

# Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño

Development of a prescriptive method for seismic design of middle height wood structures based on performance

Peter A. Dechent  
Rodrigo A. Silva  
Gian Carlo Giuliano  
James D. Dolan  
Jorge Crempien  
José M. Matamala  
Gustavo A. Acuña

## Resumen

En este trabajo se propone un método de diseño prescriptivo para edificios de madera tipo plataforma de mediana altura. Los métodos de diseño actuales basados en resistencia no prestan atención al desempeño estructural para sismos menores, y los métodos que si lo hacen son muy complejos lo que impide su uso extensivo. Este nuevo enfoque simplificará el diseño sísmico de edificios de madera evitando análisis complejos, y al mismo tiempo garantizará un desempeño óptimo para diferentes niveles de riesgo sísmico. El estudio se basó en el análisis de modelos estructurales de varios arquetipos de edificios residenciales con una selección apropiada de resistencia y rigidez. A través de análisis pseudo-tridimensional dinámico no lineal de los modelos, es posible obtener curvas de fragilidad que permiten de manera simple tomar decisiones con respecto a los parámetros de diseño. El drift fue el principal parámetro indicador de la respuesta de los modelos.

Palavras-chave: Estructuras de madera / Diseño sísmico / Curvas de fragilidad

## Abstract

In this research a prescriptive methodology for preliminary seismic design of mid-rise light-frame shear wall buildings is proposed. The current methods based on strength, do not pay attention to performance under minor ground motions, and the methods that do so are complex for extensive application. This new design approach will simplify the seismic design of timber building avoiding complex analyses and simultaneously will guarantee an optimum performance under several levels of seismic risk. The research is based on the analysis of structural models of several residential buildings archetypes with a suitable selection of strength and stiffness. Through pseudo 3-D nonlinear dynamic analysis of the structural models, it is possible to define simplified models that allow the realization of parametric studies in relatively short time, which allows to use fragility curves for making decisions regarding design parameters. The drift was selected as a principal response parameter of the models.

Keywords: Wood structures / Seismic design / Fragility curves

### **Peter A. Dechent**

Dr. Prof., Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería  
Concepción, Chile  
pdech@udec.cl

### **Rodrigo A. Silva**

Dr. Prof., Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería  
Concepción, Chile  
rosilva@udec.cl

### **Gian Carlo Giuliano**

MSc., Universidad de San Sebastian, Facultad de Ingeniería  
Concepción, Chile  
gian.giuliano@uss.cl

### **James D. Dolan**

Dr. Prof., University of Washington, USA  
jddolan@wsu.edu

### **Jorge Crempien**

Dr. Prof., Pontificia Universidad Católica  
Santiago, Chile  
jocrempien@ing.puc.cl

### **José M. Matamala**

Estudiante de Ingeniería Civil  
Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería  
Concepción, Chile  
jmatamalac@udec.cl

### **Gustavo A. Acuña**

Estudiante de Ingeniería Civil  
Universidad de Concepción, Facultad de Ingeniería  
Concepción, Chile  
gustavoacunaale@gmail.com

### **Aviso legal**

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

### **Legal notice**

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

DECHENT, P. A. [et al.] – Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 7. ISSN 2183-8488. (julho 2018) 7-14.

## **1 Introducción**

Se sabe por experiencias realizadas en países como Japón, Estados Unidos, Canadá, entre otros que las edificaciones de madera tienen buen desempeño frente a sismos cuando son diseñadas bajo requerimientos comprobados, y que representan una alternativa competitiva frente a materiales de construcción más tradicionales. Si bien este desempeño ha sido satisfactorio en relación a asegurar la vida de las personas, no ha sido así en cuanto al daño que han padecido en sus elementos estructurales y no estructurales.

En la actualidad la altura de estructuras de madera en zonas sísmicas se encuentra limitada a aproximadamente 4 pisos, principalmente por una falta de comprensión de la respuesta dinámica de estructuras más altas, y por limitaciones tales como la seguridad al fuego y consideraciones de daño no estructural. En particular en Chile hay poco conocimiento al respecto, no están calibrados los métodos de diseño, y en general la normativa chilena para diseñar sistemas sismorresistentes en base a muros y diafragmas de madera es muy limitada. Es posible afirmar que los requerimientos de muchos códigos de diseño para la construcción de edificaciones en madera no se encuentran basados en el marco de una filosofía de diseño sísmico bien comprendida, lo que significa desconocer los mecanismos de deformación y de trayectoria de cargas que ocurren en construcciones de madera durante un movimiento sísmico. La totalidad de estos factores son los que han limitado el uso de la madera en construcciones de mediana altura, y por tanto han reducido la competitividad de la madera frente al acero y al hormigón.

El presente trabajo muestra el principio de una investigación orientada a desarrollar una metodología prescriptiva para diseñar edificios de madera de hasta 6 pisos frente a cargas sísmicas, cuya tipología estructural es de tipo plataforma con muros de corte rigidizados por planchas de OSB. La investigación se basa en el análisis de modelos estructurales de arquetipos orientados a vivienda, y que posean una excentricidad controlada. Esta metodología puede ser considerada como complementaria a las normas de diseño actuales.

El objetivo básico es obtener una variación en la resistencia horizontal por piso, a efecto que todas las líneas resistentes tengan una participación activa en la disipación de energía. Los resultados del estudio permiten proponer una proporción de la resistencia, para cada nivel en relación a las del primero, lo que permite lograr un buen desempeño en edificios de hasta 6 pisos.

A través de análisis pseudo 3-D de los modelos estructurales de los arquetipos y de la identificación de su comportamiento dinámico es posible definir modelos simplificados que permiten la realización de estudios paramétricos en tiempos de análisis relativamente cortos, lo que hace atractiva la utilización de curvas de fragilidad para la toma de decisiones en relación a parámetros de diseño.

Un resultado importante de este trabajo es la introducción de coeficientes sísmicos de diseño, como una alternativa al factor de Modificación de Respuesta que reduce el espectro elástico. El coeficiente sísmico de diseño otorga una manera simple de diseñar, y además incorpora un control sobre el desplazamiento relativo de

entre pisos. Cada coeficiente sísmico ha sido analizado a efecto de cumplir con objetivos de desempeño que se proponen para estructuras de madera, condición que es verificada en este trabajo mediante curvas de fragilidad.

## 2 Sistema constructivo y capacidad del modelo

El sistema de construcción en madera tipo plataforma se utiliza frecuentemente en Norteamérica, Europa y Japón en construcciones residenciales de baja y mediana altura. El sistema sismorresistente está conformado por muros de corte y diafragmas horizontales hechos de tableros estructurales de contrachapado u OSB. Estos elementos estructurales constan de los siguientes componentes:

- Pies derechos dobles en los extremos del muro.
- Pies derechos intermedios, separados a una distancia predeterminada (menor a 610 mm).
- Soleras simples o dobles (cuerdas superior e inferior).
- Uno o dos paneles de refuerzo de igual o distinto espesor (OSB o contrachapado).
- Un patrón de clavos o tornillos en los bordes e interior del panel, a una distancia predeterminada.
- Anclajes especiales (no siempre son utilizados).

Una gran cantidad de ensayos del tipo *pushover* y cíclicos en especímenes de muros de corte de madera han sido realizados demostrando que la respuesta “fuerza vs. desplazamiento” en la parte superior es altamente no lineal (Salenikovich 2000, Gatto and Uang, 2001; Pardoen *et al.*, 2003; Tissell *et al.*, 1999). También se han desarrollado numerosos modelos numéricos en la últimas dos décadas, siendo uno de los más difundidos y aceptados internacionalmente el propuesto por Folz y Filiatrault, 2001. Este permite modelar el comportamiento histerético de muros de madera y se encuentra además incorporado en el programa CASHEW, el cual permite la simulación de estructuras de madera construidas con muros de corte en madera. El programa CASHEW fue empleado en esta investigación.

En el diseño sísmico de estructuras de madera, los muros de corte se anclan a las fundaciones y entre sí en los pisos superiores para prevenir levantamiento y asegurar un modo de deformación deseado. Esto es consistente con los modos de deformación supuestos en la modelación mediante CASHEW, donde el muro de corte actúa como un mecanismo que se deforma como un paralelogramo en la medida que el extremo superior del muro es desplazado. El modelo es capaz de predecir la respuesta carga desplazamiento en la parte superior del muro. La flexión en el plano de los elementos de pie derechos o cadenas tiene muy poco efecto en la respuesta global de los muros de corte (Gupta y Kuo, 1985). Basado en este supuesto los elementos del marco de madera son modelados como elementos rígidos con conexiones rotuladas en sus extremos y no contribuyen a la rigidez lateral de los muros de corte. El aporte más importante a la rigidez lateral proviene de la respuesta inelástica de los conectores entre las placas de OSB y el marco de madera.

## 3 Diseño según normativa chilena NCh 433 para diseño sísmico

El diseño utilizando el método de análisis estático explicado en la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios, NCh 433.Of96 Modificada el 2009 (INN, 2009) y 2011 a través del DS 60 y DS 61, considera fuerzas que son menores a las que se esperaría en un gran sismo, lo que induce a que la estructura incurra en el rango no lineal. Por lo tanto, se debe diseñar la estructura para que tenga suficiente ductilidad para permanecer estructuralmente segura cuando sea forzada a incursionar en el rango inelástico durante un gran sismo. Actualmente la Norma Chilena de Diseño utiliza un factor de reducción de respuesta (R) de 5.5, sin embargo no está clarificada la forma en que este factor fue establecido en la legislación.

El método utilizado para calcular las fuerzas horizontales a nivel de piso consta de tres pasos. Primero se calcula el corte basal que actúa sobre la estructura. Luego se redistribuye un porcentaje de este corte basal a través de los distintos niveles. Finalmente, se determinan las fuerzas en los elementos individuales (tabiques, diafragmas, vigas, etc.), que se generan como resultado de las fuerzas sísmicas provenientes de cada nivel de piso. Mientras que la verificación de desplazamientos, la norma sólo los controla para estas cargas reducidas, pero sin hacer diferencias en relación a la materialidad, con excepción de estructuras de hormigón, donde la norma se modificó con la experiencia del terremoto del 27/02/2010. La norma no se encuentra actualizada para estructuras de madera, por lo tanto no es posible calcular la verdadera capacidad de los muros de corte de madera o para estimar la deformación inelástica que este tipo de estructuras puede llegar a experimentar.

## 4 Distribución de resistencia para un óptimo desempeño

La distribución de resistencia de una estructura para tener un óptimo desempeño es aquella en la que no existen concentraciones de *drift* en un nivel en particular. Es decir, se plantea el supuesto de que un buen desempeño sísmico se obtiene cuando todos los muros de corte, en los diferentes pisos, colaboran activamente en la disipación de energía.

Luego de realizar una serie de análisis no lineales usando una serie de registros de aceleraciones sísmicas en modelos simplificados, se propone una distribución de resistencia en altura (Dechent, 2014). A pesar que este estudio aún debe extenderse considerando una mayor cantidad de registros sísmicos considerando varios tipos de suelo, los resultados muestran que es posible alcanzar un desempeño aceptable. Los análisis se realizaron en un modelo unidimensional de masas concentradas capaz de deformarse únicamente por efecto del corte (debido a que en estructuras bajas se espera que la deformación por corte sea más predominante que la deformación por flexión), variando la capacidad de cada piso hasta obtener una respuesta promedio cercana a valores de desplazamientos considerados como óptimos. Los análisis no lineales fueron realizados en el programa Sapwood (Pei y Van de Lindt, 2007). Como el objetivo de esta investigación es lograr un diseño prescriptivo, se impone la condición

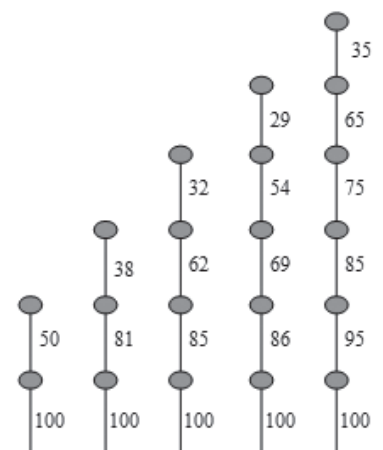
de que las estructuras sean regulares y con poca excentricidad. Esto se debiera esperar en estructuras bien concebidas desde el punto de vista estructural, e incluso en estructuras que muestren ciertos niveles de excentricidad, pero con un adecuado balance en resistencia y rigidez de los diferentes ejes estructurales.

Para la modelación se considera un modelo de masas concentradas, con igual masa en cada piso excepto en el último nivel donde se consideró únicamente la mitad. Esta condición se puede fundamentar en la existencia de una sobrelasa de 5 cm de hormigón liviano en todos los pisos con excepción del último. Este es requerimiento constructivo que se ha utilizado en Chile en los últimos años, y se puede comprobar que esta terminación de hormigón controla cerca del 50% del peso propio de la edificación. Luego, conociendo las dimensiones en planta es posible estimar la masa de cada piso basándose en experiencias constructivas, y a continuación se le asigna a cada nivel una cierta resistencia lateral de acuerdo al parámetro  $\alpha$  (mostrado en la Ecuación 1), el cual es definido como la proporción entre la capacidad al corte del primer piso y el peso de la estructura.

$$\alpha = \frac{Q_y}{W} \quad (1)$$

donde  $Q_y$  corresponde a la capacidad al corte de la estructura y  $W$  es el peso de la estructura.

Una vez definido el factor  $\alpha$ , la capacidad del primer piso puede ser determinada, y la capacidad de los pisos superiores son determinados relativos al primer nivel. Los análisis no lineales desarrollados por Salazar (2012) y Acuña (2016) propusieron una distribución de resistencia óptima para obtener *drifts* similares en todos los pisos. Esta distribución se muestra en la Figura 1.



**Figura 1** Propuesta preliminar de distribución de resistencia en altura para la estructura

Los valores de capacidades analizadas en los modelos fueron:  $\alpha = 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, 0.70, 0.80, 1.0$ . Estos valores están asociados a distintos periodos, desde 0.3 s a 1.0 s, todos referidos a la rigidez inicial de los modelos.

Una vez determinada la capacidad de la estructura, se debe

determinar la combinación de muros para obtener la combinación deseada de resistencia y rigidez para cada piso.

Para evaluar el desempeño y determinar el parámetro  $\alpha$ , se propone en esta investigación limitar el *drift* de entrepiso a un valor entre 0.5% y 1.0% para sismos frecuentes, 2.0% para sismos de diseño, y 3.0% para sismos máximos creíbles. Se considera que la condición de colapso de la estructura se alcanza para *drift* de un 4.0% en cualquiera de los pisos. Esta definición aún debe ser discutida y aprobada por un comité de expertos, porque los valores establecidos en este trabajo están basados en códigos internacionales. Los *drift* propuestos para sismos frecuentes están destinados a limitar las pérdidas económicas.

## 5 Selección de registros sísmicos para la evaluación del arquetipo

Para realizar los múltiples análisis no lineales requeridos para desarrollar la metodología, se seleccionaron 264 registros de estaciones chilenas. La clasificación del suelo de aquellas estaciones es tipo D y E, según la clasificación del Artículo 6 del Decreto Supremo 61 (2011) de la norma chilena NCh 433. Este tipo de suelo fue escogido porque de acuerdo a observaciones históricas, los sismos en Chile sobre  $7.5 M_w$  causaron gran daño a las estructuras construidas en esos tipos de suelo. Los registros representan sismos subductivos de diversas magnitudes, y éstos fueron agrupados por magnitud, el detalle de cada categoría es mostrado en la Tabla I. Los grupos se definen de la siguiente forma: G1 aquellos sismos con magnitud menor a 5.5, G2 aquellos con magnitud entre 5.5 y 7.5, y G3 aquellos sismos cuya magnitud es superior a 7.5. Esos registros representan el rango de intensidad, duración y contenido de frecuencias que puede ser esperado para sismos frecuentes y de diseño.

**Tabla I** Número de registros sísmicos, agrupados por magnitud,  $M_w$

Tipo de suelo	$M_w \leq 5.5$	$5.5 < M_w \leq 7.5$	$M_w \geq 7.5$
D	152	84	25
E	0	2	1
Número de registros	93	45	13

Los registros sísmicos con magnitud superior a  $7.5 M_w$  pueden ser considerados como sismos de diseño y no como máximos creíbles, debido a que existe una breve historia de eventos registrados, lo que dificulta su clasificación. Sin embargo, desde el punto de vista de las aceleraciones que son incluidas en las curvas de fragilidad, y en términos de riesgo sísmico, es posible definir el nivel de aceleración que divide el sismo de diseño y el máximo creíble.

Los primeros resultados indican que el nivel de deformación que producen los sismos frecuentes ( $M_w$  menor a 5.5) no causa daño estructural. Además, al amplificar esos registros para lograr aceleraciones similares a aquellas que producen los registros de magnitud mayor a 7.5, se observa que la Intensidad de Arias (Arias *et al.*, 1969) es la mitad con respecto a la categoría más alta, lo que

implica que no tienen el potencial para causar un daño importante en la estructura, luego no hay una razón física para incluir en los análisis a los sismos con  $M_w$  menor a 5.5. El detalle de la Intensidad de Arias para cada grupo se muestra en la Tabla II.

Tabla II Intensidad de Arias para cada grupo

Intensidad de Arias (cm/s)	$M_w \leq 5.5$	$5.5 < M_w \leq 7.5$	$M_w \geq 7.5$
Media ( $\mu$ )	418	456	1031
Desviación Estándar ( $\sigma$ )	362	250	530
$\mu + \sigma$	780	706	1561

Además esto indica que las curvas de fragilidad obtenidas para aquellos registros de menor magnitud (grupo G1) son menores que aquellas determinadas para el grupo sísmico G3. Las curvas de fragilidad obtenidas a través de los registros sísmicos chilenos de diversas magnitudes son mostradas en las Figuras 2, 3 y 4. Las curvas muestran la probabilidad de excedencia de un *drift* límite para un cierto nivel de desempeño, *versus* la aceleración máxima del suelo (PGA) para una variedad de registros en suelo tipo D. Claramente los registros de aceleraciones para sismos con magnitud mayor a 7.5 conducen a unas curvas de fragilidad más conservadores que los dos grupos restantes (G1 y G2) para un mismo nivel de PGA. Por esta razón y para simplificar el número de resultados, las curvas de fragilidad únicamente fueron desarrolladas con registros de eventos con  $M_w > 7.5$ , produciendo resultados más conservadores para los niveles de aceleración más bajos.

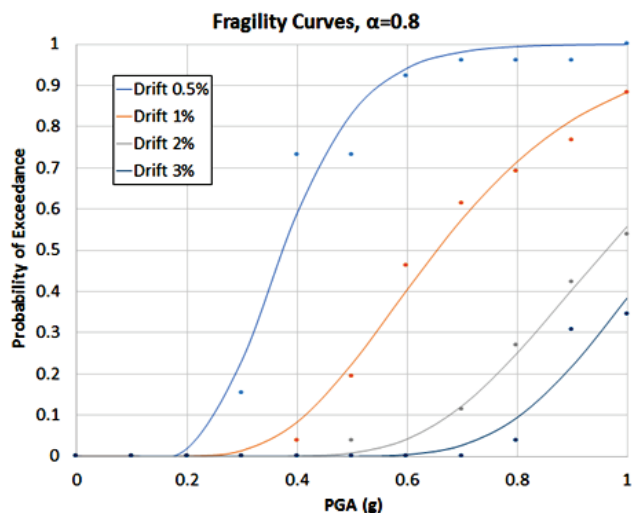


Figura 2 Curvas de fragilidad para  $M_w \geq 7.5$

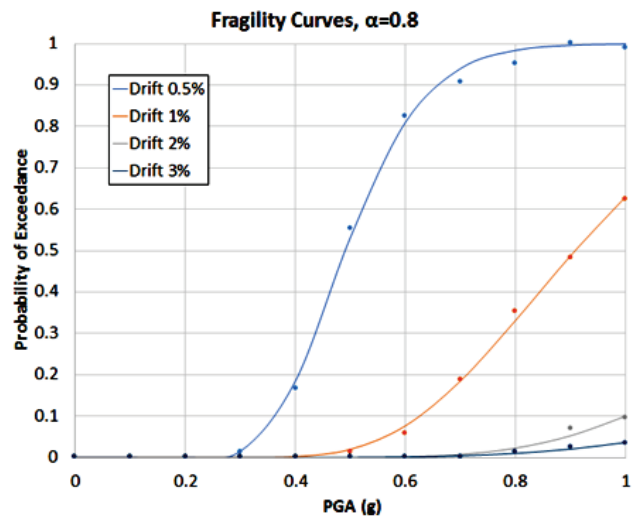


Figura 3 Curvas de fragilidad para  $5.5 \leq M_w \leq 7.5$

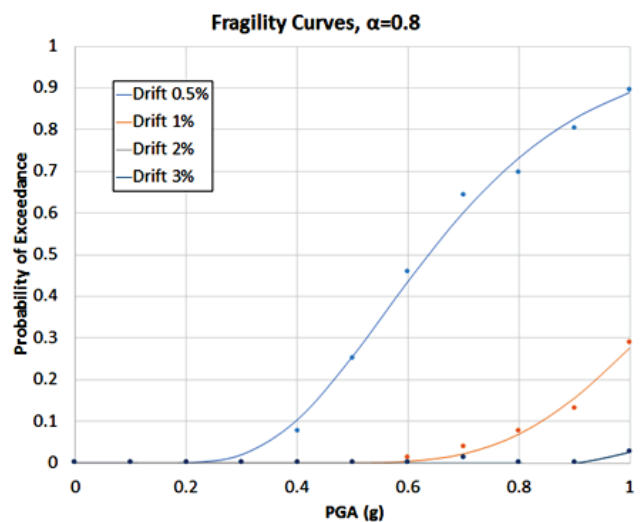


Figura 4 Curvas de fragilidad para  $M_w \leq 5.5$

## 6 Análisis de resultados

En la Figura 5 se muestran los resultados de *drift* promedio obtenidos en una estructura de seis pisos con una capacidad al corte del primer piso de un 40% del peso sísmico de la estructura, y con una variación de ésta de acuerdo al esquema presentado en la Figura 1. Los registros considerados en el análisis corresponden a aquellos con  $M_w > 7.5$ , considerados en la categoría de sismos de diseño.

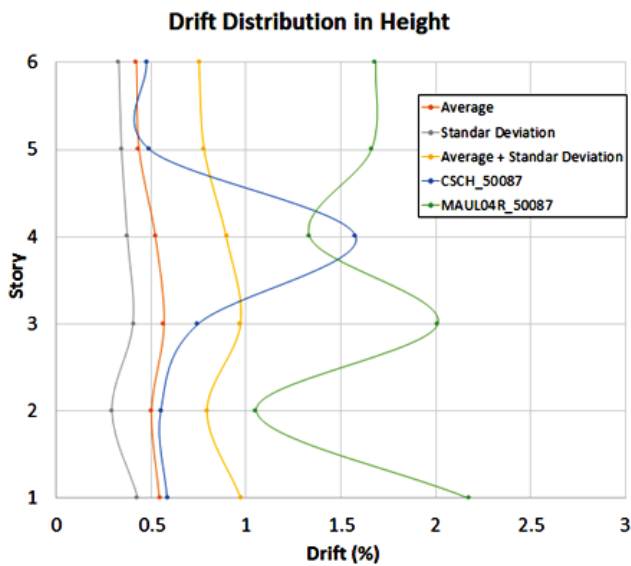


Figura 5 Distribución del *drift* máximo

En la Figura 5 se presenta el promedio y la desviación estándar del *drift* para cada piso de la estructura analizada. Para el caso presentado, solamente hay dos registros que producen variaciones importantes en comparación al promedio, sin embargo el nivel de deformación sigue siendo menor a un 2.5% y la distribución de capacidad en altura es aceptable. Aquellos registros que presentan anomalías en sus resultados deben ser analizados por separado para analizar y comprender la causa subyacente de la concentración de *drift*.

## 7 Aplicación de la metodología en un arquetipo

La planta de arquitectura de la estructura que será diseñada a través el método prescriptivo es mostrada en las Figuras 6-7. Esta es un arquetipo típico de las viviendas sociales en algunas regiones de Chile. Todos los muros con una razón de aspecto menor a 2 son seleccionados como muros estructurales (porque en este tipo de muros predomina la deformación por corte por sobre la deformación por flexión). El modelo del edificio a ser analizado tiene 4 niveles de resistencia definidos por los valores de  $\alpha$  de 0.3, 0.4, 0.6 y 0.8. Para cada valor de  $\alpha$ , la capacidad del primer nivel es determinada usando el corte basal, y luego la curva de distribución de capacidad es utilizada para estimar la resistencia de los pisos superiores. El hecho de que en el diseño de estructuras hay variaciones entre los valores sugeridos y la resistencia real (debido a la configuración física de los conectores de los muros), no tiene impacto significativo en los resultados finales.

Con este diseño, la estructura tiene una alta probabilidad de lograr un desempeño adecuado. Este método de diseño podría ser considerado para su adopción dentro de la norma sísmica de edificios chilena NCh 433. Los diseñadores podrían completar el diseño de una manera simple y directa. La metodología debe ser verificada para casos irregulares y en otros tipos de suelo para

asegurar que la distribución de capacidad obtenida no es menor que la que se requiere para cargas de viento.

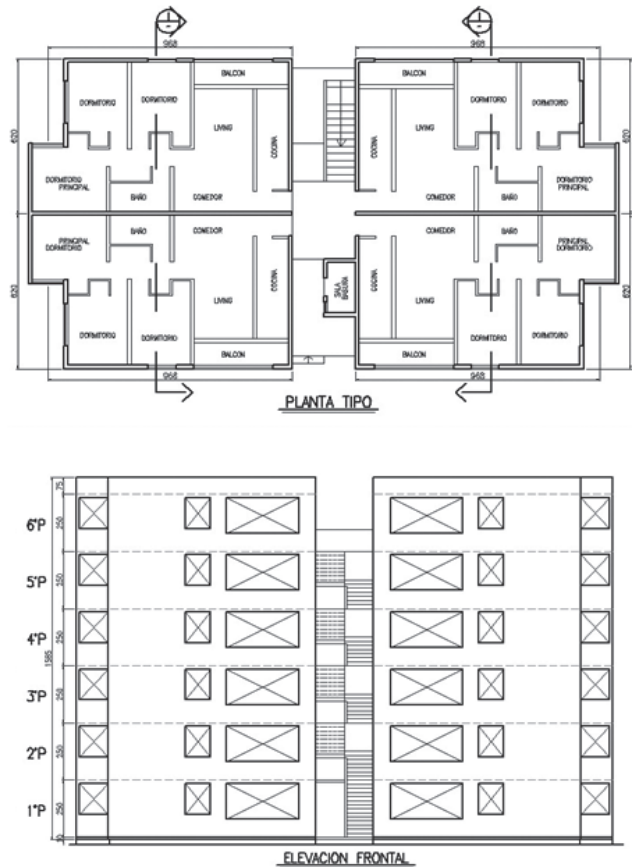


Figura 6 Planta y elevación de vivienda social típica en Chile

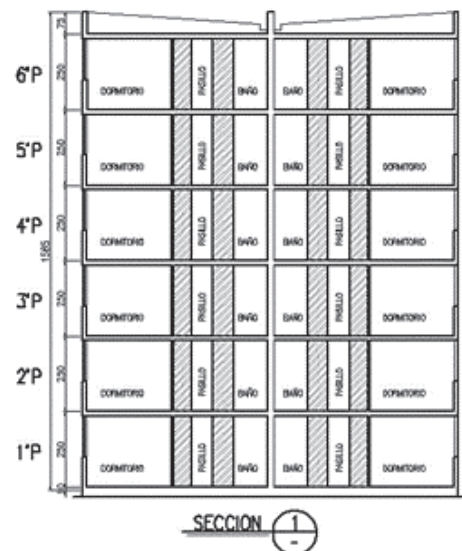


Figura 7 Corte de vivienda social típica en Chile



Las curvas de fragilidad para la variación de resistencia en altura presentadas en la Figura 1 son presentadas en las Figuras 6–11. Todos los modelos tienen la misma variación de capacidad, y esta coincide con aquella que en promedio logra una distribución uniforme del *drift* en todos los pisos. Las curvas de fragilidad fueron desarrolladas para niveles de *drift* de 0.5%, 1.0%, 2.0% y 3.0%, utilizando registros con magnitud superior a 7.5. Esto permite obtener curvas de fragilidad más conservadoras para eventos con bajo PGA, debido a la menor cantidad de energía que poseen los registros de esos grupos (G1 y G2).

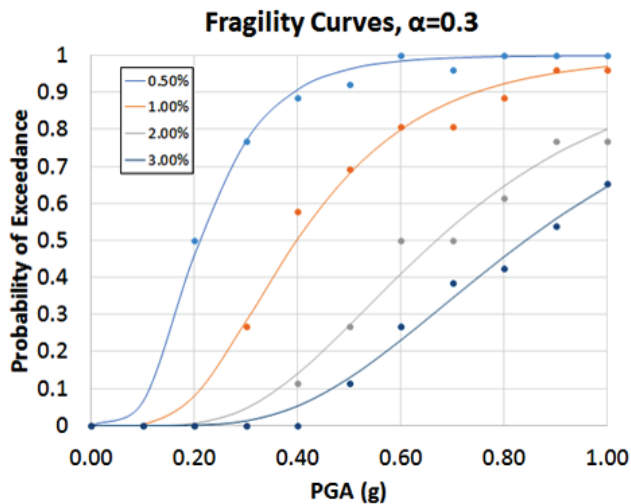


Figura 8 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para  $\alpha = 0.3$

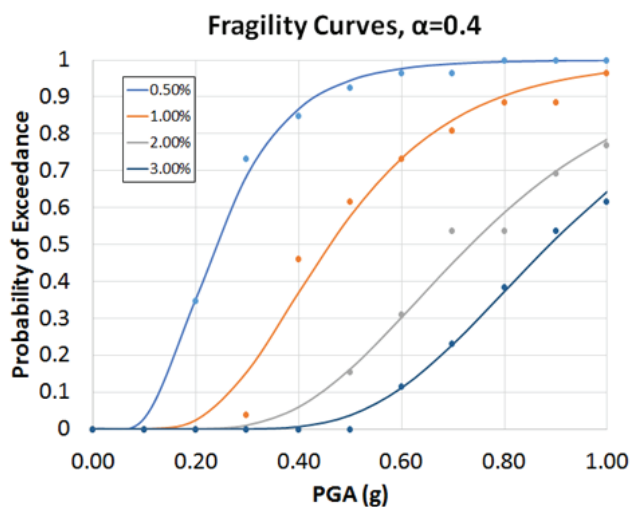


Figura 9 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para  $\alpha = 0.4$

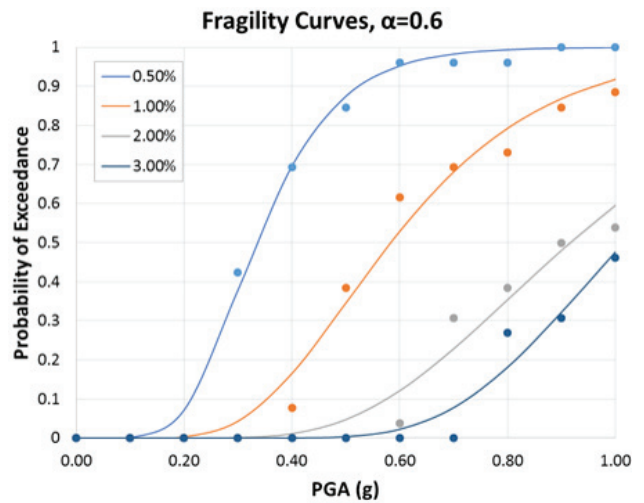


Figura 10 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para  $\alpha = 0.6$

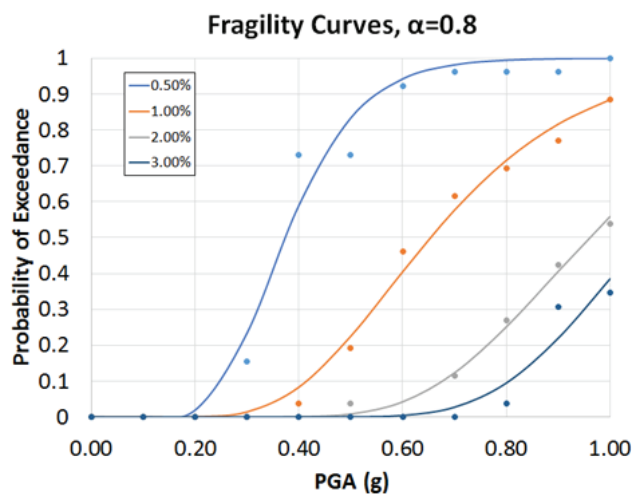


Figura 11 Curva de fragilidad: probabilidad de excedencia vs. PGA para  $\alpha = 0.8$

De la observación de las diferentes curvas de *drift* vs. PGA, se puede concluir que a medida que el factor de resistencia de la estructura aumenta (definido por el factor  $\alpha$ ), el *drift* se reduce para una gran cantidad de registros. Para esas mismas curvas es posible inferir que hay algunos registros para los cuales el *drift* incrementa abruptamente cuando se excede un cierto nivel de aceleración. Esos registros deben analizarse para determinar si ellos deben ser eliminados del estudio debido a consideraciones especiales que están fuera de la consideración del grupo de movimientos sísmicos. También se demuestra a través de las curvas de fragilidad que a medida que el factor  $\alpha$  aumenta, la fragilidad de la estructura se reduce.

## 8 Conclusiones

Se obtuvieron curvas de distribución de capacidad en altura para estructuras de hasta 6 pisos, a modo de facilitar el diseño sísmico, controlando la respuesta estructural para lograr una distribución uniforme de *drift*. Los resultados preliminares del estudio sugieren un coeficiente sísmico de diseño mínimo cercano al 15% del peso de la estructura, para lograr los objetivos de seguridad y serviciabilidad para todos los sismos posibles, siempre y cuando se respete la aplicación al arquetipo estudiado. Los resultados del estudio son válidos para registros que provienen de sismos subductivos.

Este coeficiente corresponde al mínimo corte basal que se determina usando el método de las tensiones admisibles. La capacidad requerida se obtiene amplificando por un factor de aproximadamente tres, la que representa el máximo valor de la curva carga – deformación de un muro cargado horizontalmente.

## Referencias

- [1] Acuña, G. – "Desempeño Sísmico en Estructuras de Madera Basado en Curvas de Fragilidad". *Memoria de título*, Universidad de Concepción, Chile, 2016.
- [2] Arias, A.; Lange, G.; Arnold, P. – "Una medida de la Intensidad Sísmica". *I Jornadas Peruanas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Lima, Perú, 1969.
- [3] Breyer, D.; Friedley, K.; Cobeen, K.; Pollock, D. – *Design of Wood Structures ASD/LRFD*. McGraw-Hill. New York, EE.UU, 2007.
- [4] CSA – Engineering Design in Wood. Canadian Standards Association, Canadá, 2009.
- [5] Dechent, P.; Giuliano, M.; Silva, R.; Salazar, J. C. – "Factores de desempeño sísmico para un diseño óptimo de edificios de madera de mediana altura". *XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 2014.
- [6] FEMA – "Quantification of Buildings Seismic Performance Factors". ATC-63. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., EE.UU, 2009.
- [7] Folz, B.; Filiatrault, A. – "Cyclic analysis of wood shear walls". *Journal of Civil Engineering*, 127(4), 433-441, 1990.
- [8] Folz, B.; Filiatrault, A. – SAWS. Versión 1.0. University of California, San Diego, EE.UU, 2001.
- [9] Gatto, K.; Uang, C. M. – "Cyclic response of woodframe shearwalls". CUREE. Richmond, Calif, 2001.
- [10] Gupta, A. K.; Kuo, G. P. – "Behaviour of wood-framed shear walls". *ASCE J. Struc. Eng.*, 111(8): 1722-1733, 1985.
- [11] INN – Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.Of96 Modificado en 2009. Instituto de Normalización, Santiago, 2009.
- [12] Pang, W.; Rosowsky, D. – "Report NW-02 Direct Displacement Procedure for Performance-Based Seismic Design of Multistory Woodframe Structures", 2007.
- [13] Pardoen, G.; Waltman, A.; Kazanjy, R.; Freud, E.; Hamilton, C. – "Testing and analysis of one story and two-story shear walls under cyclic loadings". CUREE, Richmond, Calif., 2003.
- [14] Pei, S.; Van de Lindt, J. W. – SAPWOOD Versión 1.0. Colorado State University, EE.UU, 2007.
- [15] Salazar, J. C. – "Desarrollo conceptual de un desempeño sísmico óptimo para estructuras de madera". *Memoria de título*, Universidad de Concepción, Chile, 2012.
- [16] Salenikovich, A. J. – *The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls*. PhD Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, EE.UU, 2000.
- [17] Tissell, J. R. – "Wood Structural Panel Shear Walls. Research Report 138". American Plywood Association, Washington D.C., EE, UU, 1999.
- [18] Van de Lindt, J. W.; Pei, S.; Pryor, S. E.; Shimizu, H.; Isoda, H. – "Experimental Seismic Response of a Full-Scale Six-Story Light-Frame Wood Buildings." *ASCE Journal of Structural Engineering*, 136(10), 1262-1272, 2010.