



Universidad de Concepción

Dirección de Postgrado

Facultad de Ingeniería

Programa de Magister en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Ingeniería Civil

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE MADERA FRENTE A RÉPLICAS



Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Ingeniería Civil

POR: JAVIERA LINA MANETTI MANRÍQUEZ

Profesor Guía: Tomás Benjamín Echaveguren Navarro

Abril 2020

Concepción, Chile.

RESUMEN

Al ocurrir un evento sísmico de gran magnitud las estructuras quedan con valores de resistencia y rigidez inferiores a los valores iniciales con los que fueron diseñadas, por lo que las réplicas (sismos de menor magnitud que ocurren luego de un evento sísmico principal) pueden aumentar los daños de las estructuras, provocando incluso el colapso. Esto puede ser evitado si se diseñan estructuras con niveles de resistencia que permitan una distribución uniforme de daño en cada uno de los pisos.

Los muros de corte que componen las estructuras de madera son los que resisten principalmente la carga sísmica horizontal que recibe el edificio, por lo que analizar el comportamiento de los muros de corte permite una descripción adecuada del comportamiento de la estructura en general. Para esta investigación se modelaron estructuras de madera considerando el comportamiento global de los muros de corte de cada piso, obteniendo un modelo numérico que permite analizar el desempeño que tendrá la estructura frente a diversos eventos sísmicos.

En esta investigación se modelaron edificios de madera de 5 y 6 pisos, diseñados para variados niveles de resistencia basal α , los que fueron analizados considerando diversos escenarios compuestos por un evento principal y una o dos réplicas. El análisis de estas estructuras se realizó en función de las deformaciones entrepisos (*drift*) que se generan al ocurrir un movimiento sísmico, adoptando un criterio conservador donde un *drift* menor al 1 % indica que no hay daño estructural y un *drift* mayor al 3 % supone el colapso del edificio.

Con lo anterior y los resultados obtenidos se verifica que se generan *drifts* menores al 3 % en las estructuras con resistencia $\alpha \geq 0.4$ para los casos donde ocurre un sismo principal y dos réplicas, considerando como evento principal un registro sísmico chileno real de magnitud entre 7.7 y 8.8 o un registro sísmico compatible con el espectro de diseño de la NCh433. Además, se verifica que al diseñar estructuras con una distribución de resistencia adecuada, que permita una distribución uniforme de daño en la altura de las estructuras, las réplicas no generan un aumento considerable del *drift* máximo obtenido con el sismo principal.

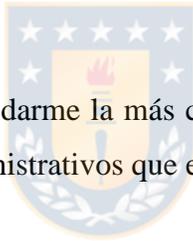
AGRADECIMIENTOS

Agradezco, primero que todo, a mi mamá, porque gracias a ella he logrado hacer realidad mis sueños.

Agradezco a José Miguel Matamala, por confiar en mí y brindarme su ayuda. Gracias por tu paciencia y dedicación en resolver mis dudas teóricas y computacionales.

Agradezco al profesor Dr. Peter Dechent, por aceptar ser mi profesor patrocinador. Gracias por su infinita paciencia y apoyo en todo este proceso.

Agradezco al director de postgrado, profesor Dr. Marcelo Aybar, por su comprensión y apoyo para terminar este proceso.



Agradezco a Luz Mery Campos, por darme la más cordial bienvenida al magíster, explicarme y ayudarme en todos los procesos administrativos que el programa implica.

Y finalmente, agradezco a todos quienes de una u otra manera han sido parte de mi formación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Motivación.....	1
1.2	Hipótesis.....	2
1.3	Objetivos.....	2
1.4	Metodología de trabajo.....	2
1.5	Principales conclusiones y resultados.....	3
1.6	Organización de la tesis.....	4
CAPÍTULO 2	DEFORMACIÓN DE MUROS DE CORTE Y DISEÑO SÍSMICO.....	5
2.1	Introducción.....	5
2.2	Características de la madera.....	5
2.3	Deformación de la estructura por una fuerza horizontal.....	5
2.4	Efecto de las réplicas en las estructuras.....	6
2.5	Muros de corte.....	7
2.6	Diseño sísmico según la norma chilena NCh433.....	9
2.7	Niveles de desempeño.....	10
2.8	Conclusiones.....	11
CAPÍTULO 3	ESTRUCTURAS Y REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS.....	12
3.1	Introducción.....	12
3.2	Definición de las estructuras seleccionadas para este trabajo.....	12
3.3	Modelación de las estructuras iniciales.....	15
3.4	Parámetros de resistencia.....	19
3.5	Periodos fundamentales de las estructuras.....	21
3.6	Registros sísmicos.....	21
3.7	Espectros de los registros sísmicos.....	23
3.8	Espectro de diseño.....	23
3.9	Base de datos de registros sísmicos.....	26
3.10	Conclusiones.....	30

CAPÍTULO 4	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS.....	31
4.1	Introducción	31
4.2	Análisis de los espectros de los registros sísmicos	31
4.3	Validación del modelo simplificado	32
4.4	Sismo principal más réplicas	38
4.5	Sismo precursor antes del sismo principal y réplica.....	43
4.6	Registros sísmicos normalizados al espectro de diseño en el periodo de la estructura ..	47
4.7	Registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño	54
4.8	Conclusiones	56
CAPÍTULO 5	CONCLUSIONES.....	58
REFERENCIAS	61
ANEXO 3.6	Características de los registros sísmicos reales	64
ANEXO 3.7	Espectros de aceleraciones y desplazamientos de los registros sísmicos reales	68
ANEXO 3.8	Principales características de los registros sísmicos sintéticos.....	75
ANEXO 3.9	Réplicas reales de los terremotos de 2010, 2014 y 2015	76
ANEXO 4.6	Espectros de aceleraciones y desplazamientos para el sismo que coincide con el espectro de diseño en el periodo de la estructura	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Nivel de desempeño y <i>drift</i> asociado	11
Tabla 3.1: Masa por piso en edificio NEESWood.....	14
Tabla 3.2: Parámetros requeridos para realizar modelo original y simplificado.....	17
Tabla 3.3: Distribución de resistencia para edificios de 5 pisos.....	20
Tabla 3.4: Distribución de resistencia para edificios de 6 pisos.....	20
Tabla 3.5: Periodo fundamental de las estructuras	21
Tabla 3.6: Registros sísmicos utilizados en este trabajo	22
Tabla 3.7: Valores para elaborar el espectro de diseño en suelo tipo D.....	23
Tabla A.3.9.1: Réplicas reales del terremoto ocurrido el año 2010	76
Tabla A.3.9.2: Réplicas reales del terremoto ocurrido el año 2014	76
Tabla A.3.9.3: Réplicas reales del terremoto ocurrido el año 2015	78



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Parámetros que definen el <i>drift</i>	6
Figura 2.2: Deformación de una estructura de madera con un movimiento sísmico severo	7
Figura 2.3: Elementos que componen un muro de corte de madera.....	8
Figura 2.4: Ensayo monotónico a muro de madera	9
Figura 3.1: Elevación longitudinal del edificio Vivienda Social	13
Figura 3.2: Planta del primer piso del edificio Vivienda Social,.....	13
Figura 3.3: Elevación longitudinal de la cara sur del edificio NEESWood	14
Figura 3.4: Planta de estructura del edificio NEESWood, primer piso	15
Figura 3.5: Planta de la estructura para Vivienda Social y la numeración de los muros	16
Figura 3.6: Planta de la estructura de edificio NEESWood y la numeración de los muros	16
Figura 3.7: Transformación de edificio de 5 pisos a modelo simplificado	18
Figura 3.8: Transformación de edificio de 6 pisos a modelo simplificado	18
Figura 3.9: Comparación de espectros de aceleraciones de los registros sísmicos con el espectro de diseño.....	22
Figura 3.10: Espectro de diseño	24
Figura 3.11: Espectro de desplazamiento	24
Figura 3.12: Espectros de los registros sintéticos.....	25
Figura 3.13: Espectros de aceleraciones de los registros sintéticos	25
Figura 3.14: Espectros de desplazamientos de los registros sintéticos.....	25
Figura 3.15: Magnitudes de réplicas reales con respecto al sismo principal.....	26
Figura 3.16: Porcentaje del PGA de las réplicas de los sismos 2014 y 2015 con respecto al sismo principal	27
Figura 4.1: Espectros de aceleraciones de los sismos principales.....	32
Figura 4.2: Espectros de desplazamientos de los sismos principales	32
Figura 4.3: Comparación de <i>drift</i> máximos obtenidos con el modelo original y modelo simplificado	36
Figura 4.4: <i>Drifts</i> máximos obtenidos con el sismo principal más dos réplicas	41
Figura 4.5: <i>Drifts</i> máximos obtenidos con el sismo precursor más el sismo principal y una réplica	46

Figura 4.6: Espectros de aceleraciones para el sismo normalizado en el periodo de la estructura	48
Figura 4.7: <i>Drifts</i> máximos obtenidos con el sismo normalizado en el periodo fundamental de la estructura	52
Figura 4.8: <i>Drifts</i> máximos obtenidos con los registros compatibles con el espectro de diseño ..	55
Figura A.3.6.1: Características de los registros sísmicos utilizados en este trabajo.....	67
Figura A.3.7.1: Espectros de desplazamientos y aceleraciones en dirección Este-Oeste	71
Figura A.3.7.2: Espectros de desplazamientos y aceleraciones en dirección Norte-Sur.....	74
Figura A.3.8.1: Características de los registros sísmicos sintéticos	75
Figura A.4.6.1: Espectros de aceleraciones para el sismo normalizado en el periodo de la estructura	80
Figura A.4.6.2: Espectros de desplazamientos para el sismo normalizado en el periodo de la estructura	82



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Desde siglos pasados que en el mundo se han construido diversas edificaciones en madera, destacando en Chile las iglesias de madera construidas en el Sur y el campamento minero en Sewell donde se construyeron edificios de madera de hasta 5 pisos, los cuales hasta el día de hoy se mantienen en pie. Actualmente, con los avances tecnológicos y normas de diseño en constante desarrollo ha sido posible construir variados edificios de madera en distintos países, destacando entre los más altos los edificios Brock Commons en Canadá y Mjøstårnet en Noruega, ambos de 18 pisos de altura. Algunas propiedades de la madera, como su capacidad de disipación de energía, alta resistencia a la compresión, tracción y flexión, permiten la construcción de estructuras más ligeras y rápidas en su construcción comparado con otros materiales, lo que permite considerar la madera como material idóneo para la construcción, ya sea sola o en conjunto con otros materiales.

En ocasiones, al ocurrir un terremoto de gran magnitud, las estructuras experimentan daños que disminuyen la resistencia y rigidez con la que fueron diseñadas inicialmente, por lo que al ocurrir una réplica (temblor de menor magnitud que sigue al terremoto principal) la estructura presenta una degradación y ya no cuenta con las condiciones iniciales que fue diseñada, lo que la deja en un escenario incierto de desempeño sísmico. Esta degradación de la estructura no es considerada en los actuales estudios sobre diseño sísmico en estructuras de madera, los que se basan en el efecto de los terremotos principales sobre las estructuras y no de las réplicas.

En el diseño de estructuras se pueden definir distintos niveles de resistencia, los que determinan el comportamiento que tendrá la estructura y el desempeño de ésta frente a un evento sísmico. Al evaluar estructuras de madera con distintos valores de resistencia se puede definir un nivel mínimo para el cual la estructura mantenga un nivel de seguridad adecuado con los terremotos y réplicas, evitando la pérdida de resistencia y rigidez. Considerando las propiedades de la madera y distintos niveles de resistencia para las estructuras, en esta investigación se propone evaluar el desempeño sísmico de estructuras livianas de madera al enfrentar réplicas que pueden ocurrir luego de terremotos severos.

1.2 Hipótesis

Diseñar estructuras por sobre un nivel mínimo de resistencia, con una distribución adecuada de resistencia en la altura de la edificación, permite evitar el colapso de la estructura y controlar el incremento del *drift* con las réplicas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Evaluar el desempeño de estructuras de madera de marco liviano, diseñadas para distintos niveles de resistencia, en función de los desplazamientos que permiten clasificar el nivel del daño (*drift*) frente a réplicas ocurridas luego de un terremoto.

1.3.2 Objetivos específicos

- 
- a) Validar un modelo simplificado para el análisis computacional de edificios de madera de marco liviano, considerando que la deformación por corte es la dominante del sistema.
 - b) Elaborar una base de datos, definiendo los eventos principales y las réplicas, con distintos escenarios de evaluación donde el evento principal es evaluado de manera independiente y luego a las condiciones con que queda la estructura se agrega el efecto de una o dos réplicas.
 - c) Obtener el desempeño no lineal de las estructuras analizadas evaluadas con la base de datos elaborada para este trabajo, considerando el efecto del sismo principal al evaluar la réplica.

1.4 Metodología de trabajo

Para llevar a cabo esta investigación y cumplir con los objetivos que permitan probar la hipótesis se procedió, previamente, a realizar un modelo estructural que considerara todos los muros de corte del edificio, modelo que posteriormente fue simplificado diseñando una ley de comportamiento global por piso. Ambos modelos fueron analizados y los resultados obtenidos fueron similares, por lo que se prosiguió el análisis con el modelo simplificado de las estructuras.

Para generar una base de datos desde la cual comenzar este trabajo fue necesario recopilar y analizar información de estudios y ensayos realizados (teóricos y experimentales) que estén relacionados con el tema en estudio y recopilar información de registros sísmicos nacionales obtenidos para eventos de gran magnitud, tanto del evento principal como de sus réplicas. Posteriormente, estos registros sísmicos fueron analizados con la finalidad de obtener sus espectros de desplazamiento y aceleraciones y con ellos discutir una predicción del sismo que generará un mayor desplazamiento en las estructuras.

Los modelos de las edificaciones de madera utilizadas en esta investigación fueron simulados numéricamente con los registros sísmicos de la base de datos elaborada para este fin. Con los resultados obtenidos de las modelaciones realizadas se calcularon los *drift* máximos generados en cada una de las situaciones y se obtuvo el desempeño de la estructura y los niveles de seguridad de las edificaciones frente a las réplicas.

1.5 Principales conclusiones y resultados

Al analizar el desempeño de las estructuras de madera de 5 y 6 pisos con valores de resistencia $\alpha = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$ y 0.7 , considerando un terremoto y sus posibles réplicas, se observó que los *drifts* generados en las estructuras no aumentan considerablemente con las réplicas respecto al desplazamiento generado con el evento principal.

Los resultados de *drifts* máximos obtenidos verifican que edificios con una distribución simétrica de muros de corte en planta y las distintas distribuciones de resistencia de las estructuras analizadas son adecuadas para no tener un colapso de la edificación considerando diferentes eventos sísmicos registrados en Chile, así como frente a registros modificados para cumplir con el espectro de diseño de la NCh433.

Las respuestas obtenidas verifican que construir estructuras de 5 y 6 pisos con una capacidad de resistencia basal mayor a $\alpha = 0.4$ permite obtener un desempeño adecuado para resistir los efectos de terremotos de gran severidad en Chile y no aumentar considerablemente el *drift* con las réplicas.

1.6 Organización de la tesis

Esta tesis consta de 5 capítulos. En el capítulo 1 se presenta el planteamiento del problema detallando la motivación, hipótesis de trabajo, objetivo general, objetivos específicos, metodología de trabajo y los principales resultados y conclusiones.

En el capítulo 2 se presenta la teoría básica para el desarrollo de este trabajo. Primero se define lo que es el *drift* y una réplica, luego se detallan los elementos principales que componen un muro de corte de madera, también se entregan los parámetros para elaborar un espectro de diseño según la NCh433 y se especifican los niveles de desempeño con los que será evaluada la estructura.

En el capítulo 3 se muestra la metodología utilizada para la obtención de los datos que permitan evaluar el desempeño sísmico de las estructuras. Primero se presentan las principales características de las estructuras que van a ser analizadas y la modelación de éstas, luego se definen los registros sísmicos a utilizar y se detalla la creación de secuencias de registros sísmicos para la elaboración de la base de datos.

En el capítulo 4 se entregan los resultados obtenidos en los análisis, los que permiten decidir el estado en el que se encuentra la estructura luego de producirse un terremoto y sus réplicas.

Finalmente, en el capítulo 5 se detallan las principales conclusiones obtenidas y se proponen futuras líneas de investigación.

CAPÍTULO 2 DEFORMACIÓN DE MUROS DE CORTE Y DISEÑO SÍSMICO

2.1 Introducción

En este capítulo se mencionan las principales características de la madera como material estructural, se detalla la teoría básica para entender el comportamiento de una estructura de madera de marco liviano al verse sometida a un terremoto y posteriormente a las réplicas que puedan ocurrir y se muestra lo relacionado con la actual normativa chilena para el diseño sísmico.

2.2 Características de la madera

La madera es un material natural, renovable, reutilizable y biodegradable que puede utilizarse en casi la totalidad de la construcción de un edificio. Además, tiene un buen comportamiento frente a cargas dinámicas como las que ocasiona el viento y los sismos. Polomadera (2019) señala como las principales características de la madera, que permiten considerarla como material idóneo para la construcción industrializada, el que es un material renovable con absorción de dióxido de carbono de la atmósfera, por lo que es menos contaminante en comparación a otros materiales, más liviana, fácil de trabajar en forma manual, con una rápida construcción, resistente al fuego en grandes secciones, térmicamente eficiente y puede durar muchos años si es utilizada correctamente, además de ser reciclable/utilizable como fuente de energía.

2.3 Deformación de la estructura por una fuerza horizontal

El *drift* corresponde a un parámetro relacionado al daño que experimenta la estructura debido a los desplazamientos que se generan al ocurrir un evento sísmico, los que generan una deformación en la estructura respecto a la posición inicial en la que se encontraban sus muros. Está definido en la ASCE (2002) como la relación entre el desplazamiento lateral de la estructura (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) y la altura entre dos pisos consecutivos durante un terremoto o grandes fuerzas laterales (ver Figura 2.1).

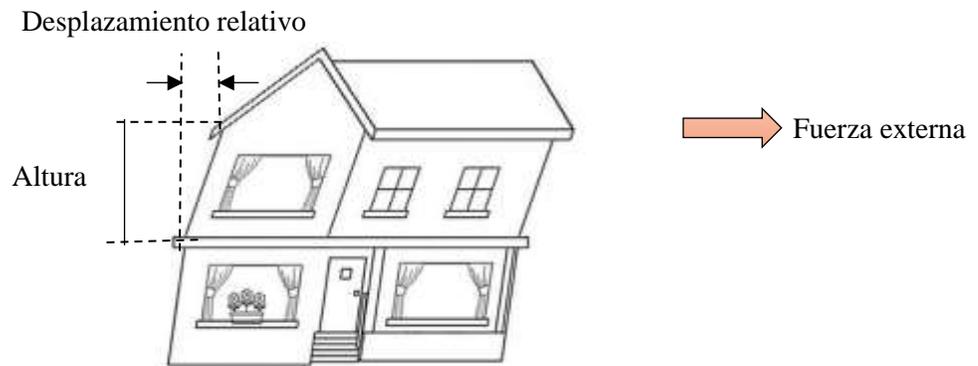


Figura 2.1: Parámetros que definen el *drift*

2.4 Efecto de las réplicas en las estructuras

Rafferty (2017) describe que “las réplicas (*aftershock*) son terremotos, pero se describen con mayor precisión como los temblores de menor magnitud (o menor intensidad) que siguen al terremoto principal. Cuando ocurre un terremoto, parte de la energía liberada por la fractura repentina de la roca se transfiere a las rocas cercanas, lo que se suma a las tensiones de empuje, tracción y torsión que ya se les imponen por movimientos y deformaciones anteriores impuestos por el sismo principal. Cuando estas tensiones son demasiado para las rocas, también se fracturan, liberando una nueva ronda de energía acumulada y creando nuevas propagaciones de ondas. De esta manera, los terremotos engendran réplicas, y las réplicas engendran réplicas cada vez más pequeñas. Las réplicas tienden a ser las más severas y ocurren con mayor frecuencia en las horas y días que siguen a un terremoto. Sin embargo, su magnitud y frecuencia disminuyen con el tiempo. Aunque la intensidad de la sacudida asociada con la mayoría de las réplicas es relativamente pequeña en comparación con la del terremoto principal, puede ser en ciertas ocasiones lo suficientemente grande como para obstaculizar los esfuerzos de rescate al desestabilizar aún más los edificios y otras estructuras”.

El análisis de las réplicas ha sido estudiado por diversos autores, como Hashemi (2017), Wuchuan y Ming (2018), Abdollahzadeh y Faghihmaleki (2018) y Nithin, Sandip y Kaushik (2020) los que han verificado experimental y/o teóricamente que una estructura que disminuye su resistencia y rigidez con el terremoto principal, tiene una alta probabilidad de colapsar con las réplicas.

En la Figura 2.2 se ilustra la deformación de una estructura de madera de marco liviano cuando el mecanismo de deformación dominante es el de corte de los muros. Detalla el movimiento que se produce en una estructura al ocurrir un terremoto y las condiciones con las que queda una vez que el suelo vuelve a estar en reposo corresponden a la degradación con la que enfrentará a la réplica.

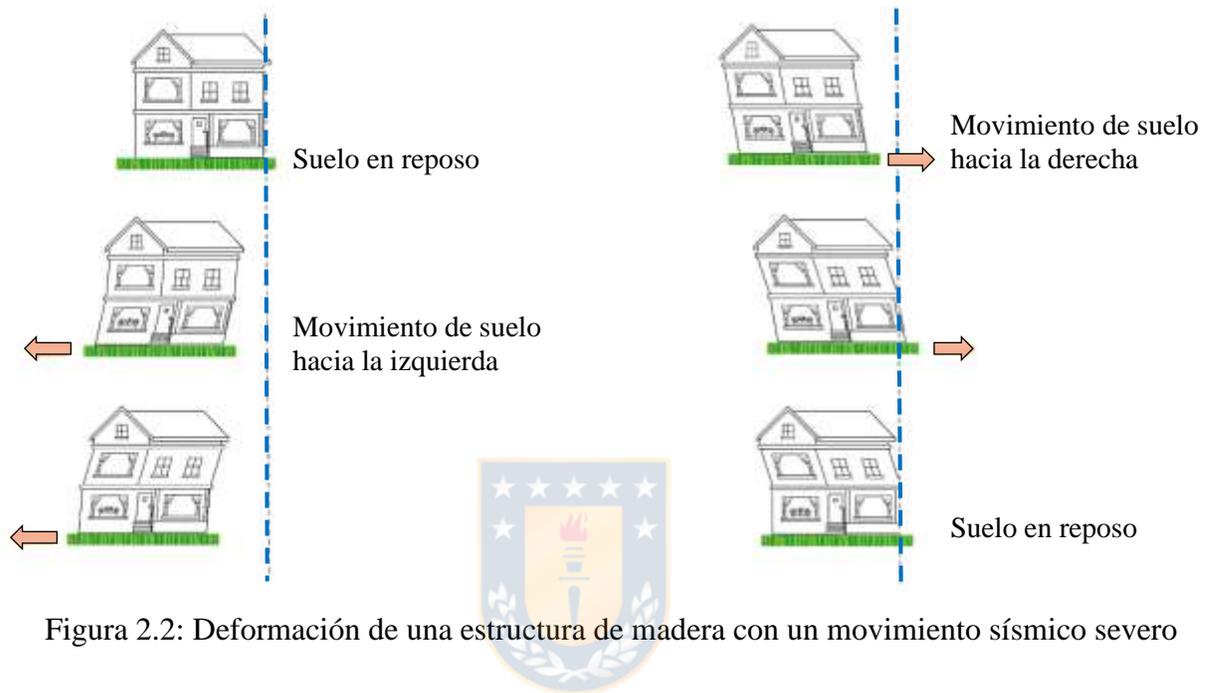


Figura 2.2: Deformación de una estructura de madera con un movimiento sísmico severo

2.5 Muros de corte

Al ocurrir un sismo, la carga lateral sísmica se asume recibida por el diafragma horizontal de cada piso, la que es transmitida a los muros, por lo que son estos los que resisten principalmente las cargas horizontales que recibe el edificio. En este trabajo se consideran muros de madera rigidizados con placas de madera, los cuales, al ser sometidos a cargas horizontales, reciben la carga del piso superior y lo transmiten como esfuerzo de corte al piso inferior y así sucesivamente hasta conducir la carga hacia las fundaciones.

Dependiendo del tipo de muro de corte de madera que se utilice en la construcción de una estructura existen diferentes disposiciones, cantidades y especificaciones de los elementos que componen el muro y que son los que se indican en la Figura 2.3, por ejemplo, puede variar la cantidad de pies derechos de los extremos del muro dependiendo de la resistencia vertical que se requiera, puede

modificarse la disposición, cantidad y tipo de clavos que unen el panel estructural al marco estructural, panel que puede estar conformado por placas de OSB (las siglas en inglés de *oriented strand board* y que se refiere a un tablero de virutas orientadas) o de terciado estructural y los clavos de unión pueden ser sustituidos por tornillos o grapas.

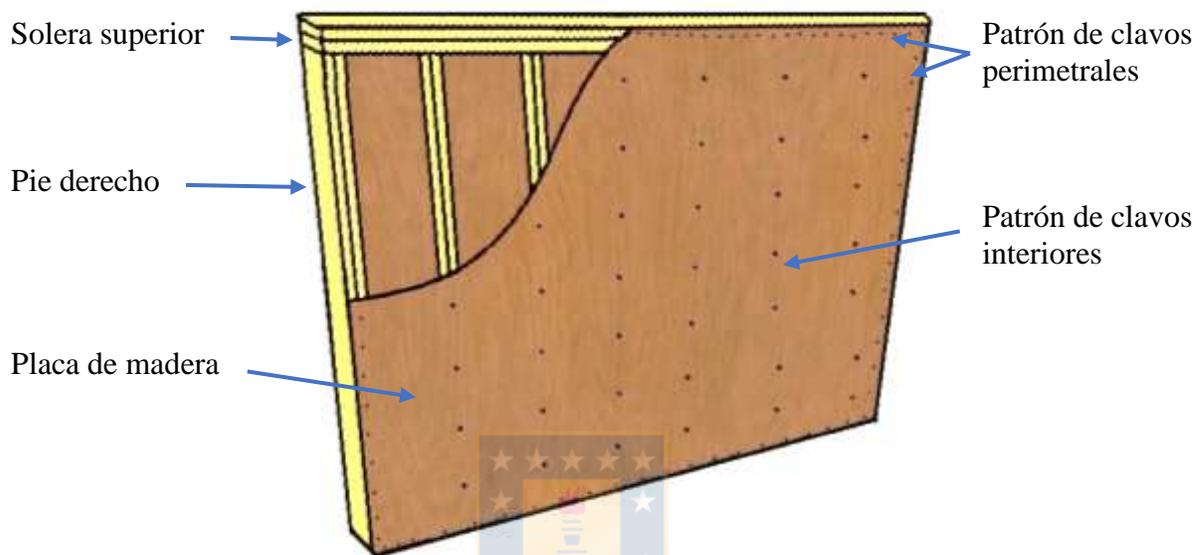


Figura 2.3: Elementos que componen un muro de corte de madera

Un estudio más detallado de los muros de corte de madera y de los elementos que lo componen son los realizados por Salenikovich (2000) y Salazar (2012).

Para comparar el desempeño de muros de corte de madera clavados y engrapados (donde los muros de corte engrapados han sido poco estudiados y ensayados en comparación con los muros clavados) Aranda (2020) realizó varios ensayos a muros de madera clavados y engrapados. Para esto realizó ensayos experimentales con muros de madera revestidos con paneles OSB con diferentes tipos de sujeciones (clavos y grapas) y diversos patrones de espaciamiento. Los resultados obtenidos indicaron que se produce un rendimiento similar para muros de corte grapados y clavados, en términos de rigidez inicial, desplazamiento máximo, carga máxima, rigidez equivalente y la relación de amortiguamiento viscoso equivalente; además, se observó que el fallo generado en el muro se debe a una combinación de fallos en los conectores y no a una falla en específico.

En la Figura 2.4 se muestran los resultados de un muro clavado y uno engrapado, a) y b) respectivamente, ambos a 4 pulgadas del borde, donde se observa que los resultados obtenidos son similares.

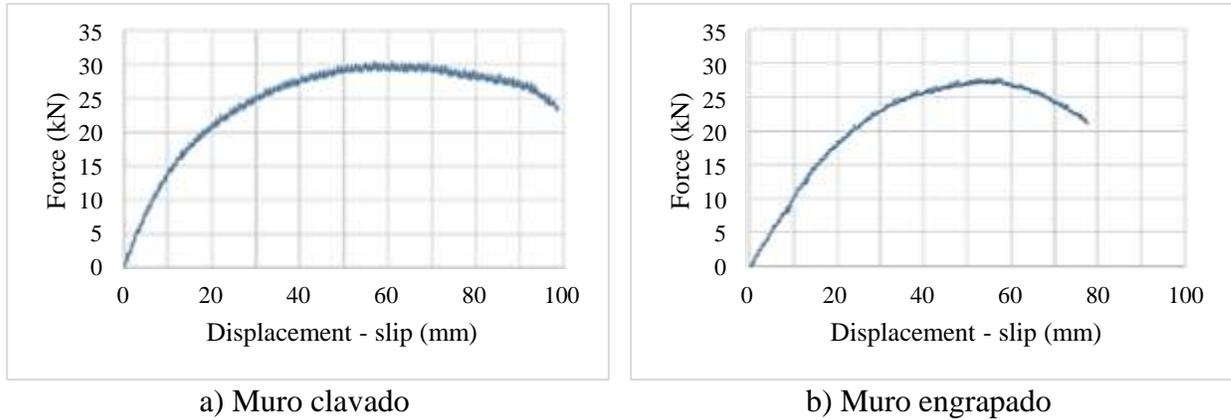


Figura 2.4: Ensayo monotónico a muro de madera (Fuente: Aranda (2020))

2.6 Diseño sísmico según la norma chilena NCh433

En Chile se construye de acuerdo a lo establecido por el Instituto Nacional de Normalización, que ha elaborado para el diseño sísmico de edificios la NCh433 (INN, 2009).

La NCh433 establece los requisitos exigibles para el diseño sísmico de edificios, y en 2011 se establece que esta norma sea complementada con el DS 61 que fija el diseño sísmico de edificios. Para construir un espectro de diseño que determine la resistencia sísmica de la estructura la NCh 433 y el DS 61 establecen las ecuaciones que se muestran a continuación:

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)} \quad (2.1)$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2.2)$$

Donde:

- S, p : Parámetros relativos al tipo de suelo
T₀ : Parámetro relativo al tipo de suelo (en segundos)
A₀ : Aceleración efectiva máxima (en m/s² o g)
α : Factor de amplificación
R* : Factor de reducción de la aceleración espectral
I : Coeficiente relativo a la ocupación del edificio
T_n : Período de vibración del modo n (en segundos)

La NCh433, que ha sido calibrada fundamentalmente para edificaciones de hormigón y acero, ha sido enriquecida por los efectos de los terremotos en Chile y restringe el *drift* a un valor máximo del 2 ‰ (2 por mil). Valor de *drift* que es bastante restrictivo para estructuras de madera, por lo que actualmente se está desarrollando un proyecto que propone modificar la NCh433, de tal forma que permita la construcción de edificaciones de madera de mediana altura, eficientes, económicas y sustentables, utilizando el sistema de marco y plataforma (Madera UC, 2019).

Para respaldar la viabilidad de construir en Chile estructuras de mediana altura en madera, el Centro de Innovación en Madera UC (2018) ha construido la “Torre Experimental Peñuelas”, la que ha sido desarrollada para investigar el desempeño físico ambiental y el comportamiento estructural de la madera ante movimientos sísmicos.

La Torre Experimental Peñuelas está construida 100 % en madera, tiene 6 pisos y es una de las torres más altas en madera en Chile y Latinoamérica con cerca de 20 m de altura. El montaje de la estructura se realizó en 5 días y actualmente está siendo monitoreada con el objetivo de obtener la mayor cantidad de información respecto al comportamiento y desempeño de la estructura.

2.7 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre

la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC, 1996).

En este trabajo, para la evaluación del desempeño de la estructura frente a los sismos, se adoptan los criterios que establece la norma ASCE (2007), la que establece los niveles de desempeño que se muestran en la Tabla 2.1, en la cual se incluye también el *drift* asociado.

Tabla 2.1: Nivel de desempeño y *drift* asociado (ASCE, 2007)

Nivel de desempeño	<i>Drift</i> (%)	Observaciones
Operacional	0.5 – 1	La estructura sigue siendo operacional
Seguridad a la vida	2	La estructura pierde rigidez, pero no resistencia
Prevención del colapso	3	La estructura pierde rigidez y resistencia

2.8 Conclusiones

En este capítulo se indicaron los elementos principales que componen un muro de corte de madera, para el que existe una gran variedad de posibilidades en su fabricación de acuerdo con lo requerido en las especificaciones de la estructura. Estos muros se deforman con las fuerzas horizontales, como los terremotos y las réplicas, y generan un *drift* que permite evaluar el desempeño de la estructura posterior a experimentar un evento sísmico.

El diseño sísmico de edificios en Chile está definido por la NCh433 y depende del tipo de suelo que se necesite evaluar. Para definir el nivel de seguridad con el que se encuentra una estructura de madera después de enfrentar un evento sísmico severo y sus réplicas se puede recurrir a normas extranjeras como las ASCE (2007) que establece parámetros conservadores que permiten evaluar el desempeño de las estructuras, donde un *drift* menor al 1 % indica que la estructura mantiene un nivel de seguridad adecuado para que siga operacional y un *drift* mayor al 3 % supone pérdida de resistencia y rigidez en la estructura, por lo que ésta ya no es operacional y puede ser un peligro para la vida de las personas.

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS Y REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS

3.1 Introducción

En este capítulo se indican las principales características de las estructuras de madera de marco liviano de 5 y 6 pisos que serán analizadas en este trabajo y con las que se desarrollará un modelo simplificado que permita evaluar su comportamiento al ser sometidas a uno o varios registros sísmicos. Además, se detallan los registros sísmicos que componen la base de datos que será utilizada en este trabajo para analizar las estructuras.

3.2 Definición de las estructuras seleccionadas para este trabajo

Para la realización de este trabajo se considera la tipología de dos edificios, de 5 y 6 pisos (Vivienda Social y NEESWood, respectivamente), los que fueron escogidos por corresponder a estructuras reales, regulares en planta y con alta simetría en su diseño. Los arquetipos seleccionados representan ampliamente edificios para vivienda que pueden ser utilizados en la construcción de edificios de madera en Chile.

3.2.1 Edificio Vivienda Social

El edificio social considerado en este trabajo corresponde a una estructura de 5 pisos, con un diseño típico utilizado en viviendas sociales en algunas regiones de Chile (Matamala, 2017). Cada piso tiene una altura de 2.4 m con dimensiones en planta de 23.4 m (dirección longitudinal) y 12.4 m (dirección transversal). Se tiene una masa aproximada de 52.2 t en los primeros 4 pisos y 26.1 t en el último piso, teniéndose una masa de 234.9 t para el total de la estructura, considerándose una distribución de masa sísmica de 180 kg/m² en los primeros 4 pisos y la mitad en el último piso.

En la Figura 3.1 se muestra la elevación frontal del Edificio Social y en la Figura 3.2 se muestra la vista en planta del primer piso del Edificio Social.

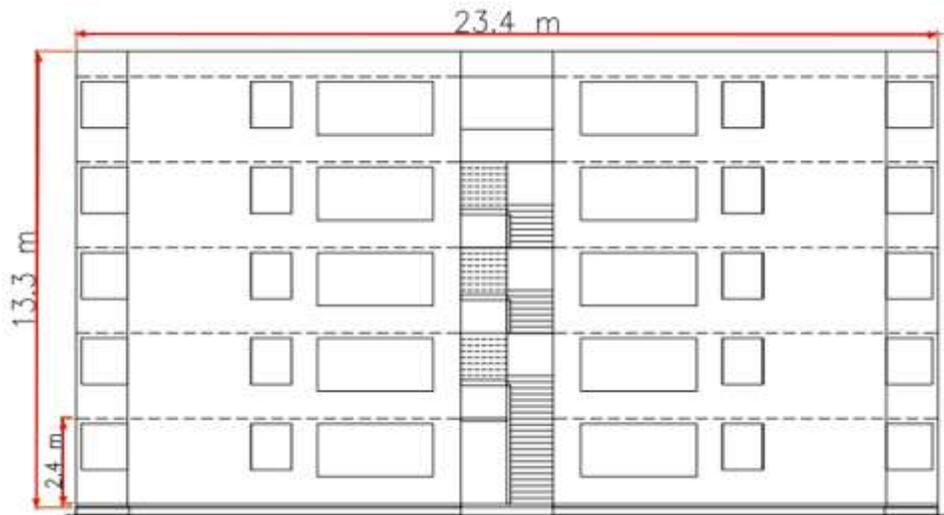


Figura 3.1: Elevación longitudinal del edificio Vivienda Social

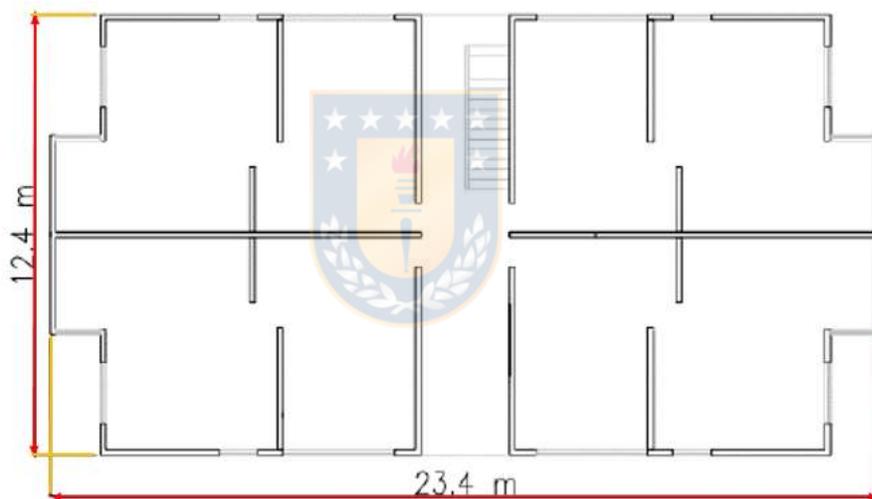


Figura 3.2: Planta del primer piso del edificio Vivienda Social,

3.2.2 Edificio NEESWood

El Edificio NEESWood, presentado en el trabajo de Pang, W. *et al.* (2010), corresponde a una estructura de 6 pisos. El primer y último piso tienen una altura de 2.74 m y los pisos intermedios tienen una altura de 2.44 m, sus dimensiones en planta son de 18.1 m (dirección longitudinal) y 12.1 m (dirección transversal). Pang, W. *et al.* (2010) estiman una masa sísmica total de 278.79 t, donde se tiene una masa sísmica variable por piso como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Masa por piso en edificio NEESWood (Pang, W. *et al.*, 2010)

Piso	Masa (toneladas)	kg/m ² (aprox)
1	51.18	233
2	48.33	220
3	48.33	220
4	48.33	220
5	51.47	234
6	31.15	142

En la Figura 3.3 se muestra una elevación frontal del Edificio NEESWood y en la Figura 3.4 se muestra una vista en planta del Edificio NEESWood (especificando cuales son muros de corte).



Figura 3.3: Elevación longitudinal de la cara sur del edificio NEESWood (Pang, W. *et al.*, 2010)

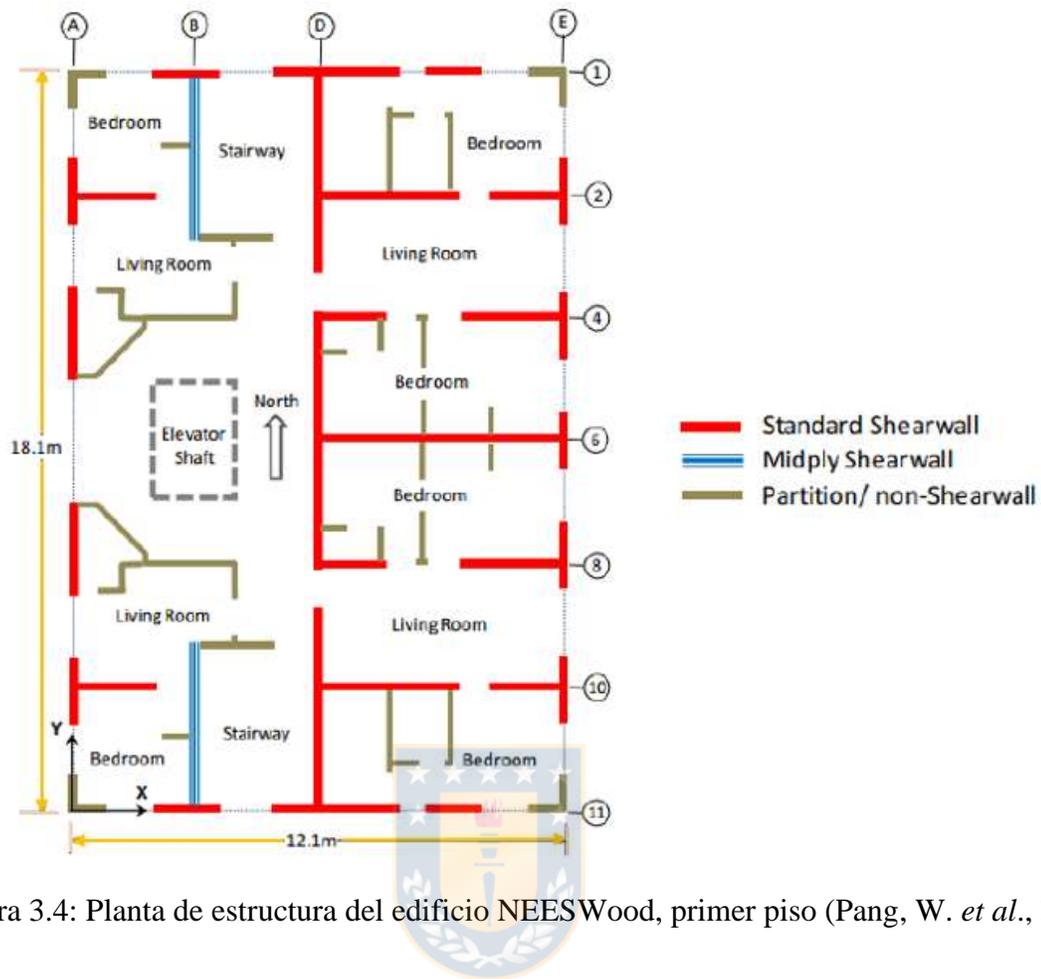


Figura 3.4: Planta de estructura del edificio NEESWood, primer piso (Pang, W. *et al.*, 2010)

3.3 Modelación de las estructuras iniciales

Para la elaboración de un modelo simplificado se asume que la deformación por corte es la dominante del sistema, considerando que tanto los conectores de corte de los muros como los anclajes que controlan el volcamiento se comportan en el rango lineal y reducen a través del diseño, en la medida de lo posible, sus deformaciones asociadas. Considerando lo anterior, para analizar las estructuras se elabora un modelo que incluye todos los muros de corte de la estructura (por lo que no se incluyen los muros que fueron diseñados solo como tabiques divisorios) y se indica detalladamente las medidas, centroides y vértices de cada uno de los muros considerados.

Con lo anterior, se tienen los modelos de las estructuras que se muestran en Figura 3.5 y Figura 3.6 y que serán simulados numéricamente, con el programa desarrollado específicamente para el análisis de edificaciones en madera, SAPWood (Pei y Van de Lindt, 2007).

A partir de la Figura 3.2 del diseño original del edificio Social, se obtiene una estructura compuesta por 5 pisos de 12 muros de corte cada uno, distribuidos como se muestra en la Figura 3.5.

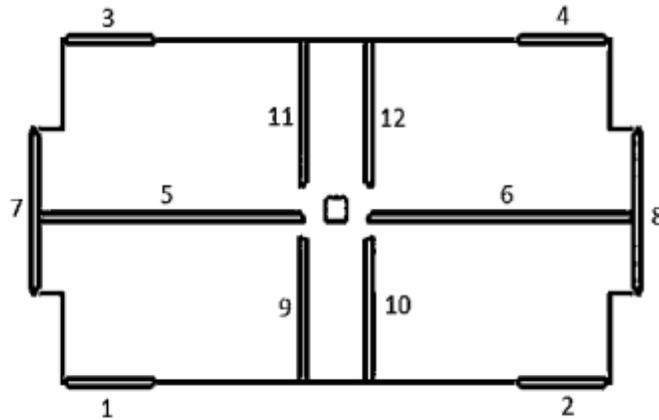


Figura 3.5: Planta de la estructura para Vivienda Social y la numeración de los muros

A partir de la Figura 3.4 del diseño original del edificio NEESWood, se obtiene una estructura compuesta por 6 pisos de 31 muros cada uno, distribuidos como se muestra en la Figura 3.6.

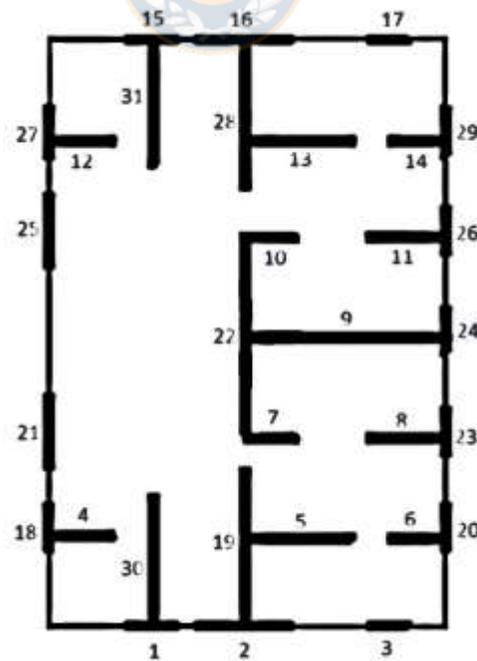


Figura 3.6: Planta de la estructura de edificio NEESWood y la numeración de los muros

Las estructuras de las Figura 3.5 y Figura 3.6 consideran en sus análisis los movimientos sísmicos en dirección Este-Oeste y Norte-Sur, lo que genera un gran consumo de recursos computacionales (alto consumo de tiempo CPU dependiendo del registro sísmico considerado) al modelarlas y analizarlas con el programa SAPWood (Pei y Van de Lindt, 2007). Con el objetivo de reducir los tiempos de análisis se elaboró un modelo de estructura simplificado que reduce el consumo de recursos computacionales. Para obtener una estructura simplificada se pasa del modelo completo de un edificio real (pseudo 3D) a un edificio con un solo grado de libertad por piso, lo que se logra modelando una ley de comportamiento global que reúna las propiedades de las histéresis de cada uno de los muros por cada piso del edificio (Matamala, 2018).

En la Tabla 3.2 se indican los parámetros requeridos para realizar el modelo original o simplificado de una estructura, para posteriormente ser utilizado con el programa SAPWood (Pei y Van de Lindt, 2007).

Tabla 3.2: Parámetros requeridos para realizar modelo original y simplificado

Parámetros Modelo	Modelo Original	Modelo Simplificado
Número de pisos	X	X
Cantidad de muros por piso	X	Una ley de comportamiento global por piso
Masas concentradas	X	X
Definir tipo de histéresis por muro	X	X
Orientación de cada muro	X	
Posición del centro de cada muro	X	
Parámetros de histéresis por muro	X	X
Indicar vértices de la estructura	X	
Masa distribuida por piso	X	
Largo de muro	X	
Altura de muro por piso	X	
Rigidez inicial	X	

Con los parámetros indicados en la Tabla 3.2 se obtienen los modelos simplificados como los que se muestran de manera esquemática en la Figura 3.7 y Figura 3.8.

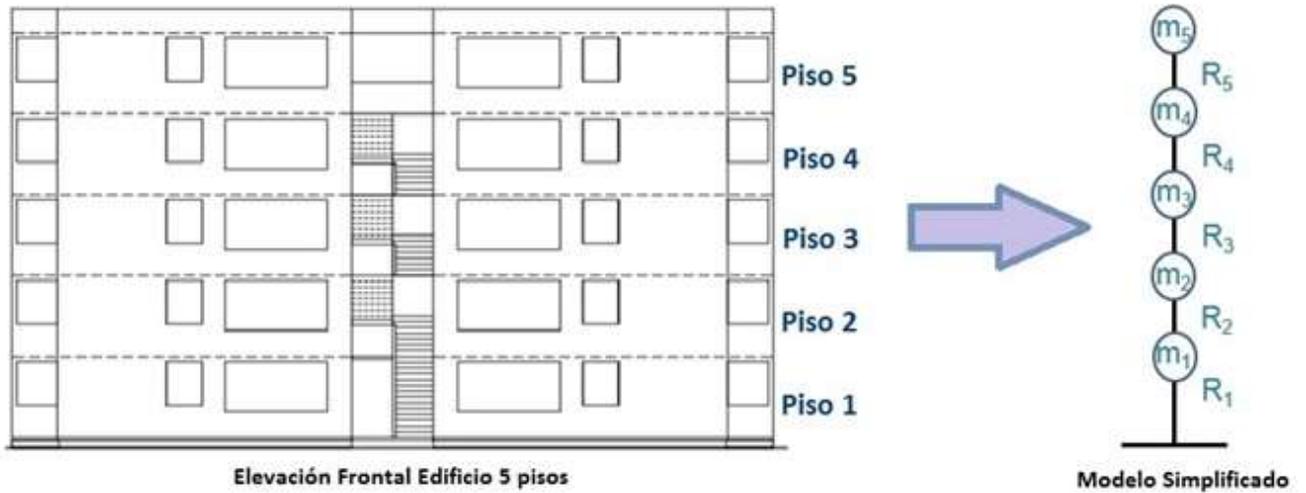


Figura 3.7: Transformación de edificio de 5 pisos a modelo simplificado

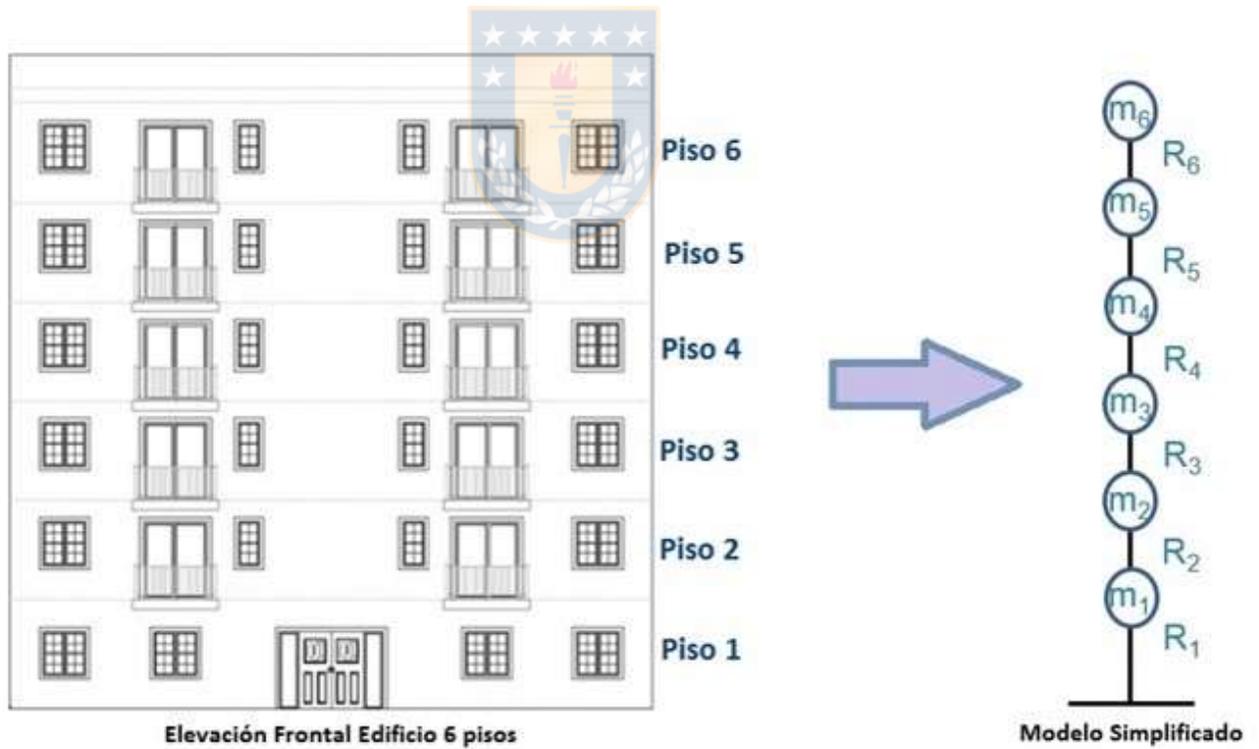


Figura 3.8: Transformación de edificio de 6 pisos a modelo simplificado

3.4 Parámetros de resistencia

Para elaborar un modelo simplificado de las estructuras referenciales completas (donde está incluido el efecto de todos los muros de la estructura), se considera que la deformación por corte de los muros de la estructura es la dominante del sistema; por lo que para la elaboración de un modelo simplificado es fundamental el diseño de los muros de corte, lo que requiere determinar la resistencia de cada piso del edificio, y esto se obtiene mediante el análisis de los parámetros de resistencia α y β , los que son determinados mediante análisis no lineal de estructuras de madera.

Es por esto que los parámetros α y β cumplen un rol importante en este trabajo, dichos parámetros son descritos a continuación:

El parámetro α se define como la relación entre la resistencia máxima del primer piso del edificio (en las direcciones x e y) y el peso total del edificio.

$$\alpha = \frac{R_1}{M_t \cdot g} \quad (3.1)$$

Donde R_1 es la resistencia máxima, o capacidad al corte, que puede desarrollar el primer piso, M_t es la masa total del edificio y g es la aceleración gravitacional. Cuidando de mantener una coherencia con las unidades de medida, por ejemplo, si R_1 está en N, M_t está en kg y g en m/s^2 .

El parámetro β corresponde a la distribución de la resistencia para cada uno de los pisos (en las direcciones x e y) y se representa como la relación porcentual entre la resistencia del piso en estudio y la resistencia del primer piso.

$$R_i = \frac{\beta_i}{100} \cdot R_1 \quad (3.2)$$

Donde R_i corresponde a la resistencia del piso i , β_i corresponde al valor del parámetro β para el piso i y R_1 es la resistencia del primer piso. R_i y R_1 deben tener las mismas unidades de medida.

Para los distintos valores de α y de β se realizaron iteraciones con distintos registros sísmicos hasta alcanzar una distribución uniforme probable de *drift* en los pisos del edificio, los que luego fueron promediados para obtener, finalmente, una distribución representativa asociada al número de pisos (Matamala, 2019).

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.3 y Tabla 3.4.

Tabla 3.3: Distribución de resistencia para edificios de 5 pisos (Matamala, 2019)

N° de piso Resistencia α	1	2	3	4	5
0.3	100	86	70	46	21
0.4	100	87	69	45	21
0.5	100	87	68	45	21
0.6	100	87	68	45	21
0.7	100	87	69	46	21

Tabla 3.4: Distribución de resistencia para edificios de 6 pisos (Matamala, 2019)

N° de piso Resistencia α	1	2	3	4	5	6
0.3	100	89	78	63	46	25
0.4	100	89	78	63	46	24
0.5	100	88	77	64	47	24
0.6	100	87	77	64	46	24
0.7	100	87	77	64	47	24

Es importante indicar que la capacidad admisible del primer nivel se puede obtener como el valor de α dividido por un factor de 2.5, lo que permite establecer un coeficiente sísmico de diseño.

3.5 Periodos fundamentales de las estructuras

Considerando los distintos valores de resistencia α y asumiendo que la deformación por corte es la dominante del sistema, se obtienen de los resultados del análisis los periodos fundamentales iniciales aproximados para cada estructura que se resumen en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Periodo fundamental de las estructuras

Vivienda Social (5 pisos)		NEESWood (6 pisos)	
Alpha (α)	Periodo fundamental (s)	Alpha (α)	Periodo fundamental (s)
0.3	0.54	0.3	0.66
0.4	0.47	0.4	0.58
0.5	0.42	0.5	0.51
0.6	0.38	0.6	0.47
0.7	0.35	0.7	0.44

Cabe mencionar que los valores de resistencia α corresponden a valores de resistencia dentro del rango de diseño, debido a que valores de α menores a 0.3 genera estructuras de madera muy vulnerables y valores de α mayores a 0.7 otorga a la estructura una resistencia excesiva.

3.6 Registros sísmicos

Para la modelación de las estructuras se utiliza una base de datos creada con registros sísmicos nacionales que fueron obtenidos de terremotos con magnitud entre 7.7 y 8.8. Los acelerogramas considerados fueron registrados en una ubicación con suelo tipo D y en zona sísmica 3.

Estos registros fueron seleccionados por corresponder al tipo de suelo y localización donde existe evidencia importante de daños en estructuras. Debido al efecto observado y al nivel de aceleraciones, estos registros sísmicos podrían clasificar algunos de ellos en la categoría de sismo de diseño y algunos incluso en rangos superiores, prueba de ello es la comparación del espectro de respuesta de aceleraciones de cada registro con el espectro de diseño, lo que se muestra en el gráfico de la Figura 3.9. Los registros sísmicos seleccionados se resumen en la Tabla 3.6 y se detallan en la Figura A.3.6.1 de Anexos.

Tabla 3.6: Registros sísmicos utilizados en este trabajo

Sismo	Año	Magnitud
Almendral	2010	8.8
Arica	2010	8.8
Concepción	2010	8.8
Constitución	2010	8.8
Iquique	2014	7.9
Mejillones	2007	7.7
Papudo	2010	8.8
Peñalolén	2010	8.8
Pozo Almonte	2015	8.4
Viña del Mar	2010	8.8

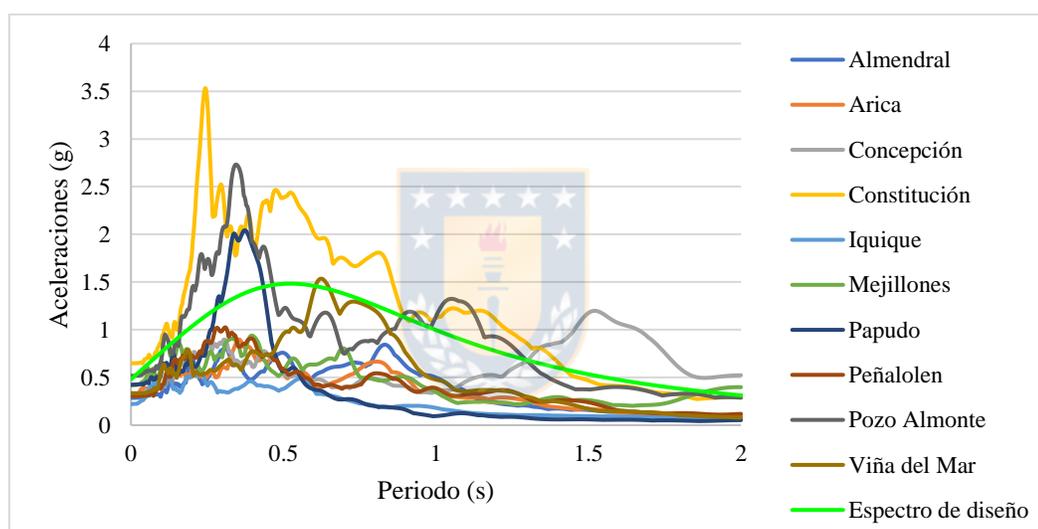


Figura 3.9: Comparación de espectros de aceleraciones de los registros sísmicos con el espectro de diseño

En el gráfico de la Figura 3.9 se observa que la mayoría de los registros sísmicos utilizados en este trabajo tienen un espectro de aceleraciones menor al del espectro de diseño obtenido con la normativa chilena y solo en uno de los casos el espectro es mayor en todos los puntos (Constitución), en los demás es mayor solo en un tramo (rango de periodos menores a 0.5 segundos) y luego disminuye. Para los edificios más rígidos, de menor período fundamental y de mayor resistencia, tres de los registros sobrepasan ampliamente el espectro de diseño. Sin embargo, las calibraciones posteriores modifican ampliamente estos espectros de diseño a efecto de evaluar diferentes niveles de demanda sobre las estructuras.

3.7 Espectros de los registros sísmicos

Como información adicional se muestran en Anexos Figura A.3.7.1 y Figura A.3.7.2 los gráficos de los espectros de desplazamientos y de aceleraciones de los registros sísmicos que se utilizan para evaluar los modelos estructurales, considerando un amortiguamiento del 5 %. Estos gráficos permiten una discusión posterior de los resultados de los análisis.

A efecto de reducir los tiempos de análisis se decidió utilizar la dirección Este-Oeste de los registros sísmicos para la evaluación de las estructuras con el modelo simplificado, esto debido a que en la gran mayoría de los casos los mayores desplazamientos generados al someter a las estructuras a un evento sísmico severo se obtuvieron en esa dirección para los modelos completos 3D. La evaluación en esta dirección no contradice que los resultados obtenidos con los registros sísmicos en la otra dirección entregarán resultados y conclusiones similares.

3.8 Espectro de diseño

En este trabajo se utilizaron los valores de la Tabla 3.7, obtenidos de la NCh433 y del DS61 (ver sección 2.6), para construir un espectro de diseño elástico que determine la resistencia sísmica de la estructura para suelo tipo D.

Tabla 3.7: Valores para elaborar el espectro de diseño en suelo tipo D

	Parámetro	Valor
Tipo de suelo: D (Suelo medianamente denso, o firme)	S	1.2
	T ₀	0.75 s
	T'	0.85 s
	n	1.8
	p	1.0
Coeficiente de ocupación del edificio: Habitacional (II)	I	1.0
Aceleración de gravedad	g	9.81 m/s ²
Zona sísmica: 3	A ₀	0.4 g
Factor de reducción de la aceleración espectral	R*	1.0

Con lo anterior se obtiene el espectro de diseño que se muestra en la Figura 3.10 y su correspondiente espectro de desplazamiento mostrado en la Figura 3.11.

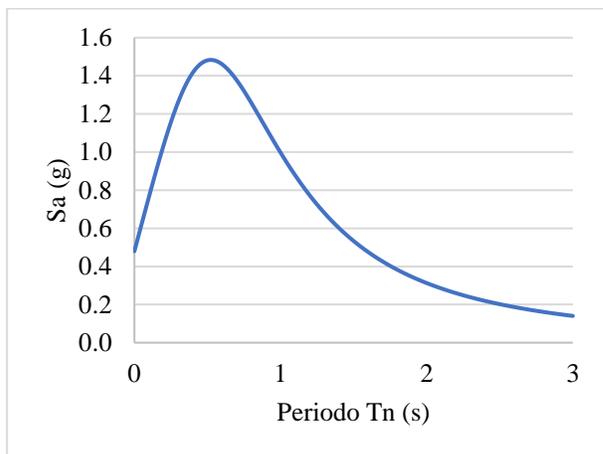


Figura 3.10: Espectro de diseño

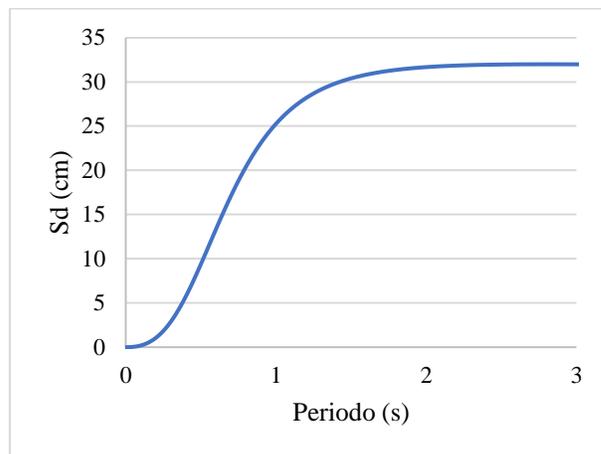


Figura 3.11: Espectro de desplazamiento

Para responder, adicionalmente, cómo la normativa de diseño sísmico impone un nivel de exigencia frente al comportamiento de edificios de madera, se elaboraron tres registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño (registro sintético, RS), los cuales se muestran en Anexo Figura A.3.8.1. Además, los espectros de desplazamientos y aceleraciones de estos tres sismos se muestran en la Figura 3.12 y se comparan con el espectro de diseño en la Figura 3.13 y Figura 3.14.

El término PGA, donde se indica este valor, corresponde a la abreviación de *peak ground acceleration* que es la sigla en inglés de la aceleración máxima del suelo.

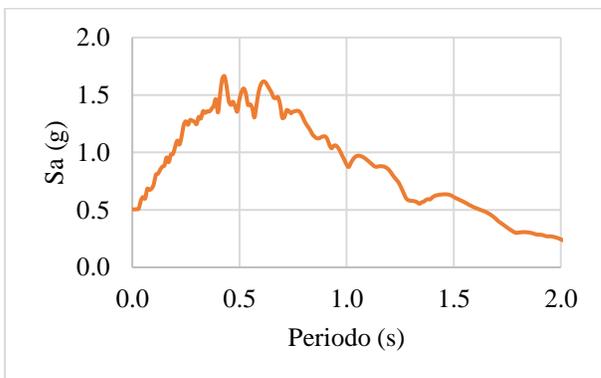
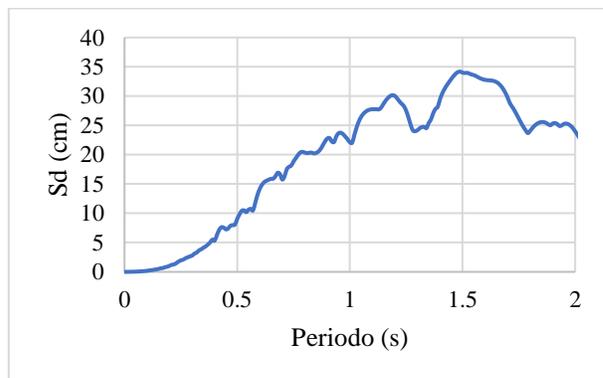


Figura 3.12 a) Espectro de desplazamiento RS1 Figura 3.12 b) Espectro de aceleraciones RS1

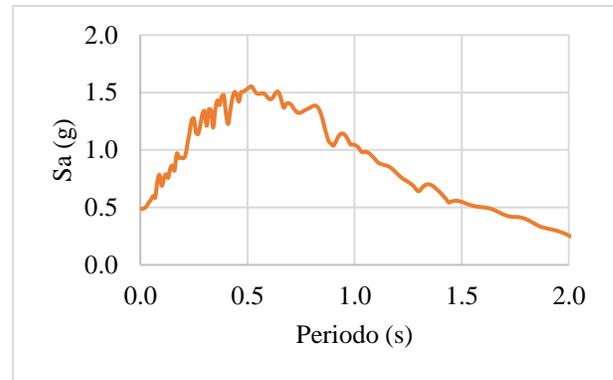
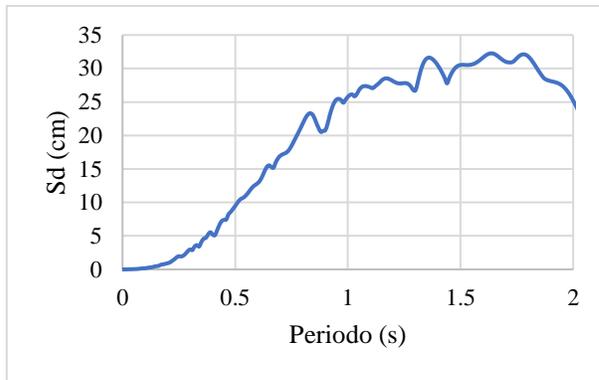


Figura 3.12 c) Espectro de desplazamiento RS2 Figura 3.12 d) Espectro de aceleraciones RS2

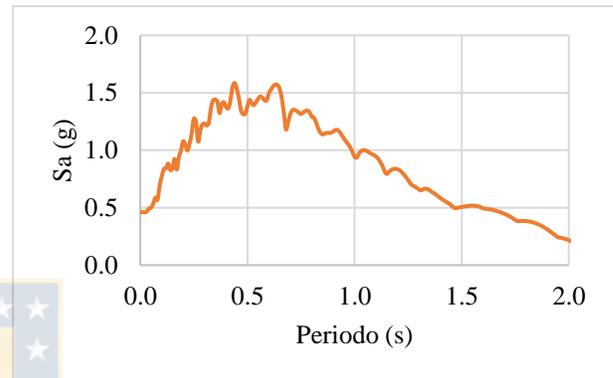
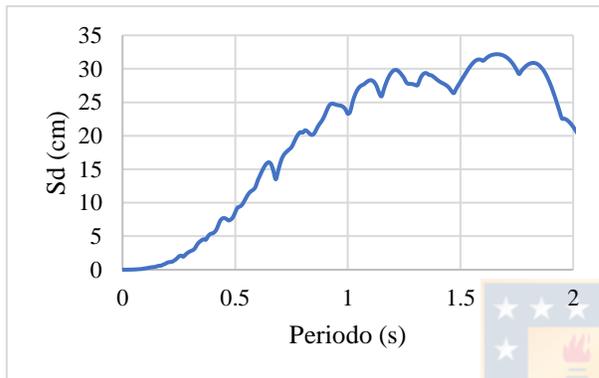


Figura 3.12 e) Espectro de desplazamiento RS3 Figura 3.12 f) Espectro de aceleraciones RS3

Figura 3.12: Espectros de los registros sintéticos

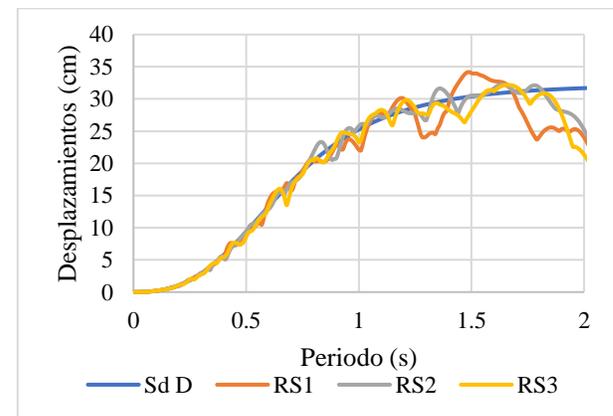
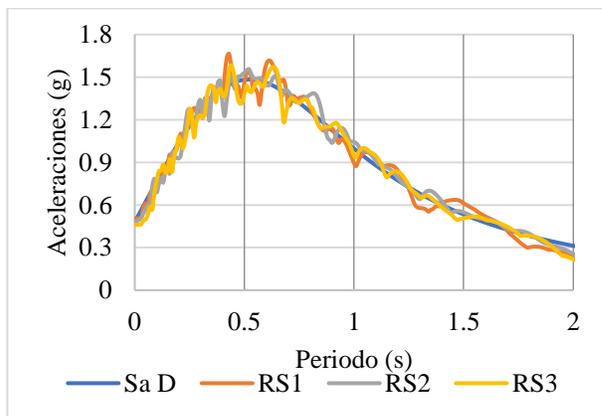


Figura 3.13: Espectros de aceleraciones de los registros sintéticos

Figura 3.14: Espectros de desplazamientos de los registros sintéticos

En la Figura 3.13 y Figura 3.14 se muestra una comparativa de los espectros de aceleraciones y desplazamientos de los registros modificados o sintéticos (RS) con los del espectro de diseño de la

normativa chilena para suelo tipo D, donde se observa que todos los RS satisfacen en la media el espectro elástico de diseño de la NCh433.

3.9 Base de datos de registros sísmicos

De los registros sísmicos indicados en la sección 3.6 y 3.8 se crea una base de datos que será utilizada para analizar el comportamiento de las estructuras de 5 y 6 pisos (con los valores de resistencias α indicadas), la cual se detalla a continuación y consta en total de 99 registros sísmicos. Estudios experimentales donde se evalúa el efecto de las réplicas en las estructuras de madera, realizados por Takanashi *et al.* (2018), consiste en someter a una estructura de madera a los efectos del sismo principal registrado, más dos réplicas del 80 % de éste. A efecto de verificar que esta estimación pueda ser aplicada a la realidad sísmica chilena, se analizan a continuación registros sísmicos de réplicas reales ocurridas en Chile comparados con su evento principal respectivo.

En Anexos Tabla A.3.9.1, Tabla A.3.9.2 y Tabla A.3.9.3, se muestra en orden cronológico las réplicas más violentas ocurridas en Chile luego de los terremotos (evento principal) de 2010, 2014 y 2015, respectivamente, en la Figura 3.15 se muestra un gráfico que resume los % de magnitud de las réplicas reales ocurridas luego del evento principal con respecto a este y en la Figura 3.16 se muestra un gráfico con el % PGA (*peak ground acceleration*) de las réplicas de los sismos ocurridos en 2014 y 2015. Los registros sísmicos fueron obtenidos de la plataforma de CSN (Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile) que contiene registros sísmicos desde el año 2012 en adelante, por eso no fue posible obtener los valores de PGA de las réplicas del terremoto del 27 de febrero del 2010.

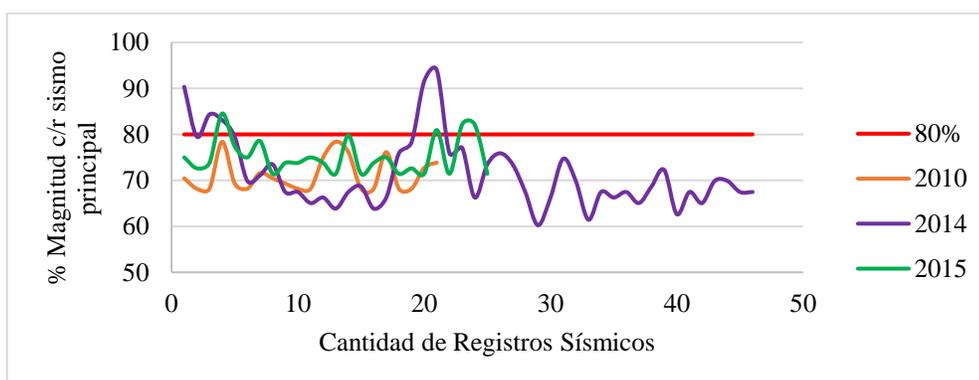


Figura 3.15: Magnitudes de réplicas reales con respecto al sismo principal

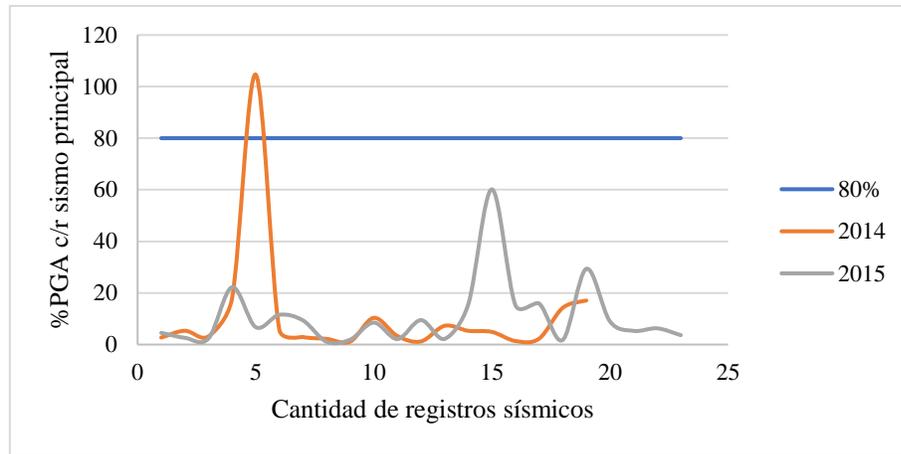


Figura 3.16: Porcentaje del PGA de las réplicas de los sismos 2014 y 2015 con respecto al sismo principal

En la Figura 3.15 se observa que las réplicas reales ocurridas luego del evento principal en su mayoría no superan el 80 % de la magnitud del evento principal y en la Figura 3.16 se observa que las réplicas reales ocurridas luego de un evento sísmico severo en su gran mayoría no superan el 80 % del PGA del sismo principal y por lo general se tienen valores menores al 40 %, por lo que para la realidad sísmica chilena se consideran válidas y conservadoras las estimaciones de Takanashi *et al.* (2018), estimando que en los resultados obtenidos se obtendrán efectos mayores a los que ocurrirían realmente con un sismo principal y sus posteriores réplicas, debido a que se generarán réplicas del 80 % del PGA del sismo principal y eso corresponde a un valor bastante mayor a lo habitualmente registrado.

Así, basado en lo indicado anteriormente, se consideran válidas y conservadoras las estimaciones de Takanashi *et al.* (2018) y serán utilizadas en este trabajo. Basado en estas consideraciones se realizarán simulaciones sísmicas compuestas por el 100 % del sismo principal registrado y se agregarán dos réplicas del 80 % de éste, con lo que se espera obtener resultados más conservadores en relación a los que ocurrirían realmente. Bajo este supuesto, para cada uno de los sismos anteriores se realizaron 3 análisis considerando:

- SP : Sismo principal (real), 100 % del evento sísmico registrado
- SP+R1 : SP + 1 Réplica del 80 % del SP
- SP+R1+R2 : SP + 2 Réplicas del 80 % del SP

Otro aspecto a tener en consideración es que en muchos casos sucede que ocurre un sismo de gran magnitud que luego es superado por uno de mayor magnitud aún, por esto se consideró importante realizar una simulación sísmica que consista en un sismo precursor antes del evento principal. Para estos efectos se asumirá al sismo precursor como del 80 % del registro correspondiente al sismo principal (100 % del registro sísmico real). Luego, para cada uno de estos registros sísmicos se realizaron 3 análisis considerando:

- SPR : 1 sismo del 80 % del SP
- SPR +SP : 1 sismo del 80 % del SP + SP
- SPR +SP+R1 : 1 sismo del 80 % del SP + SP + 1 Réplica del 80 % del SP

Una tercera variante de registros sísmicos fue generada artificialmente tratando de someter a las estructuras a condiciones relacionadas con el diseño. Para ello los registros sísmicos anteriores fueron modificados para igualar la respuesta espectral de aceleraciones de estos sismos con el espectro de diseño de la normativa chilena en un solo punto, que corresponde al periodo fundamental de la estructura. Esto dio origen a la siguiente secuencia de registros de aceleraciones:

- SN : Sismo normalizado para el periodo fundamental de las estructuras (artificial), 100 % del sismo
- SN+R1 : SN + 1 Réplica del 80 % del SN
- SN+R1+R2 : SN + 2 Réplicas del 80 % del SN

Finalmente, y a efecto de verificar aspectos directamente relacionados con la normativa de diseño, se elaboraron tres registros artificiales que satisfacen en la media al espectro de diseño de la normativa chilena (ver sección 3.8), para lo cual se considera la siguiente secuencia de registros sísmicos para los análisis:

- RS : Sismo normalizado al espectro de diseño (artificial), 100 % del sismo
- RS+R1 : RS + 1 Réplica del 80 % del RS
- RS+R1+R2 : RS + 2 Réplicas del 80 % del RS

Con lo anterior se genera una base de datos de registros sísmicos con los que se realizarán los análisis estructurales tiempo-historia. La base está compuesta por 10 registros sísmicos reales (SP) más todas las variantes indicadas anteriormente, las que son aplicadas de acuerdo a las combinaciones que se detallan a continuación:

Secuencia de acelerogramas registrados:

- SP : Sismo principal (real), 100 % del sismo
- SP+R1 : SP + 1 Réplica del 80 % del SP
- SP+R1+R2 : SP + 2 Réplicas del 80 % del SP

Secuencia de acelerogramas reales considerando un sismo precursor:

- SPR : 1 sismo del 80 % del SP
- SPR+SP : 1 sismo del 80 % del SP + SP
- SPR+SP+R1 : 1 sismo del 80 % del SP + SP + 1 Réplica del 80 % del SP

Secuencia de registros reales normalizados al espectro de diseño para el período fundamental:

- SN : Sismo normalizado en el periodo fundamental de las estructuras (artificial), 100 % del sismo
- SN+R1 : SN + 1 Réplica del 80 % del SN
- SN+R1+R2 : SN + 2 Réplicas del 80 % del SN

Secuencia de registros artificiales compatibles al espectro de diseño de la NCh433:

- RS : Sismo normalizado al espectro de diseño (artificial), 100 % del sismo
- RS+R1 : RS + 1 Réplica del 80 % del RS
- RS+R1+R2 : RS + 2 Réplicas del 80 % del RS

En conjunto se obtiene un total de 99 registros sísmicos, donde para cada uno de estos sets de registros se realizan los análisis estructurales, discutiéndose los resultados para cada uno de ellos de manera independiente.

Resulta importante destacar que cada registro de aceleraciones provoca una degradación estructural que es considerada para los registros siguientes; considerando así, de cierta manera, el daño acumulado.

3.10 Conclusiones

En este capítulo se han detallado las estructuras que serán modeladas en este informe para evaluar el comportamiento que presentan estructuras de marcos livianos de madera de 5 y 6 pisos frente a terremotos severos y sus posteriores réplicas. Para este análisis se han presentado dos modelos computacionales, uno completo que considera cada uno de los muros que componen la estructura y otro simplificado que corresponde a un modelo unidimensional que solo considera (de manera global y acumulativa) los muros de corte que componen la estructura, evaluado con distintos valores de resistencia basal α .

Se ha definido la secuencia de los acelerogramas que componen la base de datos para la que se efectuarán los análisis tiempo historia, considerando diversas variantes de registros sísmicos, con la finalidad de cubrir un amplio espectro de posibles demandas sísmicas. Para esta base de datos se analizaron registros de aceleraciones reales de un sismo principal y de sus réplicas, lo que permitió elaborar registros sísmicos artificiales que satisfacen, en a lo menos el período fundamental de la estructura a analizar, el espectro de diseño de la NCh433, así como también una secuencia de registros espectro compatible con el espectro de diseño; lo que permitió establecer una base de datos con registros sísmicos reales y artificiales.

Los modelos de las estructuras serán analizados en los distintos escenarios de eventos sísmicos de la base de datos y con esto se obtendrá el desplazamiento entrepisos (*drift*) que se genera en la estructura al ocurrir un sismo.

CAPÍTULO 4 DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS

4.1 Introducción

En este capítulo se valida el modelo simplificado de las estructuras y se entregan los resultados de *drifts* máximos obtenidos, con lo que se evalúa, indirectamente, el nivel de seguridad con el que ésta queda luego de una secuencia de movimientos sísmicos como los que se propone simular. Además, se comparan estos resultados con los obtenidos previamente solo evaluando los espectros de aceleraciones y desplazamientos de los registros sísmicos.

4.2 Análisis de los espectros de los registros sísmicos

En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se resumen los espectros de aceleraciones y desplazamientos, respectivamente, de los registros sísmicos reales (SP) con los que fueron evaluadas las estructuras. En la Figura 4.1 se observa que para los sismos de Constitución, Papudo y Pozo Almonte se tienen espectros de aceleraciones que superan considerablemente a los otros registros y al espectro de diseño en los periodos menores a los períodos fundamentales de los modelos analizados, pero con respuestas espectrales que disminuyen al aumentar el periodo, a diferencia del sismo de Concepción donde el espectro de aceleraciones aumenta al aumentar el periodo, mostrando un notable aumento en periodos mayores a 1 segundo.

En el espectro de desplazamientos se muestra que para los periodos superiores a 1 segundo los mayores desplazamientos se obtienen en los sismos de Concepción, Constitución y Pozo Almonte. Considerando los periodos fundamentales de las estructuras analizadas en este trabajo (ver Tabla 3.5) se observa que los mayores desplazamientos se generan cuando el periodo es mayor al periodo fundamental de la estructura, por lo que se espera que, producto del incremento del periodo efectivo, todos los registros sísmicos generen un desplazamiento importante en las estructuras correspondiente a los periodos mayores, donde los valores más altos de desplazamiento se obtendrían con los sismos de Concepción, Constitución y Pozo Almonte, que son además, los sismos que superan el espectro de desplazamientos del espectro de diseño de la NCh433.

Lo anterior debido al aumento del periodo efectivo que se produce en el modelo estructural producto de una degradación de la rigidez y que se relaciona con el pinching marcado que existe en el comportamiento de los muros de corte de madera.

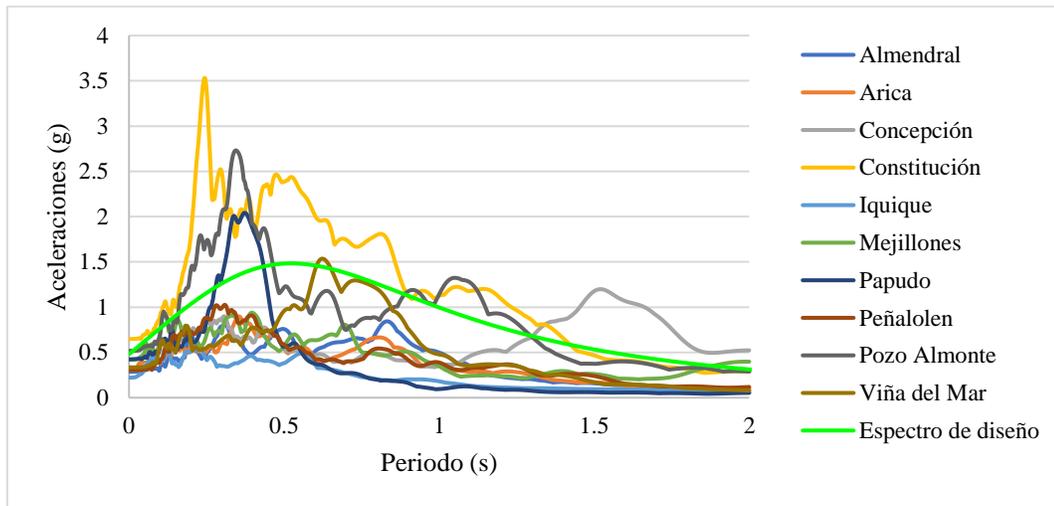


Figura 4.1: Espectros de aceleraciones de los sismos principales

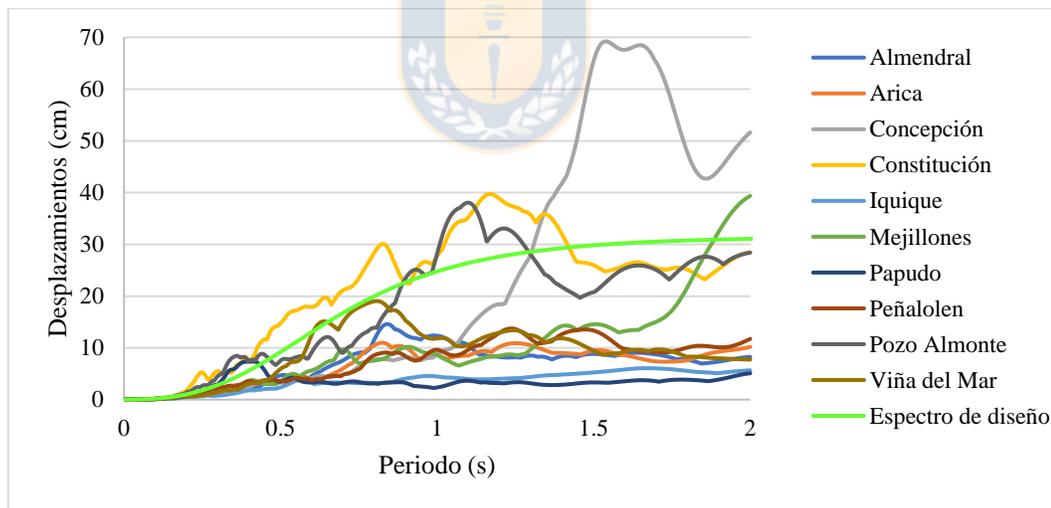


Figura 4.2: Espectros de desplazamientos de los sismos principales

4.3 Validación del modelo simplificado

Debido a que en este trabajo se utilizaron mayormente los resultados obtenidos con el análisis del modelo simplificado de la estructura referencial completa, se debe primero validar esta simplificación. Para ello se analizaron el modelo de la estructura completa (donde todos los muros

del edificio son incorporados en la simulación numérica) y el modelo simplificado de la estructura (en el que todo un piso es representado de manera unidimensional por una ley de comportamiento global), donde ambos modelos representan una estructura con la misma resistencia (Vivienda Social $\alpha = 0.5$ y NEESWood $\alpha = 0.8$, aprox.). Si en el análisis de ambos modelos se obtienen resultados similares, entonces se considera válido el modelo simplificado.

En los gráficos de la Figura 4.3 se muestra la comparación de los resultados obtenidos al analizar las estructuras con los sismos SP, SP+R1, SP+R1+R2, detallados en la sección 3.9, donde se muestra el desarrollo de los *drift* máximos obtenidos entre todos los pisos para cada uno de los casos analizados con las estructuras de 5 y 6 pisos, tanto para el modelo original como para el modelo simplificado.

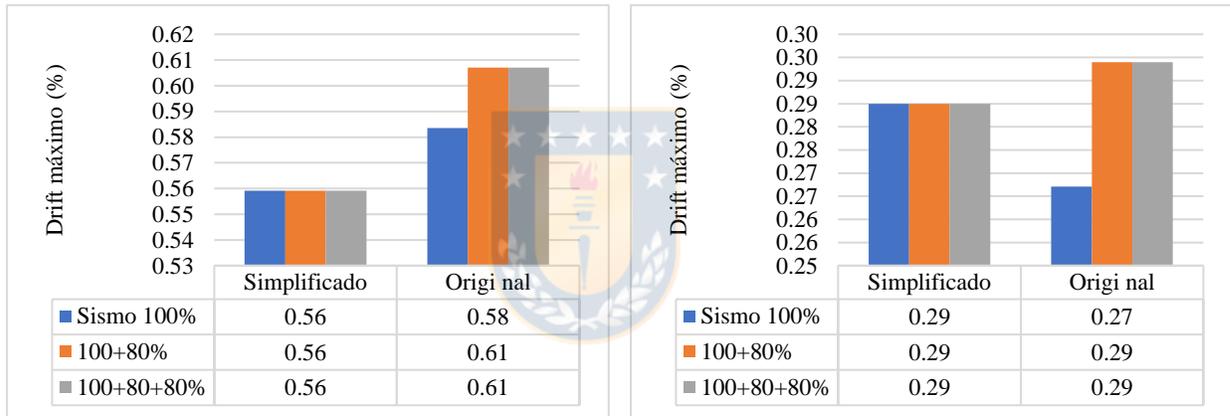


Figura 4.3 a) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Almendral Figura 4.3 b) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Almendral

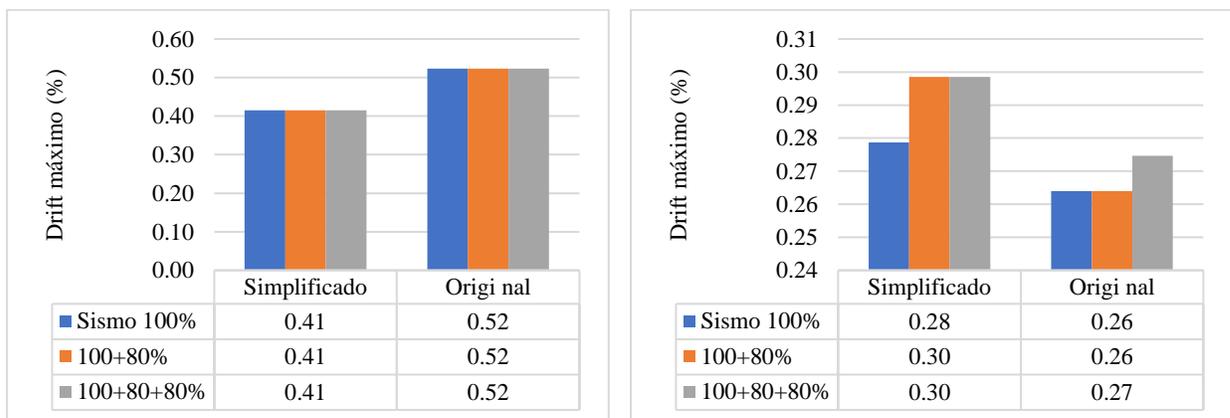


Figura 4.3 c) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Arica Figura 4.3 d) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Arica

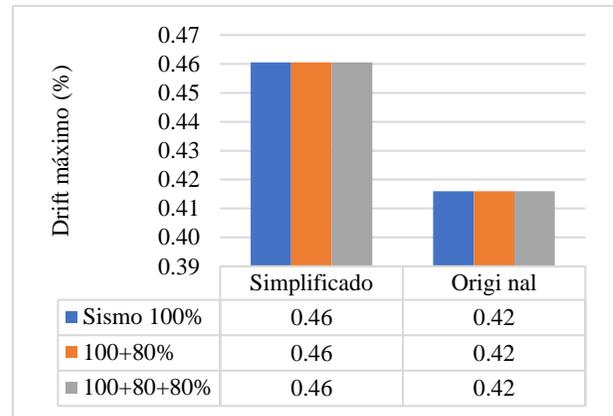
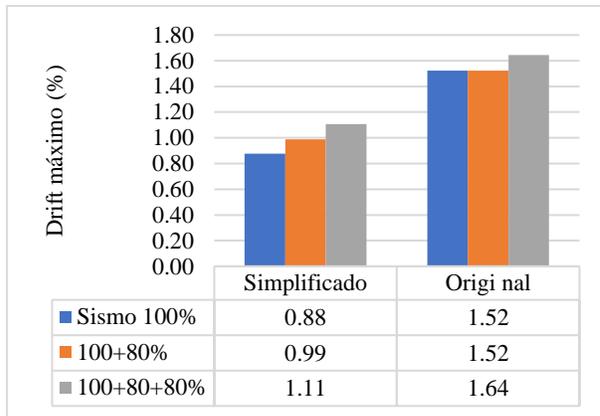


Figura 4.3 e) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Concepción

Figura 4.3 f) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Concepción

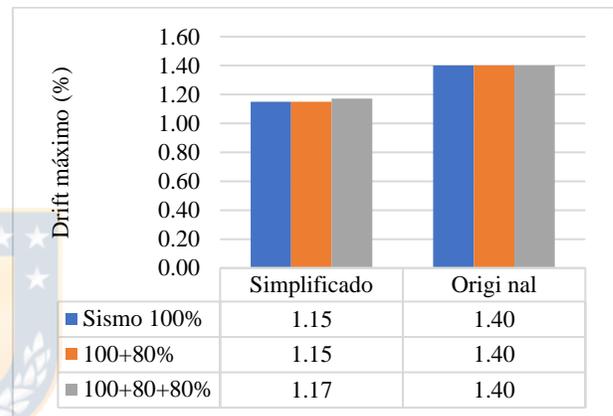
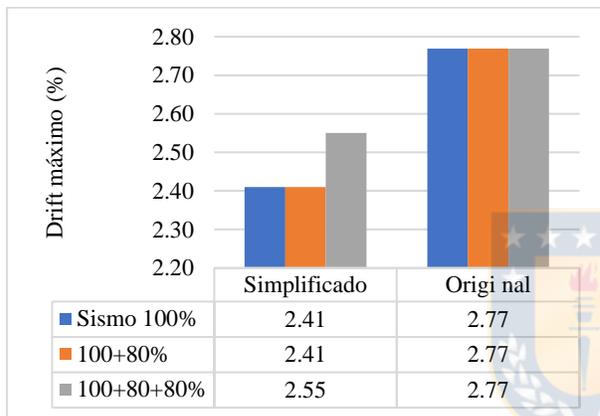


Figura 4.3 g) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Constitución

Figura 4.3 h) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Constitución

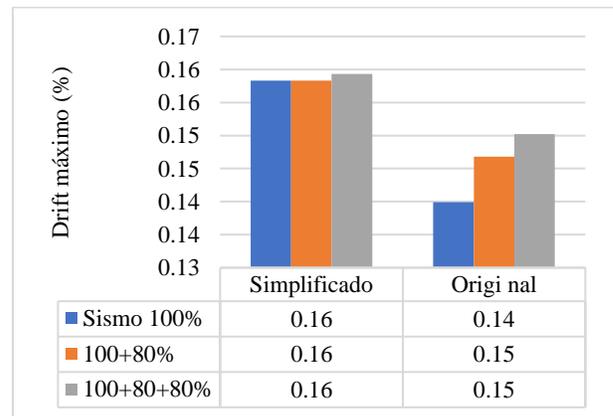
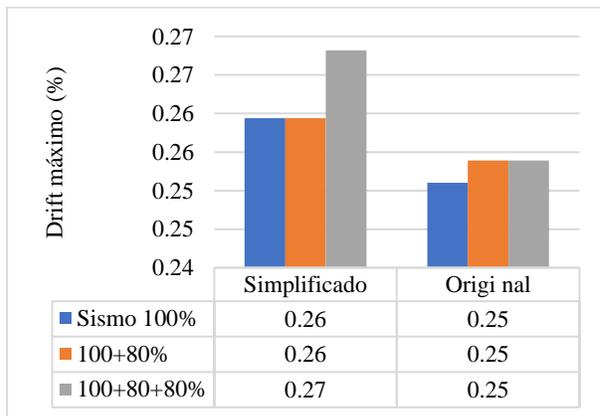


Figura 4.3 i) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Iquique

Figura 4.3 j) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Iquique

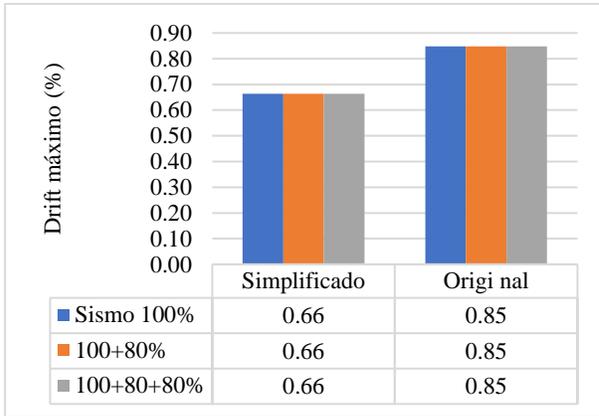


Figura 4.3 k) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Mejillones

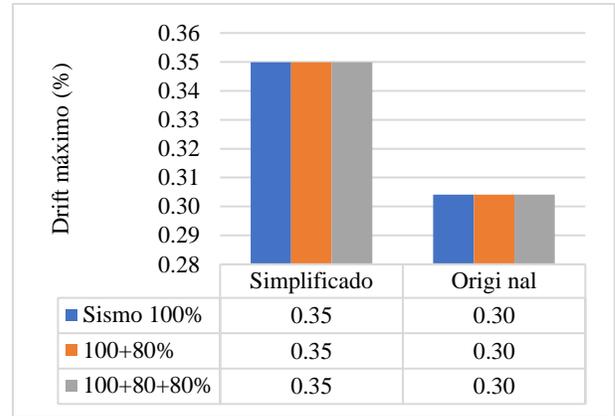


Figura 4.3 l) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Mejillones

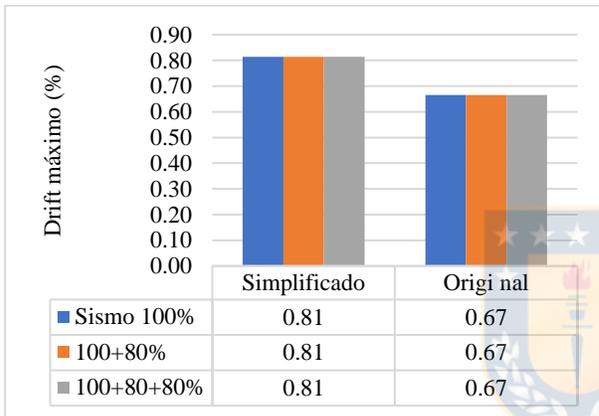


Figura 4.3 m) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Papudo

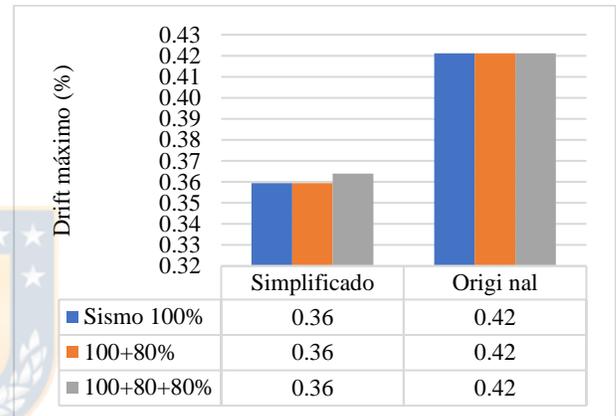


Figura 4.3 n) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Papudo

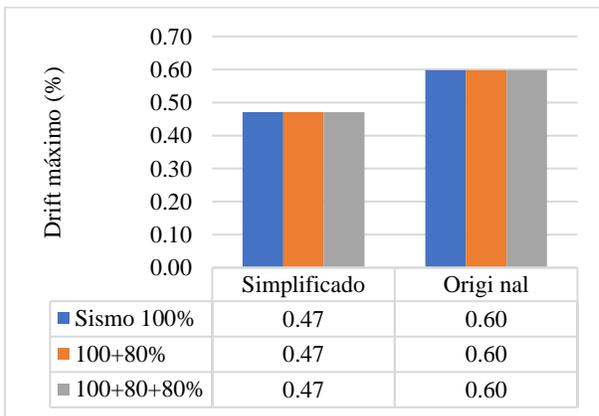


Figura 4.3 o) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Peñalolén

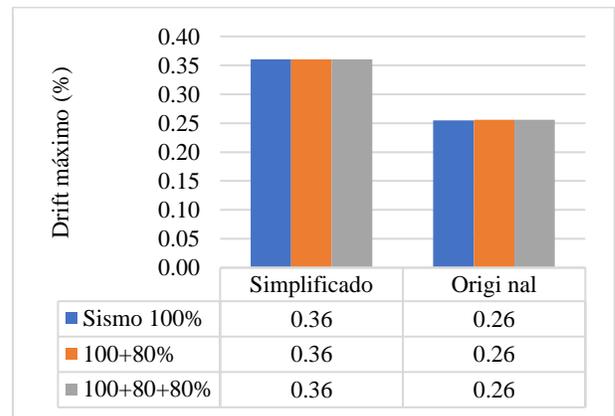


Figura 4.3 p) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Peñalolén

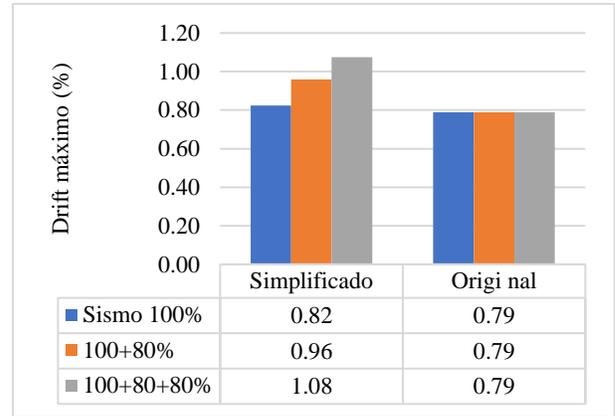
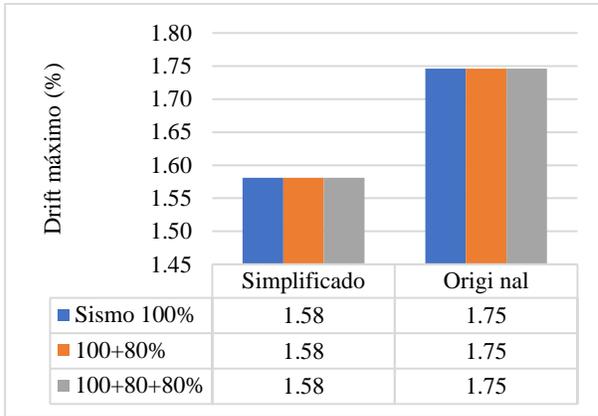


Figura 4.3 q) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Pozo Almonte

Figura 4.3 r) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Pozo Almonte

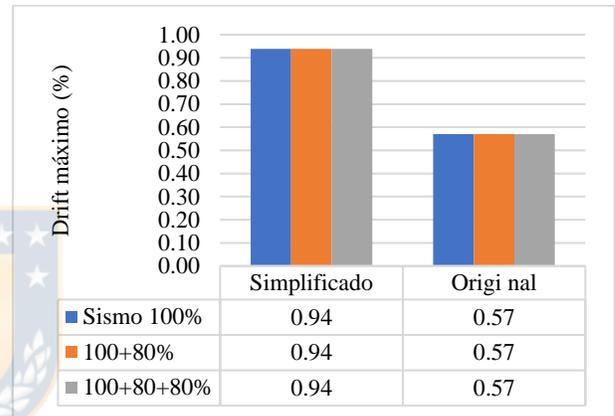
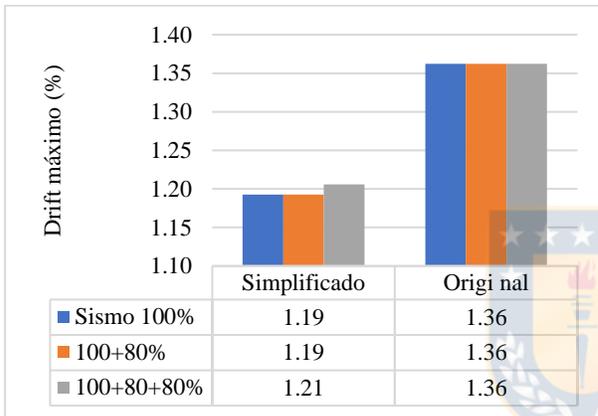


Figura 4.3 s) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.3 t) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.3: Comparación de *drift* máximos obtenidos con el modelo original y modelo simplificado

Al comparar los resultados de *drift* máximos obtenidos con el modelo completo y con el simplificado, a pesar de tener diferencias en los resultados obtenidos, estos se mantienen dentro de un mismo rango y en la mayoría de los casos la diferencia en el *drift* máximo no supera el 0.5 % para el edificio de 5 pisos y es menor al 0.4 % en todos los casos para el edificio de 6 pisos; para ambos edificios se observan diferencias menores al 0.3 % de *drift* entre los registros sísmicos que generan resultados de *drift* menores al 1 %.

Pero, debido a que se requiere evaluar los casos en que se pueda generar un daño en la estructura, se enfoca el interés en evaluar estructuras con valores de *drifts* mayores al 1 %. Observando que

en los resultados obtenidos cuando el *drift* sobrepasa el 1 % se tienen diferencias entre ambos modelos (completo y simplificado) que no sobrepasan el 0.6 %, por lo que se verifica que los resultados obtenidos con el modelo simplificado son similares a los obtenidos con el modelo de la estructura completa; finalmente, se concluye que es adecuado continuar los análisis utilizando el modelo simplificado.

Además, de los resultados obtenidos con el modelo completo, se observa que para los niveles de resistencias de las estructuras referenciales (Vivienda Social $\alpha = 0.5$ y NEESWood $\alpha = 0.8$, aprox.) al enfrentar un sismo principal y las réplicas establecidas en SP, SP+R1, SP+R1+R2 en el edificio de 5 pisos no se generan *drift* mayor al 3 %, teniéndose en la mayoría de los casos *drift* menores al 1 %, casos en los que de acuerdo a lo indicado por la ASCE 2007 (ver Tabla 2.1) la estructura seguiría siendo operacional, en cambio para el edificio de 6 pisos, debido a la alta resistencia con la que está diseñado, solo en un caso el *drift* obtenido supera levemente el 1 %, por lo que tanto durante el movimiento principal como en las réplicas la estructura no presenta daños considerables y continúa siendo operacional.

En los gráficos de la Figura 4.3 se observa que las réplicas no producen aumentos importantes del *drift*, aspecto que se relaciona a una degradación de rigidez de la estructura que ocurre durante el evento principal; con las réplicas posteriores y para el rango de deformación siguiente, la estructura, producto del pinching alcanzado (mayor valor de pinching si el valor de resistencia α es menor), se encuentra en un rango donde enfrenta los movimientos de las réplicas con muy baja resistencia y poca rigidez provocando que para el nivel de deformaciones alcanzado por el sismo anterior la estructura prácticamente no ejerza resistencia al movimiento basal, equivalente a poseer un alto periodo efectivo.

Este efecto provoca que para bajas resistencias de diseño (valores de resistencia α bajas) el *drift* no se incrementa mayormente, salvo excepciones donde un aumento del periodo efectivo lleva a la estructura a una zona de mayor desplazamiento, lo que se puede identificar en el espectro de desplazamientos del registro sísmico (ver Figura 4.2) y que será comentado posteriormente en cada uno de los casos correspondientes.

4.4 Sismo principal más réplicas

En los gráficos de la Figura 4.4 se muestran los resultados obtenidos con los sismos SP, SP+R1, SP+R1+R2, indicados anteriormente (ver sección 3.9), donde se indican los *drift* máximos obtenidos en cada una de las estructuras con la secuencia de registros sísmicos y las diferentes resistencias basales α indicadas.

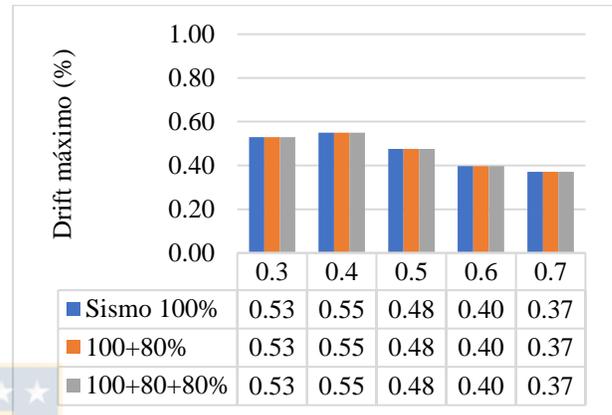
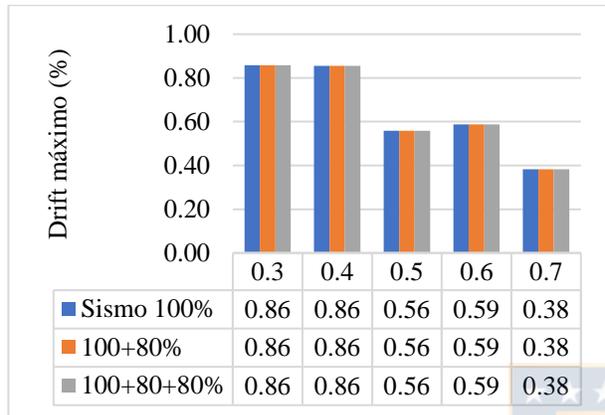


Figura 4.4 a) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Almendral Figura 4.4 b) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Almendral

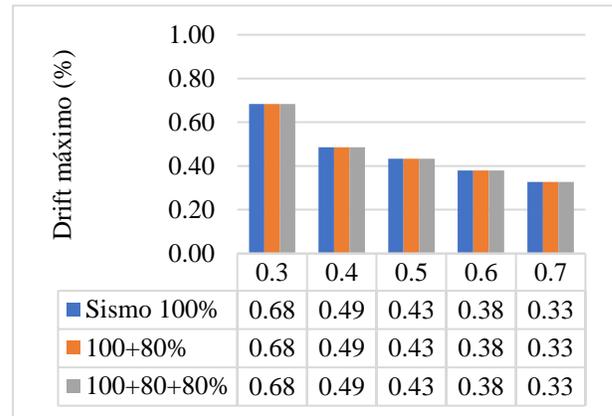
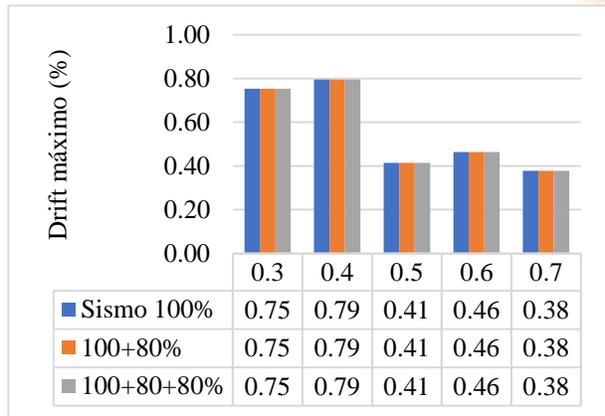


Figura 4.4 c) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Arica Figura 4.4 d) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Arica

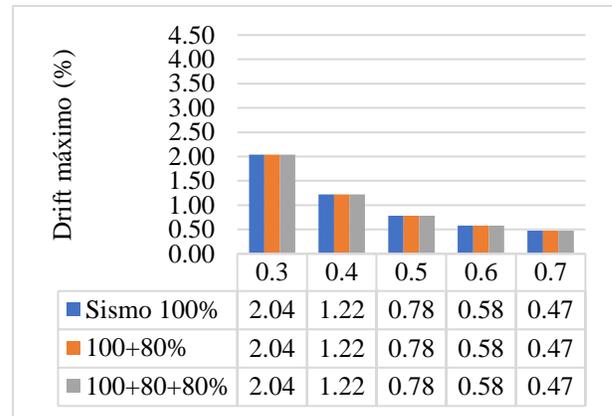
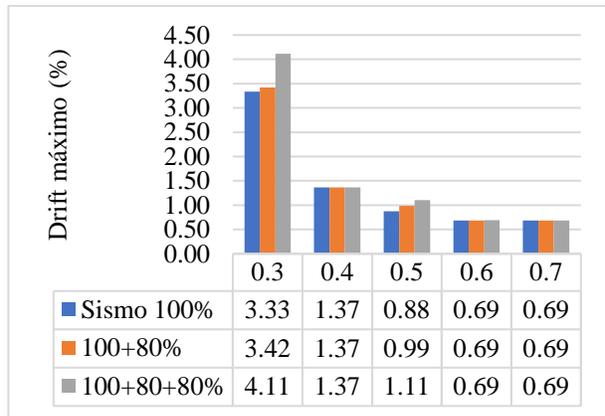


Figura 4.4 e) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Concepción

Figura 4.4 f) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Concepción

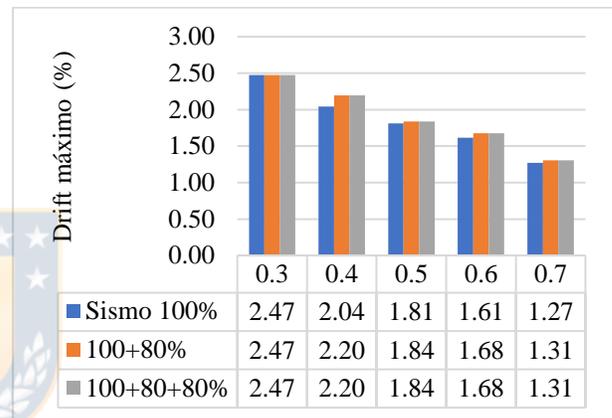
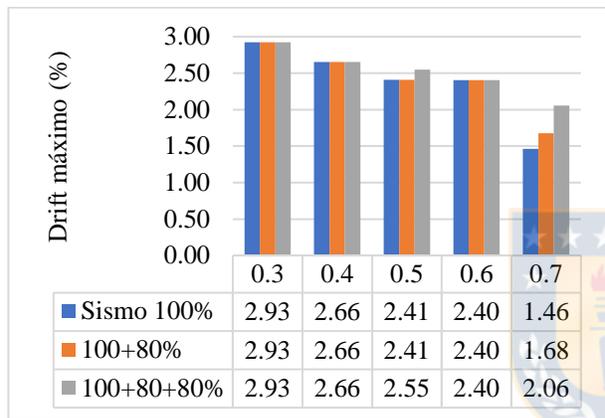


Figura 4.4 g) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Constitución

Figura 4.4 h) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Constitución

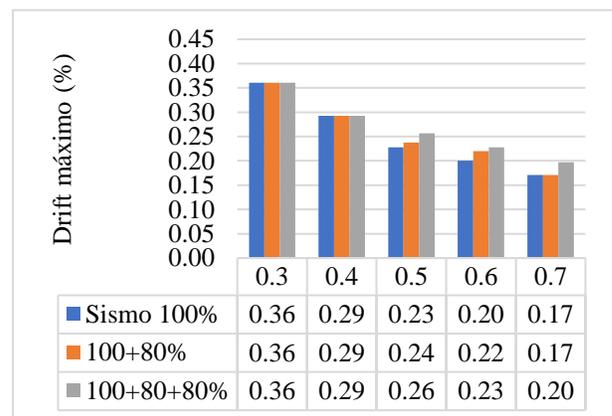
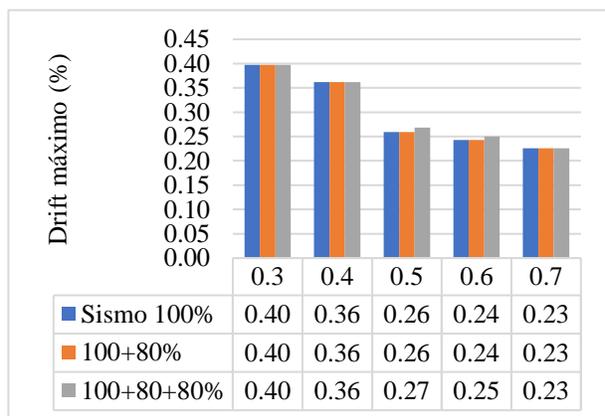


Figura 4.4 i) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Iquique

Figura 4.4 j) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Iquique

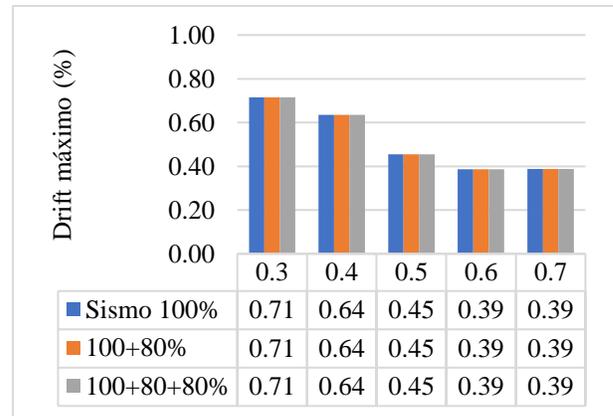
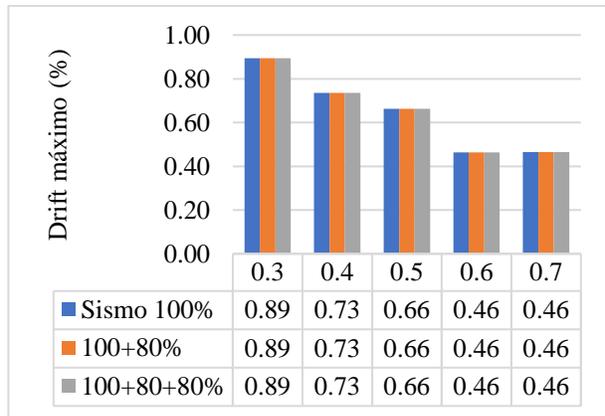


Figura 4.4 k) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Mejillones

Figura 4.4 l) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Mejillones

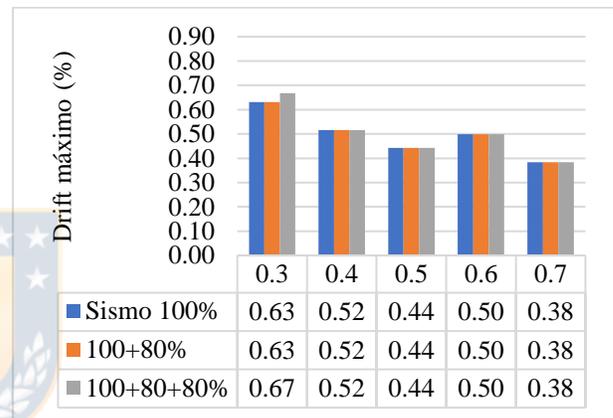
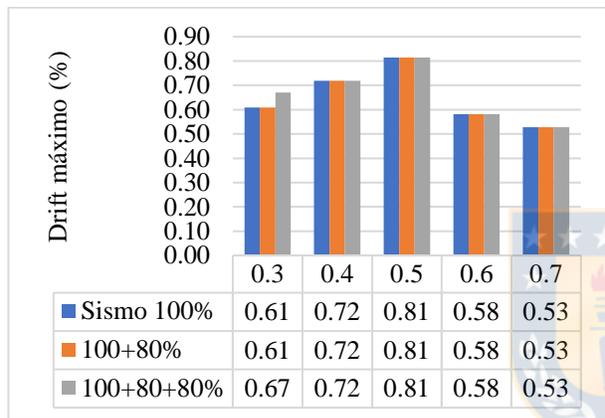


Figura 4.4 m) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Papudo

Figura 4.4 n) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Papudo

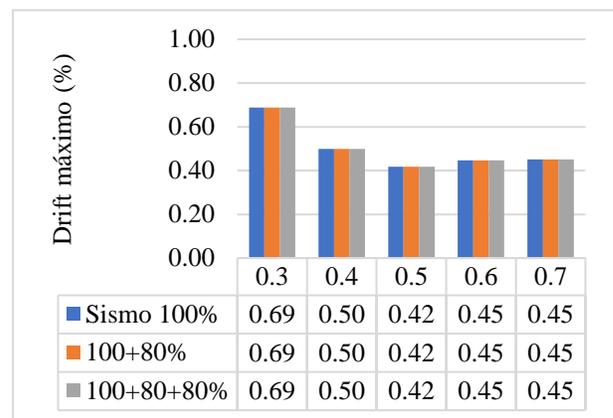
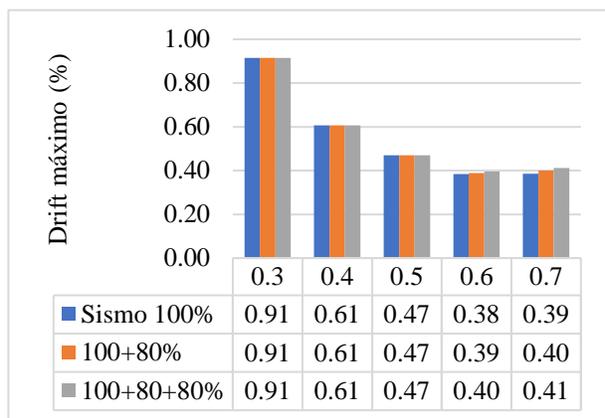


Figura 4.4 o) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Peñalolén

Figura 4.4 p) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Peñalolén

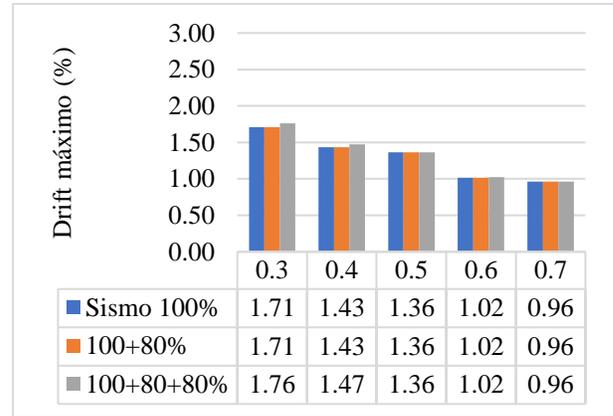
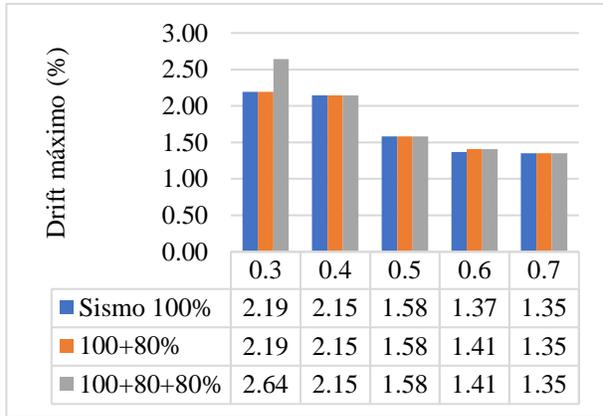


Figura 4.4 q) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Pozo Almonte

Figura 4.4 r) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Pozo Almonte

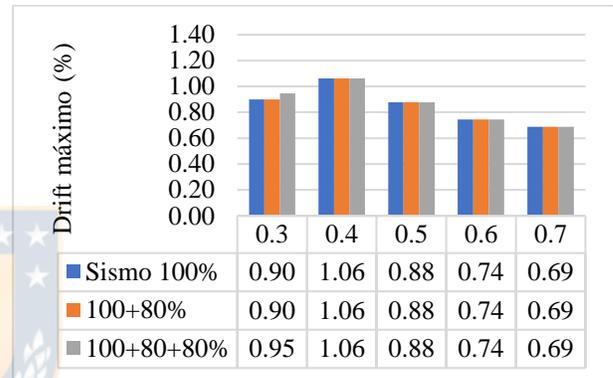
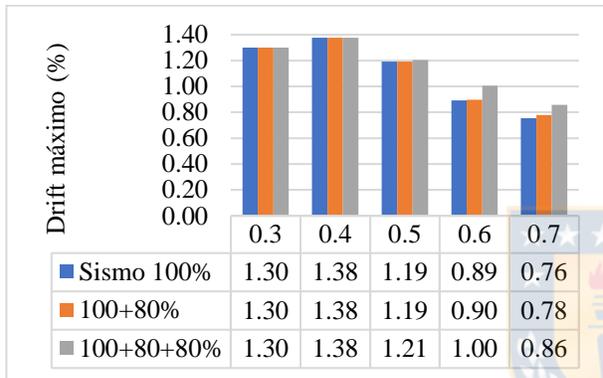


Figura 4.4 s) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.4 t) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.4: *Drifts* máximos obtenidos con el sismo principal más dos réplicas

Los resultados obtenidos con el SP + 2 réplicas muestran que en la mayoría de los casos los valores de *drift* no superan el 1 % tanto en los edificios de 5 como de 6 pisos, teniéndose el mayor *drift* en la estructura de 5 pisos con $\alpha = 0.3$ para el sismo de Concepción (Figura 4.4 e), donde el *drift* obtenido supera el 4 %, por lo que se sobrepasa lo considerado por la ASCE 2007 (ver Tabla 2.1) y el edificio presentaría pérdida de rigidez y resistencia.

También se obtienen valores altos para el sismo de Constitución, teniéndose para el edificio de 5 pisos valores de *drift* mayores al 2 % para la mayoría de los casos y *drift* cercanos al 3 % para $\alpha = 0.3$ (Figura 4.4 g), para el edificio de 6 pisos se obtuvieron valores de *drift* mayores al 2 % para

$\alpha = 0.3$ y 0.4 (Figura 4.4 h). Estos altos valores de *drift* alcanzado en los análisis, con los sismos de Concepción y Constitución, cumplen lo predicho en la sección 4.2 para estos registros sísmicos de acuerdo a lo mostrado en el espectro de desplazamiento (para más detalles ver Figura A.3.7.1 de Anexos), además, estos sismos en comparación con el espectro de diseño obtenido con la NCh433 superan las aceleraciones en los periodos menores a 0.5 segundos (ver Figura 4.1) y superan los desplazamientos en los periodos mayores a 1 segundo (ver Figura 4.2).

En la mayoría de los casos no aumenta considerablemente el valor del *drift* con las réplicas y se verifica que, para edificios con periodos y resistencias similares, son los edificios de menor altura los que quedan sometidos a una mayor demanda de *drift*, por lo que los mayores desplazamientos se obtienen en el edificio de 5 pisos (correspondiente, en este caso, a la Vivienda Social). Aún en los casos donde aumenta el *drift* con las réplicas, en ningún caso este supera el 1 % de incremento, por lo que de acuerdo a lo indicado en la Tabla 2.1 si con el terremoto la estructura no tuvo pérdida de resistencia, esta condición la va a mantener incluso después de las dos réplicas.

Generalmente, se observa que al aumentar la resistencia α de la estructura disminuye el valor de *drift*. Lo anterior se verifica con los resultados obtenidos, donde en la mayoría de los casos disminuye el *drift* a medida que aumenta el valor de α , teniéndose en todos los casos un *drift* menor en $\alpha = 0.7$ que en $\alpha = 0.3$.

Un mecanismo de falla que no es considerado en este trabajo a través de la modelación es el posible fatigamiento del medio de unión frente a un número repetitivo de eventos sísmicos importantes, efecto que no es alcance de esta investigación y que debe ser analizado experimentalmente para poder ratificar las conclusiones realizadas.

De los múltiples análisis realizados, considerando un sismo principal y dos réplicas, se observa que un valor recomendable para mantener un nivel de seguridad adecuado en edificios regulares de 5 y 6 pisos, es dotar a la estructura de una resistencia mayor a $\alpha = 0.4$, lo que se relaciona con un coeficiente sísmico de diseño no inferior al 16 % a efecto de mantener controlado el *drift*.

Cabe destacar que de los registros donde el *drift* alcanzado supera el 2 % o 3 % corresponde a registros sísmicos que superan al sismo de diseño para el rango de periodos de interés, pero aún para los niveles del *drift* alcanzados la estructura no colapsaría.

4.5 Sismo precursor antes del sismo principal y réplica

En los gráficos de la Figura 4.5 se muestran los resultados obtenidos con los sismos SPR, SPR+SP, SPR+SP+R1, indicados anteriormente (ver sección 3.9), donde se indican los *drift* máximos obtenidos en cada una de las estructuras con la secuencia de registros sísmicos y las diferentes resistencias basales α indicadas.

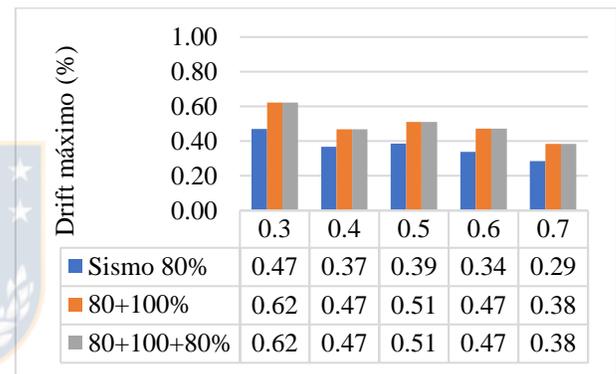
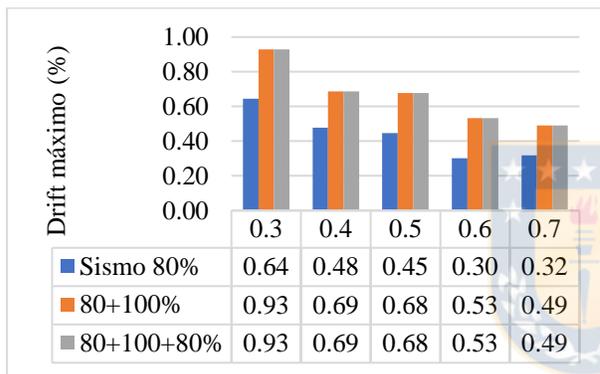


Figura 4.5 a) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Almendral

Figura 4.5 b) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Almendral

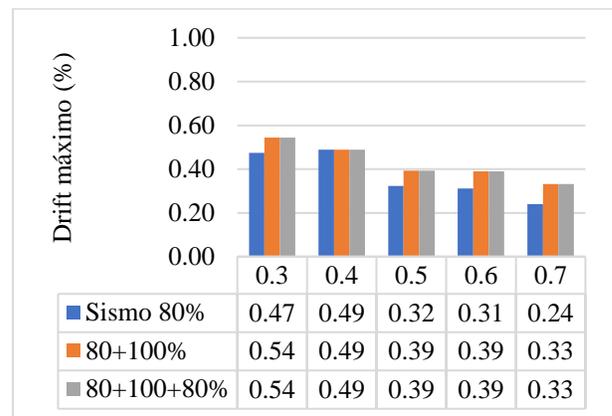
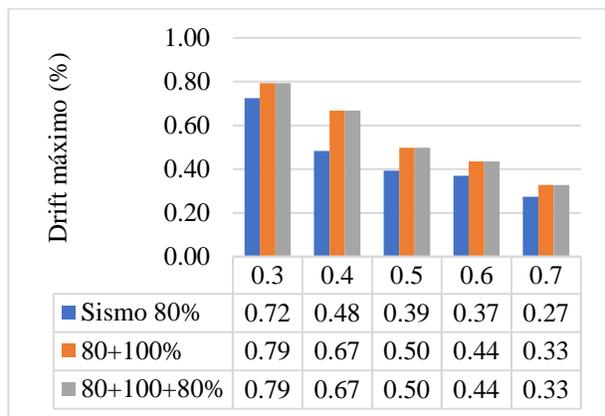


Figura 4.5 c) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Arica

Figura 4.5 d) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Arica

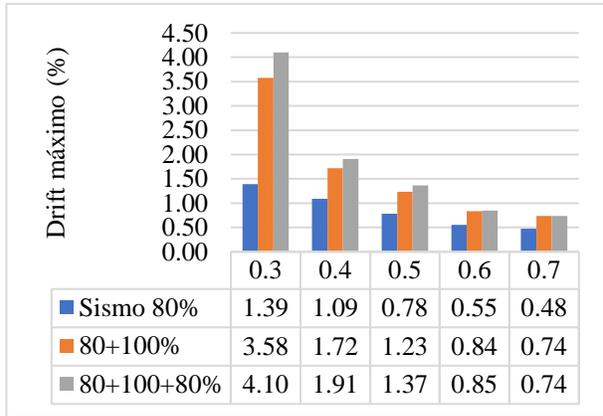


Figura 4.5 e) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Concepción

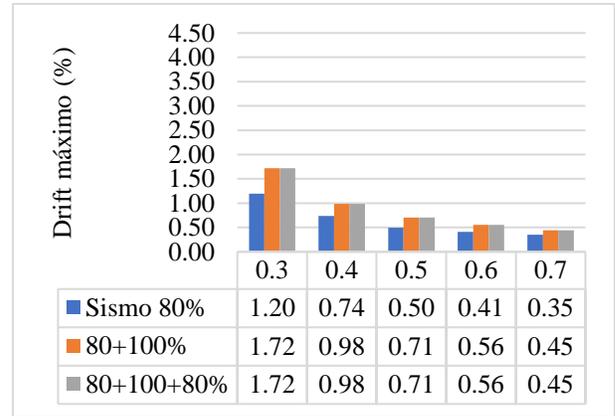


Figura 4.5 f) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Concepción

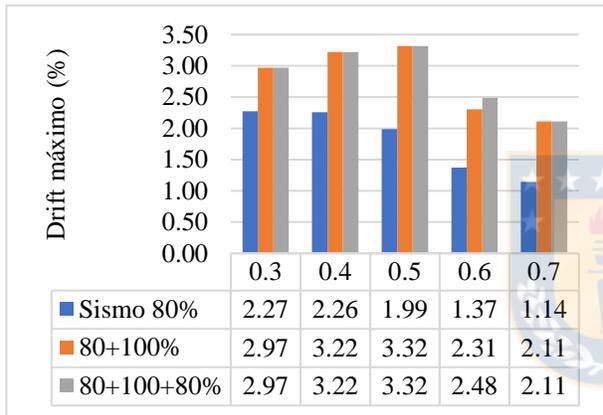


Figura 4.5 g) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Constitución

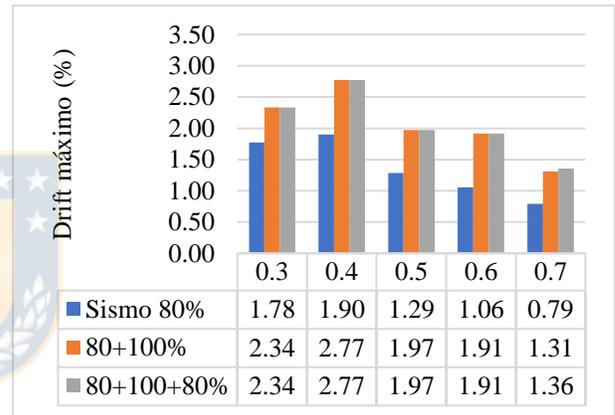


Figura 4.5 h) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Constitución

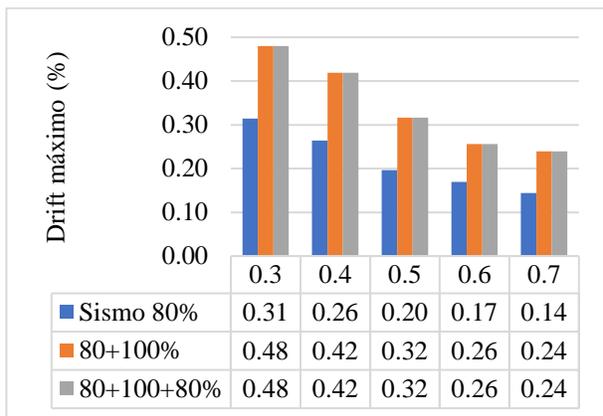


Figura 4.5 i) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Iquique

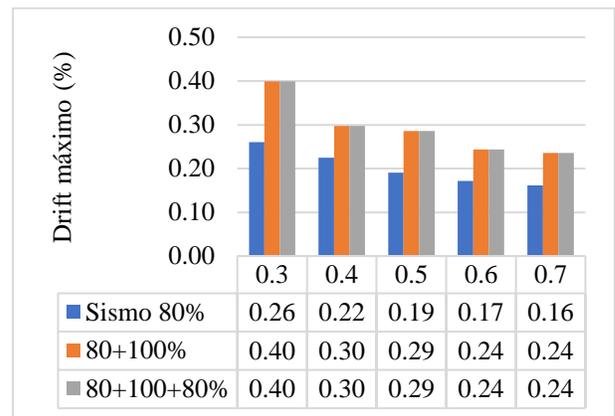


Figura 4.5 j) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Iquique

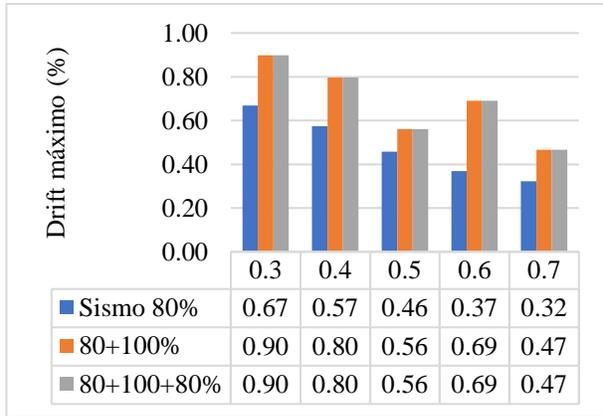


Figura 4.5 k) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Mejillones

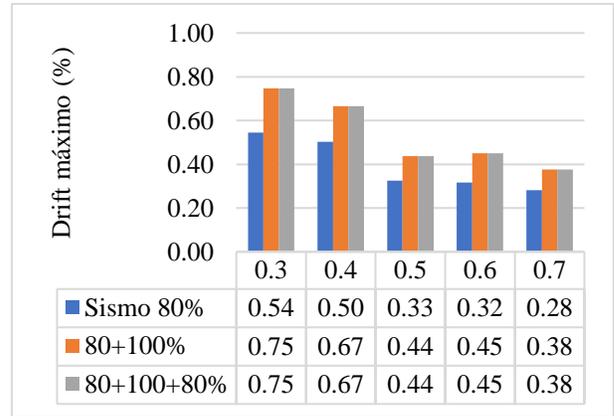


Figura 4.5 l) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Mejillones

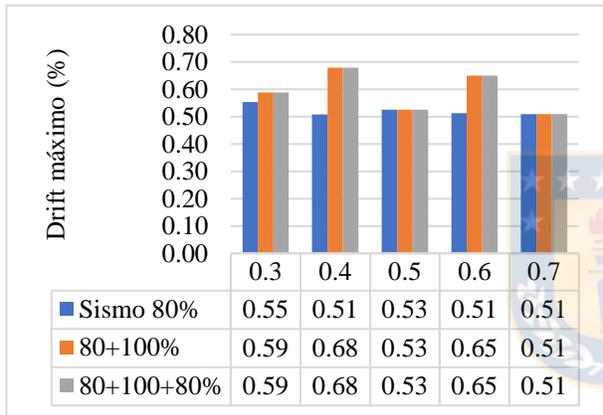


Figura 4.5 m) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Papudo

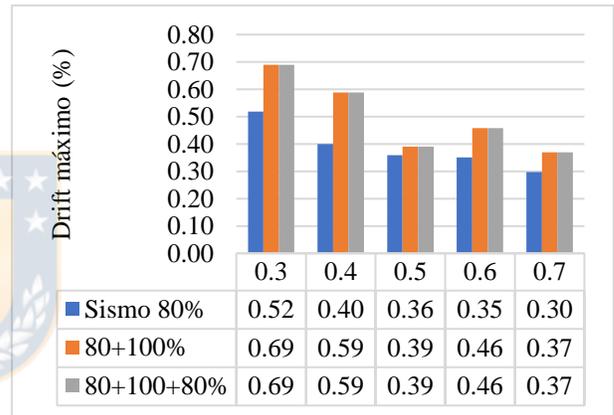


Figura 4.5 n) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Papudo

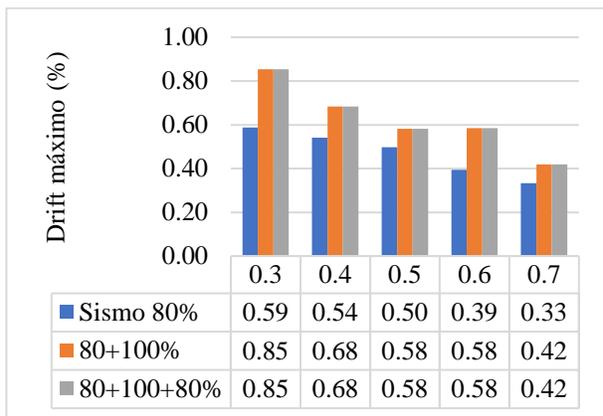


Figura 4.5 o) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Peñalolén

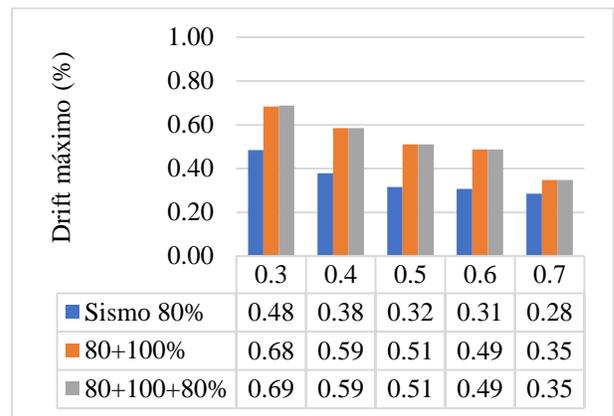


Figura 4.5 p) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Peñalolén

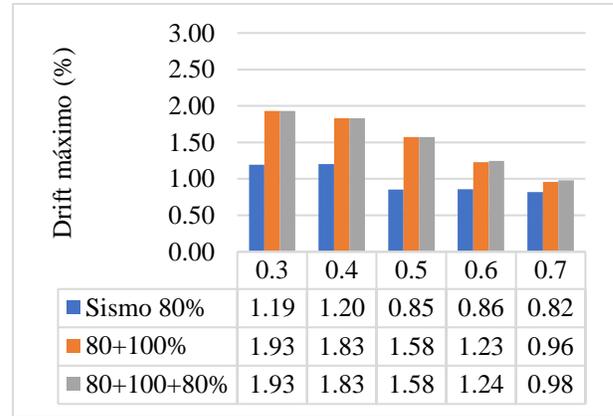
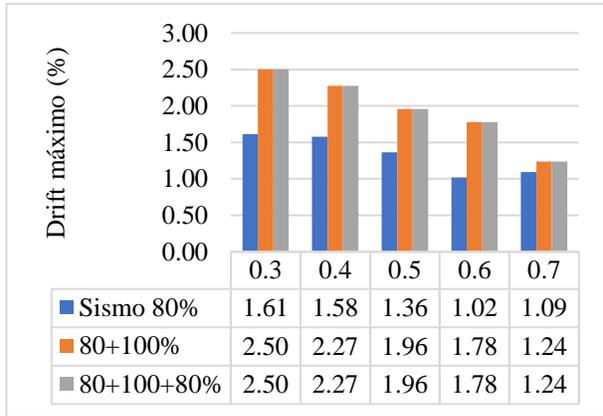


Figura 4.5 q) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Pozo Almonte

Figura 4.5 r) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Pozo Almonte

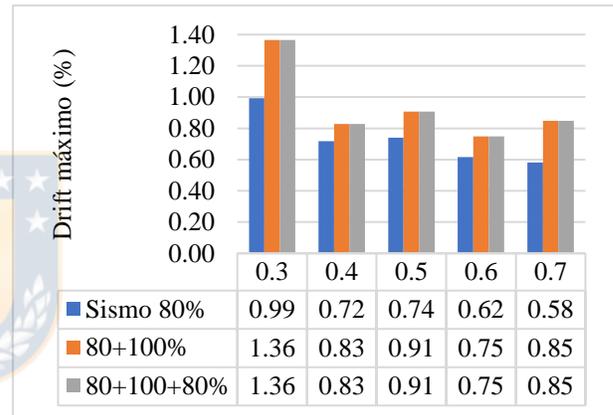
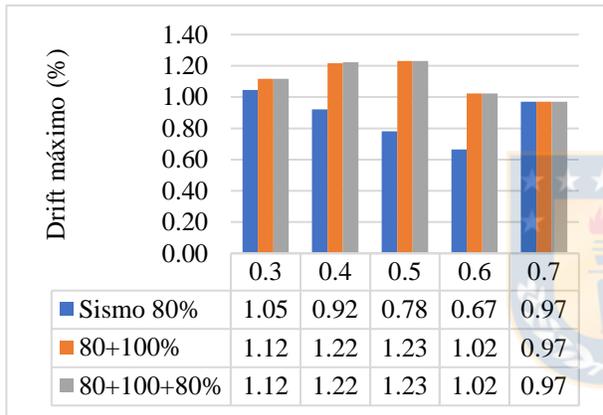


Figura 4.5 s) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.5 t) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.5: *Drifts* máximos obtenidos con el sismo precursor más el sismo principal y una réplica

De los resultados mostrados en los gráficos de la Figura 4.5 obtenemos que, como era de esperar, en la mayoría de los casos aumenta el *drift* al aplicar el 100 % del sismo luego de haber aplicado un sismo precursor del 80 % del mismo, a excepción de algunos casos en los que se mantuvo el *drift* obtenido en las 3 situaciones (SPR, SPR+SP, SPR+SP+R1). Sólo en algunos casos se tiene un aumento de *drift* con la réplica y, debido a que se aplica un sismo menor antes del sismo principal (SP), los resultados obtenidos con el SPR + SP no son los mismos a los obtenidos con SP en la sección 4.4, sin embargo los valores de *drift* máximos alcanzados son similares (no iguales) a los obtenidos cuando se aplica el SP+R1, teniéndose diferencias de *drift* menores al 0.7 %.

Esto se debe a que al aplicar el SPR cambian las condiciones iniciales al inicio del movimiento y se obtienen *drift* residuales, por lo que los *drift* obtenidos en algunos casos con el SPR+SP es mayor al SP y en otros es menor.

En la mayoría de los casos se obtienen valores de *drift* menores al 2 % en ambos edificios, teniéndose que para el edificio de 6 pisos sólo se tienen *drift* mayores al 2 % en el sismo de Constitución (Figura 4.5 h), lo que se justifica por lo mismo indicado en la sección 4.4; en cambio para el edificio de 5 pisos se obtienen *drift* menores al 3 % con valores de resistencia α mayores a 0.5.

4.6 Registros sísmicos normalizados al espectro de diseño en el periodo de la estructura

En la Figura 4.6 se muestran, a modo de ejemplo, los gráficos de espectros de aceleraciones obtenidos al modificar el sismo original y hacerlo coincidir con el espectro de diseño de la NCh433 sólo en el periodo fundamental de la estructura (SN) para las resistencias $\alpha = 0.3$ y 0.6. (para los espectros de aceleraciones de los demás valores de resistencia y para los espectros de desplazamiento, ver Figura A.4.6.1 y Figura A.4.6.2 de Anexos, respectivamente). Donde:

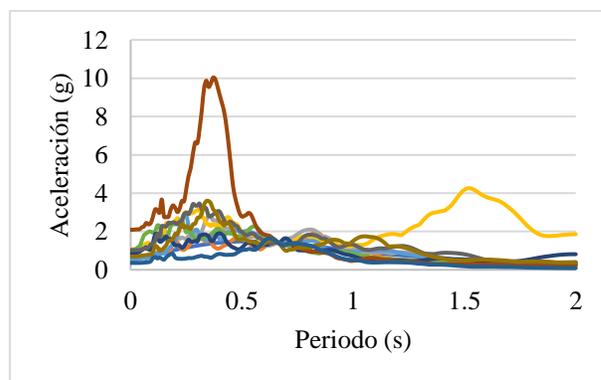
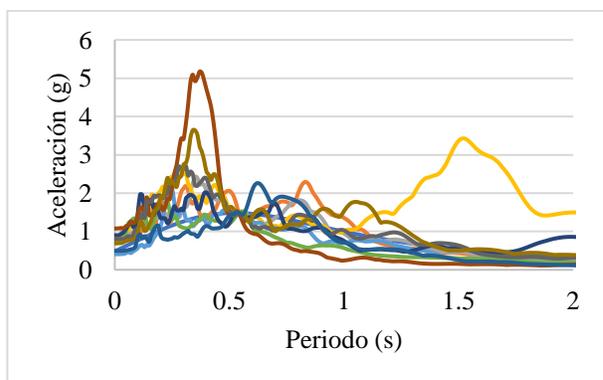
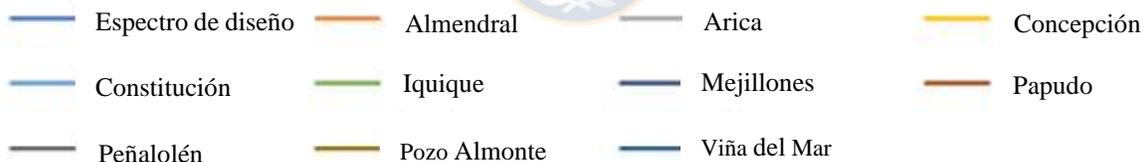


Figura 4.6 a) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.3$, $T=0.54$ s

Figura 4.6 b) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.3$, $T=0.66$ s

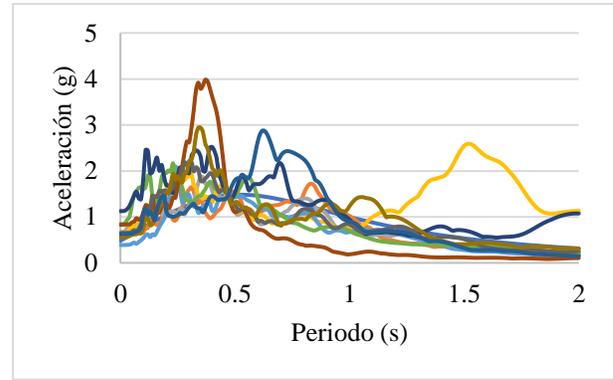
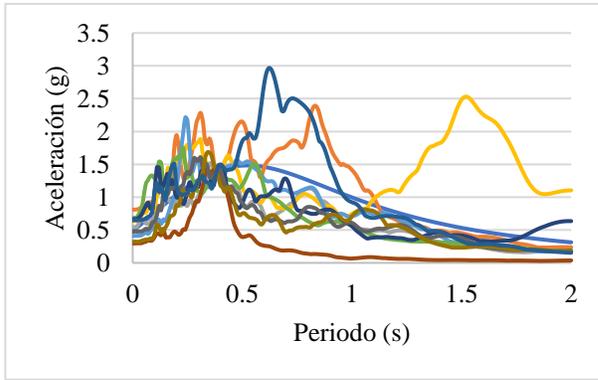


Figura 4.6 c) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.6$, $T=0.38$ s

Figura 4.6 d) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.6$, $T=0.47$ s

Figura 4.6: Espectros de aceleraciones para el sismo normalizado en el periodo de la estructura

De los gráficos obtenidos (Figura 4.6 y Figura A.4.6.1) se destaca que la mayoría de los registros sísmicos fueron amplificados para coincidir con el espectro de diseño en el periodo fundamental de la estructura y solo tres registros sísmicos fueron disminuidos, con lo que se obtiene que, respecto al gráfico de la Figura 4.1, todos los registros sísmicos fueron modificados respecto a los sismos originales, con lo que se concluye que los registros sísmicos que serán analizados en esta sección difieren de lo ocurrido en la realidad sísmica chilena.

En los gráficos de la Figura A.4.6.1 de Anexos se observa que para periodos mayor a 1 segundo las ordenadas espectrales de aceleraciones para el registro sísmico de Concepción sobrepasan ampliamente los niveles de aceleración con respecto a los otros registros sísmicos y al espectro de diseño de la NCh433, por lo que es esperable que con este registro sísmico en todas las estructuras se obtengan los mayores valores de *drift*.

De los gráficos de espectro de desplazamiento de los registros sísmicos (Figura A.4.6.2 de Anexos) se observa que en los periodos menores al periodo fundamental de la estructura no se generan grandes desplazamientos y se tienen desplazamientos similares en todos los registros sísmicos (para cada una de las estructuras y resistencias); en los periodos mayores al periodo fundamental de la estructura se observa un aumento en los desplazamientos generados por los registros sísmicos,

donde el que se mantiene en los mayores valores de desplazamiento corresponde al registro sísmico de Concepción.

En los gráficos de la Figura 4.7 se muestran los resultados obtenidos con los sismos SN, SN+R1, SN+R1+R2, indicados anteriormente (ver sección 3.9), donde se indican los *drift* máximos obtenidos en cada una de las estructuras con la secuencia de registros sísmicos y las diferentes resistencias basales α indicadas. Donde los espacios en blanco corresponden a los valores de *drift* que suponen el colapso de la estructura.

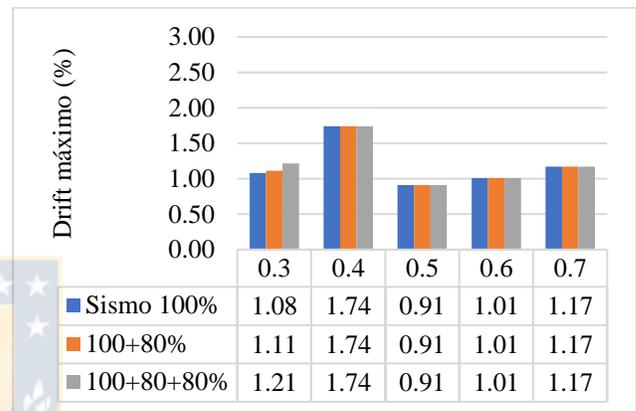
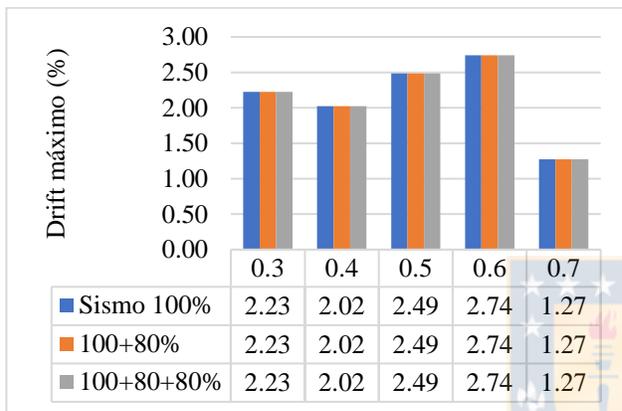


Figura 4.7 a) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Almendral

Figura 4.7 b) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Almendral

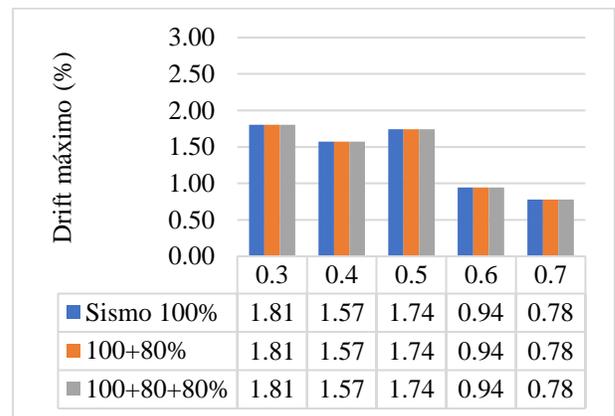
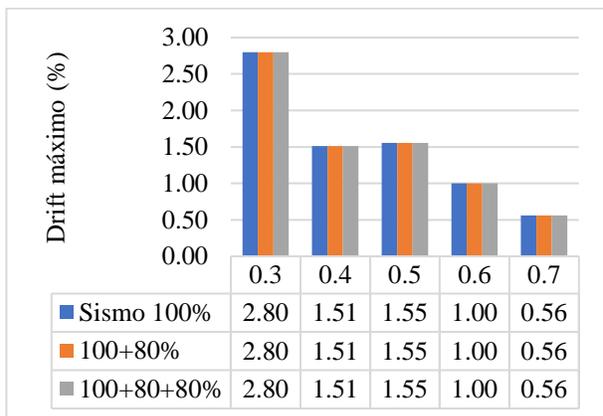


Figura 4.7 c) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Arica

Figura 4.7 d) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Arica

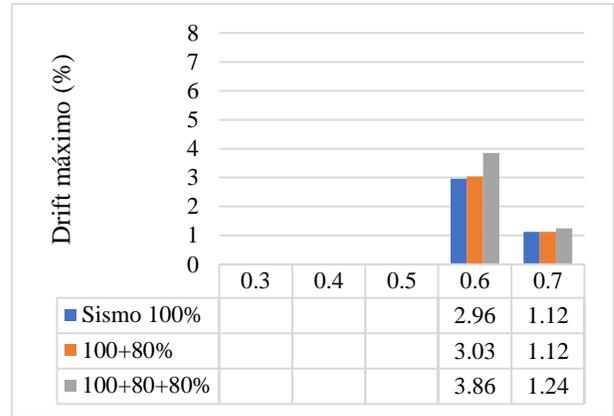
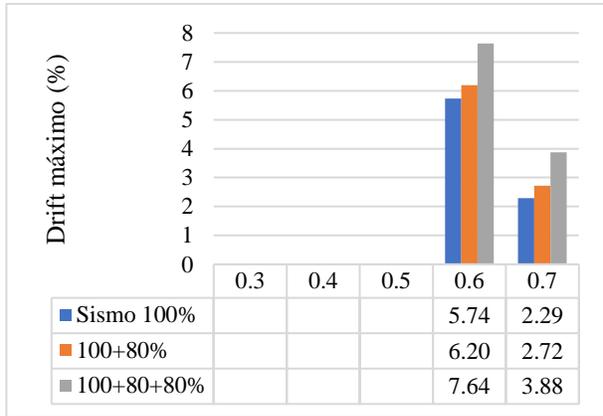


Figura 4.7 e) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Concepción

Figura 4.7 f) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Concepción

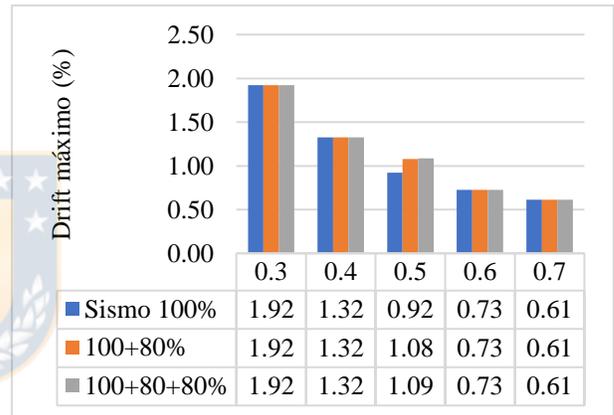
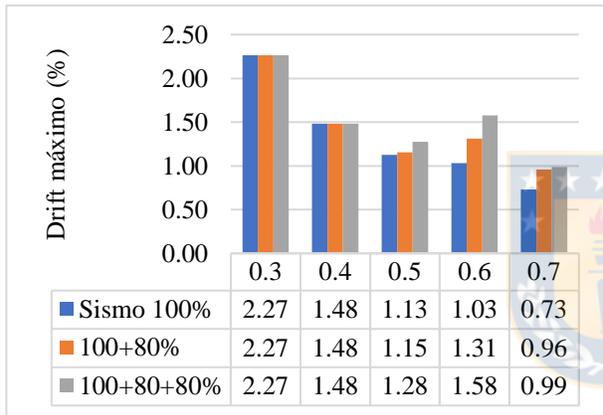


Figura 4.7 g) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Constitución

Figura 4.7 h) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Constitución

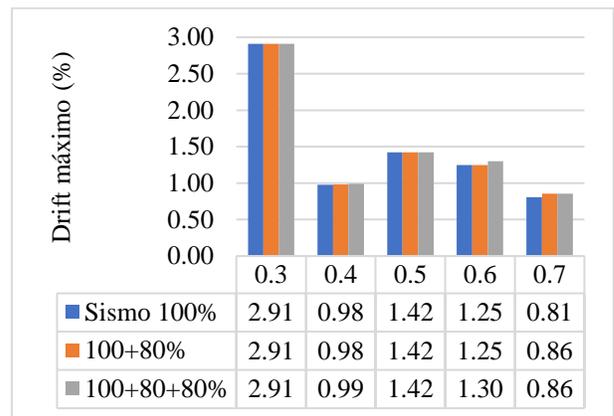
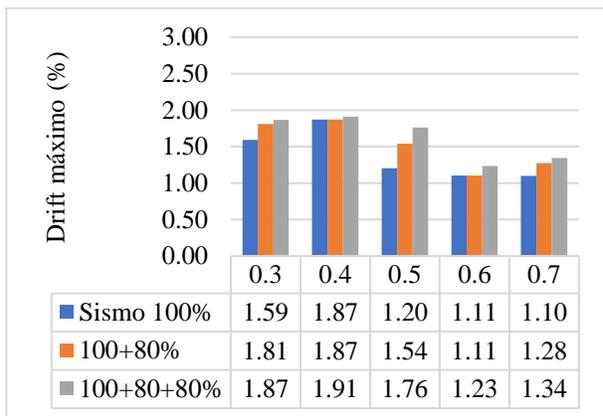


Figura 4.7 i) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Iquique

Figura 4.7 j) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Iquique

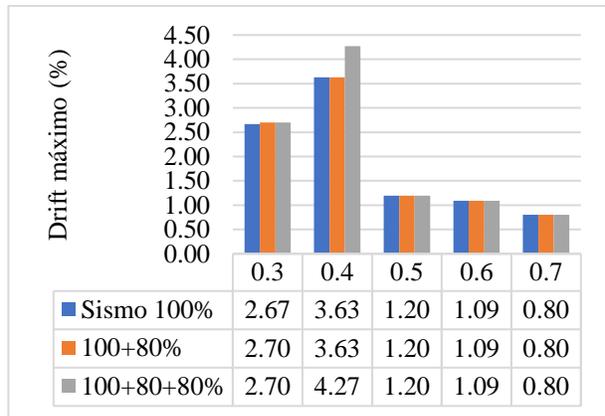


Figura 4.7 k) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Mejillones

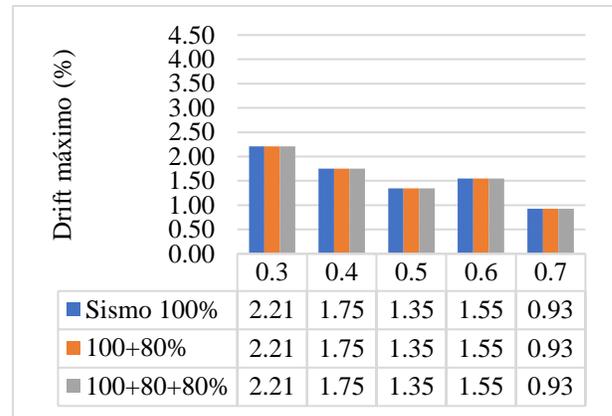


Figura 4.7 l) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Mejillones

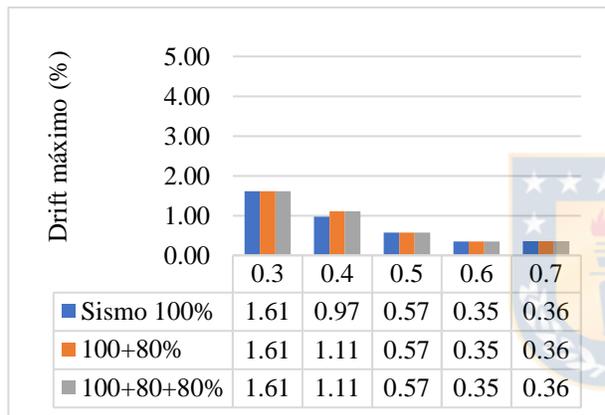


Figura 4.7 m) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Papudo

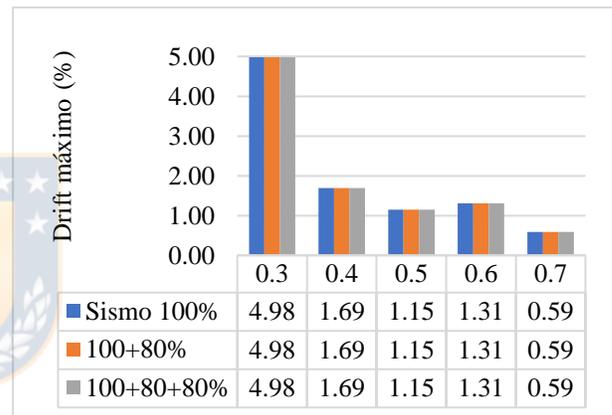


Figura 4.7 n) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Papudo

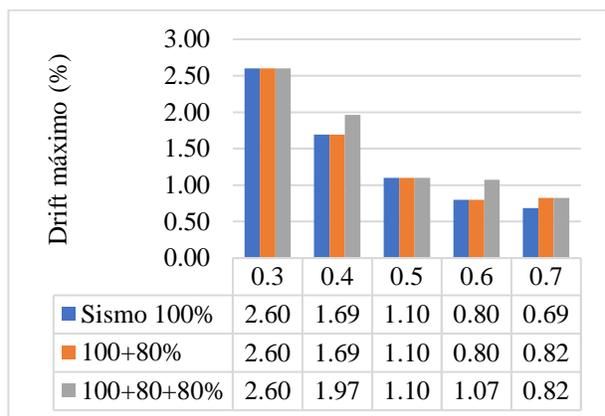


Figura 4.7 o) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Peñalolén

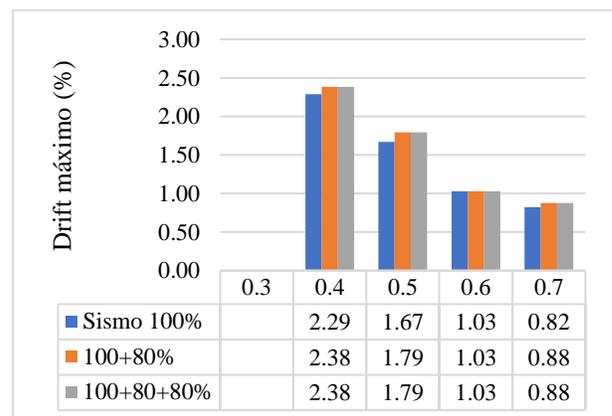


Figura 4.7 p) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Peñalolén

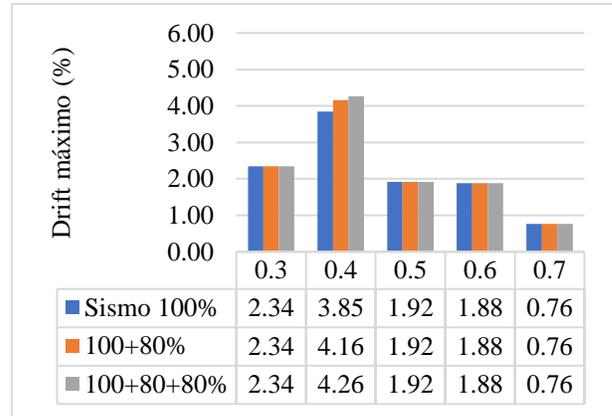
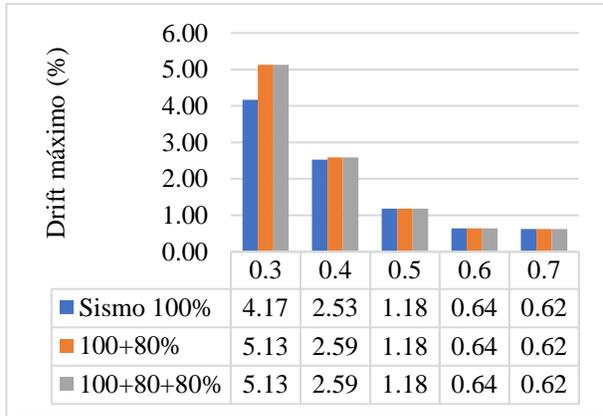


Figura 4.7 q) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Pozo Almonte

Figura 4.7 r) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Pozo Almonte

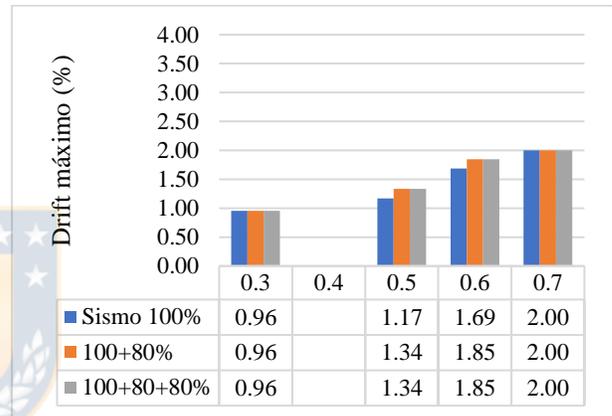
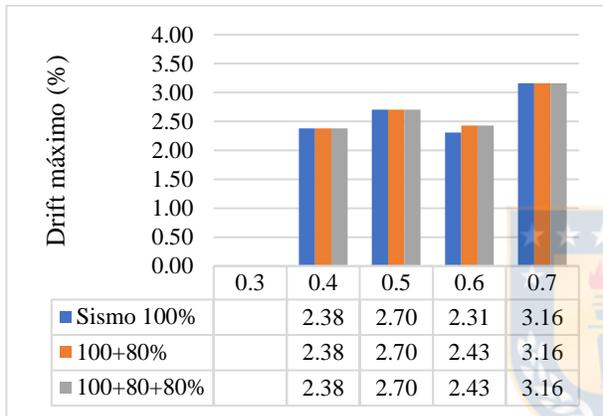


Figura 4.7 s) *Drift* máximo para Vivienda Social con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.7 t) *Drift* máximo para NEESWood con el sismo de Viña del Mar

Figura 4.7: *Drifts* máximos obtenidos con el sismo normalizado en el periodo fundamental de la estructura

En los resultados obtenidos, que se muestran en los gráficos de la Figura 4.7, se observa que al haber sido normalizados los registros sísmicos a la aceleración del espectro de diseño en el periodo fundamental de cada estructura, en todos los casos los *drifts* obtenidos se vean modificados respecto a los resultados anteriores (sección 4.4 y 4.5), teniéndose, incluso, que en algunos casos para valores de resistencia $\alpha = 0.3, 0.4$ y 0.5 los *drift* obtenidos son valores tan altos que se asume que la estructura colapsa. Para los casos en que ocurre esto, y de acuerdo a lo explicado anteriormente, se observa que la modificación del sismo generó un registro sísmico hipotético que no ocurrirá en la realidad (en relación al nivel de aceleraciones y desplazamientos que se han

observado en sismos reales registrados) y que supera considerablemente los *drift* máximos permitidos según lo estipulado en la normativa chilena vigente y por la ASCE (2007).

En los gráficos de espectros de aceleraciones (Figura A.4.6.1) se observa que cuando la respuesta del espectro de aceleraciones tiene valores altos en los periodos menores al periodo fundamental de la estructura no se observan grandes efectos en los valores de *drift* máximo obtenidos, a diferencia de los casos donde el espectro de aceleraciones es mayor al espectro de diseño en los periodos mayores al periodo fundamental de la estructura, lo que genera que se obtengan valores de *drift* magnificados al someter a la estructura a estos registros sísmicos. Dependiendo del nivel de la incursión no lineal se produce un incremento del período efectivo del modelo con lo cual se produce un consecuente aumento del *drift*.

De los resultados obtenidos se observa que en la mayoría de los casos, donde se tienen valores razonables de *drift*, se tienen *drift* menores al 3 % y para las estructuras con resistencia $\alpha > 0.6$ se obtienen *drifts* menores al 1 %.

Con lo anterior se observa que al modificar los sismos para que el espectro de aceleraciones coincida con el espectro de diseño en el periodo fundamental de la estructura se obtienen registros sísmicos que se alejan de la realidad sísmica chilena, por lo que, a pesar de algunos casos obtener valores aceptables de *drift*, los resultados obtenidos no corresponden en la mayoría de los casos a valores comparables con los reales, donde en particular la respuesta de la estructura se define en un rango de periodos mayor al periodo inicial elástico que se puede estimar como periodos efectivos.

Lo anterior se verifica al comparar los espectros de los sismos originales (ver Figura A.3.7.1) y los espectros de los sismos modificados (ver Figura A.4.6.1 y Figura A.4.6.2) donde, por ejemplo, para el sismo de Concepción se tiene originalmente un desplazamiento máximo de 70 cm para el periodo de 1.5 segundos y al modificar el registro sísmico para coincidir con el espectro de diseño en el periodo de la estructura se alcanzan desplazamientos de 200 cm para el edificio de 5 pisos y 250 cm para el edificio de 6 pisos.

4.7 Registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño

En los gráficos de la Figura 4.8 se muestran los resultados obtenidos con los sismos RS, RS+R1, RS+R1+R2, indicados anteriormente (ver sección 3.9), donde se indican los *drift* máximos obtenidos en cada una de las estructuras con la secuencia de registros sísmicos y las diferentes resistencias basales α indicadas.

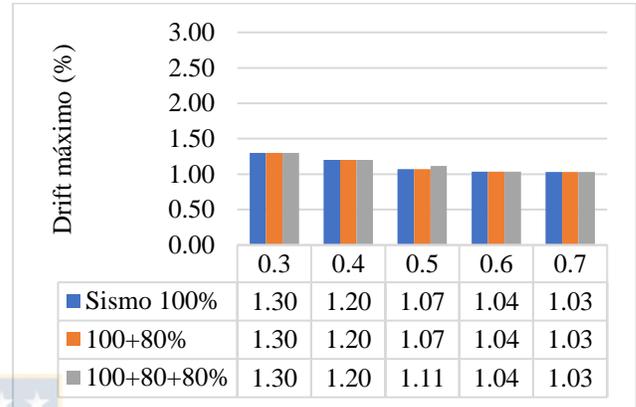
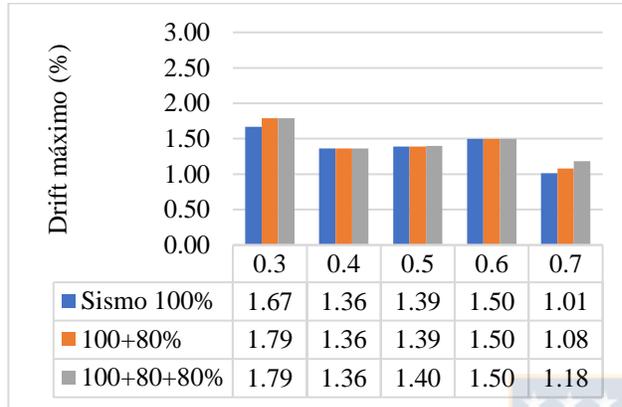


Figura 4.8 a) *Drift* máximo para Vivienda Social con el registro sintético 1

Figura 4.8 b) *Drift* máximo para NEESWood con el registro sintético 1

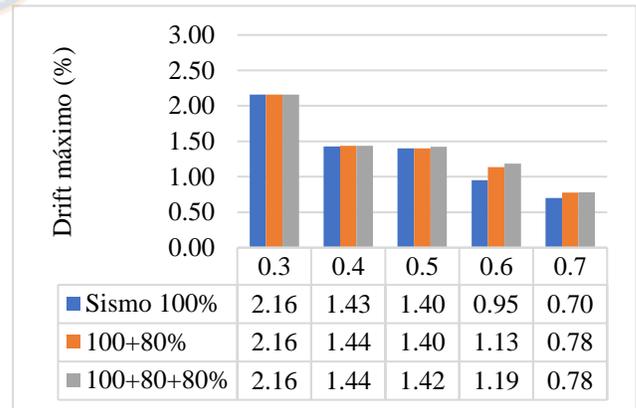
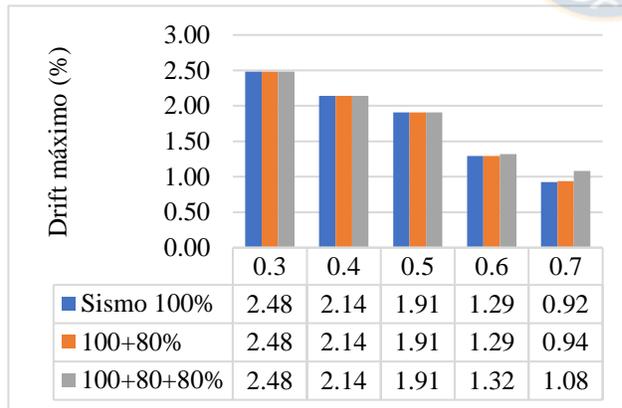


Figura 4.8 c) *Drift* máximo para Vivienda Social con el registro sintético 2

Figura 4.8 d) *Drift* máximo para NEESWood con el registro sintético 2

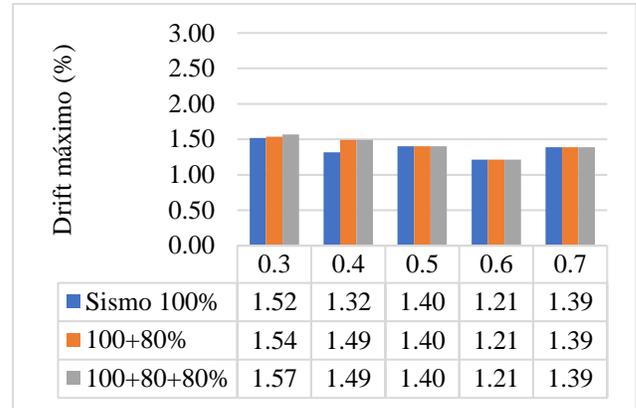
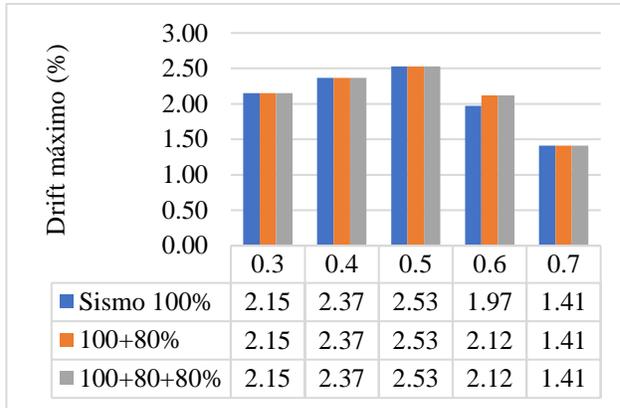


Figura 4.8 e) *Drift* máximo para Vivienda Social con el registro sintético 3

Figura 4.8 f) *Drift* máximo para NEESWood con el registro sintético 3

Figura 4.8: *Drifts* máximos obtenidos con los registros compatibles con el espectro de diseño

De los resultados mostrados en los gráficos de la Figura 4.8 se puede apreciar que, al analizar las estructuras con registros de aceleraciones que son compatibles con el espectro de diseño de la NCh433 (es decir, registros que califican en la categoría de sismos de diseño) todos los *drift* obtenidos son menores al 3 %, siendo en su mayoría mayores al 1 %. Además, se observa que las variaciones de *drift* producidas por las réplicas son mínimas, razón por la cual se puede indicar que éstas no ponen en peligro la seguridad de la edificación más allá de la degradación que experimenta frente al evento principal. También se observa que en la mayoría de los casos existe una tendencia en la disminución del *drift* con el aumento de la resistencia de la estructura.

De los valores de resistencia analizados para cada estructura el mayor valor de *drift* obtenido es en el registro sintético 3 para la estructura de 5 pisos con resistencia $\alpha = 0.5$ (Figura 4.8 e), donde se sobrepasa el *drift* máximo de diseño en un 0.5 %, pero aún así este registro no presentó modificación en el *drift* al enfrentar las réplicas luego del sismo principal. Sin embargo, para los demás registros RS se obtienen valores de *drift* aceptables en la mayoría de los casos, obteniendo valores cercanos o menores al 2 % en las estructuras con valor de resistencia basal $\alpha = 0.4$ y mayor, donde de acuerdo a lo indicado en el ASCE (2007) no se generaría pérdida de resistencia en la estructura y se mantiene la seguridad a la vida.

En los espectros de desplazamiento que se muestran en la Figura 3.12 y que se comparan en el gráfico de la Figura 3.14 se observa que para periodos menores a 1 segundo los tres registros sísmicos presentan comportamientos similares, pero en periodos mayores a 1 segundo el comportamiento varía un poco en los tres sismos respecto al del espectro de diseño, donde no se puede determinar claramente cuál registro generará un mayor desplazamiento en la estructura, pero en la mayoría de los casos el RS1 es el menor de los tres registros, lo que se evidencia en los resultados obtenidos, donde los menores de *drift* son los generados con el RS1.

4.8 Conclusiones

En este capítulo se ha verificado que son similares los resultados del *drift* obtenidos con el modelo simplificado de la estructura original y con el modelo de la estructura completa, por lo que se valida la utilización del modelo simplificado para la realización de los múltiples análisis con un margen de error aceptable para este tipo de simulaciones. Los resultados se han obtenido para modelos de estructuras de 5 y 6 pisos dotados de una resistencia basal α que cubre el rango $\alpha = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$ y 0.7 , donde en el diseño se controle la deformación por volcamiento de muros individuales y de los conectores de corte y que sea la deformación por corte del muro la dominante del sistema. Los valores de resistencia analizados cubren el rango de diseño de construcciones reales, desde bajos niveles de resistencia hasta altos niveles de resistencia.

Para los análisis se utilizaron una variedad de registros sísmicos que consideran registros de aceleraciones reales generados por terremoto ocurridos en Chile con magnitud entre 7.7 - 8.8 en suelo tipo D. Las réplicas fueron consideradas como registros de aceleraciones iguales al 80 % del sismo principal, con las que se evaluaron distintos escenarios que consideran: el evento sísmico principal más una y dos réplicas, un sismo precursor al sismo principal más el sismo principal y una posterior réplica, un registro sísmico hipotético donde el espectro de aceleraciones coincide con el espectro de diseño en un solo punto correspondiente al periodo fundamental de la estructura, y un registro sísmico modificado (sismo principal más dos réplicas) para que el espectro de aceleraciones del movimiento sísmico cumpla con el espectro de diseño de la normativa chilena vigente.

Con todas estas variantes para los registros de aceleraciones se realizan los análisis tiempo historia, con cuyos resultados se estima el comportamiento que tendrían las estructuras de 5 y 6 pisos para cada uno de los modelos, lo que es utilizado para evaluar los niveles de seguridad de la edificación luego del primer evento y de las posteriores réplicas.

De todos los escenarios en los que fueron evaluadas las estructuras se obtiene que para los registros sísmicos sin modificar (SP más réplicas), sismo precursor antes del sismo principal y posterior réplica (SPR + SP + R1) y para los registros sísmicos que cumplen con el espectro de diseño de la NCh433 (RS más réplicas) los valores de *drift* obtenidos, si bien en algunos casos sobrepasan lo establecido por la ASCE (2007), cuando se utiliza una resistencia $\alpha \geq 0.4$ no se supera el 3 % de *drift*, por lo que no se genera una pérdida de resistencia y rigidez en la estructura.

En cambio, para el registro sísmico que coincide con el espectro de diseño en un solo punto (en el periodo fundamental de la estructura) se tienen valores de *drift* bastante elevados en algunos casos, lo que se traduce en una pérdida total de la funcionalidad de la estructura, pero se destacó que esto ocurre porque los registros se encuentran muy amplificados para el rango de periodos que puede coincidir con los periodos efectivos producto de una degradación de la estructura.

Finalmente, se concluye que para valores de resistencia α mayores a 0.4 se tienen valores aceptables de *drift*, por lo que para que la estructura tenga un buen desempeño sísmico frente a los diferentes escenarios en los que fueron analizadas, es este el valor recomendado para la construcción de estructuras de madera de marco liviano.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

En esta investigación se realizaron ensayos de modelamiento con edificios de 5 y 6 pisos de marcos livianos de madera que representan diferentes arquetipos para viviendas materializadas en madera, las que en este caso corresponden a una Vivienda Social y el edificio NEESWood, respectivamente. Para las simulaciones se utilizaron modelos simplificados de las estructuras, que consideran que la deformación por corte del muro es la que domina a la estructura, y se sometieron a distintos registros sísmicos que cumplen con ciertas características bastante exigentes desde el punto de vista del diseño, con el fin de obtener los *drift* de las estructuras en cada uno de los pisos.

Con los valores obtenidos del máximo *drift* de todos los pisos se evaluó el desempeño de las estructuras para los diferentes valores de resistencia frente a eventos sísmicos. Cabe destacar que los resultados obtenidos son válidos para estructuras de madera que cumplan aspectos tales como ser regulares en planta y en elevación con la tipificación y resistencia de los modelos ensayados, así como también la evaluación sísmica. Si bien estos resultados son válidos para suelo tipo D, se espera que las conclusiones sean generales para otras clasificaciones de suelo, a lo menos superiores a la calidad del suelo tipo D.

La simulación numérica realizada indica que los modelos originales de las estructuras analizadas, al ser sometidos a los registros sísmicos de aceleraciones de terremotos reales ocurridos en Chile con magnitud entre 7.7 y 8.8, no sobrepasan el *drift* del 3 % en ninguno de los pisos, tanto para el modelo de 5 como de 6 pisos.

Para los diferentes valores de resistencia de los modelos analizados y manteniendo un criterio conservador, donde un *drift* menor al 1 % indica que no hay daño estructural y un *drift* mayor al 3 % supone el colapso del edificio, se verifica que para niveles de resistencia α mayor o igual a 0.4 en todos los casos se tiene un *drift* menor al 3 %, con lo que de acuerdo a lo indicado por la ASCE (2007) la estructura solo presentaría pérdida de rigidez, pero no de resistencia, por lo que se espera no signifique un riesgo a la vida de las personas.

Debido a que las estructuras analizadas fueron diseñadas con distintos niveles de resistencia que permiten alcanzar una distribución uniforme de *drift* en cada piso de la estructura, en la mayoría de los casos no se observa un aumento significativo de *drift* con las réplicas luego del terremoto principal. Lo que verifica que mantener una distribución uniforme de resistencia en la altura del edificio evita que la estructura se vea altamente afectada por las réplicas posteriores a un evento sísmico severo.

Al aplicar un sismo precursor, representado por SPR+SP+R1, se inducen en el modelo degradaciones de resistencia y rigidez, por lo que para los análisis posteriores se cuenta con una modificación de sus condiciones iniciales. Producto de lo anterior los *drift* generados para los movimientos sísmicos posteriores no son iguales a los obtenidos sin la existencia de un sismo previo al terremoto, siendo en algunos casos mayores y en otros menores.

Al modificar los sismos para que se ajusten al espectro de diseño solo en el periodo fundamental de la estructura se obtienen resultados que difieren considerablemente a los que se obtienen con los sismos reales, lo que se debe a que al modificar el registro sísmico estos en algunos casos se ven amplificados y en otros se ven disminuidos, pero en ambos casos se transforman en movimientos con niveles espectrales de aceleración físicamente incompatibles con valores espectrales de registros severos reales en un rango de períodos mayores al período fundamental inicial (previo a la generación de daño).

Los resultados obtenidos al someter a los modelos a registros sísmicos modificados que satisfacen el espectro de diseño de la NCh433 para todo el rango de períodos permiten sugerir que, para mantener bajo control del *drift* a las estructuras (controlando la pérdida de rigidez y resistencia), se diseñe estructuras de 5 pisos con resistencia basal α mayor o igual a 0.4 y estructuras de 6 pisos con α mayor o igual a 0.3 para que el edificio no tenga pérdida de resistencia y se mantengan niveles de desempeño que aseguren la vida de las personas, que es el objetivo de los sismos de diseño.

Los niveles del *drift* obtenidos para los sismos clasificados como sismos de diseño son todos mayores al 1 % y cercanos al 2 %. En todos los casos se obtuvieron como mínimo *drift* mayores al

1 %, que si bien indica que se mantiene la estructura operativa y mantiene la seguridad a la vida de las personas, se van a presentar daños no estructurales como daños en el estuco y grietas alrededor de ventanas y puertas, además de un daño estructural controlado.

Con todo lo mencionado anteriormente respecto a los resultados obtenidos, se verifica la hipótesis de este trabajo, donde si se diseñan estructuras con un nivel mínimo de resistencia $\alpha = 0.4$ y una distribución adecuada de esta resistencia en la altura de la edificación, se controla de manera aceptable el incremento del *drift* con las réplicas que puedan ocurrir luego de un sismo principal; lo que se traduce en un leve incremento de *drift* con las réplicas y permite que se mantengan niveles de seguridad adecuado según lo recomendado por la ASCE (2007).

Debido a que los alcances de este trabajo fueron limitados, lo que no significa que los resultados no puedan ser extrapolables a otras situaciones, se propone ampliar el campo de análisis considerando:

- Modelar estructuras de edificios de madera de 2, 3 y 4 pisos, con tipologías diferentes a las especificadas y/o considerando analizar el modelo tridimensional (estructura original).
- Diseñar para suelos diferentes a tipo D, considerando una mayor cantidad de registros sísmicos y/o considerando registros de réplicas reales. Se espera sin embargo que los resultados para suelo tipo A, B y C sean incluso mejores a los obtenidos para suelo tipo D (analizado en este trabajo), por lo que se debiera privilegiar estudios para suelo tipo E.
- Evaluar la influencia que pueden tener los parámetros que definen a la estructura y a los sismos, por ejemplo, periodo y resistencia de la estructura, PGA de los sismos, S_{pa} , entre otros.
- Estudiar experimentalmente el efecto de la carga cíclica sobre uniones clavadas en relación a fallas por fatiga de los medios de unión. Este efecto adquiere importancia al evaluar las estructuras a múltiples números de ciclos de carga donde las uniones se ven sometidas a varias secuencias de ciclos de altas deformaciones.

REFERENCIAS

Abdollahzadeh, G. y H. Faghihmaleki (2018) **Proposing a Method for Robustness Index Evaluation of the Structures Based on the Risk Analysis of Main Shock and Aftershock**. International Journal of Steel Structures 18, 1710–1722.

Aranda, R. (2020) **Characterization of the racking performance of nailed and stapled light-frame shear walls**. Tesis de Magister. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción, Chile.

ASCE (2002) **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. SEI/ASCE 7-02**. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.

ASCE (2007) **Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. SEI/ASCE 41-06**. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.

ATC-40 (1996) **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. Technical report, ATC-40, Applied Technology Council. Redwood City, California.

Hashemi, A. (2017) **Seismic resilient multi-story timber structures with passive damping**. PhD Thesis. The University of Auckland. Auckland, Nueva Zelanda.

INN (2009) **Diseño Sísmico de Edificios. NCh 433 Of 96 Modificado en 2009**. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.

Madera UC (2018) **Torre experimental Peñuelas**. Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile. Recuperado en <https://madera.uc.cl/es/proyectos-todos/torre-de-penuelas> [2019, 15 de noviembre]

- Madera UC (2019) **Modificación NCh 433 - Madera**. Centro UC de Innovación en Madera. Santiago, Chile. Recuperado en <https://madera.uc.cl/es/investigacion/proyectos-de-investigacion/modificacion-nch-433-madera> [2019, 15 de noviembre]
- Matamala, J. (2017) **Estimación de valores de resistencia al corte en muros de madera OSB para distintos niveles de desempeño sísmico**. Memoria de Título. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción, Chile.
- Matamala, J. (2019) **Desarrollo de un Método de Diseño Sísmico Simplificado para Edificios de Madera de Entramado Liviano**. Tesis de Magister. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción, Chile.
- Nithin, V.L., D. Sandip y H.B. Kaushik (2020) **Stochastic simulation of fully nonstationary aftershock ground motions from known preceding main shock**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 130, March 2020, 106006.
- Pang, W., D. Rosowsky, J. van de Lindt y S. Pei (2010) **Simplified Direct Displacement Design of Six-Story NEESWood Capstone Building and Pre-Test Seismic Performance Assessment**. Texas A&M University y Colorado State University. Estados Unidos.
- Pei, S. y J.W. Van de Lindt (2007) **SAPWood Versión 1.0**. Colorado State University. Estados Unidos.
- Polomadera (2019) **Manual de Industrialización Madera Contralaminada + Entramado Liviano**. Universidad de Concepción. Concepción, Chile.
- Rafferty, J. (2017) **What Is an Aftershock?**. Encyclopedia Britannica. Recuperado en <https://www.britannica.com/story/what-is-an-aftershock> [2019, 16 de abril]

Salazar, J. (2012) **Desarrollo conceptual de un desempeño sísmico óptimo para estructuras de madera**. Memoria de Título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción, Chile.

Salenikovich, A.J. (2000) **The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls**. PhD Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia. Estados Unidos.

Takanashi, S., K. Ohdo, H. Takahashi, N. Michiba y Y. Ohashi (2018) **Study on collapse risk of wooden house by aftershocks**. World Conference on Timber Engineering. Seoul, Republic of Korea.

Wuchuan, P. y W. Ming (2018) **Ductility demands and residual displacements of pinching hysteretic timber structures subjected to seismic sequences**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 114, November 2018, Pages 392-403.



ANEXO 3.6 Características de los registros sísmicos reales

En la Figura A.3.6.1 se indican las principales características de los registros sísmicos reales seleccionados para generar la base de datos considerando las características mencionadas en la sección 3.6, donde la dirección “x” corresponde a la orientación Este-Oeste y la dirección “y” a la orientación Norte-Sur.

Duración: 102.785 s

PGA x: 0.2856 g

PGA y: 0.2349 g

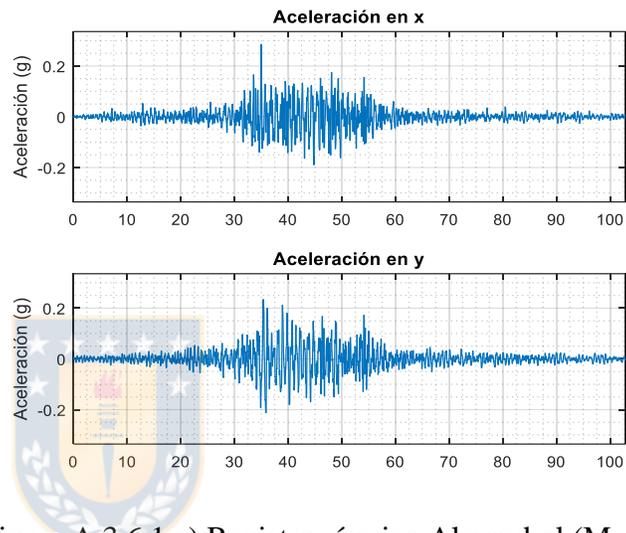


Figura A.3.6.1 a) Registro sísmico Almedral (Mw=8.8)

Duración: 76.160 s

PGA x: 0.3198 g

PGA y: 0.3454 g

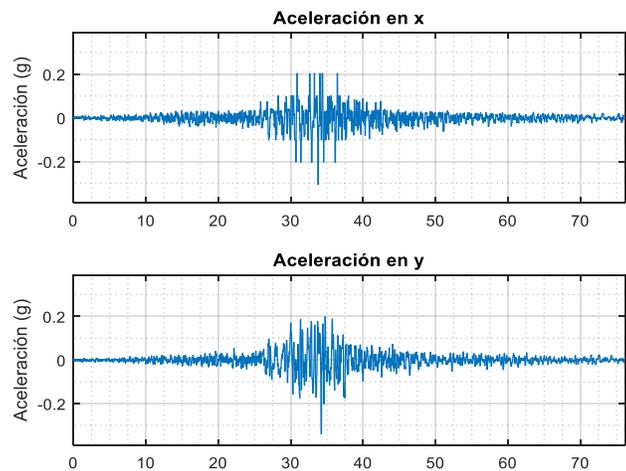


Figura A.3.6.1 b) Registro sísmico Arica (Mw=8.8)

Duración: 141.665 s

PGA x: 0.3027 g

PGA y: 0.4279 g

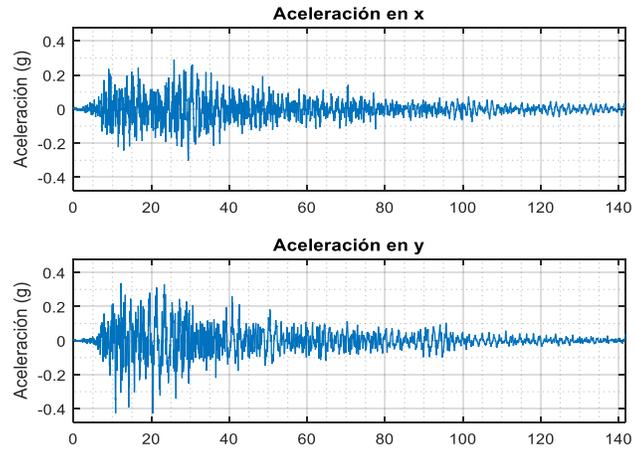


Figura A.3.6.1 c) Registro sísmico Concepción (Mw=8.8)

Duración: 143.265 s

PGA x: 0.6484 g

PGA y: 0.5386 g

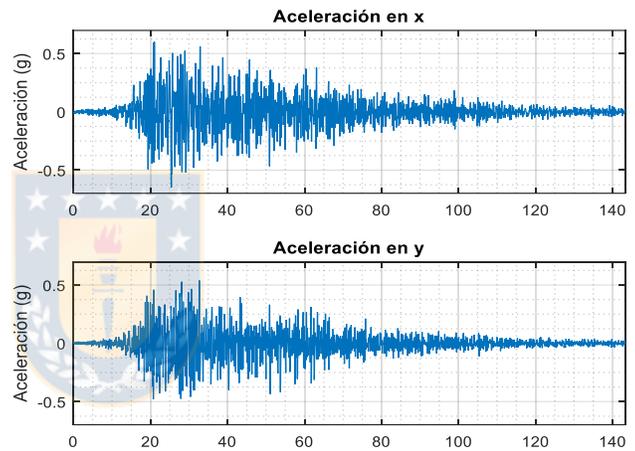


Figura A.3.6.1 d) Registro sísmico Constitución (Mw=8.8)

Duración: 55.800 s

PGA x: 0.2210 g

PGA y: 0.2192 g

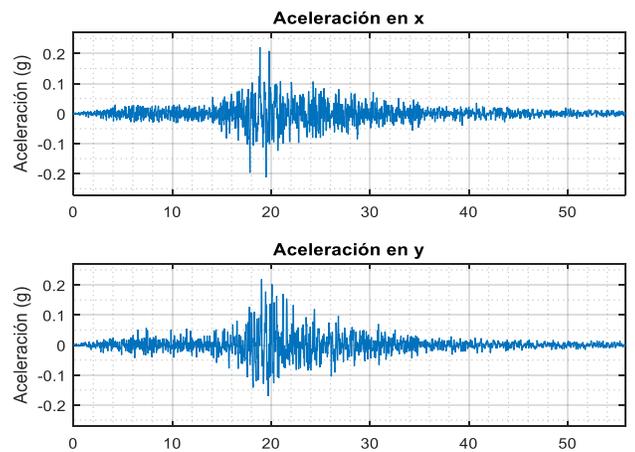


Figura A.3.6.1 e) Registro sísmico Iquique (Mw=7.9)

Duración: 163.690 s

PGA x: 0.4178 g

PGA y: 0.4610 g

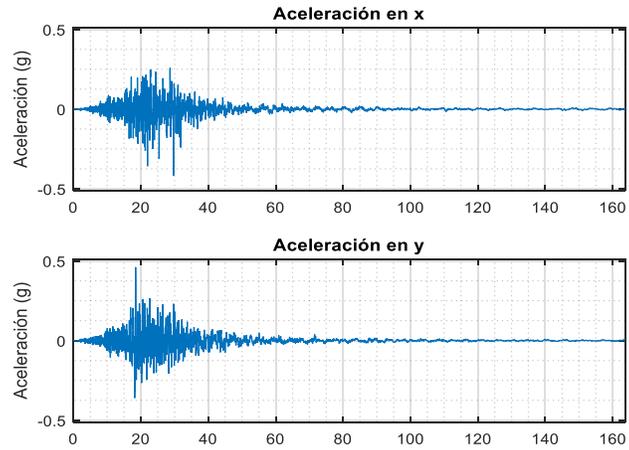


Figura A.3.6.1 f) Registro sísmico Mejillones (Mw=7.7)

Duración: 88.760 s

PGA x: 0.4244 g

PGA y: 0.3034 g

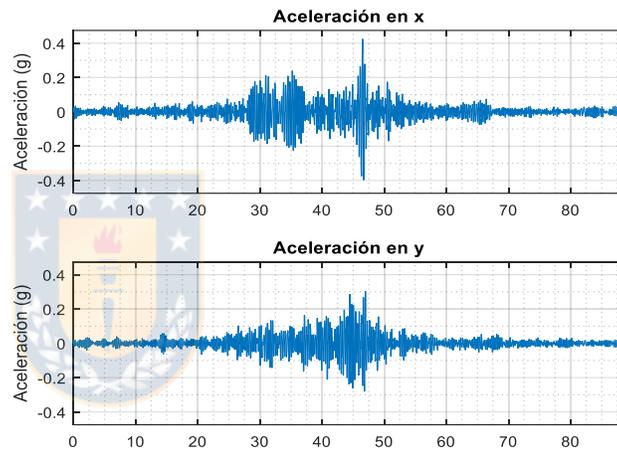


Figura A.3.6.1 g) Registro sísmico Papudo (Mw=8.8)

Duración: 99.970 s

PGA x: 0.3024 g

PGA y: 0.2943 g

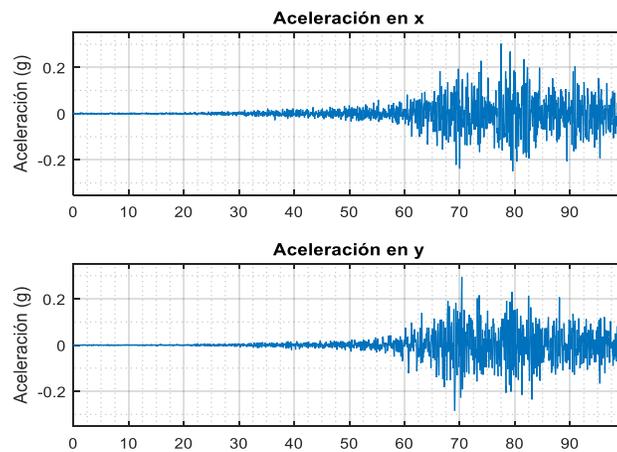


Figura A.3.6.1 h) Registro sísmico Peñalolén (Mw=8.8)

Duración: 249.98 s

PGA x: 0.5168 g

PGA y: 0.5749 g

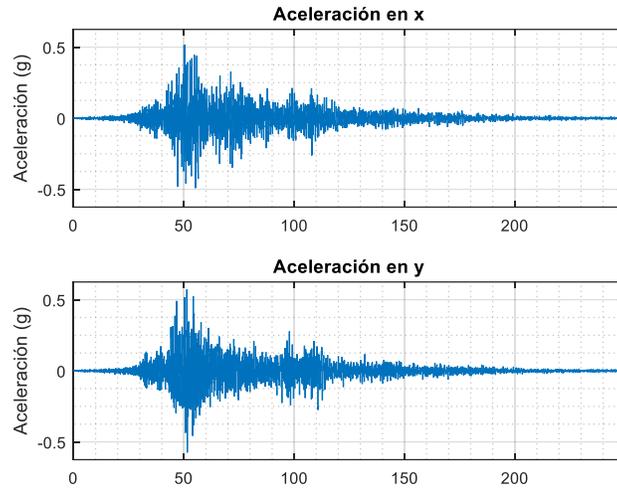


Figura A.3.6.1 i) Registro sísmico Pozo Almonte (Mw=8.4)

Duración: 99.970 s

PGA x: 0.3354 g

PGA y: 0.2259 g

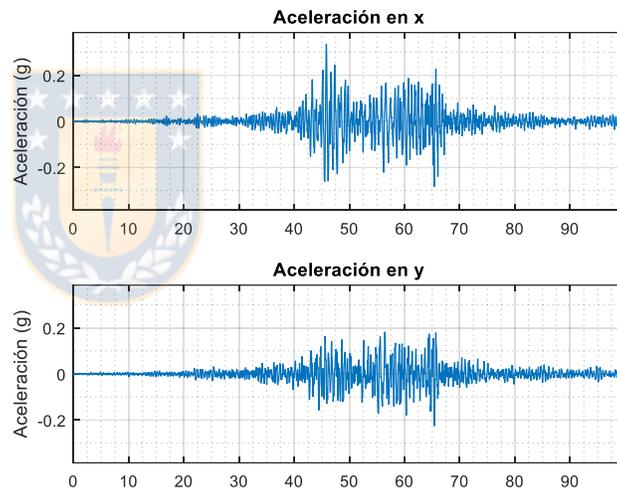


Figura A.3.6.1 j) Registro sísmico Viña del Mar (Mw=8.8)

Figura A.3.6.1: Características de los registros sísmicos utilizados en este trabajo

ANEXO 3.7 Espectros de aceleraciones y desplazamientos de los registros sísmicos reales

En la Figura A.3.7.1 se muestran los espectros de desplazamientos y aceleraciones en dirección Este – Oeste de los registros sísmicos reales utilizados en este trabajo.

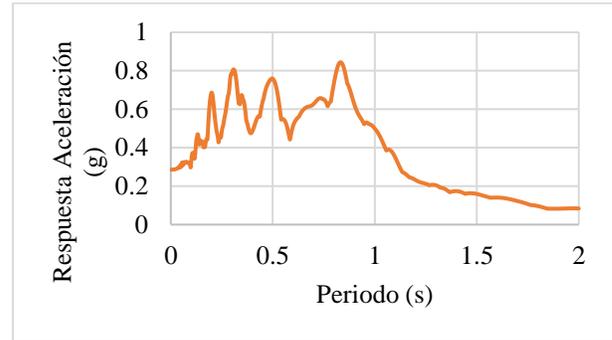
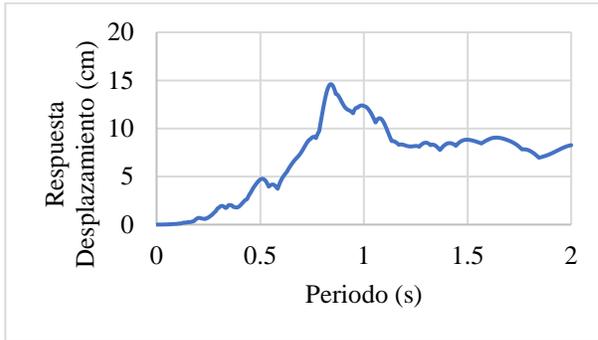


Figura A.3.7.1 a) Espectro de desplazamientos sismo Almendral

Figura A.3.7.1 b) Espectro de aceleraciones sismo Almendral

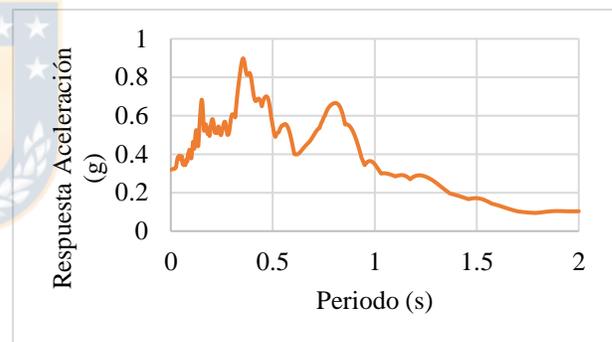
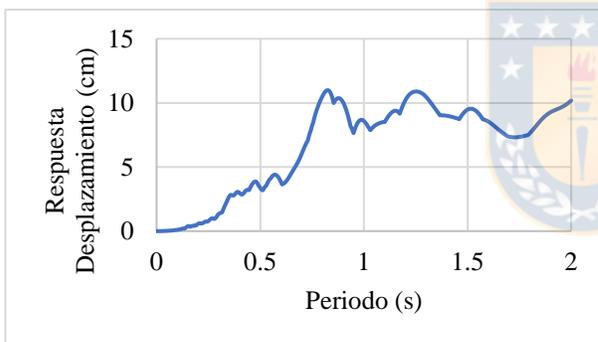


Figura A.3.7.1 c) Espectro de desplazamientos sismo Arica

Figura A.3.7.1 d) Espectro de aceleraciones sismo Arica

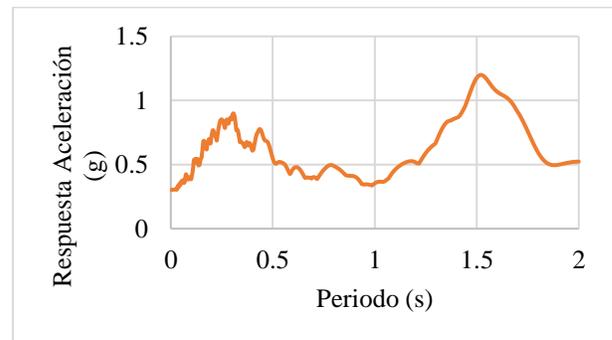
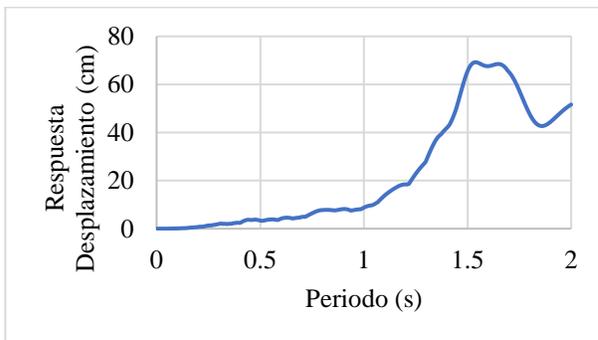


Figura A.3.7.1 e) Espectro de desplazamientos sismo Concepción

Figura A.3.7.1 f) Espectro de aceleraciones sismo Concepción

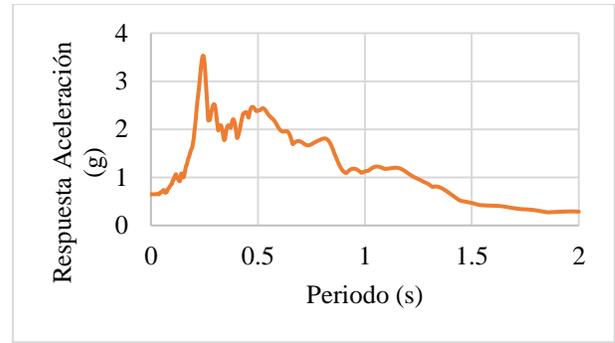
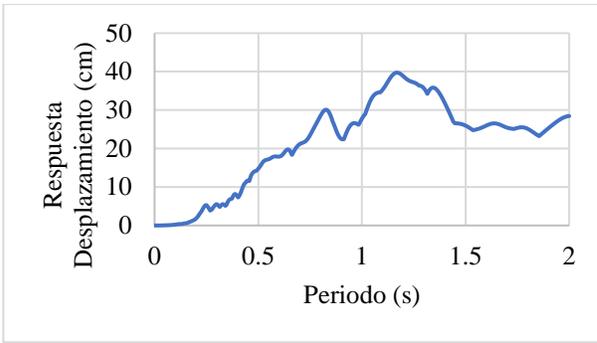


Figura A.3.7.1 g) Espectro de desplazamientos sismo Constitución

Figura A.3.7.1 h) Espectro de aceleraciones sismo Constitución

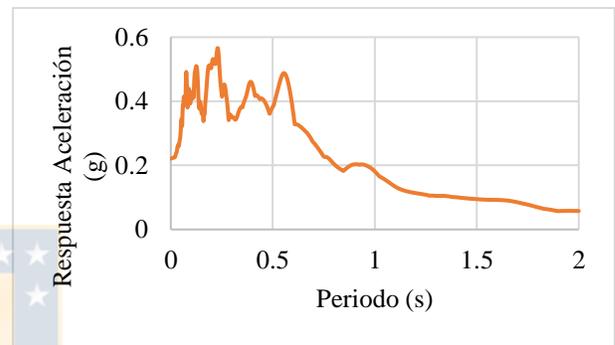
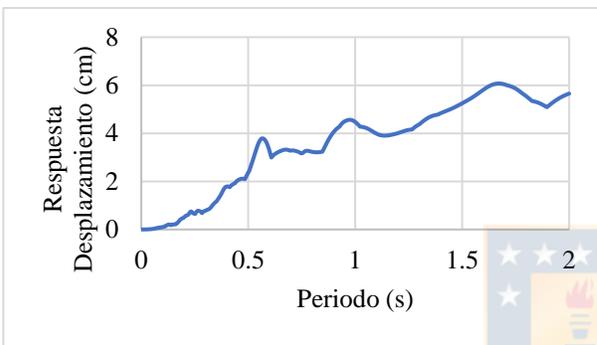


Figura A.3.7.1 i) Espectro de desplazamientos sismo Iquique

Figura A.3.7.1 j) Espectro de aceleraciones sismo Iquique

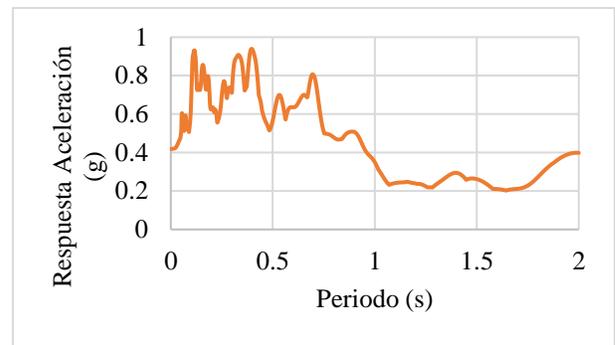
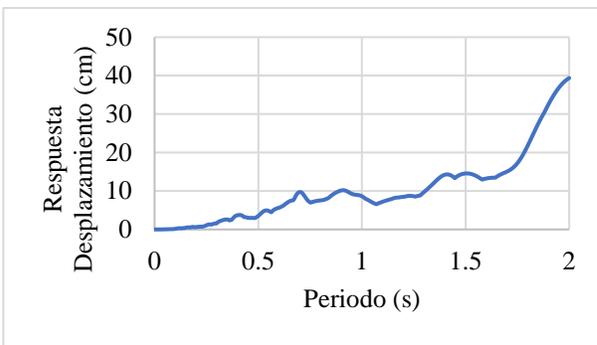


Figura A.3.7.1 k) Espectro de desplazamientos sismo Mejillones

Figura A.3.7.1 l) Espectro de aceleraciones sismo Mejillones

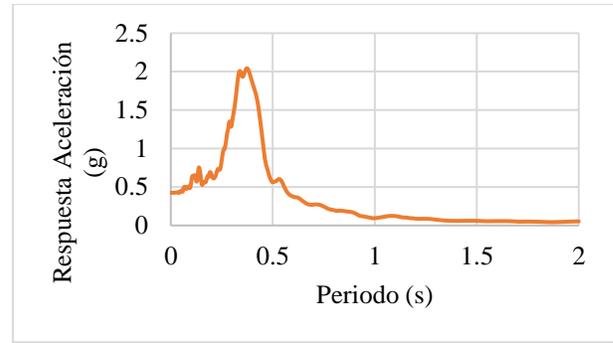
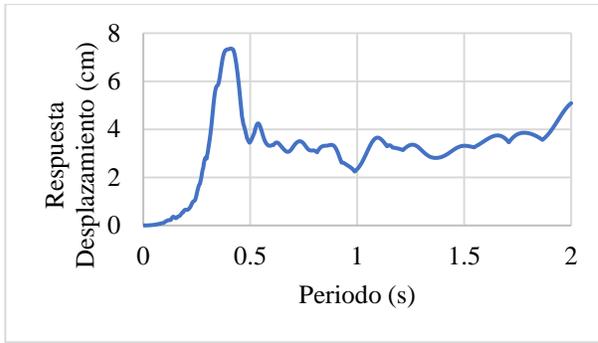


Figura A.3.7.1 m) Espectro de desplazamientos sismo Papudo

Figura A.3.7.1 n) Espectro de aceleraciones sismo Papudo

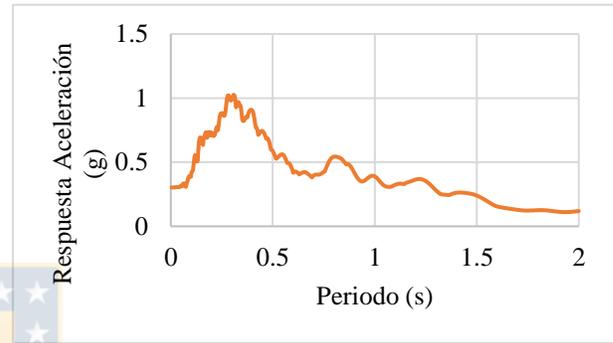
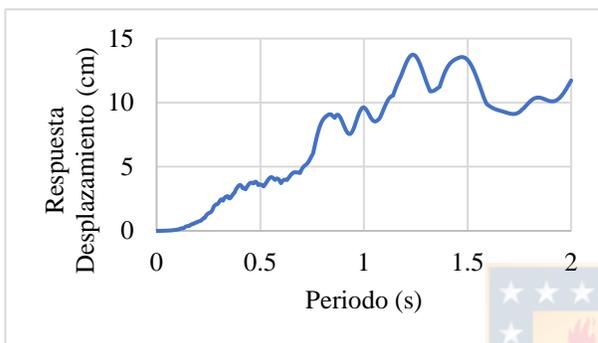


Figura A.3.7.1 o) Espectro de desplazamientos sismo Peñalolén

Figura A.3.7.1 p) Espectro de aceleraciones sismo Peñalolén

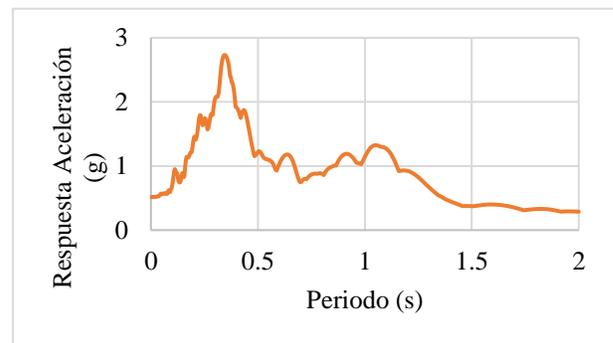
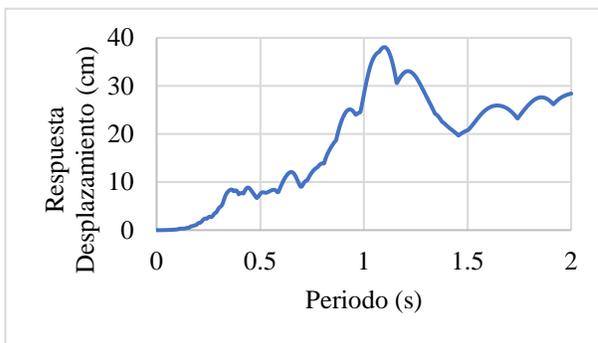


Figura A.3.7.1 q) Espectro de desplazamientos sismo Pozo Almonte

Figura A.3.7.1 r) Espectro de aceleraciones sismo Pozo Almonte

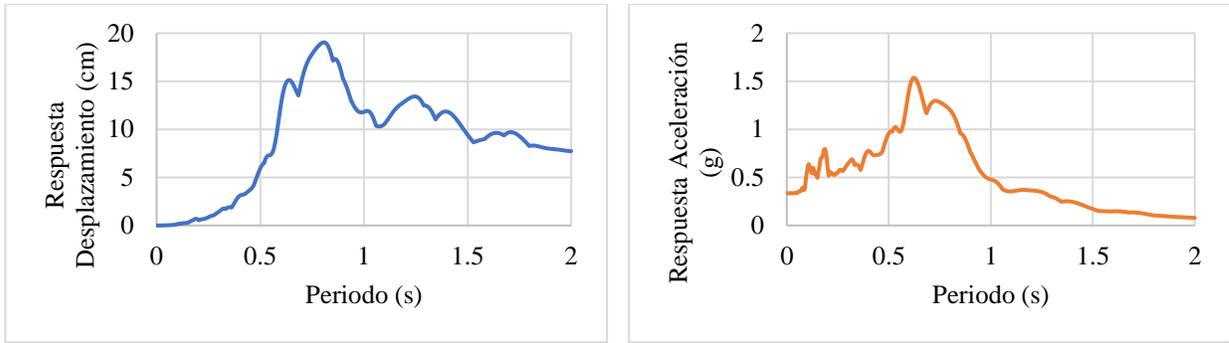


Figura A.3.7.1 s) Espectro de desplazamientos sismo Viña del Mar Figura A.3.7.1 t) Espectro de aceleraciones sismo Viña del Mar

Figura A.3.7.1: Espectros de desplazamientos y aceleraciones en dirección Este-Oeste

En la Figura A.3.7.2 se muestran los espectros de desplazamientos y aceleraciones en dirección Norte – Sur de los registros sísmicos reales utilizados en este trabajo.

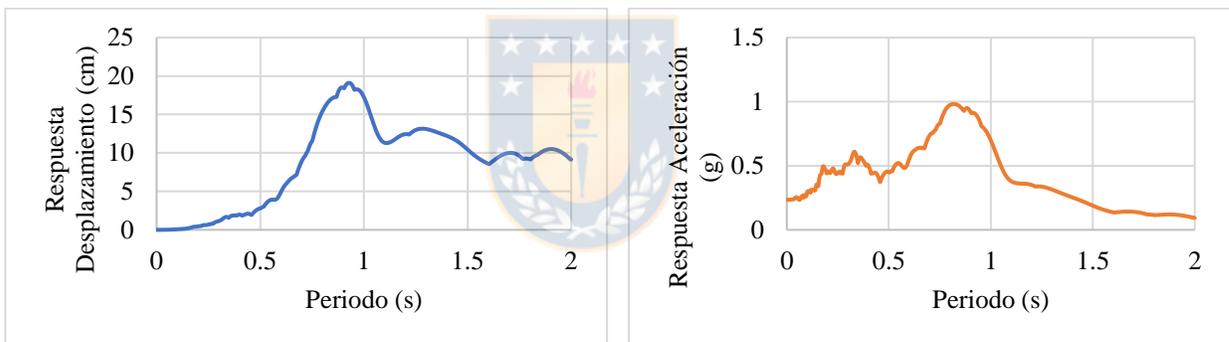


Figura A.3.7.2 a) Espectro de desplazamientos sismo Almendral Figura A.3.7.2 b) Espectro de aceleraciones sismo Almendral

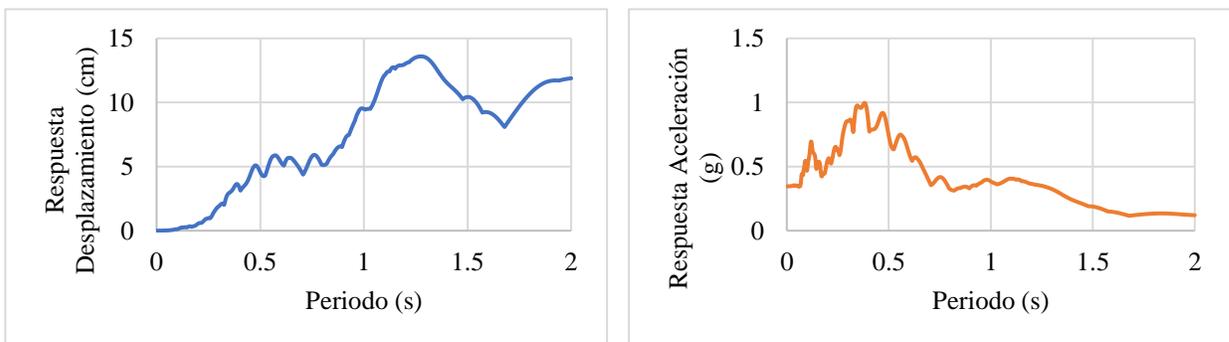


Figura A.3.7.2 c) Espectro de desplazamientos sismo Arica Figura A.3.7.2 d) Espectro de aceleraciones sismo Arica

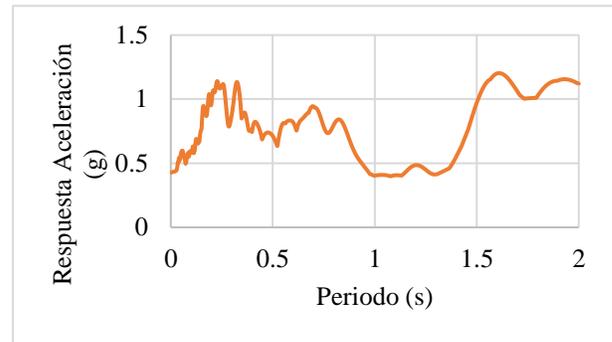
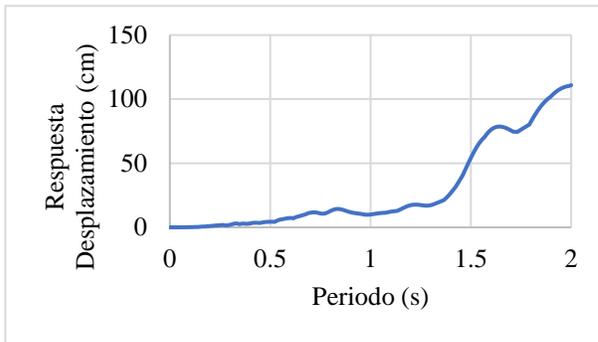


Figura A.3.7.2 e) Espectro de desplazamientos sismo Concepción

Figura A.3.7.2 f) Espectro de aceleraciones sismo Concepción

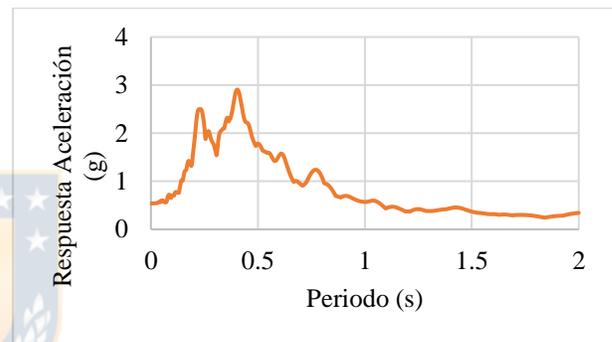
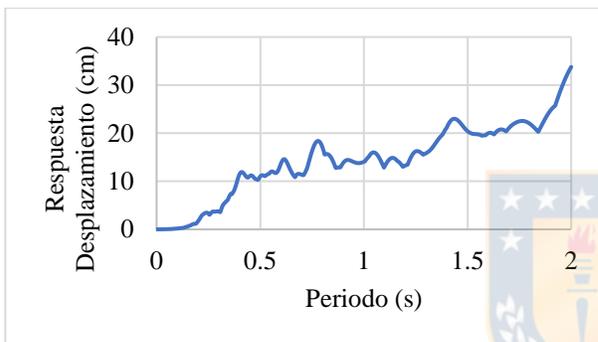


Figura A.3.7.2 g) Espectro de desplazamientos sismo Constitución

Figura A.3.7.2 h) Espectro de aceleraciones sismo Constitución

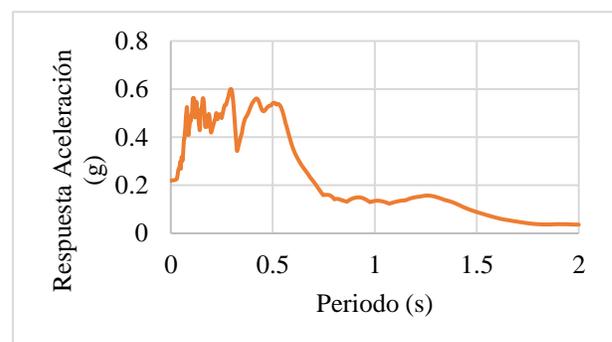
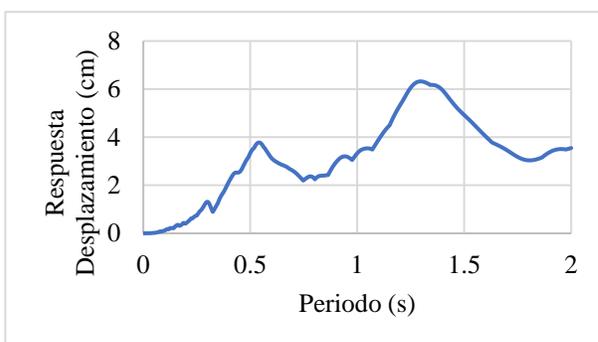


Figura A.3.7.2 i) Espectro de desplazamientos sismo Iquique

Figura A.3.7.2 j) Espectro de aceleraciones sismo Iquique

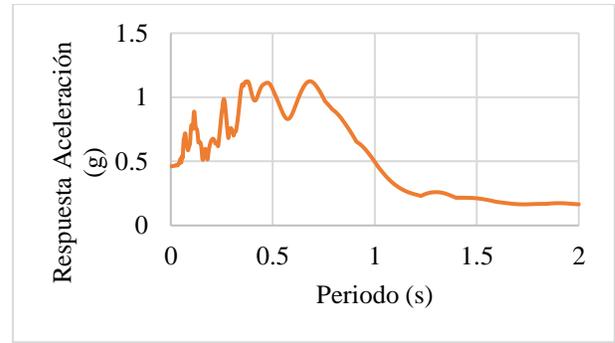
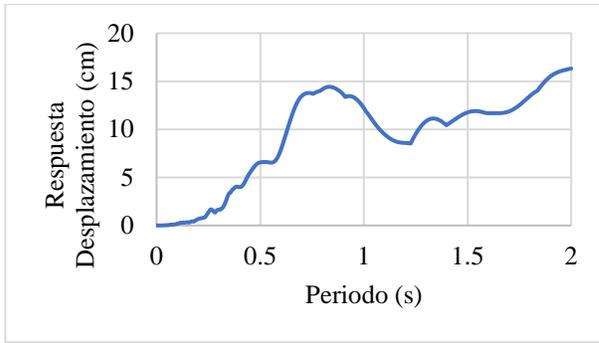


Figura A.3.7.2 k) Espectro de desplazamientos sismo Mejillones

Figura A.3.7.2 l) Espectro de aceleraciones sismo Mejillones

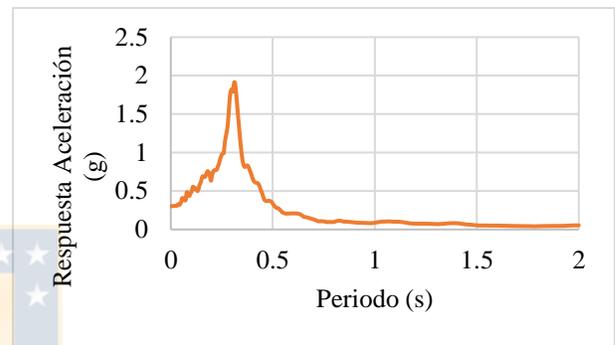
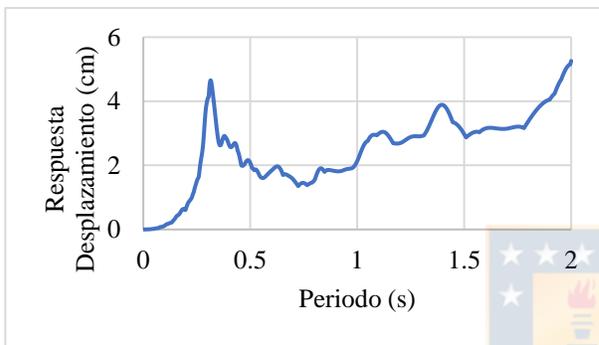


Figura A.3.7.2 m) Espectro de desplazamientos sismo Papudo

Figura A.3.7.2 n) Espectro de aceleraciones sismo Papudo

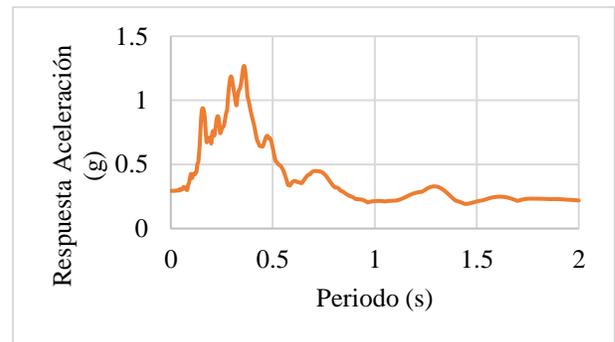
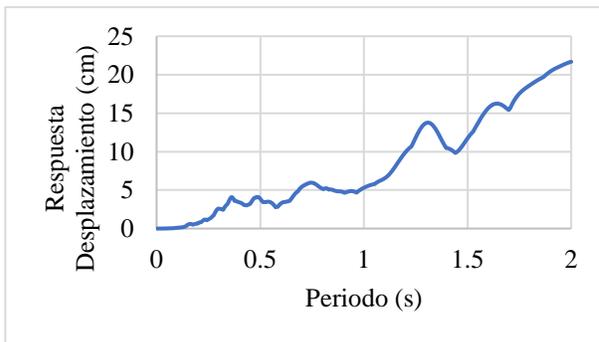


Figura A.3.7.2 o) Espectro de desplazamientos sismo Peñalolén

Figura A.3.7.2 p) Espectro de aceleraciones sismo Peñalolén

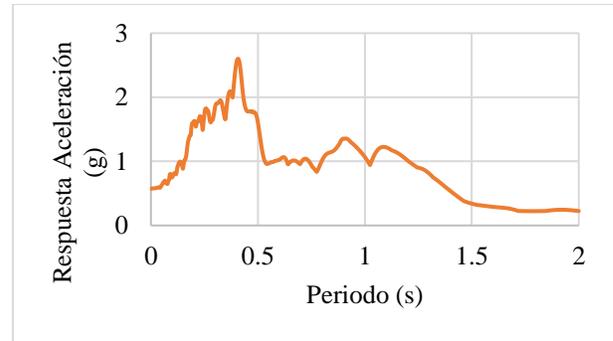
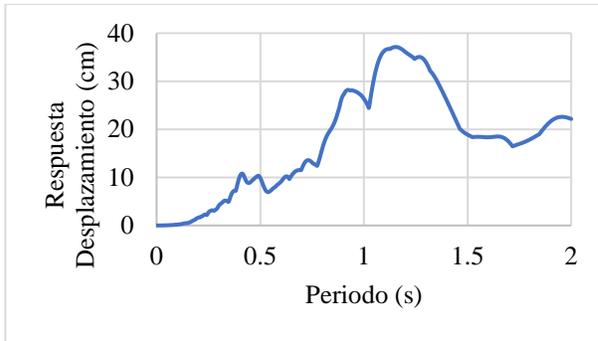


Figura A.3.7.2 q) Espectro de desplazamientos sismo Pozo Almonte

Figura A.3.7.2 r) Espectro de aceleraciones sismo Pozo Almonte

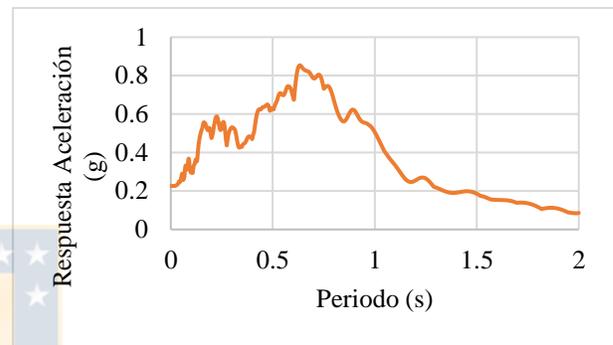
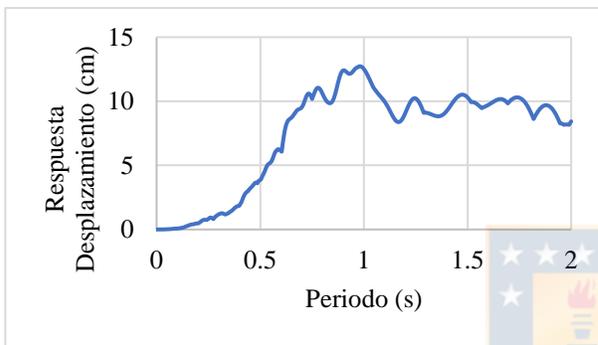


Figura A.3.7.2 s) Espectro de desplazamientos sismo Viña del Mar

Figura A.3.7.2 t) Espectro de aceleraciones sismo Viña del Mar

Figura A.3.7.2: Espectros de desplazamientos y aceleraciones en dirección Norte-Sur

ANEXO 3.8 Principales características de los registros sísmicos sintéticos

En la Figura A.3.8.1 se muestran las principales características de los registros sísmicos sintéticos (RS) elaborados para generar la base de datos considerando las características mencionadas en la sección 3.6.

Duración: 141.665 s

PGA: 0.504 g

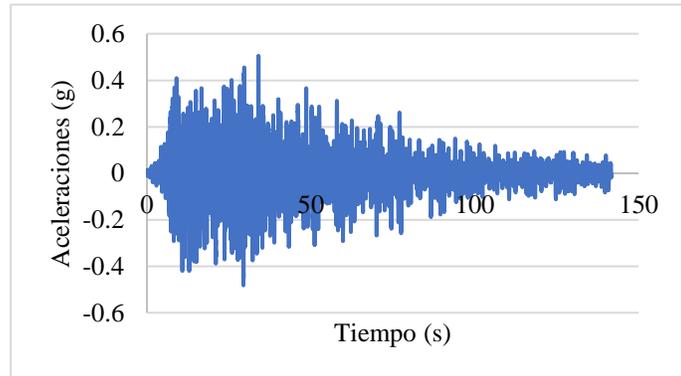


Figura A.3.8.1 a) Registro sintético 1

Duración: 143.265 s

PGA: 0.487 g

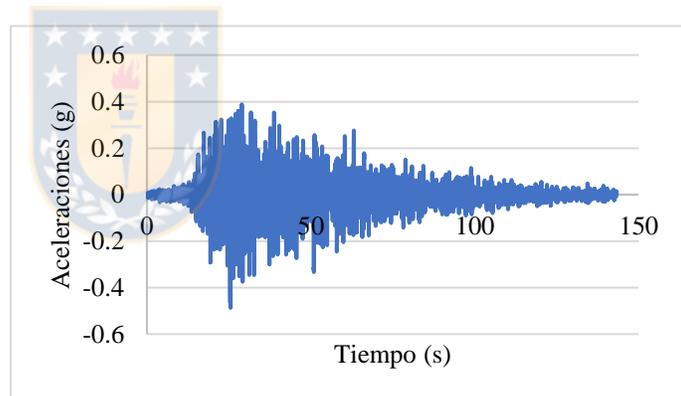


Figura A.3.8.1 b) Registro sintético 2

Duración: 249.98 s

PGA: 0.460 g

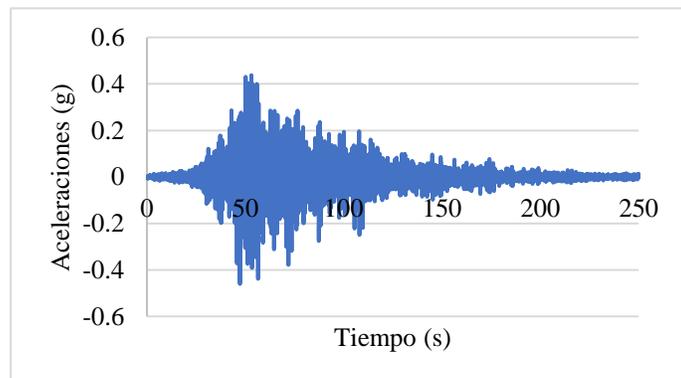


Figura A.3.8.1 c) Registro sintético 3

Figura A.3.8.1: Características de los registros sísmicos sintéticos

ANEXO 3.9 Réplicas reales de los terremotos de 2010, 2014 y 2015

En las Tabla A.3.9.1, Tabla A.3.9.2 y Tabla A.3.9.3 se indican las réplicas originales que ocurrieron luego del terremoto de 2010, 2014 y 2015, respectivamente, y se indica el % respecto al sismo principal.

Tabla A.3.9.1: Réplicas reales del terremoto ocurrido el año 2010

2010				
Fecha	Hora local	Ubicación	M _w	% M _w
27 de febrero	3:34:08	Cobquecura, VIII Región	8.8	100
27 de febrero	3:52:34	Vichuquén, VII Región	6.2	70.5
27 de febrero	4:12:28	Santo Domingo, V Región	6.0	68.2
27 de febrero	4:37:18	Florida, VIII Región	6.0	68.2
27 de febrero	5:01:22	Lebu, VIII Región	6.9	78.4
27 de febrero	5:25:29	Vichuquén, VII Región	6.1	69.3
27 de febrero	7:30:30	Navidad, VI Región	6.0	68.2
27 de febrero	16:00:06	El Quisco, V Región	6.3	71.6
28 de febrero	8:25:36	Lolol, VI Región	6.2	70.5
3 de marzo	14:44:25	Coelemu, VIII Región	6.1	69.3
3 de marzo	22:59:49	Laguna Verde, V Región	6.0	68.2
5 de marzo	6:19:37	Dichato, VIII Región	6.0	68.2
5 de marzo	8:47:10	Dichato, VIII Región	6.6	75.0
11 de marzo	11:39:48	Pichilemu, VI Región	6.9	78.4
11 de marzo	11:55:30	La Estrella, VI Región	6.7	76.1
11 de marzo	12:06:03	Pichilemu, VI Región	6.0	68.2
15 de marzo	11:08:28	Curanipe, VII Región	6.0	68.2
15 de marzo	23:22:01	Cobquecura, VIII Región	6.7	76.1
28 de marzo	17:38:33	Constitución, VII Región	6.0	68.2
23 de abril	6:03:06	Arauco, VIII Región	6.0	68.2
3 de mayo	19:09:45	Tirúa, VIII Región	6.4	72.7
14 de julio	4:32:22	Tirúa, VIII Región	6.5	73.9

Tabla A.3.9.2: Réplicas reales del terremoto ocurrido el año 2014

2014						
Fecha	Hora local	Ubicación	M _L /M _w	% M	PGA (m/s ²)	%PGA
1 de abril	20:46:45	83 km al NO de Iquique	8.2 M _w	100	5.01	100
1 de abril	20:49:25	29 km al NO de Iquique	7,5 M _w	90.4	*	*
1 de abril	20:52:18	35 km al O de Pisagua	6,6 M _w	79.5	*	*

1 de abril	20:57:59	100 km al O de Pisagua	GUC 7,0 M _w	84.3	*	*
			USGS 6,9 M _w	83.1	*	*
1 de abril	20:58:05	83 km al O de Iquique	6,6 M _w	79.5	*	*
1 de abril	20:59:57	80 km al N de Iquique	5,8 M _w	69.9	*	*
1 de abril	21:03:13	80 km al O de Pisagua	5,9 M _L	71.1	0.14	3
			6,1 M _w	73.5	*	*
1 de abril	21:04:50	96 km al NO de Iquique	5,6 M _w	67.5	*	*
1 de abril	21:06:43	101 km al NO de Iquique	5,6 M _w	67.5	*	*
1 de abril	21:33:47	70 km al O de Iquique	5,4 M _L	65.1	0.27	5
			5,5 M _w	66.3	*	*
1 de abril	22:21:00	82 km al O de Pisagua	5,3 M _L	63.9	*	*
			5,6 M _w	67.5	*	*
2 de abril	1:46:20	74 km al O de Alto Hospicio	5,7 M _L	68.7	*	*
2 de abril	8:07:31	96 km al SO de Pisagua	5,3 M _L	63.9	0.16	3
			5,5 M _w	66.3	*	*
2 de abril	22:58:31	49 km al O de Iquique	GUC 6,3 M _w	75.9	0.90	18
			USGS 6,5 M _w	78.3	*	*
2 de abril	23:43:15	45 km al SO de Iquique	GUC 7,6 M _w	91.6	5.24	105
			USGS 7,8 M _w	94.0	*	*
3 de abril	2:26:14	83 km al SO de Iquique	GUC 6,3 M _w	75.9	*	*
			USGS 6,4 M _w	77.1	*	*
3 de abril	2:51:44	66 km al SO de Iquique	5,5 M _L	66.3	*	*
3 de abril	22:37:52	65 km al SO de Iquique	GUC 6,1 M _w	73.5	0.29	6
			USGS 6,3 M _w	75.9	*	*
7 de abril	10:43:20	79 km al O de Iquique	6,1 M _w	73.5	0.15	3
8 de abril	7:14:31	87 km al SO de Iquique	5,6 M _w	67.5	0.11	2
9 de abril	8:14:44	92 km al SO de Iquique	5,0 M _L	60.2	0.06	1
			5,5 M _w	66.3	*	*
10 de abril	21:01:44	75 km al SO de Alto Hospicio	6,2 M _w	74.7	0.52	10
19 de abril	17:54:42	83 km al NO de Iquique	5,8 M _w	69.9	0.17	3
5 de mayo	7:21:18	62 km al O de Iquique	5,1 M _L	61.4	0.06	1
			5,6 M _w	67.5	*	*
17 de mayo	5:11:07	88 km al O de Iquique	5,5 M _L	66.3	0.36	7
			5,6 M _w	67.5	*	*
19 de junio	5:38:37	45 km al SO de Iquique	GUC 5,4 M _L	65.1	0.27	5
			USGS 5,7 M _w	68.7	*	*
19 de junio	15:54:05	94 km al NO de Iquique	6,0 M _w	72.3	0.25	5
20 de junio	15:53:32	79 km al O de Pisagua	5,2 M _L	62.7	0.07	1
			5,6 M _w	67.5	*	*
20 de junio	16:22:29	88 km al O de Pisagua	5,4 M _L	65.1	0.11	2

			5,8 M _w	69.9	*	*
13 de julio	16:54:15	17 km al O de Iquique	5,8 M _L	69.9	*	*
			5,6 M _w	67.5	0.71	14
13 de agosto	20:02:55	15 km al NE de Iquique	5,6 M _w	67.5	0.85	17

Tabla A.3.9.3: Réplicas reales del terremoto ocurrido el año 2015

2015						
Fecha	Hora local	Ubicación	M _w /M _L	% M	PGA (m/s ²)	%PGA
16 de septiembre	19:59:14	Canela Baja, región de Coquimbo	6,3 M _L	75.0	2.92	100
16 de septiembre	20:03:56	Los Vilos, región de Coquimbo	6,1 M _w	72.6	0.13	5
16 de septiembre	20:16:09	Los Vilos, región de Coquimbo	6,2 M _w	73.8	0.08	3
16 de septiembre	20:18:38	Canela Baja, región de Coquimbo	7,1 M _w	84.5	0.07	2
16 de septiembre	22:41:05	Canela Baja, región de Coquimbo	6,5 M _w	77.4	0.65	22
17 de septiembre	0:55:14	Canela Baja, región de Coquimbo	6,3 M _w	75.0	0.20	7
17 de septiembre	1:10:27	Canela Baja, región de Coquimbo	6,6 M _w	78.6	0.34	12
17 de septiembre	10:32:26	Los Vilos, región de Coquimbo	6,0 M _w	71.4	0.27	9
18 de septiembre	6:10:41	Los Vilos, región de Coquimbo	6,2 M _w	73.8	*	*
19 de septiembre	2:06:47	Tongoy, región de Coquimbo	6,2 M _w	73.8	*	*
19 de septiembre	9:52:20	Los Vilos, región de Coquimbo	6,3 M _w	75.0	0.03	1
21 de septiembre	2:39:34	Los Vilos, región de Coquimbo	6,2 M _w	73.8	0.06	2
21 de septiembre	12:37:07	Canela Baja, región de Coquimbo	6,0 M _w	71.4	0.25	9
21 de septiembre	14:39:58	Los Vilos, región de Coquimbo	6,7 M _w	79.8	0.06	2
21 de septiembre	16:56:09	Los Vilos, región de Coquimbo	6,0 M _w	71.4	0.28	9
22 de septiembre	4:12:59	Illapel, región de Coquimbo	6,2 M _w	73.8	0.06	2
25 de septiembre	23:51:18	Punitaqui, región de Coquimbo	6,3 M _w	75.0	0.46	16
3 de octubre	3:26:56	Tongoy, región de Coquimbo	6,0 M _w	71.4	1.76	60
5 de octubre	13:33:27	Tongoy, región de Coquimbo	6,1 M _w	72.6	0.44	15
7 de noviembre	4:04:31	La Higuera, región de Coquimbo	6,0 M _L	71.4	0.46	16
7 de noviembre	4:31:41	Punitaqui, región de Coquimbo	6,8 M _w	81.0	0.05	2
7 de noviembre	7:53:42	Punitaqui, región de Coquimbo	6,0 M _L	71.4	0.86	29
10 de noviembre	22:54:36	La Higuera, región de Coquimbo	6,9 M _w	82.1	0.26	9
10 de noviembre	23:46:16	La Higuera, región de Coquimbo	6,9 M _w	82.1	0.15	5
21 de noviembre	20:05:28	Tongoy, región de Coquimbo	6,0 M _w	71.4	0.18	6

Los * corresponden a registros sísmicos que fueron medidos por una estación diferente, por lo que los valores de PGA no son comparables. Todos los valores de PGA indicados en las tablas anteriores corresponden a mediciones realizadas por la misma estación en la fecha y hora señaladas (estación T07A para el año 2014 y C140 para el año 2015).

ANEXO 4.6 Espectros de aceleraciones y desplazamientos para el sismo que coincide con el espectro de diseño en el periodo de la estructura

En la Figura A.4.6.1 y Figura A.4.6.2 se resumen los espectros de aceleraciones y desplazamientos, respectivamente, obtenidos al modificar el sismo original y hacerlo coincidir con el espectro de diseño de la NCh 433 sólo en el periodo fundamental de la estructura (SN).

Donde:

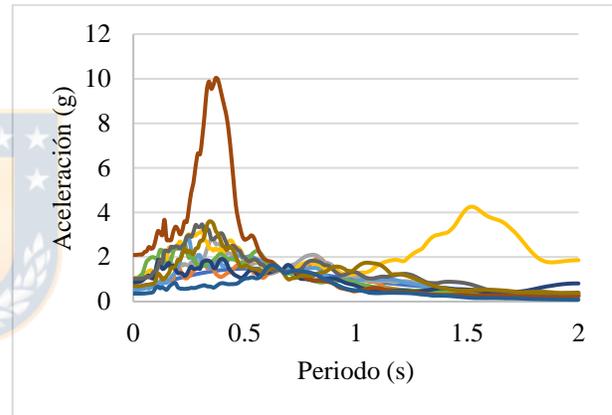
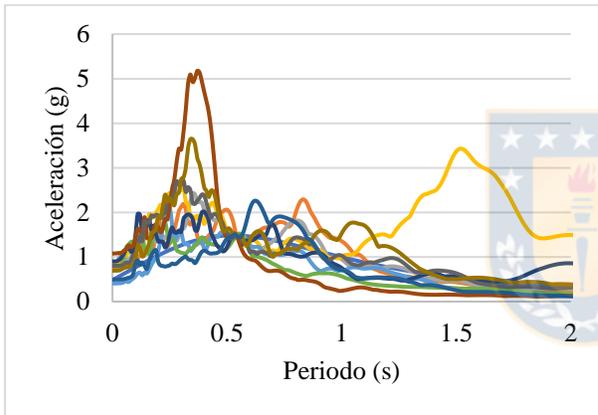
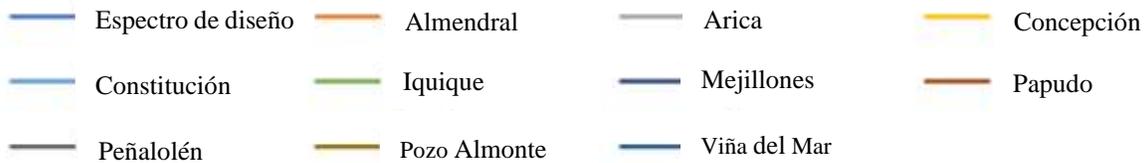


Figura A.4.6.1 a) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.3$, $T=0.54$ s

Figura A.4.6.1 b) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.3$, $T=0.66$ s

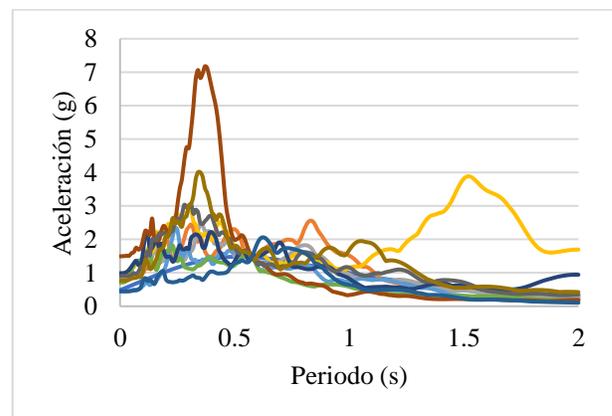
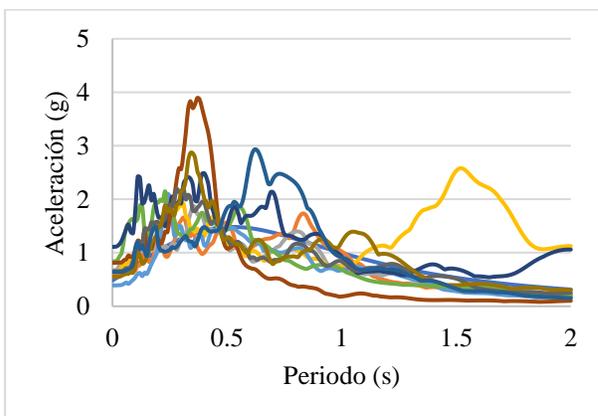


Figura A.4.6.1 c) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.4$, $T=0.47$ s

Figura A.4.6.1 d) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.4$, $T=0.58$ s

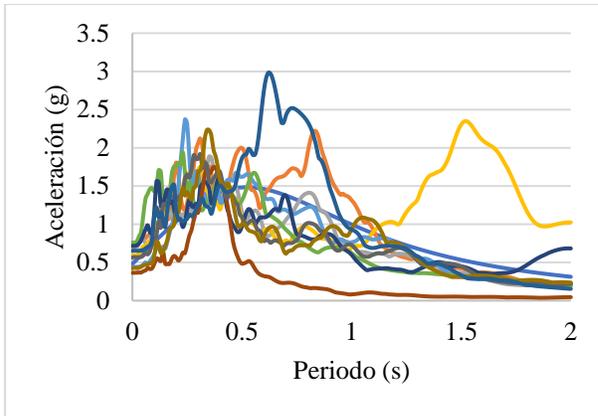


Figura A.4.6.1 e) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.5$, $T=0.42$ s

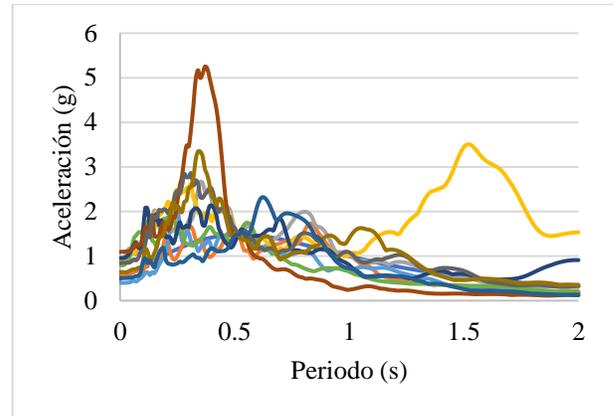


Figura A.4.6.1 f) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.5$, $T=0.51$ s

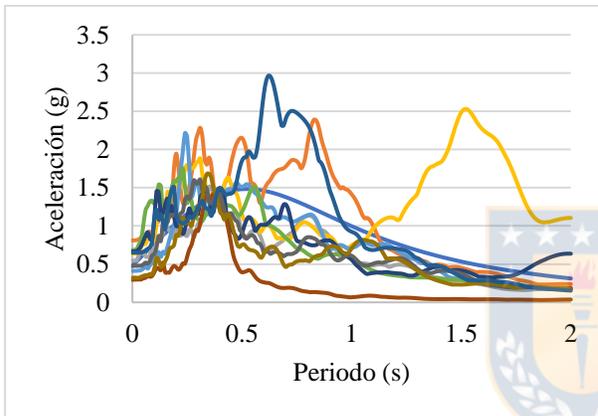


Figura A.4.6.1 g) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.6$, $T=0.38$ s

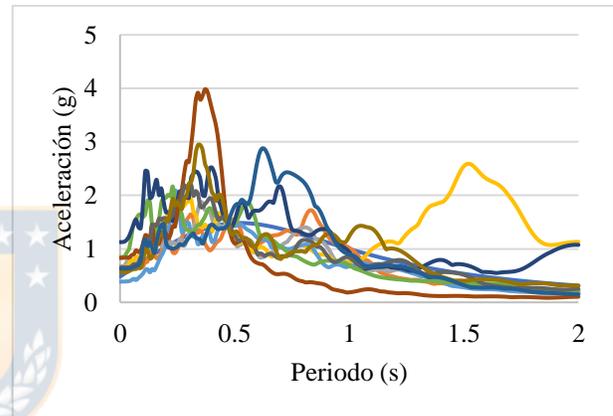


Figura A.4.6.1 h) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.6$, $T=0.47$ s

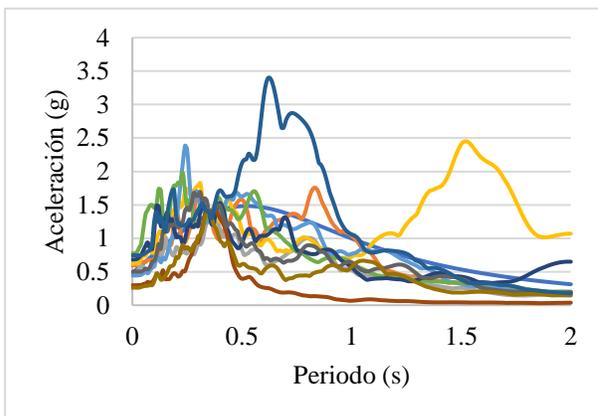


Figura A.4.6.1 i) Espectros de aceleraciones para Vivienda Social, $\alpha=0.7$, $T=0.35$ s

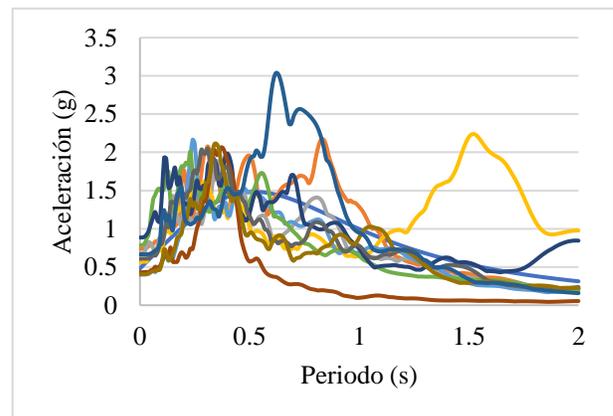


Figura A.4.6.1 j) Espectros de aceleraciones para NEESWood, $\alpha=0.7$, $T=0.44$ s

Figura A.4.6.1: Espectros de aceleraciones para el sismo normalizado en el periodo de la estructura

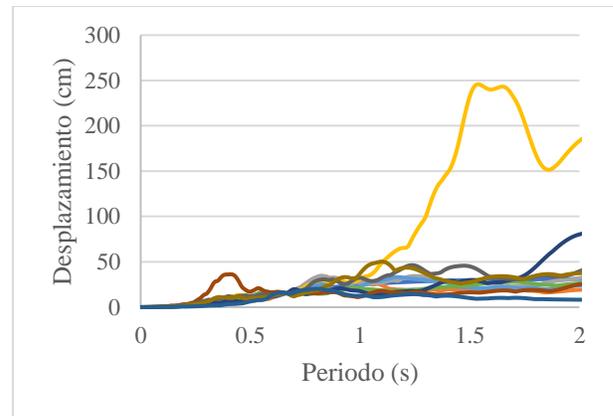
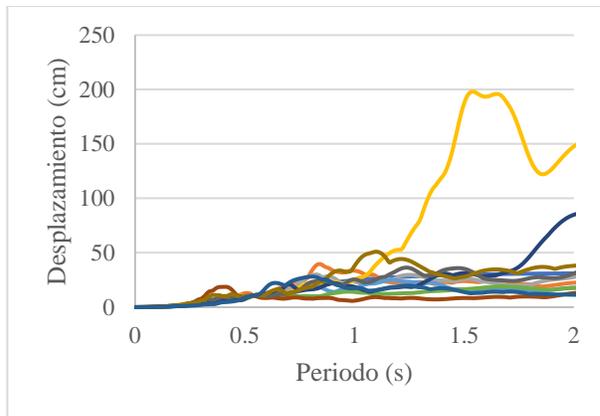


Figura A.4.6.2 a) Espectros de desplazamientos para Vivienda Social, $\alpha=0.3$, $T=0.54$ s

Figura A.4.6.2 b) Espectros de desplazamientos para NEESWood, $\alpha=0.3$, $T=0.66$ s

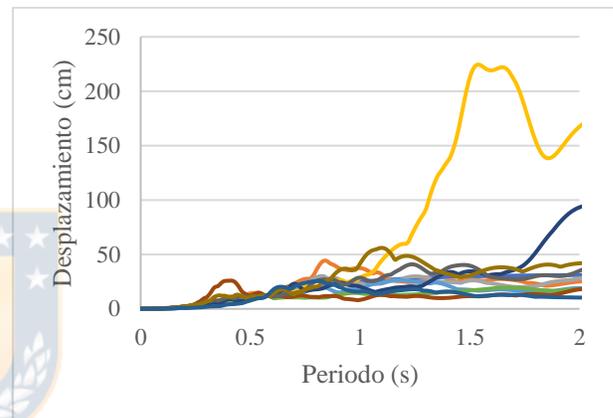
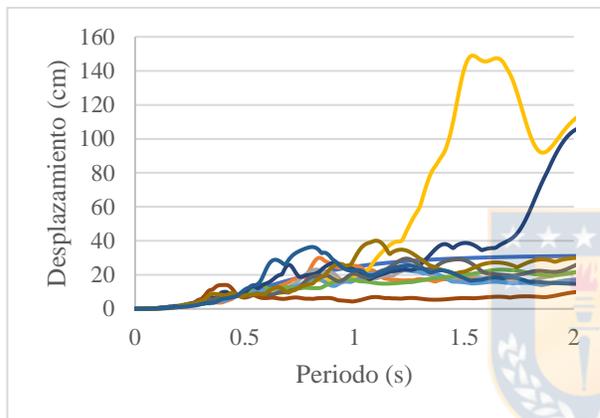


Figura A.4.6.2 c) Espectros de desplazamientos para Vivienda Social, $\alpha=0.4$, $T=0.47$ s

Figura A.4.6.2 d) Espectros de desplazamientos para NEESWood, $\alpha=0.4$, $T=0.58$ s

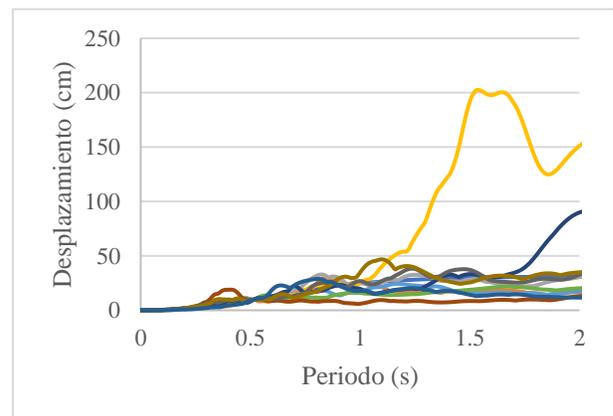
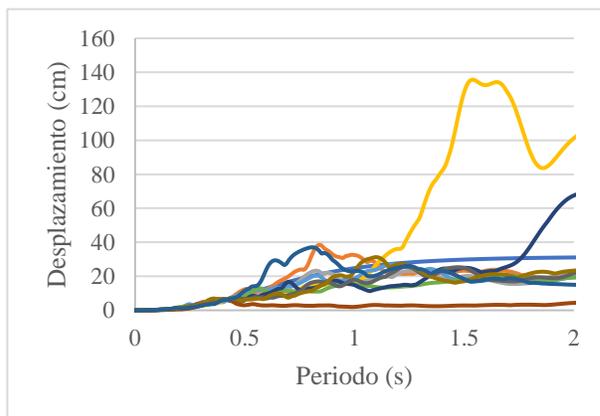


Figura A.4.6.2 e) Espectros de desplazamientos para Vivienda Social, $\alpha=0.5$, $T=0.42$ s

Figura A.4.6.2 f) Espectros de desplazamientos para NEESWood, $\alpha=0.5$, $T=0.51$ s

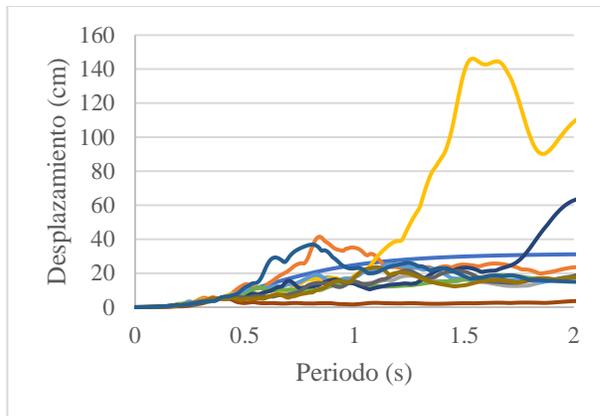


Figura A.4.6.2 g) Espectros de desplazamientos para Vivienda Social, $\alpha=0.6$, $T=0.38$ s

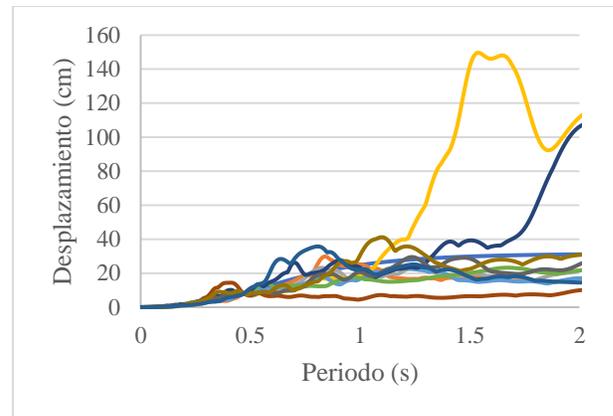


Figura A.4.6.2 h) Espectros de desplazamientos para NEESWood, $\alpha=0.6$, $T=0.47$ s

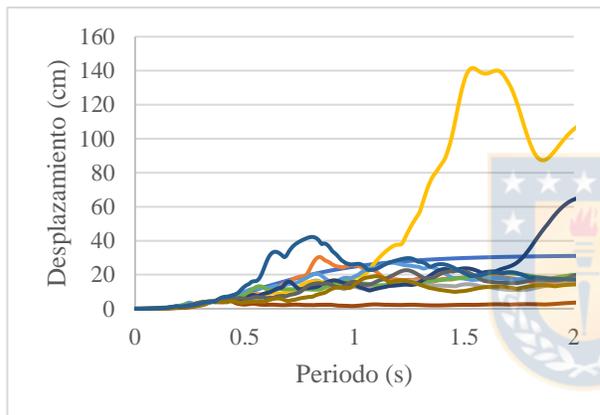


Figura A.4.6.2 i) Espectros de desplazamientos para Vivienda Social, $\alpha=0.7$, $T=0.35$ s

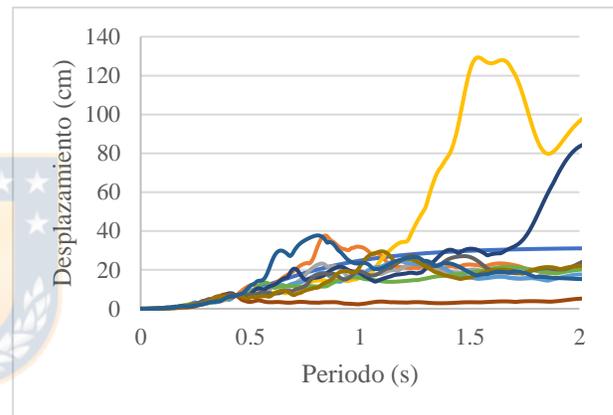


Figura A.4.6.2 j) Espectros de desplazamientos para NEESWood, $\alpha=0.7$, $T=0.44$ s

Figura A.4.6.2: Espectros de desplazamientos para el sismo normalizado en el periodo de la estructura

