



## 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, Sydney.

\* Contacto: xavestrella@gmail.com

CÓDIGO: 4620222

#### 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.

Notación	Protocolo de carga	Longitud [mm]	Espaciamiento de clavos [mm]
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 (Guñez 2018).

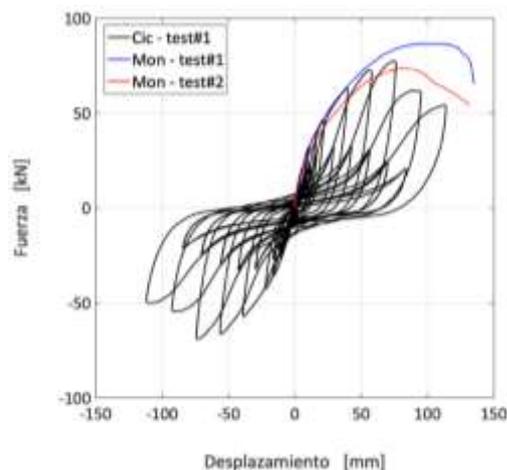


Figura 1: Disposición del ensayo y resultados monotónicos y cíclicos para muros de 2400 mm.

### 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.

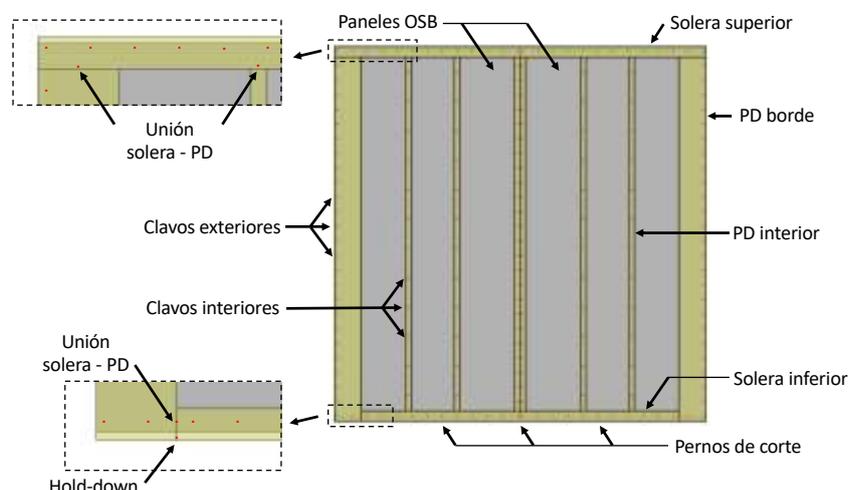
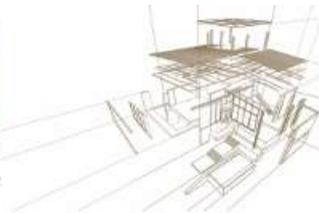


Figura 2: Representación gráfica del modelo no-lineal para muros marco-plataforma.



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.

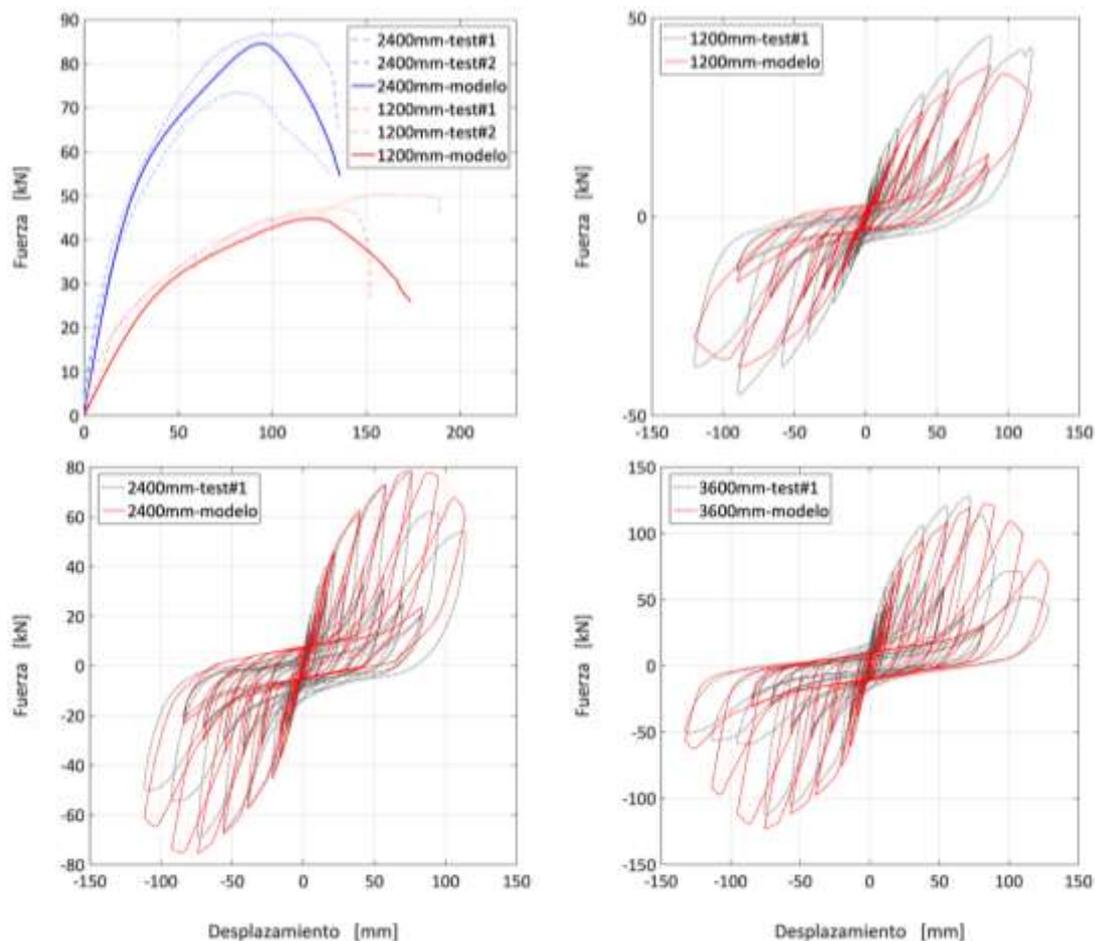
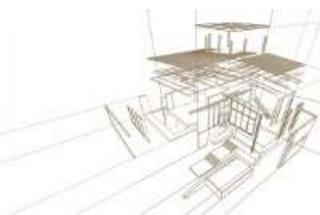
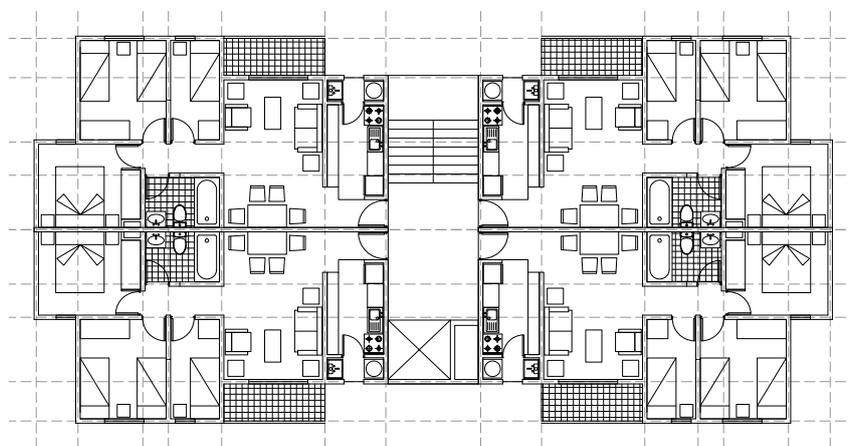


Figura 3: Comparación de los resultados de las modelaciones monotónicas y cíclicas del modelo numérico propuesto con las respuestas experimentales.



#### 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.

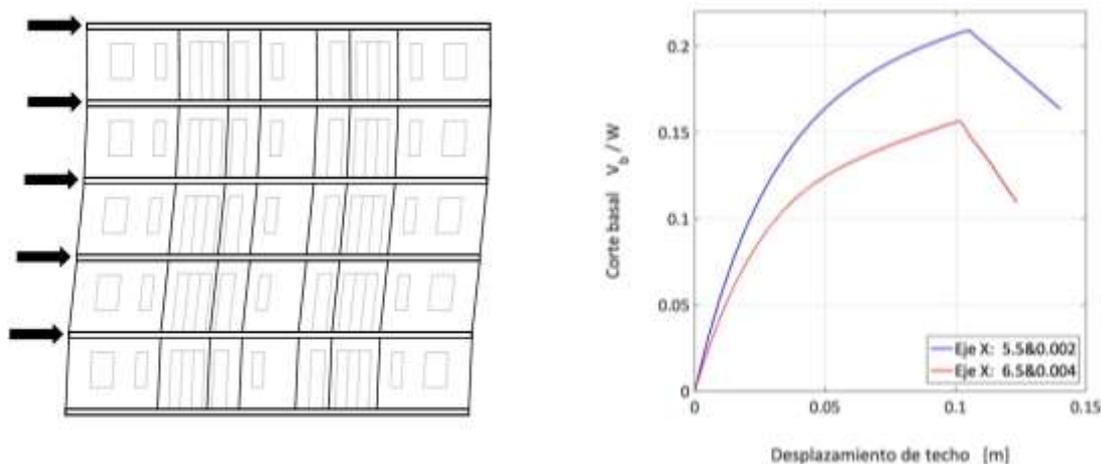


Figura 5: Resultados estáticos de edificio "C" para dos combinaciones de factores de diseño.

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 escalaban monotónicamente 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  $S_{aCol}$  obtenida para un drift de piso de 3%, y el coeficiente sísmico correspondiente al sismo máximo creíble  $S_{aMCE}$ , definido como 1.2 veces el sismo de diseño.

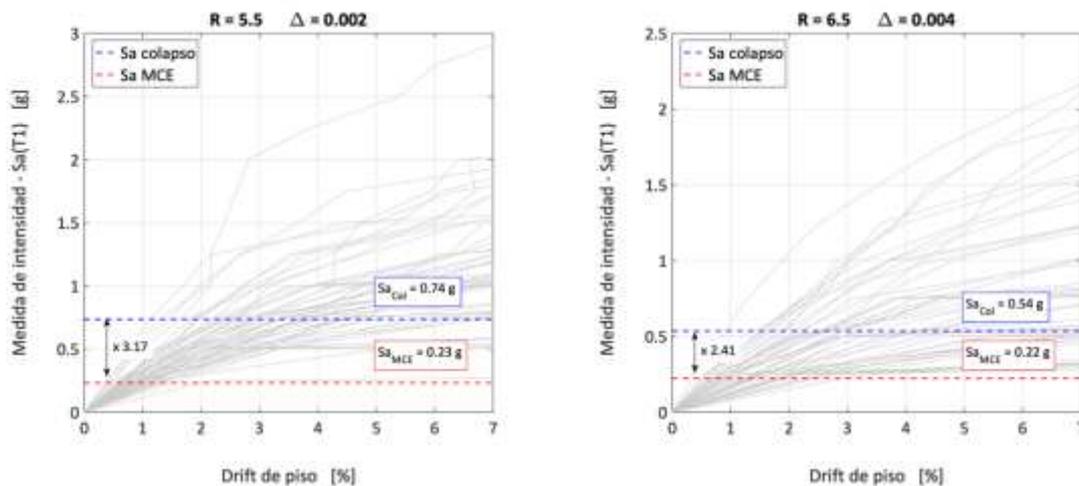


Figura 6: Curvas IDA de edificación “C” para distintos factores de diseño sísmico.

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  $CMR = S_{aCol} / S_{aMCE}$ . Para los casos mostrados en la Figura 6 los CMRs son 3.17 y 2.41. Pevio 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).

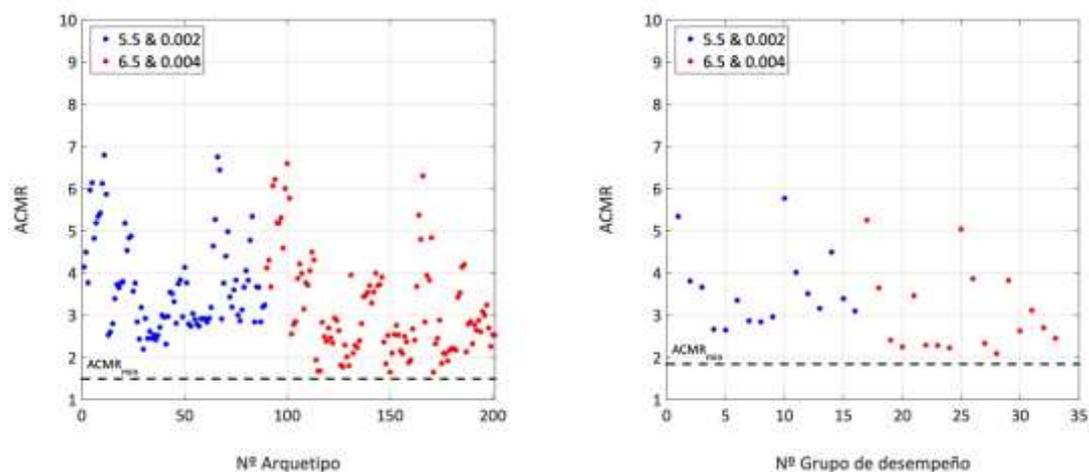


Figura 7: Valores de ACMR para (a) arquetipos analizados y (b) grupos de desempeño.

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

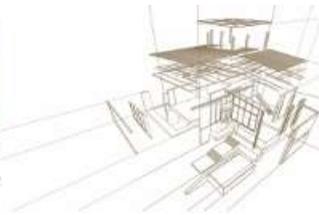
Este artículo presenta el desarrollo de un proyecto encabezado por el Centro de Innovación en Madera CIM-UC que tiene por objetivo analizar la factibilidad de usar de factores sísmicos menos conservadores en el diseño se edificios marco-plataforma en



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.

## 7. 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.



- Guíñez 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, Montaña 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.