



## 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

CÓDIGO: 4620226

### 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).

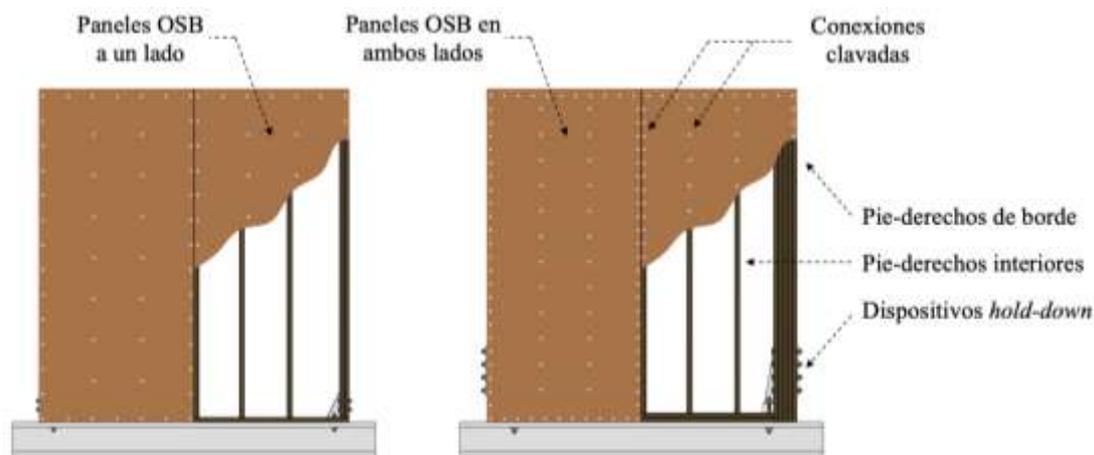
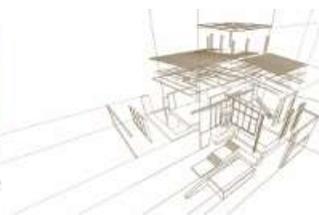


Figura 1: Comparativa entre (a) muro marco plataforma tradicional y (b) "strong".

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. Guñez 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.

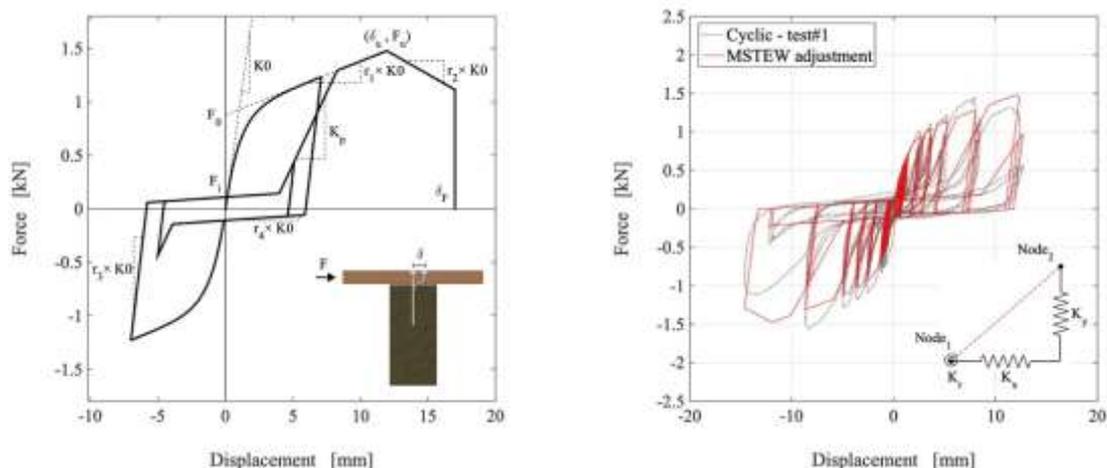
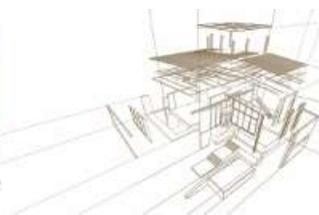


Figura 2: (a) descripción del modelo MSTEW y (b) calibración a resultados experimentales.

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)	$F_I$ (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.

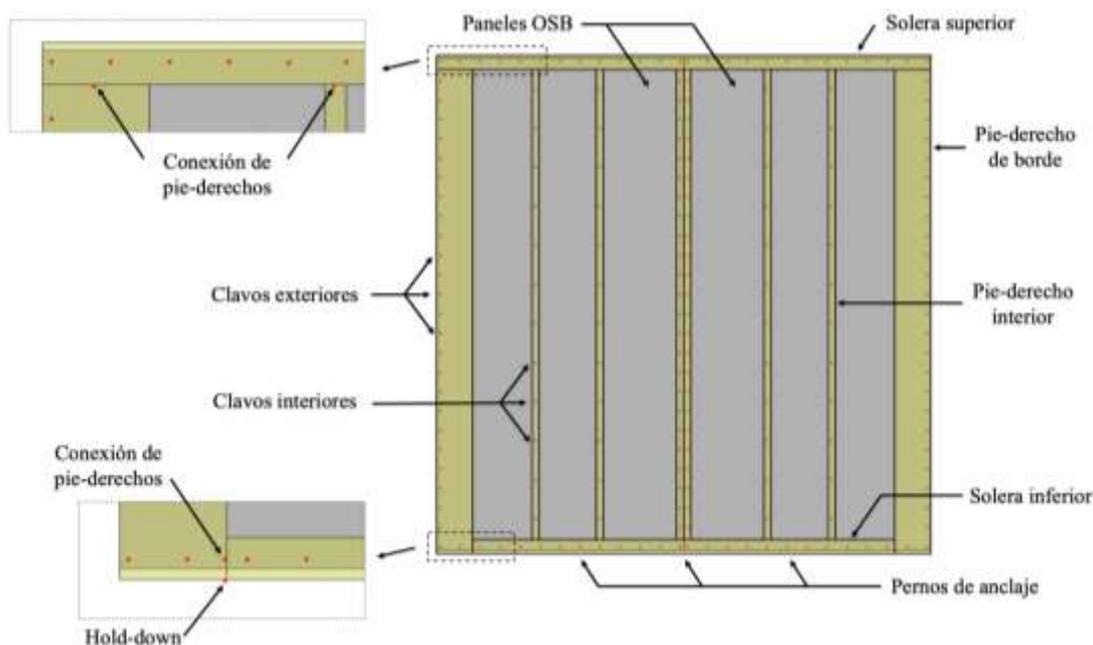


Figura 3: Esquema del modelo desarrollado.

### 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.

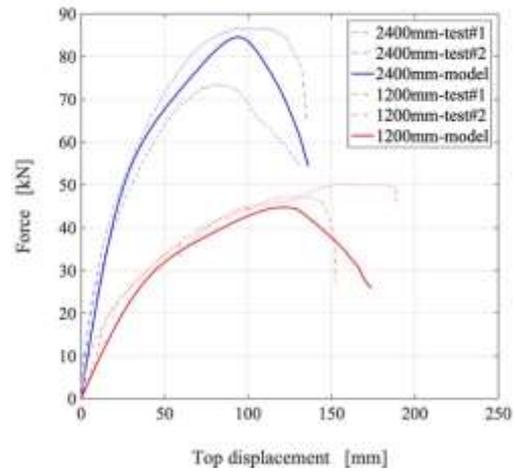
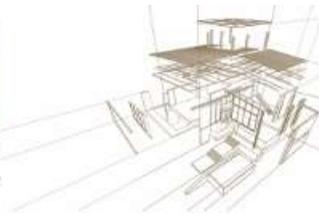


Figura 4: (a) configuración de ensayo monotónico, y (b) comparación de resultados experimentales y predicción del modelo.

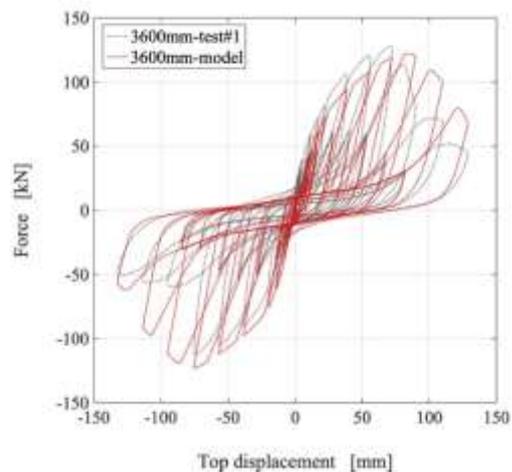
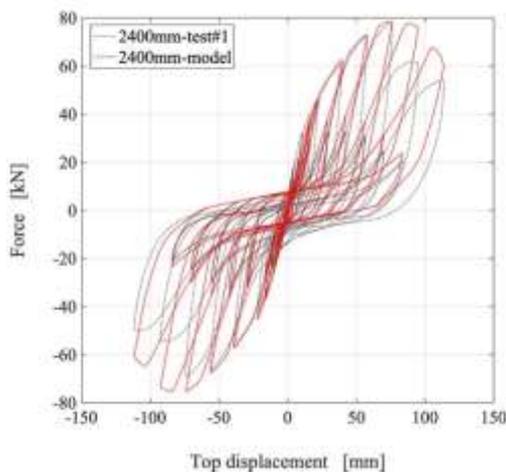
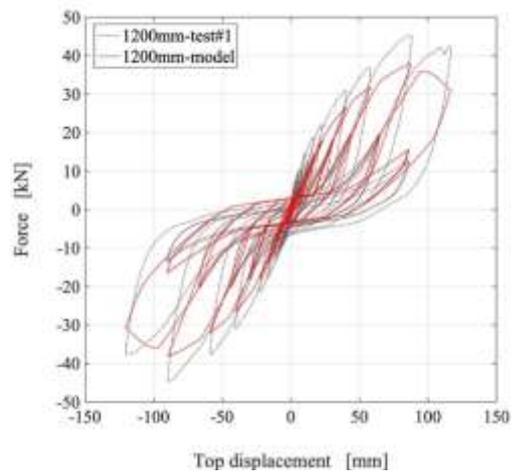
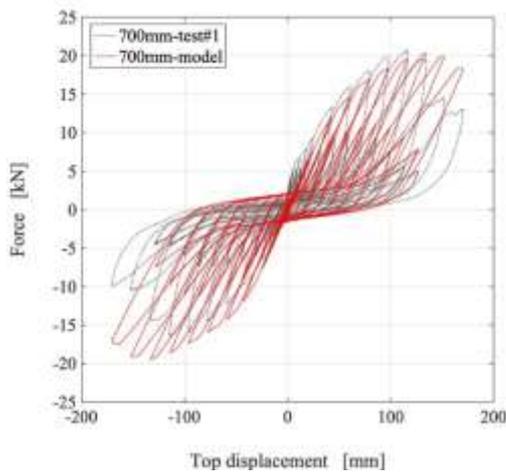


Figura 5: Comparación de resultados cíclicos de ensayos y modelos para muros de (a) 700 mm, (b) 1200 mm, (c) 2400 mm, y (d) 3600 mm de longitud.



La Figura 4 muestra buena concordancia entre los resultados de laboratorio y las predicciones del modelo para ambas tipologías de muro. El ensayo monótonico #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.

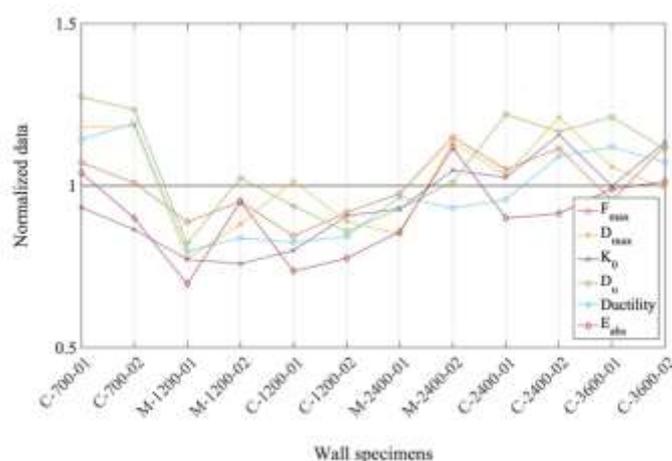


Figura 6: Evaluación cuantitativa del modelo propuesto.



## 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  $T_{\text{allowable}}$  del dispositivo provista en el catálogo de diseño, el cual también define la capacidad última  $T_{\text{ult}}$  como  $3T_{\text{allowable}}$ . La máxima fuerza de tensión alcanzada es  $1.52 T_{\text{allowable}}$ , es decir,  $0.51 T_{\text{ult}}$ . 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.

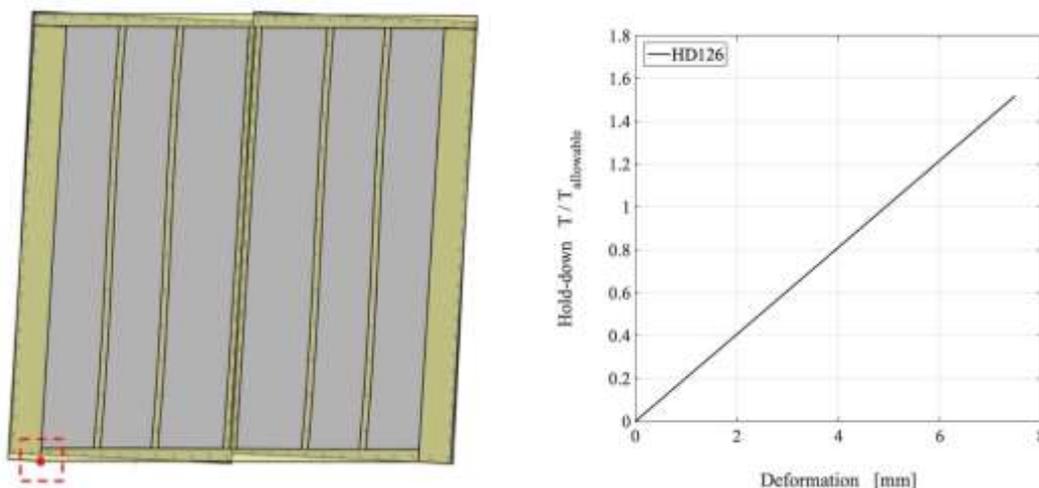


Figura 7: Demanda en sistema de anclaje.

### 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



monotónico 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 monotónico 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.

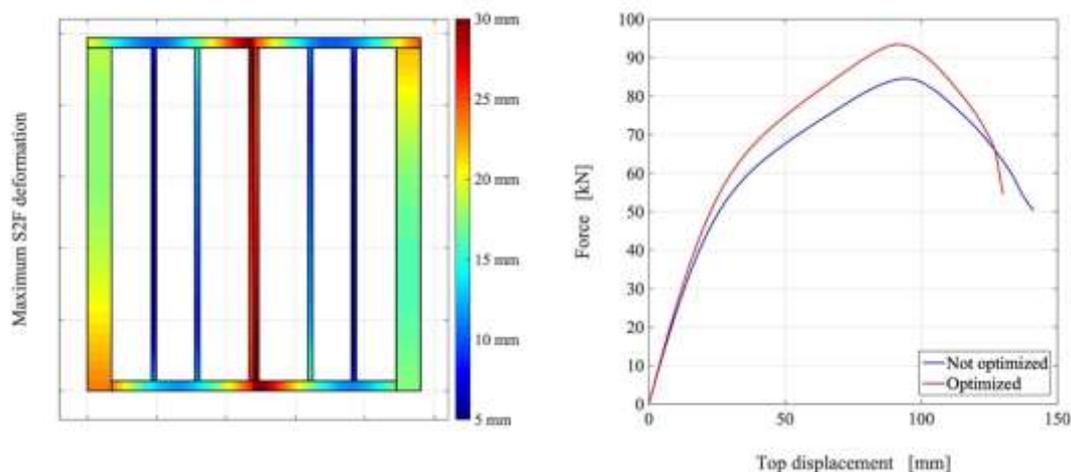


Figura 8: (a) demanda de deformación en las conexiones clavadas, y (b) comparación de resultados para diseño original y optimizado.

### 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.



## 6. 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.