_{(n \times 3n)} = [-\sin \alpha_j \cdot [I] \ ; \ \cos \alpha_j \cdot [I] \ ; \ [R_j]] \quad (2)$$

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

Donde, K_c : Matriz de rigidez lateral del edificio en coordenadas de piso (N/mm), β : Matriz de transformación de coordenadas locales a coordenadas globales, α (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.

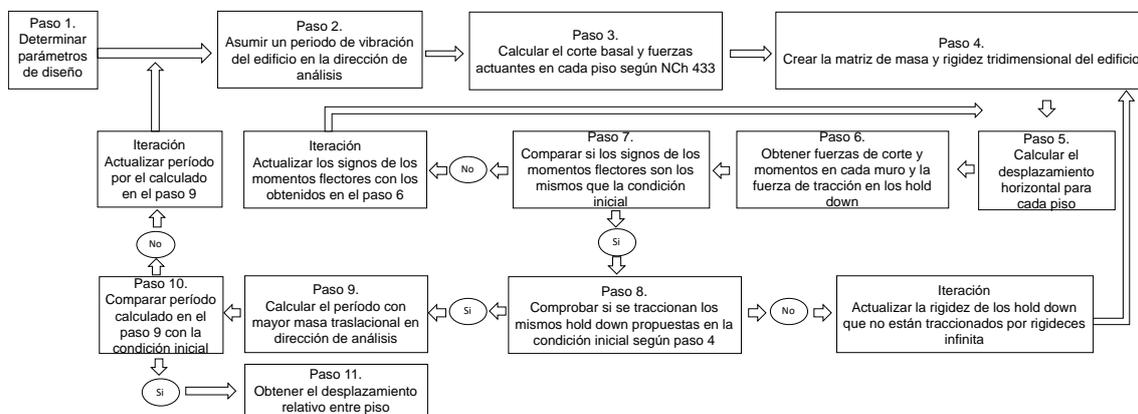


Figura 3: Diagrama de flujo metodología ampliada

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.

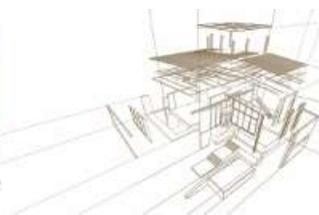


Tabla 1: Variables que influyen en los desplazamientos laterales de edificios de madera.

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.

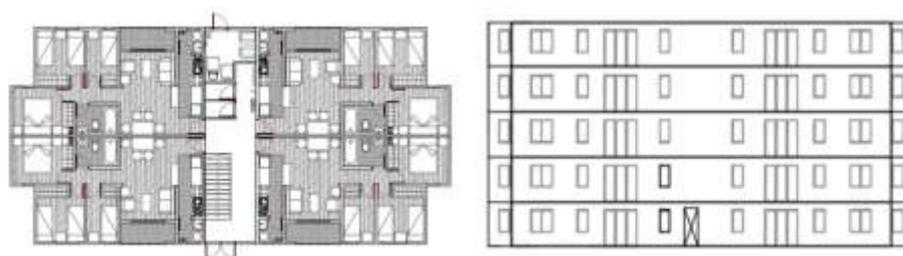


Figura 4: Vista en planta y fachada de la configuración arquitectónica tipo de 5 pisos

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 $F_{Xi/yb}$ 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/mm²), con desviaciones estándar de 150 (N/mm²) 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.

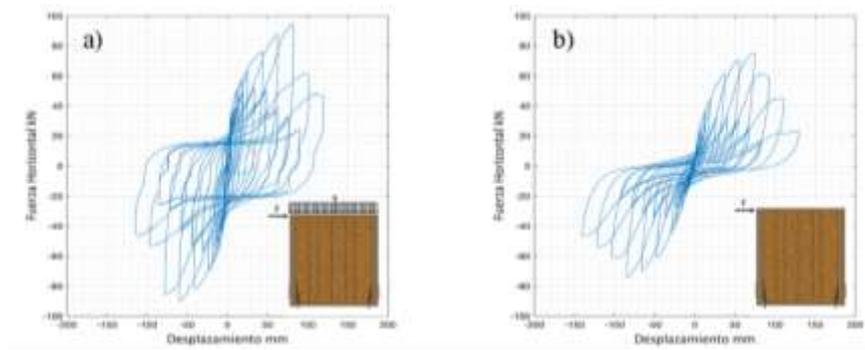


Figura 5: Curva de histéresis Fuerza-Desplazamiento lateral para ensayos cíclicos de muros de corte con relación de aspecto 1: a) Con carga axial, b) Sin carga axial

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.

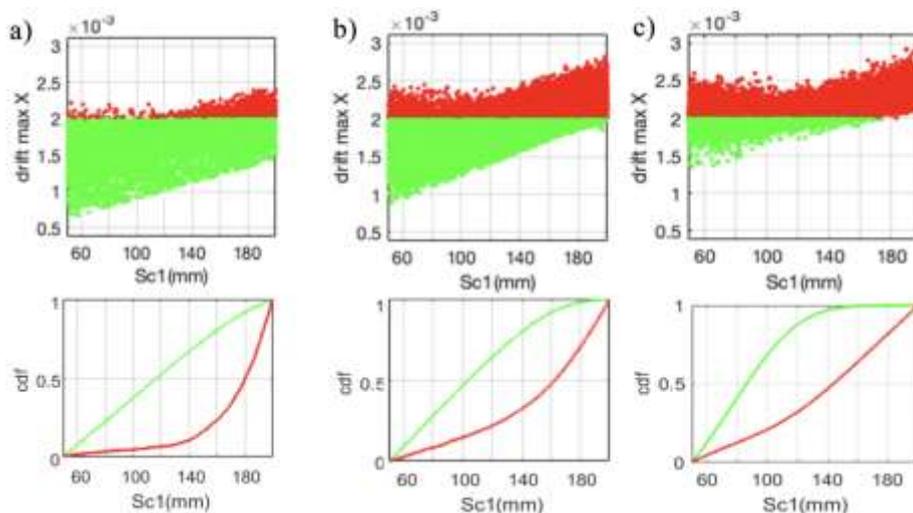


Figura 6: Resultados de mapeo de variables influyentes con método RSA para drift máximo en dirección transversal Y en: a) 3 pisos, b) 4 pisos, c) 5 pisos

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



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.

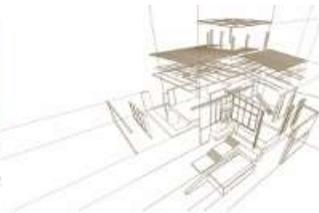
Finalmente, los resultados del análisis de sensibilidad con el método RSA mostraron que para lograr modelos “bien comportados”, con valores de drift menores a 0.0020, generalmente es fundamental especificar lo siguiente en los dos primeros pisos: limitar los desplazamientos entre clavos en la unión OSB-madera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