



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

“Evaluación del riesgo sísmico de edificios con muros de sección T de hormigón armado en Chile”

Memoria de Título presentada por

Juan Francisco Vásquez Bueno

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Pablo Heresi Venegas

Enero de 2023



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

“Evaluación del riesgo sísmico de edificios con muros de sección T de hormigón armado en Chile”

AUTOR:

Juan Francisco Vásquez Bueno

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERÍA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Pablo Heresi Venegas

Cristian Cruz Doggenweiler

Francisco Alfonso Galvis López

Santiago, Chile, Enero de 2023



Tabla de Contenidos

1	Introducción.....	9
1.1	Definición del problema (motivación).....	9
1.2	Hipótesis	10
1.3	Objetivos.....	10
2	Estado del Arte en Chile	11
2.1	Geometría de edificios residenciales en Chile.....	11
2.2	Investigación acerca del riesgo sísmico en estructuras de hormigón armado	13
2.3	Estimación de daños en edificios de muros de hormigón armado.....	15
2.3.1	Definición de Colapso.....	15
2.3.2	Otras medidas de daño	16
3	Marco teórico.....	17
3.1	Modelación no-lineal en estructuras de hormigón armado.....	17
3.1.1	Comportamiento a flexo-compresión.....	17
3.1.2	Comportamiento a corte.....	20
3.1.3	Tipos de modelos	21
3.1.4	Modelación en OpenSees.....	22
3.2	Estimación del riesgo sísmico	27
3.2.1	Caracterización de la amenaza sísmica.....	27
3.2.2	Respuesta estructural.....	28
3.2.3	Análisis de daños	28
4	Descripción y diseño de estructuras	30
4.1	Definición de la estructura base en estudio	30
4.2	Diseño de la estructura base en estudio.....	32
4.3	Definición de estructuras considerando la variación en los parámetros de diseño....	36
5	Modelación.....	40
5.1	Elementos estructurales	40
5.2	Materiales	42
5.3	Modelo de amortiguamiento.....	44
6	Definición de medidas de daño.....	46
6.1	Estados de daño DS1 y DS2	46
6.2	Definición de colapso	47
7	Riesgo sísmico de edificios de muros chilenos	48



7.1	Análisis Dinámico	48
7.2	Análisis Dinámico	49
7.3	Selección de registros y análisis probabilístico de la amenaza sísmica.....	50
7.4	Análisis de franjas en la estructura base	52
7.5	Curvas de fragilidad en la estructura base	53
7.6	Análisis probabilístico de la amenaza sísmica y probabilidad de daño para una intensidad con periodo de retorno de 475 años en la estructura base.	54
7.7	Tasa anual media y probabilidad de excedencia en la estructura base	56
7.8	Efecto del número de pisos en el riesgo sísmico	57
7.9	Efecto del tipo de suelo y zona sísmica en el riesgo sísmico	60
7.10	Efecto de la rigidez en el riesgo sísmico	66
7.11	Efecto de la normativa de diseño en el riesgo sísmico	68
7.12	Resumen	71
8	Conclusiones.....	77
8.1	Conclusiones.....	77
8.2	Limitaciones	78
8.3	Futuras investigaciones.....	78
9	Bibliografía.....	80
10	Anexos.....	84

“Evaluación del riesgo sísmico de edificios con muros de sección T de hormigón armado en Chile”

Resumen

Los muros de hormigón armado son el principal sistema sismorresistente en edificios habitacionales en Chile, debido a su elevada rigidez y buen desempeño ante sismos de alta intensidad. Si bien la cantidad de edificios que han colapsado durante pasados eventos de gran magnitud es baja, decenas de ellos han sufrido graves daños estructurales que implicaron su desocupación temporal, o incluso su demolición. En particular, debido al terremoto del Maule de 2010, se evidenciaron fallas en muros con secciones irregulares, donde las principales causas fueron el desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del hormigón, escaso o nulo confinamiento, y pandeo o fractura del acero de refuerzo.

El objetivo de esta investigación es estudiar el riesgo sísmico de edificios de muros de hormigón armado con secciones irregulares, especialmente con sección “T”. La vulnerabilidad sísmica es evaluada variando diferentes parámetros como el número de pisos, la rigidez, el tipo de suelo, la zona sísmica y normativa de diseño (i.e., pre- y post-2010). Para cuantificar el riesgo sísmico en muros de hormigón armado con sección en T, se ejecutan análisis no lineales en el software OpenSees utilizando elementos MVLEM-3D. Este tipo de elementos representa el comportamiento a flexo-compresión a través de fibras, mientras que el comportamiento a corte se idealiza a través de resortes elásticos en una dirección con propiedades lineales reducidas. Se desarrollan curvas de fragilidad para los niveles de daños de pérdida de recubrimiento libre e inicio de grietas verticales (DS1), exposición del refuerzo longitudinal (DS2) y colapso por medio de un análisis de franjas a 4 niveles de intensidad con un total de 160 registros sísmicos chilenos. Los estados de daños son validados por resultados experimentales que se encuentran en la literatura, basados principalmente en fallas observadas y mediciones de alguna respuesta estructural como, por ejemplo, la deriva máxima entre pisos. Por otro lado, el colapso es definido a través de las fallas típicas que ocurrieron en los edificios chilenos para los grandes eventos sísmicos del pasado.

Los resultados muestran que, para una intensidad con 475 años de período de retorno en Santiago y Viña del Mar, en promedio, los edificios tienen una probabilidad de colapso de 3.5% aproximadamente. En particular, se obtuvo que los edificios de mediana altura (10 pisos) tienen una mayor probabilidad de colapso que el resto (6,15,20 pisos). Esto se debe a que el edificio de 10 pisos no requiere confinamiento en comparación a los edificios más altos de 15 y 20 pisos según la normativa vigente en Chile y las condiciones de estudio. Además, la probabilidad de colapso es mayor para un suelo D, independiente de la zona sísmica. Por otro lado, se encontró que existe entre un 0.5 a un 4% de probabilidad de colapso en 50 años, siendo estos valores mayores en edificios de baja y mediana altura (6 y 10 pisos) y en los edificios más rígidos sin confinamiento. Más aún, si se comparan los edificios altos (15 y 20 pisos) diseñados bajo la normativa pre-2010, esta diferencia puede aumentar hasta un 6%. En particular, la mediana de la probabilidad de colapso en 50 años de todas las estructuras diseñadas bajo la normativa post-2010 y pre-2010 es de 1.89% y 3.85% respectivamente.

Los estados de daños muestran que al ser límites definidos por una respuesta estructural, como la deriva máxima entre pisos, los resultados son directamente proporcionales solo al aumento de intensidad y no a la probabilidad de colapso. Para los estados de daños DS1 y DS2 analizados en esta investigación, se obtuvo una probabilidad de excedencia en 50 años entre 4.9-21% y 2.5-12.9% respectivamente, siendo los menores valores en suelos de mejor calidad, y las mayores excedencias en estructuras más flexibles.

En conclusión, esta investigación sobre el riesgo sísmico en edificios con muros de sección “T” de hormigón armado, destaca la importancia de evaluar la vulnerabilidad estructural para distintos parámetros de modelación. En particular, se encontró que los parámetros que más contribuyen en aumentar el riesgo de colapso son el aumento de la rigidez y la normativa de diseño pre-2010 en edificios altos. Por el contrario, las estructuras con una disminución de la rigidez, incluyendo las estructuras más altas, tienen una menor probabilidad de colapso, lo cual se debe al aumento del largo de confinamiento provisto por la normativa chilena, y a un mayor periodo de retorno en el valor espectral elástico de diseño.

Abstract

Reinforced concrete walls are the main lateral force resistant system in residential buildings in Chile, due to their high stiffness and performance during high-intensity earthquakes. Although the number of buildings that have collapsed during past major events is low, dozens of them have suffered serious structural damage that implied their temporary vacancy, or even demolition. In particular, due to the 2010 Maule earthquake, failures in irregular section walls were evidenced, where the main causes were the concrete cover spalling, crushing of the concrete, poor confinement, and buckling or fracture of the reinforcing steel.

The objective of this research is to study the seismic risk of buildings with reinforced concrete walls with irregular sections, especially with a “T” section. Seismic vulnerability is evaluated by varying different parameters such as the number of stories, stiffness, soil type, seismic zone and design code (i.e., pre- and post-2010). To quantify the seismic risk in T-shaped reinforced concrete walls, nonlinear analyzes are executed in OpenSees using MVLEM-3D elements. This type of element represents the axial-flexural interaction through fibers, while the shear behavior is idealized through elastic springs in one direction with reduced linear properties. Fragility curves are developed for damage levels of free cover loss and initiation of vertical cracks (DS1), exposure of longitudinal reinforcement (DS2) and collapse through a stripe analysis at 4 intensity levels with a total of 160 Chilean seismic records. Damage states are validated by experimental results found in the literature, based mainly on observed failures and measurements of some structural response such as the maximum inter-story drift. On the other hand, collapse is defined through the typical failures that occurred in Chilean buildings for the great seismic events of the past.

Results show that, for a 475-years intensity event in Santiago and Viña del Mar, on average, the buildings analyzed have an approximate probability of collapse of 3.5%. In particular, mid-rise buildings (10 stories) have a higher probability of collapse than the rest (6, 15 and 20 stories). Furthermore, the collapse probability is greater for soil class D, independent of the seismic zone. Additionally, it was found that there is a 0.5% to 4% probability of collapse in 50 years, these values being higher in low and mid-rise buildings, and the most rigid buildings without boundary confinement. Furthermore, when comparing tall buildings (10 and 20 stories) designed under pre-2010 code, this difference can increase up to 6%. Specifically, the median obtained for the probability of collapse in 50 years for all structures designed under post-2010 and pre-2010 codes were 1.89% and 3.85%, respectively.

The damage states indicate that, being limits defined by a structural response, such as the maximum drift inter-story, the results are directly proportional only to the increase in intensity and not to the probability of collapse. For the damage states DS1 and DS2 analyzed in this research, the resulting probabilities of exceedance in 50 years were between 4.9-21% and 2.5-12.9%, respectively, with the lowest values on better-quality soils and the highest exceedances in more flexible structures.

In conclusion, this research on seismic risk in buildings with T-shaped reinforced concrete walls highlights the importance of assessing structural vulnerability for different modeling parameters. Specifically, it was found that the parameters contributing the most to an increased risk of collapse are the increase of stiffness and adherence to pre-2010 code in tall buildings. On the contrary, structures with a decrease in stiffness, including taller structures, have a lower probability of collapse. This is attributed to the increased confinement length provided by Chilean code and a longer return period in the elastic spectral design value.

1 Introducción

1.1 Definición del problema (motivación)

Los muros de hormigón armado son el principal sistema sismorresistente para edificios habitacionales y de oficinas de mediana y gran altura en Chile (Moroni, 2011), donde se producen terremotos de gran magnitud en promedio cada 83 ± 9 años en la zona central (Compte et al., 1986). Ejemplos de grandes terremotos incluyen el de Maule 2010 (Vigny et al., 2011), M_w 8.8, y el de Valdivia 1960 (Cifuentes and Silver, 1989), M_w 9.5. Debido a que los edificios chilenos tienen una gran cantidad de elementos estructurales, el sistema resistente de muros tiene un buen comportamiento no solo ante sollicitaciones sísmicas, sino también, ante cargas axiales, de corte y momento (Fintel, 1995).

Los edificios chilenos se caracterizan por tener una gran cantidad de muros con secciones irregulares (Jünemann et al., 2015), lo que favorece en factores como la redundancia de la estructura, rigidez y como separador de espacios arquitectónicos. Si bien estos edificios de muros han tenido un buen desempeño sísmico ante eventos de gran magnitud muchos de ellos han presentados graves daños estructurales. En particular, debido al terremoto de Maule 2010, 4 edificios colapsaron y cerca de 40 presentaron daños que requirieron ser demolidos (Instituto de la Construcción, 2010). Además, se estima que el 2.8% de los edificios de 9 pisos o más presentaron algún tipo de falla (Comité Inmobiliario CChC, 2010).

Los muros con configuraciones compuestas, especialmente en forma de T, C o L han resultado ser muy utilizados en los edificios residenciales chilenos. Sin embargo, una característica desfavorable en ellos es que el comportamiento puede no ser el mismo en ambas direcciones, siendo altamente frágil o dúctil en una de las direcciones del muro. En caso de que un muro falle ante un terremoto de gran magnitud, los esfuerzos se distribuirían a los muros adyacentes, quedando comprometida la integridad estructural del edificio. Esto fue el caso del edificio Toledo en Viña del Mar, donde para el terremoto de Maule 2010 su muro central en forma de "T" resultó gravemente dañado (Della Valle & Carvallo, 2010), lo cual significó que el edificio tuviese que ser demolido. Los principales motivos de fallas en este tipo de muros compuestos se deben al aplastamiento del hormigón ante el escaso o nulo confinamiento, pandeo o fractura del refuerzo transversal y fallas por corte (Della Valle & Carvallo, 2010).

Una práctica común en la ingeniería civil es utilizar modelos lineales para el diseño de estructuras de hormigón armado. Sin embargo, la respuesta real que presenta la estructura también depende de factores propios de cada edificio, como la sobrerresistencia de los materiales, ductilidad, amortiguamiento y otros parámetros como las cargas reales y variabilidad de cada sismo. Por esta razón, este proyecto de investigación busca estudiar el riesgo sísmico de una serie de estructuras conformadas por muros compuestos en T aplicando la metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (Moehle & Deierlein, 2004). La vulnerabilidad es evaluada variando parámetros como el número de pisos, la rigidez, el tipo de suelo, la zona sísmica y normativa de diseño (pre- y post-2010). Para estimar el riesgo sísmico se obtienen curvas de fragilidad para los niveles de daños de pérdida del recubrimiento libre e inicio de grietas verticales (DS1), exposición del refuerzo longitudinal (DS2) y colapso. Esto se realiza por medio de un análisis de franjas a 4 niveles de intensidad, donde 50 registros

sísmicos chilenos son utilizados en los dos niveles más altos de intensidad para obtener una mayor precisión en el riesgo de colapso, y 30 registros sísmicos en los niveles de intensidad más bajos.

1.2 Hipótesis

La hipótesis de esta investigación consiste en que a través de análisis dinámicos no lineales es posible estimar medidas de daño y colapso de típicos edificios chilenos de muros de hormigón armado con secciones compuestas. Además, se espera que el riesgo sísmico cambie significativamente cuando se varían parámetros como el número de pisos, la rigidez, el tipo de suelo y la zona sísmica. Por otro lado, se espera que el riesgo sísmico aumente cuando se diseña a través de la normativa anterior al terremoto de Maule 2010, principalmente por el efecto del confinamiento en los elementos de borde que entregan ductilidad y sobrerresistencia al sistema. Conocer el efecto de variar estos parámetros de modelación permite establecer cuales de ellos pueden contribuir de mayor manera en aumentar el riesgo sísmico en este tipo de edificios diseñados con las normativas pre y post-2010.

1.3 Objetivos

El objetivo general de esta investigación es cuantificar el riesgo de experimentar los niveles de daños de pérdida de recubrimiento libre e inicio de grietas verticales, exposición del refuerzo longitudinal y colapso en edificios residenciales con muros de sección T de hormigón armado. Los objetivos específicos para alcanzar el objetivo general de esta investigación son:

- Definir y diseñar un conjunto de estructuras de muros de hormigón armado con secciones compuestas en “T” que reflejen la geometría típica de edificios chilenos utilizando la normativa local.
- Desarrollar curvas de fragilidad de daño y colapso para edificios con muros de sección “T” de hormigón armado.
- Evaluar el riesgo de experimentar distintos niveles de daños y colapso para una intensidad con un periodo de retorno de 475 años, y en la vida útil del edificio asumida en 50 años, variando parámetros de modelación como el tipo de suelo, zona sísmica, número de pisos, rigidez y normativa de diseño (pre y post-2010).

2 Estado del Arte en Chile

Los edificios de muros de hormigón armado han sido extensamente estudiados en los últimos años debido a que, si una de estas estructuras presenta daños severos, puede causar graves consecuencias, como pérdidas económicas, y más importante aún, la pérdida de vidas humanas. Durante el terremoto de Maule 2010, un gran número de edificios presentaron daños moderados a graves (Comité Inmobiliario CChC, 2010). En Concepción ocurrió el colapso del edificio Alto Río que se encontraba parcialmente habitado, donde los muros en el primer piso colapsaron y generaron el volcamiento de todo el edificio (Cheng Song et al., 2012). La Torre O'Higgins sufrió el desplome de losas causado por la interrupción en altura de un muro estructural, lo que provocó fallas de piso blando en los pisos superiores a la interrupción (Rojas et al., 2010). En la región de Valparaíso se encuentra el edificio Toledo en Viña del Mar, el cual presentó daños severos en alrededor del 50% de los muros del primer nivel, debido a un alto nivel de carga axial en cada uno de ellos y un escaso confinamiento (Della Valle & Carvallo, 2010). Por último, en Santiago también hubo casos similares. En la comuna de Maipú el edificio Don Tristán presentó fallas en sus vigas de acople, lo generó un efecto de piso blando producto de un mal dimensionamiento y confinamiento en los muros de su base (Hube et al., 2012).

Bajo las consecuencias anteriormente descritas, es que posterior al terremoto de Maule 2010 se optó por generar cambios en la normativa chilena, basándose principalmente en la normativa de Estados Unidos, ACI318-08. Las principales diferencias con la normativa chilena radicaban en el detallamiento de las vigas de acople, la consideración del período de la estructura en el espectro de diseño en la normativa chilena, menores restricciones para el uso de secciones irregulares en muros y bajos requerimientos de confinamiento en los elementos de borde de muros por parte de la normativa chilena (National Institute of Standards and Technology (NIST), 2012). Esta última consideración es una de las restricciones que se implementaron en Chile con el DS60 (MINVU, 2011). El precario confinamiento en los elementos de borde de muros de hormigón proviene del terremoto de Algarrobo 1985, donde posterior a este evento se sugirió que los requerimientos de elemento de borde en los muros podían ser flexibilizados si se proveía un área suficiente para limitar los desplazamientos y lograr un buen desempeño estructural (Wood, 1991).

2.1 Geometría de edificios residenciales en Chile

Los edificios de muros de hormigón se caracterizan por tener una gran densidad de muros (Massone et al., 2012). Esta densidad se define como la razón entre el área de la sección transversal de los muros y el área total vista en planta, cuyos valores normalmente varían entre un 1-8%, con una media cercana al 3% (Massone et al. 2012). La geometría de los muros suelen ser rectangulares y compuestas, predominando las formas en T, C y L. Su ubicación en planta también es utilizada como separador de espacios, especialmente para dividir corredores y departamentos. En la práctica, la rigidez de los edificios ha sido medida en función del período de mayor masa traslacional de un análisis modal (período fundamental de la estructura). En particular, Guendelman et al. (2010) analizaron una base de datos de edificios de muros de hormigón armado chilenos, comparando la altura total y el periodo fundamental de las

estructuras. Los autores clasificaron 2622 edificios chilenos en 3 zonas tal como se muestra en la Figura 1, bajo las siguientes características:

1. Edificios rígidos: Representan un período muy bajo en función de su altura y la media de los edificios existentes. Esta categoría se puede establecer cuando la razón entre la altura y el período fundamental, es decir, H/T_n , es mayor a 70 [m/s].
2. Edificios con rigidez normal: Representan la rigidez normal esperada en función del período fundamental de la estructura. La relación entre la altura del edificio y el período fundamental, H/T_n , considera valores mayores a 40 [m/s] y menores a 70 [m/s]. Esta categoría representa la mayor proporción de edificios chilenos.
3. Edificios flexibles: Considera los edificios con una relación entre la altura y el período, H/T_n , menores a 40 [m/s].

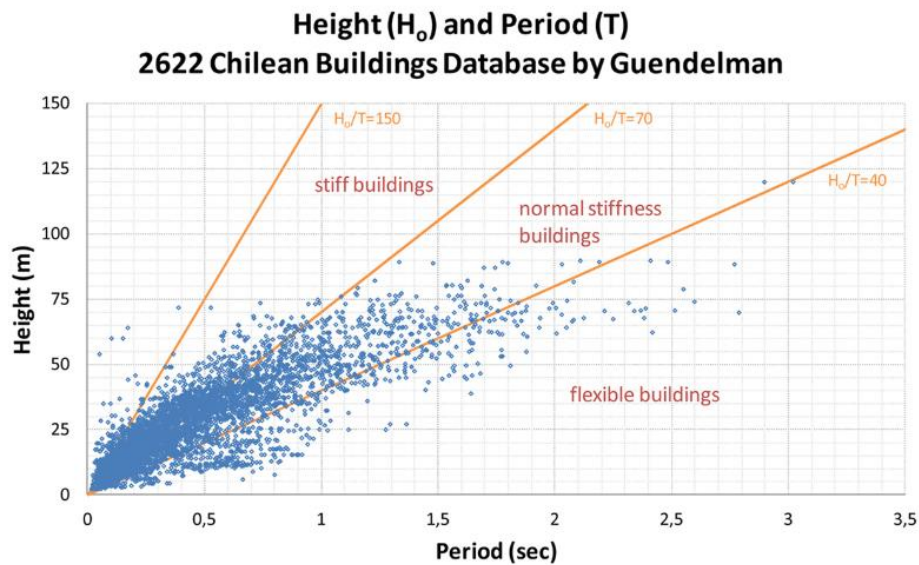


Figura 1.- Relación entre altura y período fundamental para 2622 edificios chilenos. Guendelman et al. (2010).

Para definir la geometría del alma, ala, espesor y altura de los muros con sección en T a investigar y ser consistente con la práctica local, se analiza una recopilación de 65 planos de edificios situados en las comunas de Viña del Mar y Valparaíso, pertenecientes al trabajo de Navarro (2023). Entre los edificios habitacionales y de oficinas estudiados se destacan el Vía Oriente, Marina Real y Boulevard del Sol, con 16, 20 y 22 pisos, respectivamente. En la Tabla 1 se muestran los valores obtenidos de esta revisión de planos para las secciones del alma y ala de un muro con sección en T. La Figura 2 muestra la planta de estructuras para los pisos 10-15 del edificio Toscana, el cual representa una planta típica de edificios residenciales chilenos con muros de secciones compuestas.

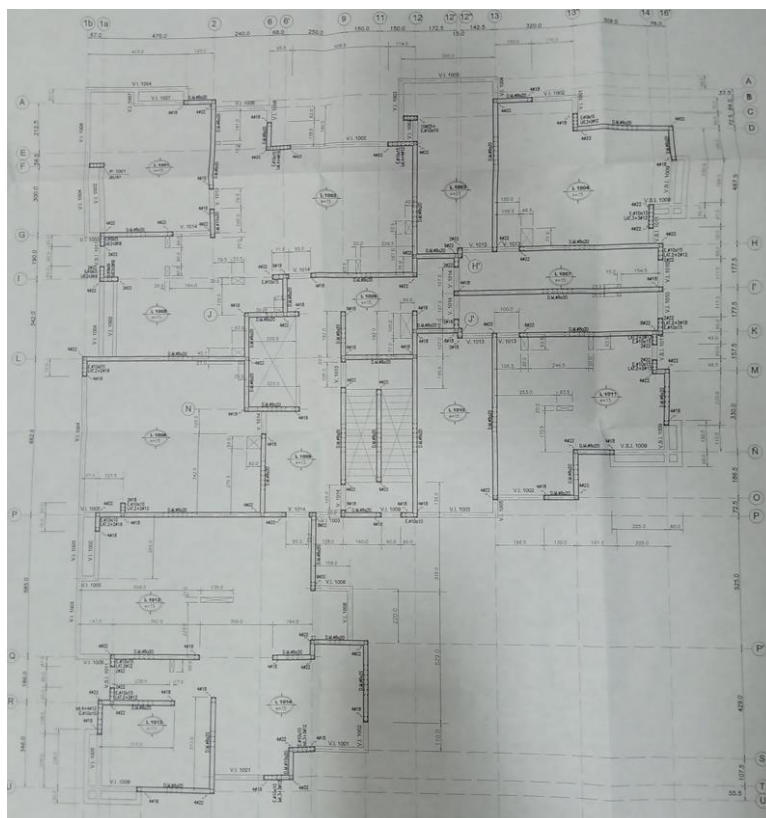


Figura 2.- Planta típica de pisos 10-15 en edificio Toscana. Fuente: Rodrigo Navarro.

Tabla 1.- Dimensiones medias (μ), desviaciones estándar (σ) y coeficiente de variación (CoV) para muros con sección en T, correspondiente a una revisión de 65 planos de edificios. Fuente: Navarro (2023).

Parámetro	μ [cm]	σ [cm]	CoV
Largo Alma	557	158	0.28
Largo Ala	467	233	0.50
Espesor	24.8	8.14	0.33
Altura entre pisos	262	30.3	0.11

El espesor medio de los muros obtenidos de la revisión de planos es de 25.4 [cm]. Sin embargo, esta investigación utiliza un valor de 30 [cm] para cumplir con los requerimientos de confinamiento impuesto en el DS60 (MINVU, 2011) para muros de hormigón armado.

2.2 Investigación acerca del riesgo sísmico en estructuras de hormigón armado

Diversos autores han contribuido en el estado del arte sobre el desempeño y comportamiento de estructuras sismorresistentes. En cuanto al estudio de estructuras de hormigón y riesgo de colapso, Haselton et al. (2011) estudiaron el riesgo sísmico de sistemas de marcos resistentes a momento en edificios diseñados bajo las normativas ASCE 7-02 y ACI318-05 en regiones de

alta sismicidad. Las estructuras fueron modeladas en el software OpenSees, y utilizando análisis dinámicos incrementales obtuvieron que estos edificios tienen cerca de un 11% de probabilidad de colapso para una intensidad de aceleración espectral con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. El estudio se centró en determinar principalmente el impacto en los cambios del corte basal mínimo entre los años 2002 y 2005 de la edición ASCE 7 y la variación del efecto de columna fuerte – viga débil propuesta en la ACI318. Esta investigación concluyó que el impacto en la disminución del corte basal mínimo incrementa drásticamente la probabilidad de colapso en edificios de marcos, mientras que el efecto de columna fuerte y viga débil no tiene un significativo incremento en el desempeño sísmico. Dabaghi et al. (2019) estudiaron el riesgo de colapso en muros de hormigón armado en un edificio mixto, mediante la variación de los parámetros de modelación como el número de pisos, la longitud de los muros, elemento de borde y el espaciamiento del confinamiento en los elementos de borde. Estas estructuras fueron modeladas en el software OpenSees, utilizando elementos verticales con interacción de flexión y corte, SFI-MVLEM. Para representar la carga axial que no es considerada por los muros, se utiliza una columna P-Delta, mientras que se utilizaron análisis dinámicos incrementales para estimar las curvas de fragilidad de colapso. Los investigadores concluyeron que la longitud del muro es uno de los factores que más afecta en la probabilidad de colapso. Marafi et al. (2019) estudiaron la variabilidad en el riesgo de colapso de muros planos y acoplados de hormigón armado de un típico edificio mixto (muros y marcos) en Estados Unidos, cambiando parámetros como el modelo de confinamiento, capacidad de deformación última del acero, carga axial, espesor del muro, entre otros. Las estructuras fueron modeladas en el software OpenSees utilizando elementos fibra *dispbeamcolumn* junto con un resorte sobre cada elemento para considerar la deformación por corte, mientras que una columna P-Delta es implementada para representar la carga axial que no es soportada por los muros. Utilizando análisis dinámicos incrementales (IDAs) estimaron curvas de fragilidad de colapso, mientras que la probabilidad de colapso se cuantificó para el máximo terremoto considerado (MCE). Los autores obtuvieron que la capacidad máxima de deriva, el radio de carga axial ($P_u/f'_c A_g$) y la deformación última del acero fueron los factores que más influyeron en la probabilidad de colapso, mientras que los elementos *forcebeamcolumn* no presentaron buenos resultados de convergencia para niveles altos de intensidad.

En investigaciones acerca de edificios chilenos, Araya-Letelier et al. (2019) estudiaron un edificio de oficinas compuesto por dos muros centrales en forma de C y sistemas de marcos alrededor. La estructura fue modelada en el software Perform-3D, donde se utilizaron análisis dinámicos incrementales para obtener la curva de fragilidad de colapso. Los resultados muestran una probabilidad de colapso de 0.13% en 50 años para un modelo de amenaza sísmica que considera únicamente eventos de subducción, mientras que este valor aumenta a 0.60% en 50 años si se considera, además, un modelo simplificado de la falla de San Ramón. Cando et al. (2020) estudiaron el efecto de la rigidez en edificios de muros de corte diseñados a partir de la normativa actual chilena, incluyendo los decretos DS60 (MINVU, 2011) y DS61 (MINVU, 2011). Un conjunto de 4 estructuras fueron modeladas en el software OpenSees utilizando elementos de varias líneas verticales (MVLEM) en 2D, mientras que las curvas de fragilidad de colapso y el estado límite seguridad de vida (LS) se obtuvieron a través de análisis dinámicos incrementales. Se consideró un análisis probabilístico de la amenaza sísmica en 50 años en la zona central de Chile, obteniéndose una probabilidad de colapso en 50 años entre 1.3 y 3.4% para las 4 estructuras, siendo mayor en la estructura más rígida y disminuyendo a medida que disminuye la rigidez. Por otro lado, la probabilidad de superar el estado límite de seguridad de vida disminuyó al aumentar la rigidez.

2.3 Estimación de daños en edificios de muros de hormigón armado

En esta sección se describen los criterios de daño y/o colapso utilizado por diversos autores en investigaciones similares. Los principales criterios utilizados se basan en estados de daños observados en muros de hormigón para eventos sísmicos de alta intensidad. Resulta importante mencionar que dentro de la literatura no existe un consenso acerca de la definición de colapso u otros estados límites de daño.

2.3.1 Definición de Colapso

Gogus & Wallace (2015) definieron los modos de fallas en muros de hormigón armado como: (1) la fractura del refuerzo de acero longitudinal cuando supera una deformación máxima de 0.05, debido a que generaría una pérdida sustancial en la rigidez lateral, proporcionando un aumento en el riesgo de colapso debido a los efectos P-Delta y la reducción en la capacidad de soportar carga axial; (2) el agrietamiento o aplastamiento del hormigón confinado, el cual es definido cuando la fibra interna del elemento de borde alcanza la deformación residual (deformación última), mientras que para el hormigón sin confinar la falla ocurre cuando al menos un 25% del largo de muro alcanza una resistencia nula; (3) una deformación de corte última (asignada con un resorte por piso con propiedades lineales) de 0.015 es definida para controlar una falla por corte, donde la resistencia máxima a corte está dada por $V_{esperada} = 1.5V_{n,ACI}$; y (4) un límite de la deriva máxima entre pisos, limitado por un valor de 3% en edificios de 1 o 2 pisos, y de 5% en edificios de 4 o más pisos. Este límite indica un aumento sustancial en la carga axial, generando una inestabilidad dinámica en la estructura.

En otras investigaciones, Dabaghi et al. (2019) consideraron que con una deriva máxima de piso de 5% se generaría una inestabilidad dinámica. No obstante, los autores recomiendan que este parámetro no es suficiente para definir el colapso, sobre todo en edificios de baja altura. Otro modo de falla considerado es por deformaciones, los autores siguen las recomendaciones de Gogus & Wallace (2015) anteriormente descritas, específicamente la fractura del acero de refuerzo y el agrietamiento o aplastamiento del hormigón con y sin confinar. El modo de falla por corte no es considerado como un mecanismo de colapso ya que las estructuras fueron diseñadas a través del método por capacidad. Marafi et al. (2019) estima el colapso según la metodología descrita en FEMA P695 (2009), donde un rango de deriva máxima de piso entre 3% y 7% es considerado para generar una pérdida en la capacidad de resistir carga axial y provocaría una inestabilidad dinámica. Este rango de valores depende de la razón entre la carga axial y el corte. En su lugar, un valor de 5% de deriva máxima entre piso es utilizado para todas las estructuras en estudio.

En edificios chilenos con muros de corte, Cando et al. (2020) establece el estado de daño colapso según los siguientes criterios: (1) fractura del refuerzo de acero longitudinal a una deformación máxima de 0.05, siguiendo las recomendaciones de Gogus & Wallace (2015); (2) pandeo del refuerzo de acero longitudinal y agrietamiento del hormigón según de Pugh et al. (2015), con una deformación ϵ_{20} según el modelo de Saatcioglu & Razvi (1992) para hormigón confinado y de 0.008 para el hormigón sin confinar. El modo de falla por corte no es considerado siguiendo el criterio de Dabaghi et al. (2019). Araya-Letelier et al. (2019) definen

el colapso considerando solo la inestabilidad dinámica producida por los efectos P-Delta, generado por un debilitamiento en la resistencia del edificio producto de un exceso de carga axial.

2.3.2 Otras medidas de daño

Birely et al. (2011) desarrollaron curvas de fragilidad en muros esbeltos de hormigón armado como parte del proyecto ATC-58, utilizando datos experimentales y opiniones de expertos. Los investigadores definieron 4 estados de daños en función de las principales fallas observadas en 55 test de análisis cíclicos, donde las curvas de fragilidad están en función de 3 parámetros de respuesta, la deriva máxima entre pisos, rotación y la deriva máxima a una altura efectiva. La Tabla 2 presenta los estados de daño, así como las principales fallas observadas en los ensayos, métodos de reparación y los parámetros para la curva de fragilidad utilizando una distribución lognormal y la deriva máxima entre pisos, θ corresponde a la mediana de la distribución lognormal, β_d es la dispersión de los datos experimentales usando el método de máxima verosimilitud, β_u valoriza la incertidumbre de que las pruebas experimentales representen las condiciones de un muro real y β es calculada como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de β_d y β_u .

Tabla 2.- Estados de daños y parámetros de ajuste para curvas de fragilidad de daño en función de la deriva máxima entre pisos, distribución Lognormal.

Estado de daño	Método de reparación	θ	β_d	β_u	β
DS1: Inicio de grietas y fluencia	Reparaciones cosméticas	0.111	0.779	0.1	0.786
DS2: Pérdida de recubrimiento libre, grietas verticales	Inyección de epóxido y reparación de grietas	0.897	0.495	0.1	0.505
DS3: Refuerzo longitudinal expuesto	Reemplazar hormigón	1.19	0.398	0.1	0.41
DS4: Fractura o pandeo de refuerzo longitudinal de acero, agrietamiento del alma, fallas por corte, fallas por deslizamiento.	Reemplazar acero y hormigón	1.86	0.419	0.1	0.431

3 Marco teórico

La Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño estudia el nivel de daño y pérdidas económicas que se pueden generar en una estructura específica cuando es sometida a un cierto nivel de intensidad sísmica (Moehle & Deierlein, 2004). Para ello, es necesario crear un modelo que represente correctamente la estructura y estimar un nivel de amenaza característico del sitio donde se emplaza. La presente tesis se centra en 2 pilares fundamentales de esta metodología, que son los parámetros de demanda ingenieriles (EDP) y las medidas de daños (DM). El primero de ellos se llevará a cabo utilizando análisis no lineales en el software OpenSees, donde se requiere la calibración de un modelo que se ajuste adecuadamente a la estructura en estudio. Mientras que el segundo pilar requiere un postprocesamiento de la respuesta estructural para estimar la probabilidad de sufrir un cierto nivel de daño y colapso.

3.1 Modelación no-lineal en estructuras de hormigón armado

En esta sección se abordarán los elementos más utilizados para realizar análisis no lineales de muros de hormigón armado en el software OpenSees. Tradicionalmente, estos elementos tienen una interacción entre la deformación por corte y flexo-compresión desacoplada. Es por ello, que un modelo de un muro con sección en T es calibrado y comparado con resultados experimentales, lo que permitirá validar el modelo analítico para este caso y para las estructuras en investigación.

3.1.1 Comportamiento a flexo-compresión

Generalmente en edificios altos, el modo de falla dominante es por flexo-compresión, mientras que en edificios bajos el modo de falla dominante es por corte, debido a la esbeltez de sus muros y distribución de refuerzos (ACI 318-08).

En los elementos de hormigón armado se distinguen 2 rangos de comportamiento en flexo-compresión, que son el rango elástico e inelástico (Moehle, 2014). En primer lugar, el rango elástico ocurre previo al agrietamiento, donde el refuerzo de acero longitudinal prácticamente no trabaja. Este rango termina cuando la primera grieta ocurre, la que se genera cuando se alcanza la resistencia a tracción del hormigón. Posterior a este primer agrietamiento, el hormigón sigue en el rango elástico a compresión, pero ya no aporta resistencia a tracción en la zona agrietada, por lo que el acero de refuerzo longitudinal actúa y toma resistencia a tracción, mientras que el hormigón resiste a compresión. Finalmente, el rango inelástico es el más importante de estudiar en sismos de alta intensidad ya que actúa la no linealidad de los materiales. En esta zona la rigidez disminuye a medida que las grietas aumentan y se acercan a la zona en compresión.

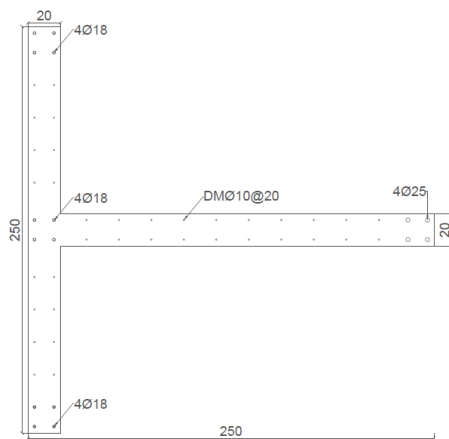
En el rango inelástico de un muro sometido a flexo-compresión puede ocurrir una falla por compresión cuando se alcanza la deformación última del hormigón en la fibra más comprimida (Moehle, 2014). En este instante el acero de refuerzo en tracción no alcanza a fluir y se provoca

una falla “frágil” (ACI318-08). Este tipo de falla no es deseada debido a que se genera una baja disipación de energía y una zona de hormigón se aplasta explosivamente, generando una alta disminución en la capacidad de resistir carga axial. Por otro lado, una falla por tracción se genera cuando el acero de refuerzo longitudinal alcanza la fluencia antes que el hormigón se aplaste, lo cual es una falla deseable ya que es gradual y dúctil.

Los muros con sección compuesta en T son propensos a sufrir una falla por compresión o tracción ante sismos de alta intensidad, debido a su geometría y concentración de refuerzo de acero y hormigón en el sector del ala. Para estudiar este concepto, un análisis momento curvatura a diferentes niveles de carga axial es evaluado para medir la capacidad de deformación de un típico muro. En cada caso, se compara el modo de falla que ocurre.

La Figura 3 muestra una serie de análisis momento curvatura para un muro en T en su dirección longitudinal y para diferentes niveles de carga axial. La Figura 3a muestra la geometría y refuerzo de acero longitudinal utilizada y la Figura 3b muestra las propiedades mecánicas de los materiales utilizados. En la Figura 4a se observa que, cuando el alma se encuentra comprimida, el hormigón alcanza su deformación última rápidamente y la deformación del acero de refuerzo longitudinal es muy baja. Esta deformación genera una falla por compresión y una escasa ductilidad, por lo que no es un modo de falla deseado. Mientras que en la Figura 4b se aprecia que el modo de falla puede ser por compresión o tracción dependiendo del nivel de carga axial.

En general, el caso crítico es la situación de la Figura 4b ya que corresponde a la dirección frágil, y una carga entre 500-1000 [Tonf] genera un riesgo para el muro y por tanto a la estructura en caso de un sismo de alta intensidad al tener una ductilidad y capacidad de deformación muy baja. Particularmente, este valor está dentro de los límites establecidos para la máxima carga axial permitida bajo la normativa ACI318-08, el cual se restringe a $P_{0,máx} = 0.35f'_cA_g = 840 [Tonf]$ (este valor límite puede no ser suficiente para muros compuestos según ACI318-08). Este hecho confirma la importancia de confinar al menos en el borde del alma y estudiar el comportamiento en muros de hormigón con sección en T.



(a)

Propiedades mecánicas acero y hormigón	
f'_c [MPa]	25
f_y [MPa]	420
ϵ_{cu}	0.003
ϵ_{su}	0.05

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón.

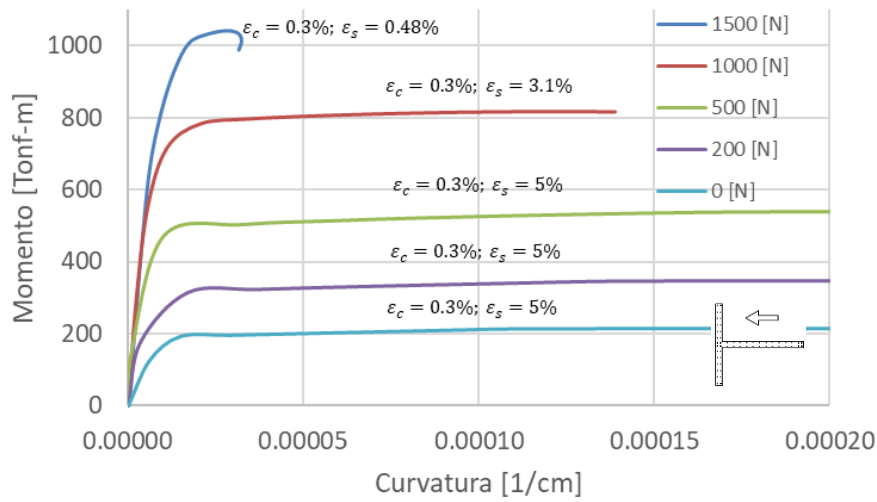
f_y : Resistencia de fluencia del acero.

ϵ_{cu} : Deformación última de diseño para el hormigón.

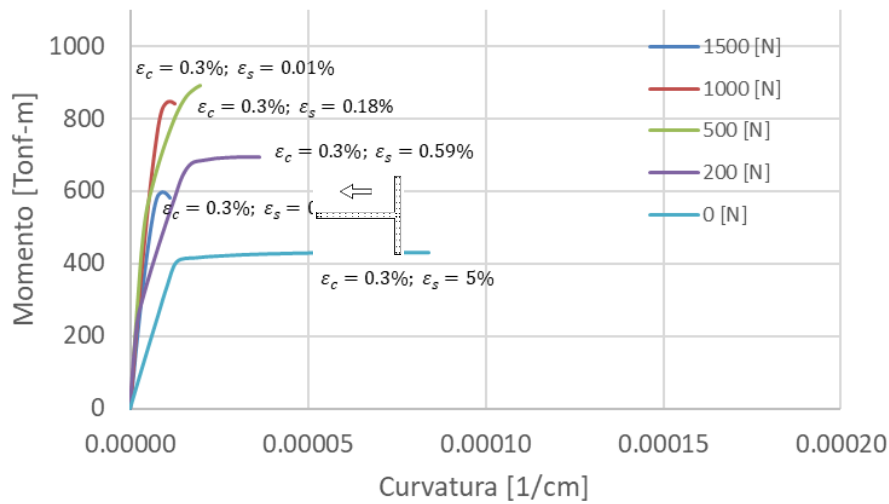
ϵ_{su} : Deformación última del acero de refuerzo.

(b)

Figura 3.- (a) Geometría y refuerzos de típico muro sin confinar, y (b) propiedades de los materiales.



(a)



(b)

Figura 4.- (a) gráfico momento curvatura para ala en compresión y (b) momento curvatura para alma en compresión. Fuente: elaboración propia.

Debido a la geometría de un muro con sección en T, cuando la sección del alma se encuentra en compresión y el muro es sometido a grandes deformaciones laterales, se generan grandes concentraciones de esfuerzos a tracción en el sector del ala. Esto desplaza el eje neutro para alcanzar el equilibrio y, en consecuencia, se produce un alto nivel de plasticidad en la base del muro. Este fenómeno genera una rótula plástica, la cual, en la práctica, se considera que ocurre a $l_p = 0.5L_w$, con L_w la longitud del muro, o en el primer piso del edificio (Gogus, 2010).

3.1.2 Comportamiento a corte

Una falla por corte es de tipo frágil y ocurre cuando se genera una grieta diagonal en el alma del muro, esta grieta es consecuencia de una grieta por flexión que resulta en el borde del muro. Generalmente, la resistencia previa a un agrietamiento diagonal es factor de 3 parámetros principales: la resistencia a tracción del hormigón, el esfuerzo axial y la esbeltez. Por su parte, el aporte del refuerzo de acero es despreciable antes de que se genere la grieta diagonal. Posterior a este hecho el refuerzo transversal adquiere resistencia hasta su fractura, donde destruye el sector en compresión del hormigón, provocando la falla del muro (Krolicki et al., 2011, Gulec et al., 2008).

Por otro lado, una falla por corte puede ser dúctil típicamente en muros más esbeltos con mayor cuantía de refuerzo transversal (Krolicki et al., 2011). En estos, el refuerzo en el alma limita el ancho de la grieta diagonal y se generan pequeñas grietas dispersas en el sector del alma, pero que no provocan una falla frágil. Eventualmente, si la demanda de corte es alta, los refuerzos transversales en el sector del alma se fracturan, aumentando el tamaño de las grietas y destruyendo la zona en compresión del hormigón, provocando la falla del muro.

Para estimar la resistencia máxima que puede tener un muro de hormigón armado se deben considerar los 3 factores de resistencia previa al agrietamiento diagonal anteriormente nombrado, e incluir la resistencia del refuerzo transversal y longitudinal. Esta última genera un efecto “tarugo” y define la posición del eje neutro (tamaño de la zona en compresión). En la práctica, es usual utilizar las ecuaciones de la normativa ACI318-08 para el diseño de muros de hormigón armado (Cap. 21.9 para diseño de muros especiales en diseño sísmico, Cap. 11.9 para diseño a corte en muros), las cuales se describen a continuación:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad [kgf] \quad (1)$$

$$V_c = 0.88\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4L_w} \quad [kgf] \quad (2)$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{L_w b} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] bd \quad [kgf] \quad (3)$$

$$V_s = \rho_{yt}f_ybd \quad (4)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (5)$$

Donde V_c corresponde a la resistencia a corte nominal del elemento proporcionada por el hormigón, f'_c la resistencia especificada a compresión del hormigón, b el ancho de la cara en compresión del elemento, d la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, h la altura del elemento, N_u la carga axial mayorada normal a la sección transversal, L_w la longitud del muro completo (o de la sección que resiste a corte), M_u el momento mayorado de la sección, V_u el corte mayorado de la sección, V_s la resistencia a corte nominal del elemento proporcionada por el refuerzo transversal, ρ_{yt} la

cuantía de refuerzo de acero transversal, f_y la resistencia a fluencia del acero de refuerzo y V_n la resistencia a corte nominal del elemento proporcionada por el hormigón y acero de refuerzo. Para el diseño de muros especiales, es válida la ecuación (1) proveniente del capítulo de diseño sísmico en la normativa ACI318-08 (Capítulo 21). Las ecuaciones (2) y (3) pertenecen al capítulo 11 asociado al diseño de muros de corte y representan la resistencia máxima a corte antes de que se genere una grieta asociada a corte y flexión respectivamente. En el diseño se debe considerar únicamente el menor valor entre ambas ecuaciones.

Estudios han demostrado que estas ecuaciones pueden ser conservadoras al momento de estimar la resistencia máxima a corte en muros de hormigón armado. Krolicki et al. (2011) estudiaron la resistencia a corte en muros de hormigón armado sujetos a cargas cíclicas y axiales. Sus resultados indican que al comparar la resistencia máxima a corte en ensayos experimentales de muros que fallan a corte y flexión, la razón entre el valor máximo experimental y el propuesto por la normativa ACI318 es de $\frac{V_{exp}}{V_{n,ACI318}} = 1.13$ (ecuaciones 2 y 3), mientras que la razón para muros que fallan solo a corte es de $\frac{V_{exp}}{V_{n,ACI318}} = 1.52$ (ecuación 1). Gulec et al. (2008) compararon resultados experimentales para la resistencia máxima a corte en un set de muros de hormigón armado con típicas ecuaciones presentes en la literatura, incluyendo las de la normativa ACI318 descritas anteriormente. Los resultados muestran que la razón entre la resistencia nominal que otorga la ACI318 (ecuaciones 1-5) y la resistencia máxima de los resultados experimentales es de $\frac{V_{exp}}{V_{n,ACI318}} = 1.18$.

Kolozvari & Wallace (2016) analizaron el comportamiento a corte en muros relativamente esbeltos, donde compararon un modelo de fibras (comportamiento a corte desacoplado a la flexión) con un modelo de degradación de la rigidez a corte acoplado. Los autores encontraron que una rigidez efectiva de corte $K_v = 0.1GA_v$ tiene una buena respuesta en la zona donde se produciría la rótula plástica, con A_v el área efectiva de corte definida como 5/6 del área de la sección bruta (A_g), $G = 0.4E_c$ el módulo de elasticidad de corte y E_c el módulo de elasticidad a compresión del hormigón. Por otro lado, los autores obtuvieron que una rigidez de $K_v = 0.5GA_v$ presenta buenos resultados para los otros pisos. Mitra & Lowes (2007) utilizaron la información experimental de 60 muros planos de baja y mediana altura, concluyendo que un modelo con rigidez a corte lineal de $K_v = 0.1GA_v$ predice de buena manera la rigidez en fluencia y desplazamiento lateral en toda la altura del muro.

3.1.3 Tipos de modelos

Para modelar muros, columnas o vigas y ejecutar análisis no lineales en softwares como OpenSees o Perform3D, se utilizan elementos que pueden ser clasificados en dos grupos, asociados a una plasticidad concentrada y distribuida, tal como se muestra en la Figura 5.

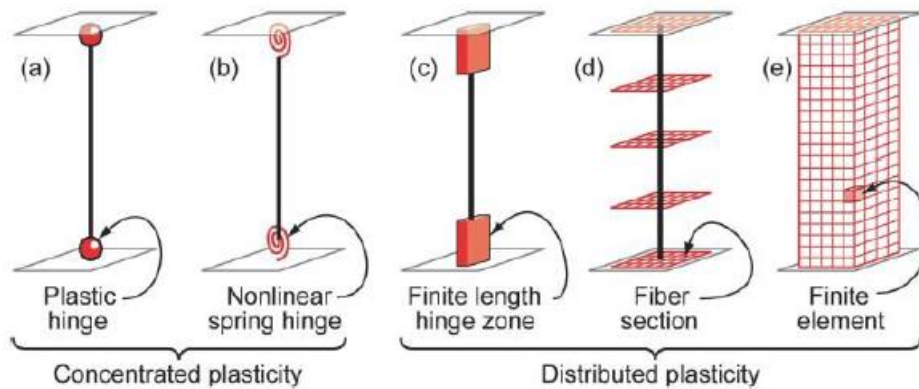


Figura 5.- Modelos idealizados para elementos viga-columna (National Institute of Standards and Technology NIST, 2017).

NIST (2017) muestra una serie de modelos idealizados para representar el comportamiento de distintos sistemas estructurales de acero u hormigón. Los autores indican que en general, los elementos basados en una plasticidad concentrada son utilizados en marcos de acero debido a su buena precisión con respecto a resultados experimentales. Entre sus ventajas destaca la simplicidad de modelación y eficiencia computacional para simular la respuesta dinámica. No obstante, sus desventajas es que se ignora la interacción entre la resistencia a corte y flexión, y los modos de falla producto de cargas y deformaciones axiales. Los autores recomiendan el uso de elementos con plasticidad distribuida (modelos de fibra y elementos finitos) para modelar secciones de hormigón armado, como muros o columnas. Esta modelación permite conocer deformaciones y esfuerzos en cada nivel de fibra o elemento finito, lo que beneficia la evaluación de modos de falla adicionales como la fractura y pandeo de refuerzos longitudinales, y el agrietamiento y aplastamiento del hormigón. Su desventaja es el alto costo computacional en comparación a un modelo de plasticidad concentrada.

El desafío de utilizar elementos con plasticidad distribuida radica en lograr una correcta calibración de los modelos a estudiar. Estos parámetros son ajustados principalmente en las propiedades de los materiales y el tipo de elemento que ofrece cada software.

3.1.4 Modelación en OpenSees

En esta sección se analiza un modelo para representar el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado con secciones compuestas, el cual ha sido ampliamente utilizado y respaldado en la literatura. El modelo considerado es el de Multiple Vertical Line Element Model 3D (MVLEM_3D) propuesto por Kolozvari et al. (2021), y se compara su respuesta obtenida a través del Software OpenSees con los resultados de un ensayo experimental de un muro con sección en T.

3.1.4.1 Descripción del modelo analítico

El modelo MVLEM_3D es un elemento tri-dimensional con 4 nodos y 6 grados de libertad (DOFs) en cada uno de ellos, utilizado para realizar análisis no lineales de muros de hormigón armado controlados por flexión y sujetos a cargas multidireccionales. El modelo corresponde a una extensión del elemento bi-dimensional MVLEM desarrollado por Orakcal & Wallace (2004), el cual está compuesto por una serie de elementos uniaxiales (fibras) que simulan la respuesta a flexo-compresión. Sin embargo, la respuesta a corte y flexión se encuentra desacoplada. Cada elemento uniaxial puede tener propiedades independientes, lo que permite distinguir, por ejemplo, las zonas que se encuentran efectivamente confinadas de las que no. Los elementos son conectados a través de vigas rígidas en los extremos superior e inferior. La respuesta a corte es descrita por un resorte situado a una altura ch desde la base, donde h corresponde a la altura del elemento, mientras que c es un parámetro que varía entre 0-1 y representa el centro de rotación relativa del elemento. Los autores recomiendan utilizar un valor de $c = 0.4$ siguiendo los resultados obtenidos por Vulcano et al. (1988), basado en la comparación de la respuesta de un modelo analítico con respecto a resultados experimentales para un muro rectangular aislado. Las rotaciones y desplazamientos transversales resultantes se obtienen a partir de la curvatura del muro, a una altura ch del elemento. La Figura 6 muestra el elemento MVLEM-3D en el cual se puede representar con un elemento MVLEM dentro del plano (Figura 46) más un elemento placa fuera de él (Figura 46).

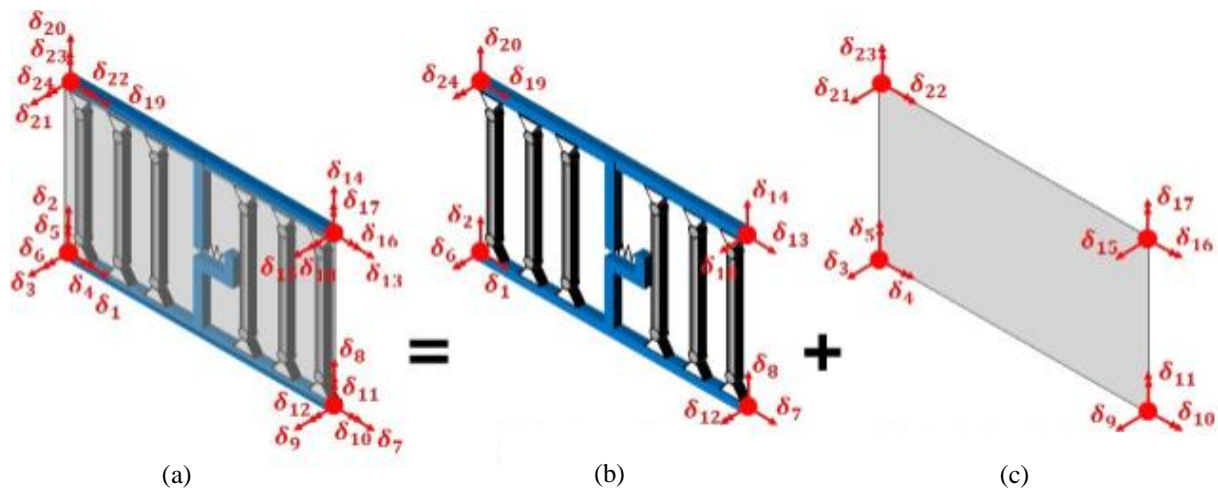


Figura 6.- a) Elemento MVLEM-3D, b) elemento MVLEM para representar el comportamiento dentro de plano y c) elemento placa para representar el comportamiento fuera del plano.

3.1.4.2 Comparación entre muro experimental y modelo analítico

El muro estudiado corresponde a uno de los muros ensayados por Orakcal & Wallace (2006). Ellos compararon la respuesta de dos muros de hormigón armado esbeltos con secciones rectangulares y en forma de T. En particular, el muro TW2 (sección en T) fue seleccionado debido a que se cuenta con resultados experimentales, es un muro con sección en T y tiene confinamiento en los elementos de borde.

Para calibrar el modelo, los autores lo implementan en el software Matlab utilizando elementos MVLEM y un análisis no lineal basado en desplazamientos. La estructura es sujeta a una carga axial de $P_{axial} = 0.075A_g f'_c$ y una carga lateral cíclica controlada por la deriva a nivel de techo en la dirección del alma, para ambos sentidos. La discretización del elemento MVLEM se realiza considerando 19 elementos uniaxiales, asignando 8 de ellos en la sección del ala para representar de forma más precisa los esfuerzos concentrados en aquella zona (Figura 7).

Siguiendo los parámetros utilizados por los autores, el modelo implementado para caracterizar el comportamiento del hormigón confinado y sin confinar es el propuesto por Mander et al. (1988). Las relaciones posteriores al valor más alto de la curva esfuerzo/deformación en compresión fueron calibradas para ser consistentes con la pendiente descendiente del modelo de Saatcioglu & Razvi (1992). Las propiedades para estimar la respuesta en tracción del hormigón fueron implementadas utilizando las recomendaciones de Belarvi et al. (1996), con una resistencia máxima de $f_t = 0.31\sqrt{f'_c}$ (MPa) a una deformación de $\varepsilon_t = 0.00008$. Un resumen de las propiedades del hormigón sin confinar, hormigón confinado y acero de refuerzo se muestran en la Tabla 3 y Tabla 4. Las dimensiones, secciones confinadas y la configuración de los refuerzos de acero se muestran en la Figura 7.

Tabla 3.- Propiedades acero de refuerzo en tracción utilizadas en muro experimental de Orakcal & Wallace (2006).

#3 Barra de refuerzo			#2 Barra de refuerzo		
f_y [MPa]	E_0 [GPa]	b	f_y [MPa]	E_0 [GPa]	b
434	200	0.02	448	200	0.02

Donde f_y corresponde a la resistencia en fluencia del acero de refuerzo, E_0 el módulo de elasticidad y b la pendiente de aumento en la resistencia post-fluencia.

Tabla 4.- Propiedades del hormigón para el muro experimental de Orakcal & Wallace (2006).

Material	Parámetro	TW2				
		Ala (confinada)	Ala (sin confinar)	Intersección ala-alma (confinada)	Alma (sin confinar)	Alma (confinada)
Hormigón en Compresión	f'_c [MPa]	43.9	42.8	43.9	42.8	57.1
	ε'_c	0.0024	0.0021	0.0024	0.0021	0.0056
	E_c [GPa]	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03
	ε_{cr}	0.0025	0.0022	0.0025	0.0022	0.0073
	r	3.80	7.00	3.80	7.00	1.45
Hormigón en Tracción	f_t [MPa]	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03
	ε_t	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008	200
	E_c [GPa]	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03

Con ε_{cr} y r parámetros del modelo de Mander et al. (1988), E_c corresponde al módulo de elasticidad del hormigón.

Se valida la calibración del modelo replicando la comparación realizada por Orakcal & Wallace (2016). Para ello, se implementó un modelo en el software OpenSees utilizando 4 elementos MVLEM-3D a lo largo de toda la altura del muro, con una altura $h = 0.915 [m]$ ($H_{total} = 3.66 [m]$). Este número de elementos fue asignado de tal forma que la respuesta del modelo fuese la más cercana a la respuesta experimental. Cada elemento está conectado por 4 nodos, dos superiores y dos inferiores ubicados en la intersección alma/ala, y el extremo del alma. Ambos nodos de la base se encuentran empotrados, restringiendo los 6 grados de libertad presentes en cada uno de ellos. Los elementos MVLEM_3D son discretizados siguiendo la misma cantidad de fibras que utilizó Orakcal & Wallace (2006), mostrados en la Figura 5. La rigidez a corte utilizada en los elementos MVLEM_3D corresponde a una rigidez efectiva de $K_{eff} = 0.1GA_v = 0.04E_cA_v$ (Kolozvari & Wallace, 2016).

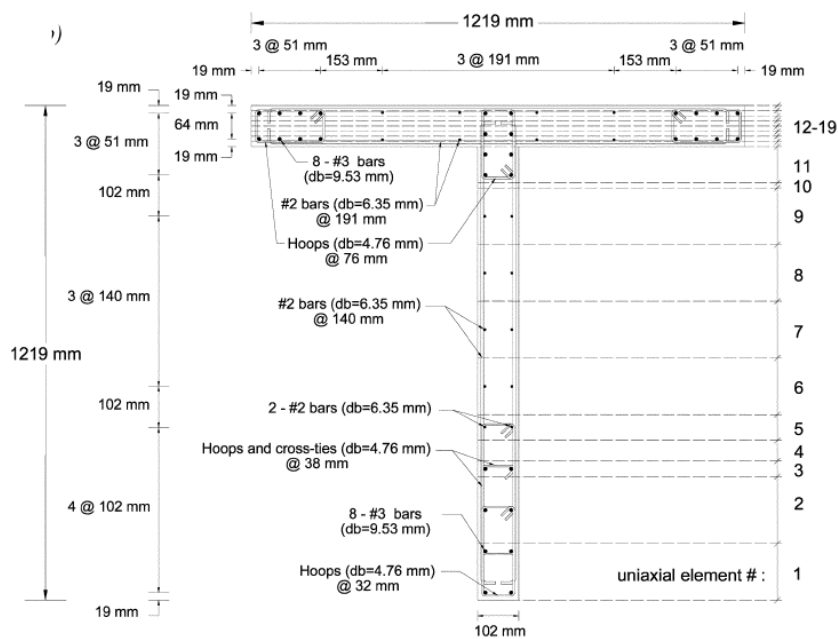
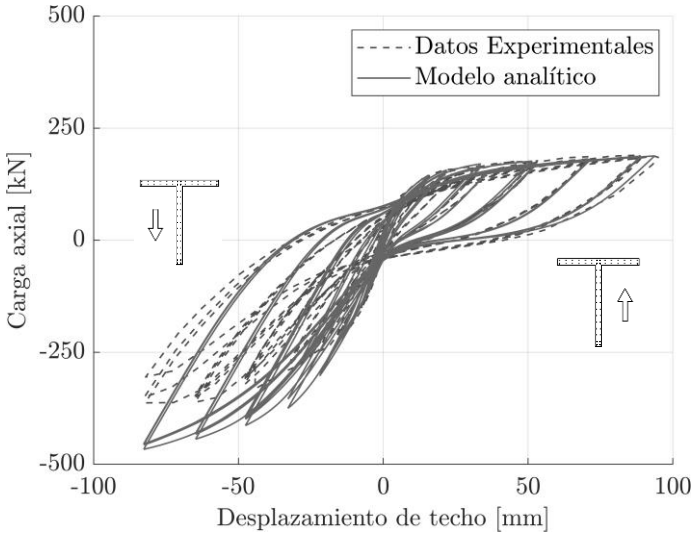


Figura 7.- Arquipo TW2, Orakcal & Wallace (2006).

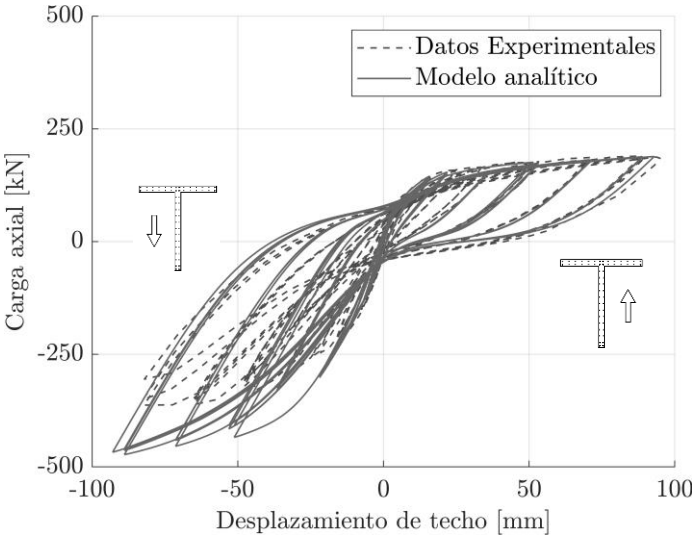
La comparación entre el muro experimental y el modelo utilizado en esta tesis se realiza a través de un análisis pushover cíclico con una carga axial de $P_{axial} = 0.075A_gf'_c$. El pushover cíclico se lleva a cabo imponiendo un desplazamiento lateral en función de un porcentaje de deriva de techo. Este valor aumenta en cada ciclo y se impone en ambos sentidos. Los valores de deriva máximas utilizadas varían entre 0.05% y 2.2%.

En la Figura 8 se comparan los resultados del modelo analítico con los resultados experimentales del muro TW2 utilizando dos tipos de materiales para representar el comportamiento del hormigón en OpenSees. Se observa que no existen grandes diferencias entre utilizar el material Concrete02 y el ConcreteCM en el software OpenSees. No obstante, se obtuvo que el material ConcreteCM presenta problemas de convergencia en análisis dinámicos para niveles de intensidad altos o derivas más elevadas, por lo que el material Concrete02 es más útil para estudiar colapso. En los gráficos se muestra que la capacidad de resistir momento es significativamente más alta cuando el alma está en compresión

(desplazamientos negativos), lo cual se debe al efecto del confinamiento en el elemento de borde. El mayor error entre los resultados del modelo analítico y los resultados experimentales ocurre cuando el alma se encuentra en compresión. Esto se puede corregir considerando solo un porcentaje de la cuantía de refuerzo longitudinal en el ala, sin embargo, los resultados son similares a los obtenidos por otros autores (Cando et al., 2020, Ugalde et al., 2019 y Orakcal & Wallace, 2006).



(a)



(b)

Figura 8.- Comparación gráfico carga/desplazamiento de resultados experimentales y modelo analítico para el muro TW2, utilizando (a) Concrete02 y (b) ConcreteCM.

3.2 Estimación del riesgo sísmico

La ingeniería sísmica basada en el desempeño busca mejorar y conocer de forma más precisa el riesgo sísmico que tienen nuestras estructuras, utilizando métodos de evaluación y diseño que tengan una base científica y probabilística (Moehle & Deierlein, 2004). Esta metodología puede ser descrita en función de 4 etapas: (i) caracterización de la amenaza sísmica, (ii) análisis o estimación de la respuesta estructural, (iii) análisis de daños y (iv) análisis de pérdidas. Cada una de estas etapas pueden ser matemáticamente caracterizadas en función de la medida de intensidad (IM), el parámetro de respuesta estructural (EDP), medida de daño (DM) y la variable de decisión (DV), respectivamente. Esta metodología se puede expresar en término de una triple integral basada en el teorema de probabilidades totales, la cual representa la tasa a la cual ocurre una cierta variable de decisión (DV). Esta expresión se muestra en la ecuación (6).

$$\lambda(DV) = \iiint_{DM\ EDP\ IM} G(DV|DM)|dG(DM|EDP)||dG(EDP|IM)||d\lambda(IM)| \quad (6)$$

La Figura 9 muestra un esquema que representa la metodología de la Ingeniería sísmica basada en el desempeño. Como parte de esta investigación, solo las primeras 3 etapas son utilizadas para obtener el riesgo sísmico en edificios de muros de hormigón armado con sección en T.

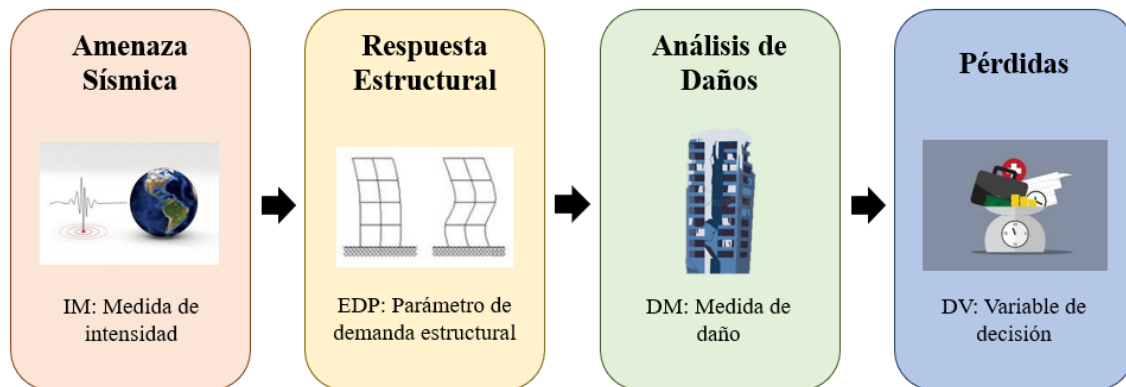


Figura 9.- Secuencia metodológica de la Ingeniería sísmica basada en el desempeño.

3.2.1 Caracterización de la amenaza sísmica

Esta etapa consiste en realizar un análisis de la amenaza sísmica que es propio de donde se emplaza la estructura en estudio, a través de la cual se evalúan una o más medidas de intensidad (IM). El IM es un parámetro que puede cuantificar una cierta propiedad de los registros sísmicos. Por ejemplo, la aceleración espectral ($S_a(T_1)$) ha sido frecuentemente utilizada en el estado del arte.

En esta investigación, la selección de los registros sísmicos depende de las características del suelo, lugar de emplazamiento, estructura y normativa de diseño. Además de determinar la medida de intensidad, también es necesario identificar qué tan frecuente o probable es que ocurra este IM en un sitio específico. Para ello es necesario realizar un análisis probabilístico de la amenaza sísmica en donde se puede obtener la tasa anual de excedencia (λ_{IM}) o el período de retorno ($1/\lambda_{IM}$) asociado a la IM. Este análisis probabilístico debe identificar las fuentes sísmicas cercanas al lugar, caracterizar la distribución de magnitudes de cada fuente, caracterizar la distribución de distancias de cada fuente al sitio de interés y predecir la IM en función de la magnitud y distancia a la fuente utilizando una ecuación de predicción del movimiento sísmico (GMPE). Todo lo anterior se puede expresar a través de la siguiente ecuación utilizando el teorema de probabilidades totales:

$$\lambda(IM > y) = \sum_{k=1}^{N_{fuentes}} \lambda_{mín,k} \int_{m_{mín,k}}^{m_{máx,k}} \int_0^{r_{máx,k}} P(IM > y | M_k = m, R_k = r) \cdot f_{R_k|M_k}(r|m) f_{M_k}(m) dr dm \quad (7)$$

Donde M corresponde a la magnitud del evento, R la distancia a la fuente y k el evento, $N_{fuentes}$ el número de fuentes sísmicas, $P(IM > y | M_k = m, R_k = r)$ la probabilidad de que, dado una magnitud de momento y distancia a la fuente, se exceda el valor del IM, $f_{R_k|M_k}(r|m)$ la función de distribución de probabilidad (PDF) para caracterizar la distancia a la fuente dado que ocurrió una magnitud de momento m , y $f_{M_k}(m)$ la función de distribución de probabilidad para caracterizar la magnitud de momento m .

3.2.2 Respuesta estructural

La respuesta estructural corresponde al segundo paso de esta metodología y se expresan en función de los EDPs, como lo son las deformaciones, aceleraciones, fuerzas internas, desplazamientos, etc. En edificios, los EDPs comúnmente utilizado son la deriva entre pisos, deformaciones residuales y aceleraciones a nivel de techo. Una forma de relacionar el IM con el EDP es desarrollar análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos & Cornell, 2002), lo que consiste en escalar un set de registros en un rango de IM y ejecutar análisis no lineales en cada uno de ellos hasta llegar al colapso. Este proceso suele ser costoso computacionalmente debido a la gran cantidad de análisis que requiere. Otro método es el análisis de franjas (Jalayer & Cornell, 2009), el cual permite estimar una distribución de probabilidades para los EDPs de interés, condicionadas a un nivel de intensidad IM. Para trazar esta curva se necesitan al menos dos niveles de intensidad.

3.2.3 Análisis de daños

Este paso consiste en realizar un post-procesamiento de la respuesta estructural y analizar el estado de daño que se excede para un nivel de intensidad. La medida de daño (DM) incluye una descripción del daño visible en un elemento estructural después de un terremoto. En edificios de hormigón armado destacan el aplastamiento del hormigón, pérdida de recubrimiento libre y estructural, fallas por corte, pandeo o fractura del refuerzo de acero longitudinal, entre otras. Cada nivel de daño puede estar relacionado a un EDP a través de curvas de fragilidad, los cuales

pueden ser la deriva de techo o la deriva máxima entre pisos. En la literatura existen estudios basados en análisis computacionales y/o experimentales que relacionan la probabilidad de experimentar un nivel de daño DM en función del EDP según el tipo de estructura. El resultado de estos análisis son denominados curvas de fragilidad de daño. El colapso es el nivel de daño más estudiado, ya que la estructura no puede seguir soportando carga axial y existe un desprendimiento del material, lo cual generaría un serio riesgo para la seguridad de las personas que se encuentran en ella. La curva de fragilidad de colapso puede ser obtenida identificando la cantidad de registros que generan el colapso en la estructura en diferentes niveles de intensidad, donde la probabilidad de colapso en cada IM es definida como la razón entre los casos que si generan colapsos y el total de análisis. Una vez obtenida la probabilidad de colapso en una serie de puntos la curva puede ser ajustada utilizando métodos como el de mínimos cuadrados o máxima verosimilitud. Las ecuaciones para estimar la tasa anual media y probabilidad de excedencia para un estado de daño se muestran en la sección 7.4, 7.5 y 7.6.

4 Descripción y diseño de estructuras

En este capítulo se define la geometría y diseño de refuerzos de acero para 17 modelos de muros de hormigón armado con secciones en T, estos modelos son implementados para estudiar la variación en la probabilidad de experimentar un nivel de daño y de colapso cambiando parámetros como el número de pisos, tipo de suelo, zona sísmica, rigidez y normativa de diseño (pre y post-2010). Se muestra el análisis para una estructura base, y los resultados para los 16 modelos restantes.

4.1 Definición de la estructura base en estudio

La elección del sistema estructural corresponde a un típico eje de un edificio residencial en Chile compuesto por dos muros con sección en T separados a una distancia de 1.8 [m], el cual corresponde a la longitud típica de un corredor en un edificio habitacional. Estos muros se encuentran acoplados por una losa de 15 [cm] de espesor, cuyas dimensiones son de 16x8 [m²] y corresponden al área tributaria del eje en estudio. Esta área tributaria se escogió de tal manera que la razón H/T, fuese cercana a 50. En la Figura 10 se muestra una representación en planta del sistema estructural escogido. Las dimensiones de cada muro para la estructura base son de 5.5 [m] para el alma, 5 [m] el ala y un espesor de 30 [cm] constante en todos los pisos. Esto corresponde a una densidad de muros de 2.6 % en la dirección del alma, y de 2.3% en la dirección del ala (se considera solo la sección de muro longitudinal a la dirección de análisis). Sin embargo, la dirección del ala no es considerada para esta investigación, ya que como se mostró en la sección 3.1.1, la dirección más vulnerable corresponde a la dirección longitudinal del alma. El edificio consta de 15 pisos con una altura entre pisos de 2.6 [m] ($H_{total} = 39$ [m]). Un resumen de la geometría y propiedades mecánicas se muestran en la Tabla 5.

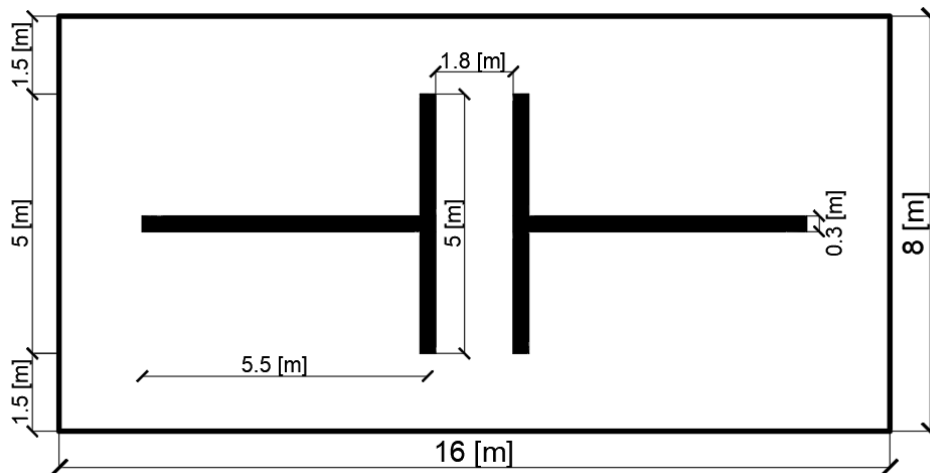


Figura 10.- Geometría en planta de la estructura base.

Tabla 5.- Resumen y propiedades estructura base.

Propiedad	Valor [Unidad]
Número de pisos	15
Altura entre pisos	2.6 [m]
Grado de Hormigón	G-25
Tipo de acero	A630-420H
Largo en planta	16 [m]
Ancho en planta	8 [m]
Longitud alma	5.5 [m]
Longitud ala	5 [m]
Espesor muro	30 [cm]

Todas las estructuras de este estudio, incluyendo la estructura base, son diseñadas considerando las cargas muertas, carga viva y sísmicas. La carga muerta está compuesta por el peso propio de todos los elementos, considerando un peso específico del hormigón de $2500 \left[\frac{kgf}{m^3} \right]$, y una carga muerta adicional aplicada sobre las losas de 2.5 [kPa] que incluye el peso de los tabiques, terminaciones de muros, piso y cielo. La carga viva sobre las losas tiene un valor de 2 [kPa] según la NCh1537 (INN, 2009) para edificios de tipo habitacional. Esta carga es aplicada en todos los pisos. La carga sísmica se obtuvo considerando un edificio habitacional ubicado en Santiago, utilizando la clasificación especificada en el DS61 (MINVU, 2011). El espectro de diseño es obtenido para un suelo con categoría C ($S = 1.05, T_0 = 0.4 [s], T' = 0.45 [s], n = 1.4$ y $p = 1.6$), zona sísmica II ($A_0 = 0.3 [g]$) y categoría de importancia 2 ($I = 1$). La masa sísmica es calculada considerando un 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva total, tal como recomienda el DS61 (MINVU, 2011).

El software para generar el modelo de elementos finitos lineal de la estructura base es ETABS. Del modelo elástico se obtienen las fuerzas internas a nivel de cada piso en los muros. En particular, se obtiene la carga axial, momento y corte utilizando las combinaciones de cargas propuestas en la NCh3171 (INN, 2010). Los elementos de losas y muros se definieron con elementos tipo “Shell”, utilizando un módulo para el hormigón de $E_c = 4750\sqrt{f'_c} [MPa]$. El análisis modal espectral es ejecutado con un 5% de razón de amortiguamiento crítico, 12 modos que representan más de un 90% de la masa modal, método de combinación modal CQC, base empotrada en todos los nodos, torsión accidental según la NCh433 y un diafragma rígido en cada piso. Notar que si bien las estructuras a analizar tendrán razones de amortiguamiento crítico diferentes a 5%, este es el valor utilizado en el diseño según la NCh 433 (INN, 2009). En la Tabla 6 se muestran los parámetros sísmicos obtenidos en el software ETABS, incluyendo la relación H/T , factor de reducción de la resistencia, R^* , factor de reducción de la resistencia efectivo, R^{**} , y periodo fundamental de la estructura.

Tabla 6.- Propiedades dinámicas estructura base.

Propiedad	valor
Período	0.761 [s]
Peso sísmico W	19207 [kN]
H/T	51.25 [m/s]
R*	7.97
R**	7.18
V/W	5.25 %
Δ	0.53 ‰

Como muestra la Tabla 6, la relación $\frac{H}{T} = 51.25 [m/s]$ de la estructura base pertenece a una clasificación de rigidez normal según Guendelman et al. (2010). Por otro lado, el corte basal no cumple con los requerimientos mínimos impuestos en el DS61 (MINVU, 2011), así el espectro de diseño fue amplificado en 1.11 veces ($\frac{V}{W} = 5.25 \%$). En la Figura 11 se muestran los perfiles de deformación máxima, deriva máxima y razón corte/peso sísmico máximo en cada piso de la estructura base.

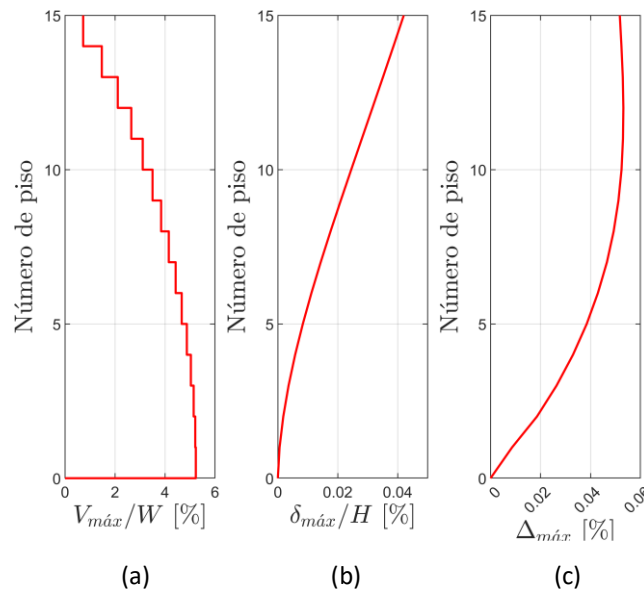


Figura 11.- Propiedades dinámicas máximas para la estructura base. (a) Corte entrepiso máximo/peso sísmico, (b) desplazamiento a nivel de piso/altura total y (c) deriva entrepiso.

4.2 Diseño de la estructura base en estudio

La estructura base es diseñada utilizando las normativas NCh430 (INN, 2008), NCh433 (INN, 2009) y los decretos DS60 (MINVU, 2011) y DS61 (MINVU, 2011). Las losas con un espesor de 15 [cm] tienen los mismos materiales que los muros, es decir, hormigón G-25 y acero de refuerzo A630-420H. La cuantía de refuerzo longitudinal distribuido en las losas cumple con la cuantía mínima de $\rho_l = 0.0025$. Un resumen de la configuración de refuerzos se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7.- Propiedades losa estructura base.

Parámetro	Valor
Espesor	15 [cm]
Ancho	8 [m]
Refuerzo longitudinal	DM Ø8@16
ρ_l	0.0025

La configuración de refuerzo longitudinal en los muros es diseñada a partir de las fuerzas internas en los elementos PIERS obtenidos del software ETABS. Se proponen dos diseños para la estructura base, una configuración de refuerzo de acero longitudinal para los pisos inferiores (1-5) y otra para los pisos superiores (6-15). Una doble malla Ø10@20 es utilizada en las secciones donde no es requerido el confinamiento, cumpliendo con la cuantía mínima para un espesor de 30 [cm]. La Figura 12 muestra el diseño de refuerzo de acero propuesto para los pisos inferiores y superiores de la estructura base.

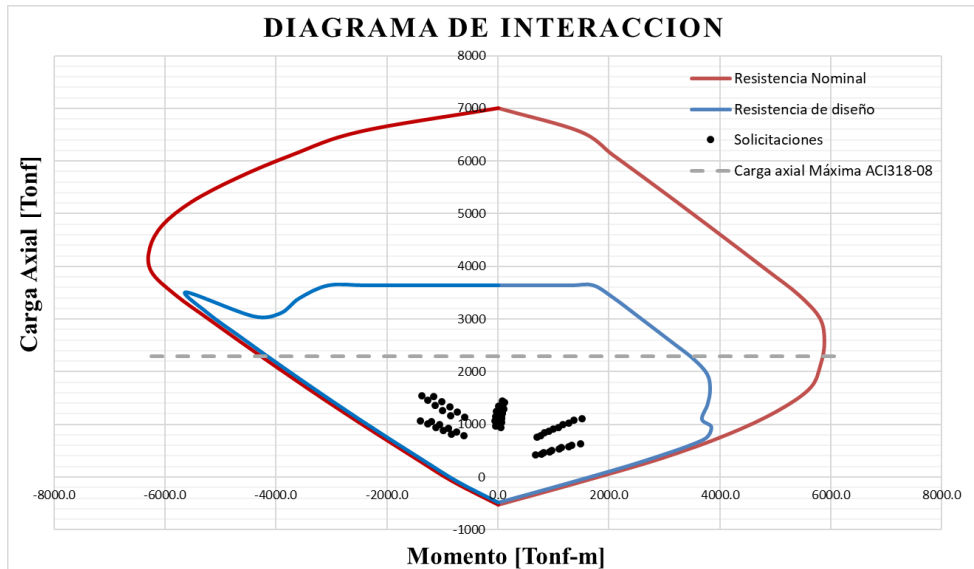
Para cumplir con los requerimientos de confinamiento del DS60 (MINVU, 2011), se utiliza la ecuación 21-8a de la misma normativa, tal como se muestra a continuación en la ecuación (9).

$$\frac{C_c}{L_w} = \frac{C}{L_w} - \frac{1}{600\delta'_u/h'_w} \quad \text{ec 21 - 8a DS60} \quad (8)$$

Donde h'_w corresponde a la altura medida desde el nivel de análisis hasta el piso superior, C el largo del eje neutro para la carga última de diseño, C_c el largo a confinar, L_w el largo de muro y δ'_u es el desplazamiento lateral de diseño en el techo. Este último parámetro es obtenido a través del DS61 (MINVU, 2011), utilizando el desplazamiento elástico y el período amplificado 1.5 veces al considerar la sección bruta, tal como recomienda el mismo decreto.

$$\delta u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad (9)$$

Para cumplir con los requerimientos de confinamiento del DS60 (MINVU, 2011), se utiliza la ecuación 21-8a de la misma normativa, tal como se muestra a continuación en la ecuación (9).



(a)

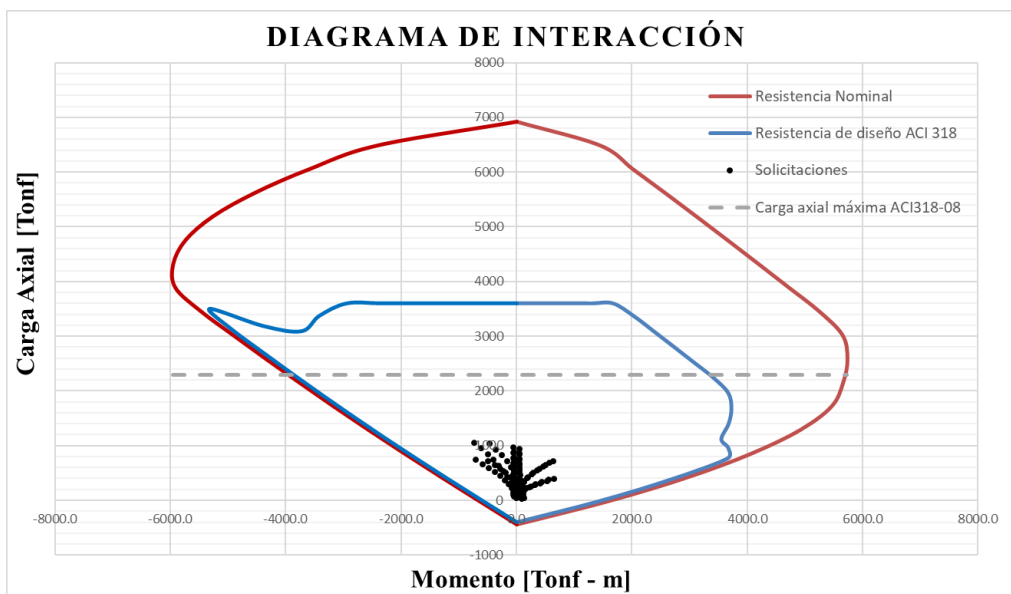


Figura 12.- Diagramas de interacción para pisos (a) 1-5 y (b) 6-15 de la estructura base.

Utilizando las ecuaciones (8) y (9) se obtiene que el largo mínimo de confinamiento es de $C_c = 20.2 [cm]$, en su lugar, un largo de $30 [cm]$ es utilizado para cumplir con el mínimo confinamiento posible según el DS60 (MINVU, 2011), mientras que los extremos que no requieren confinamiento se provee una configuración de refuerzo $4\phi 16$. La carga axial máxima se limita según el DS60 (MINVU, 2011) a $P_u = 0.35A_g f'_c$ para asegurar una mínima capacidad de deformación plástica del muro. Sin embargo, este valor puede ser insuficiente para secciones compuestas (ACI318-08). En su lugar, se limita la carga axial a $P_u = 0.30A_g f'_c$. Las Figuras 13 y 14 muestran las dimensiones, junto con el refuerzo de acero suministrado en los elementos de borde de alma y ala, e intersección alma/ala para los primeros 5 pisos y pisos superiores respectivamente.

El diseño a corte se realiza considerando las solicitaciones del análisis elástico lineal reducido en el software ETABS. La resistencia a corte de cada muro de hormigón es a través de la ecuación (10) proveniente de la normativa ACI318-08 (Cap. 21.9.4), donde ϕ (0.6) corresponde al factor de reducción de la resistencia utilizando las solicitaciones de un análisis modal, α_c es un factor que depende de la esbeltez del muro (0.53 para muros con $h_w/l_w > 2$), ρ_t es la cuantía de acero de refuerzo transversal, f'_c corresponde a la resistencia en compresión del hormigón, f_y es la resistencia en fluencia del acero de refuerzo y A_{cv} es el área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada. La Tabla 8 muestra los parámetros de verificación de la resistencia a corte en el muro de la estructura base.

$$\phi V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad [kgf] \quad (10)$$

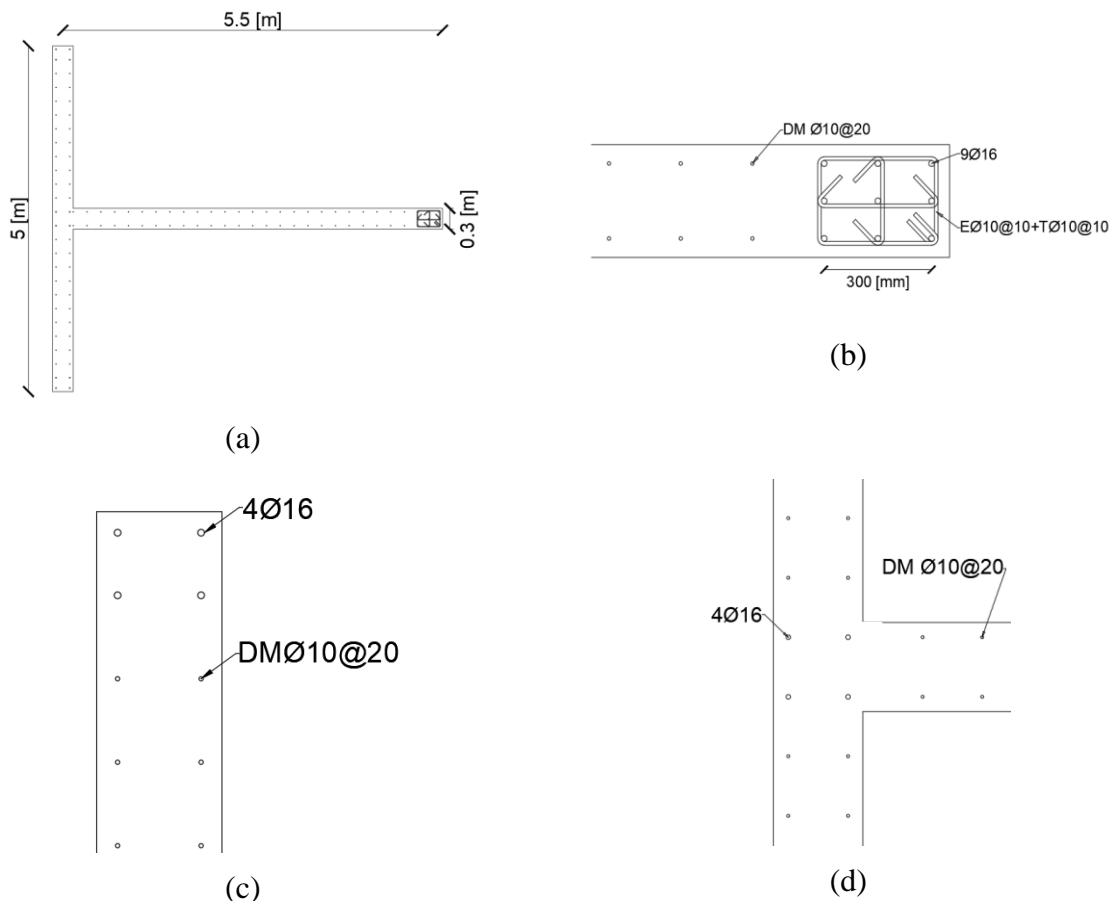


Figura 13.- Configuración de refuerzos muro estructura base. (a) sección completa; (b) elemento de borde alma; (c) elemento de borde extremos ala y (d) intersección alma/ala. Pisos 1-5 estructura base.

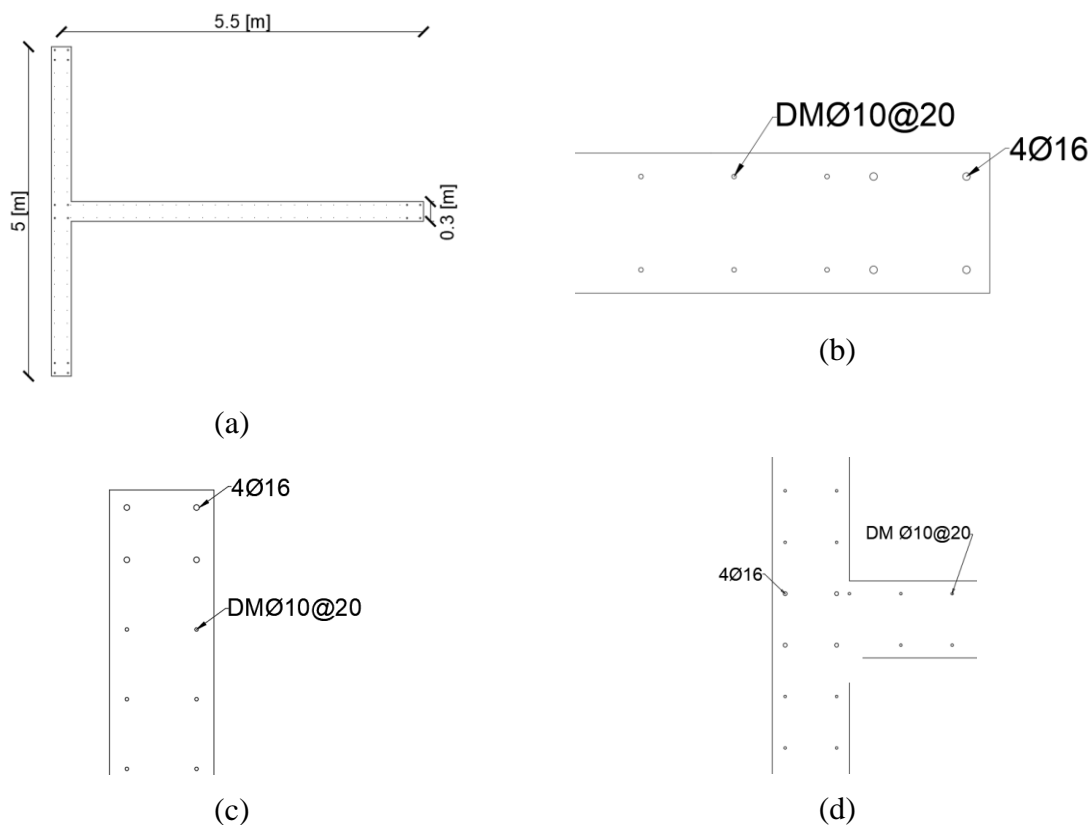


Figura 14.- Configuración de refuerzos muro estructura base. (a) sección completa; (b) elemento de borde alma; (c) elemento de borde extremos ala y (d) intersección alma/ala. Pisos 6-15 estructura base.

Tabla 8.- Resultados diseño a corte, estructura base.

Parámetro	Valor
A_{cv} [m ²]	1.32
V_c [Tonf]	114.5
V_s [Tonf]	166.0
V_n [Tonf]	280.5
ϕV_n [Tonf]	168.3
$V_{u,ETABS}$ [Tonf]	100.5

4.3 Definición de estructuras considerando la variación en los parámetros de diseño

El diseño de las 16 estructuras restantes utilizadas para comparar el riesgo sísmico en muros de hormigón armado con secciones en “T”, se define a partir de distintos parámetros de modelación, entre ellos el número de pisos (6, 10, 15 y 20), tipo de suelo (A, B, C y D), zona sísmica (II y III), rigidez y normativa de diseño. El tamaño de la losa utilizada en la estructura base, que representa el área tributaria del eje del edificio, se mantiene constante en los 17 modelos. Se suministra una cuantía de refuerzo de acero longitudinal mínima. La Tabla 9 muestra un resumen de los parámetros de modelación nombrados anteriormente, incluyendo el

valor de H/T utilizado para medir la rigidez del sistema, donde un menor H/T representa una mayor rigidez.

Tabla 9.- Parámetros de modelación para las 17 estructuras de investigación. Variación con respecto al número de pisos, suelo, zona sísmica, rigidez y normativa de diseño.

N°	N° Pisos	Normativa de diseño	Zona Sísmica	Suelo	H Total [m]	H/T [m/s]
Variación con respecto al número de pisos						
1	15	Post-2010	II	C	39	51.2
2	6	Post-2010	II	C	15.6	55.5
3	10	Post-2010	II	C	26	53.7
4	20	Post-2010	II	C	52	50.6
Variación con respecto al tipo de suelo						
5	15	Post-2010	II	A	39	41.0
6	15	Post-2010	II	B	39	51.2
7	15	Post-2010	II	D	39	56.7
Variación con respecto a zona sísmica y tipo de suelo						
8	15	Post-2010	III	A	39	41.0
9	15	Post-2010	III	B	39	51.2
10	15	Post-2010	III	C	39	51.2
11	15	Post-2010	III	D	39	56.7
Variación con respecto a la rigidez (Mayor y menor rigidez con respecto a estructura base)						
12	15	Post-2010	II	C	39	62.3
13	15	Post-2010	II	C	39	41.0
Variación con respecto al año de la normativa de diseño						
14	10	Pre-2010	II	III	15.6	53.7
15	15	Pre-2010	II	III	26	51.2
16	20	Pre-2010	II	III	52	50.6
17	20	Pre-2010	II	II	52	50.6

El diseño a flexión y corte se lleva a cabo utilizando la misma metodología de la estructura base descrita en la sección anterior. La Tabla 10 muestra un resumen de las propiedades dinámicas, incluyendo el período, factor de reducción de la resistencia, R^* , razón de corte basal/peso sísmico, V/W , y deriva máximo entre pisos, $\Delta_{m\acute{a}x}$.

Tabla 10.- Propiedades dinámicas para las 16 estructuras de investigación.

N°	T [s]	R*	R**	V/W [%]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [‰]
1	0.761	7.97	7.19	5.25	0.53
2	0.281	5.40	5.40	11.03	0.36
3	0.484	6.76	6.76	8.14	0.50
4	1.027	8.70	5.38	5.25	0.67
5	0.952	10.38	4.17	4.50	0.50
6	0.761	8.67	5.98	5.00	0.48
7	0.688	6.00	6.00	12.59	0.89
8	0.952	7.97	7.19	6.00	0.71
9	0.761	8.67	5.20	6.67	0.60
10	0.761	10.38	4.17	7.00	0.67
11	0.688	6.00	6.00	15.59	1.33
12	0.626	7.46	7.46	5.97	0.42
13	0.952	8.52	5.74	5.25	0.79
14	0.484	5.07	5.07	12.37	0.77
15	0.761	6.28	6.28	8.77	0.92
16	1.027	7.10	7.10	5.84	0.82
17	1.027	9.32	4.22	5.00	0.49

La Tabla 11 muestra las dimensiones del alma, ala, configuración de refuerzo longitudinal y transversal en los distintos pisos. El espesor de todos los muros se mantiene constante, con un valor de 30 [cm], al igual que la altura entre pisos y las propiedades mecánicas del hormigón (G-25) y acero de refuerzo (A630-420H). Una doble malla $\emptyset 10@20$ es provista en todos los muros y es aumentada en los modelos 14, 15 y 16 para cumplir con la resistencia a corte. Donde C_w corresponde a la longitud de confinamiento suministrada al elemento de borde, la cual es mayor a lo obtenido por la ecuación (8), l_w corresponde al refuerzo de acero longitudinal en el alma, t_w es el refuerzo transversal en el elemento de borde del alma, C_s es el largo de confinamiento en el ala e intersección alma/ala, l_s es el refuerzo de acero longitudinal en los extremos del ala e intersección alma/ala y t_s es el refuerzo transversal en elemento de borde del ala e intersección alma/ala.

Tabla 11.- Configuración de refuerzo longitudinal y transversal para las 17 estructuras en investigación.

N°	Alma [m]	Ala [m]	Pisos	Configuración de refuerzos					
				Alma			Ala e Intersección		
				C_w [cm]	l_w	t_w	C_s [cm]	l_s	t_s
1	5.5	5	1-5	-	9Ø16	EØ10@10	-	8Ø16	EØ10@10
			6-15	35	4Ø16	-	-	4Ø16	-
2	3.5	3	1-6	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
3	4.5	4	1-10	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
4	6.5	5.5	1-7	65	15Ø16	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
			8-20	-	4Ø16	EØ10@10	-	4Ø16	EØ10@10
5	4.5	4	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
6	5.5	5	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
7	6	5.5	1-5	110	15Ø18	EØ10@10	50	10Ø18	EØ10@10
			6-10	50	12Ø18	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
			11-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
8	4.5	4	1-5	35	9Ø16	EØ10@10	-	4Ø16	-
			6-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
9	5.5	5	1-5	35	9Ø16	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
			6-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
10	5.5	5	1-5	65	15Ø18	EØ10@10	50	10Ø18	EØ10@10
			6-10	35	8Ø16	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
			11-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
11	6	5.5	1-5	140	30Ø22	EØ10@10	65	15Ø22	EØ10@10
			6-10	80	18Ø18	EØ10@10	50	12Ø18	EØ10@10
			11-15	35	8Ø16	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
12	6.5	6	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
13	4.5	4	1-5	65	15Ø18	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
			6-10	35	8Ø16	EØ10@10	-	4Ø16	-
			11-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
14	4.5	4	1-5	-	4Ø22	-	-	4Ø16	-
			6-10	-	4Ø18	-	-	4Ø16	-
15	5.5	5	1-5	-	9Ø22	-	-	4Ø18	-
			6-10	-	4Ø16	-	-	4Ø18	-
16	6.5	5.5	1-8	-	9Ø22	-	-	4Ø22	-
			9-20	-	4Ø18	-	-	4Ø16	-
17	6.5	5.5	1-6	-	9Ø18	-	-	8Ø18	-
			6-20	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-

5 Modelación

Esta sección muestra el modelo analítico utilizado para estudiar el comportamiento de las 17 estructuras en investigación. En particular, se describe cómo fueron implementados los elementos MVLEM_3D, los materiales, cargas (axiales y sísmicas) y el modelo de amortiguamiento en el software OpenSees.

5.1 Elementos estructurales

Los análisis no lineales en el software OpenSees se llevaron a cabo solo en la dirección longitudinal del alma, utilizando una modelación en 3D. Dado que se analiza una sola dirección, el efecto de la torsión no es considerado (no representa un modo de falla). Cada piso de la estructura es modelado con 3 elementos MVLEM_3D. Esta cantidad fue implementada al comparar un modelo analítico con los resultados experimentales de Orakcal & Wallace (2006) donde la altura aproximada de cada elemento es de 0.9 [m]. Los elementos MVLEM_3D son conectados a través de 2 nodos superiores y 2 nodos inferiores, cada uno de ellos se ubica en el extremo del alma y en la intersección entre alma y ala. La losa de acople se modeló con 3 elementos “dispBeamColumn” (DBE) conectados entre ambos muros a través del nodo ubicado en la intersección del alma y ala. El elemento DBE es un modelo de fibras que basa su formulación en desplazamientos, y junto con una plasticidad distribuida a lo largo de la sección logra una buena estimación de la respuesta y convergencia ante sismos de alta intensidad (Pugh et al., 2015, Marafi et al., 2019). Los 3 elementos DBE son situados de tal forma que la longitud en los extremos sea de 15 [cm] cada uno, donde se espera que ocurra la rótula plástica, y un elemento central de 1.5 [m]. El espesor de la losa es de 15 [cm], su ancho efectivo de 8 [m] y la longitud del corredor que conecta ambos muros es de 1.8 [m]. La losa se diseña con refuerzo longitudinal mínimo requerido. La finalidad de la losa de acople es entregar una mayor rigidez a la estructura y transmitir las cargas axiales de un muro hacia el otro. Entre más rígida es la losa de acople, mayores serán las cargas transmitidas. La Figura 15 muestra un nivel de la estructura con 3 elementos MVLEM_3D conectados a través de la losa de acople.

La discretización de cada fibra en los elementos que representan los muros se realiza de tal forma que cada una de ellas coincida con cada capa de refuerzo de acero longitudinal en los elementos de borde especiales y elementos de borde ordinario del alma. Por su parte, la doble malla $\emptyset 10@20$ se discretiza en fibras de 40 [cm]. La sección del ala concentra grandes esfuerzos a tracción y compresión por lo que requiere una mayor discretización, por tanto, para representar el comportamiento en la misma dirección del alma, se asignan 8 fibras en un espesor de 30 [cm]. Si bien, esta discretización no es suficiente para estudiar la dirección longitudinal del ala, esta no es objeto de análisis para esta investigación. La Figura 16 muestra una vista transversal de un muro perteneciente a la estructura base, junto con la discretización utilizada.

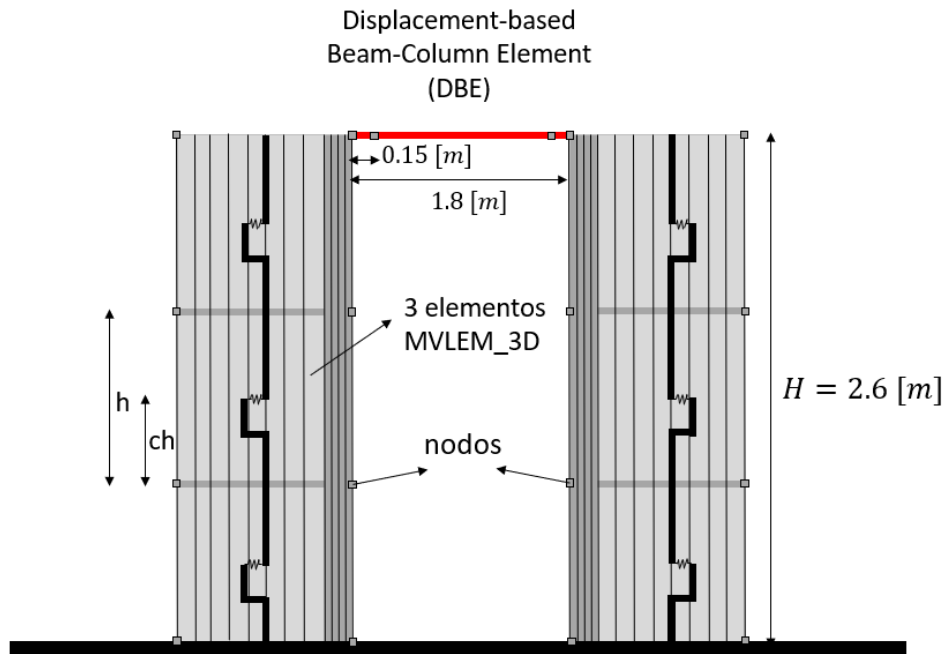


Figura 15.- Modelo analítico para un piso de cada estructura.

La masa total por cada piso se obtiene del modelo lineal elástico creado en el software ETABS para realizar el diseño de refuerzo de acero en cada estructura. La masa que será asignada a cada nodo en el modelo de OpenSees, se realiza de tal forma que su centro de masa coincida con el centroide geométrico de la sección T. Además, se incorpora una carga axial en cada piso proporcional a la masa, con un valor igual a $W_{pp} = m_{pp}g$.

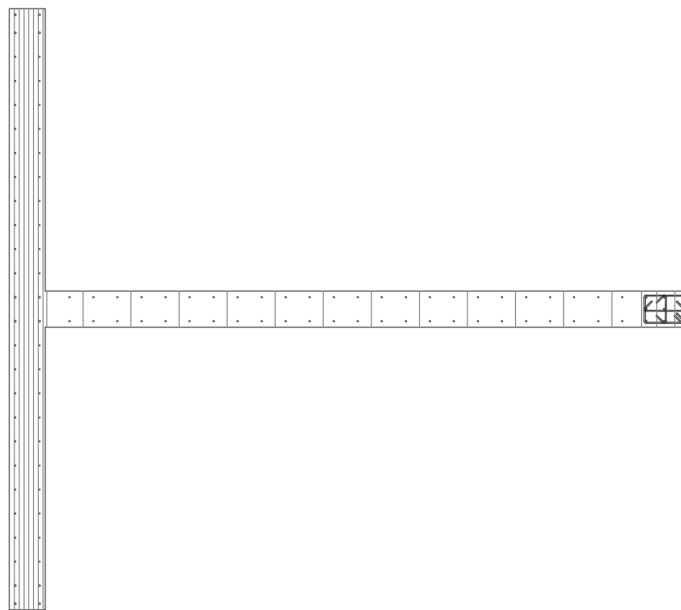


Figura 16.- Discretización en fibras de la sección transversal del muro en la estructura base.

5.2 Materiales

El comportamiento a corte es implementado a través de las propiedades del resorte lineal en la dirección del elemento. Siguiendo las recomendaciones de Kolozvari & Wallace (2016), se utiliza una rigidez efectiva de $K_{eff} = 0.1GA_v$ en el primer piso, donde se espera que ocurra la rótula plástica, con $G = 0.4E_c$ el módulo de corte, A_v el área efectiva de corte ($A_v = \frac{5}{6}A_g$, $A_g =$ área bruta de la sección transversal, correspondiente solo al muro en la dirección de análisis) y E_c el módulo de elasticidad a compresión del hormigón. Para los pisos superiores y siguiendo las recomendaciones de los mismos autores, se utiliza una rigidez efectiva de $K_{eff} = 0.5GA_v$.

Para representar la respuesta axial cíclica del hormigón confinado y sin confinar en el software OpenSees, se utilizó el material uniaxial *Concrete02*, basado en el modelo de Yassin (1994). La curva del modelo es muy similar al modelo de Kent-Scott-Park (Kent et al., 1971), incluyendo la degradación del material por efecto de la carga y descarga, y el comportamiento a tracción del hormigón. Para el hormigón sin confinar, se considera una resistencia a la compresión esperada de $f'_{ce} = 1.3f'_c = 32.5 [MPa]$ siguiendo las recomendaciones de Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). Además, se utiliza una deformación a la resistencia máxima ε_{pcs0} de 0.002, una resistencia residual de $f'_{pcU} = 0.01f'_{ce}$ y una deformación unitaria a la resistencia residual de ε_{psU} de 0.008, según las recomendaciones de Pugh et al. (2015). Para representar los parámetros del hormigón confinado f'_{ce} y ε_{pcs0} se utilizó el modelo de Saatcioglu & Razvi (1992). La resistencia residual se consideró a tener un valor de $f'_{pcU} = 0.2f'_{ce}$, con el fin de no presentar problemas de convergencia, mientras que para la deformación a la resistencia residual, ε_{psU} , se utilizó la resistencia a una deformación ε_{20} del modelo de Saatcioglu & Razvi (1992). La razón entre la pendiente de descarga a ε_{psU} y la pendiente inicial, λ , se utilizó igual a un valor de 0.25. Para el comportamiento a tracción del hormigón se utilizó una resistencia a la tracción f_t de $0.33\sqrt{f'_{ce}} [MPa]$ y una rigidez de tracción E_{ts} igual a $0.05E_c$, recomendado por Yassin (1994), donde E_c corresponde al módulo de elasticidad en compresión del hormigón y fue obtenido según la relación recomendada por la ACI318, con un valor de $4750\sqrt{f'_{ce}} [MPa]$. La Figura 17 muestra la curva de esfuerzo/deformación unitaria a compresión del hormigón confinado y sin confinar para la estructura base.

El material SteelMPF (Kolozvari et al., 2015) de OpenSees es utilizado para simular el comportamiento cíclico del refuerzo de acero longitudinal A630-420H. Este material uniaxial utiliza el modelo de Menegotto & Pinto (1973) para representar la curva envolvente de esfuerzo/deformación de carga y descarga. La resistencia en fluencia esperada de $f_{ye} = 1.17f_y$ es utilizada siguiendo las recomendaciones del PEER. El módulo de elasticidad es de $E_s = 200 [GPa]$. El resto de los parámetros son utilizados siguiendo las recomendaciones de Menegotto & Pinto (1973). En específico, el factor de endurecimiento post fluencia en compresión y tracción, b , tiene un valor de 0.01, mientras que los parámetros para controlar la transición desde una zona elástica a una zona plástica ($R0$, $cR1$ y $cR2$) se muestran en la Tabla 12. La Figura 18 muestra la curva de esfuerzo deformación para el material SteelMPF.

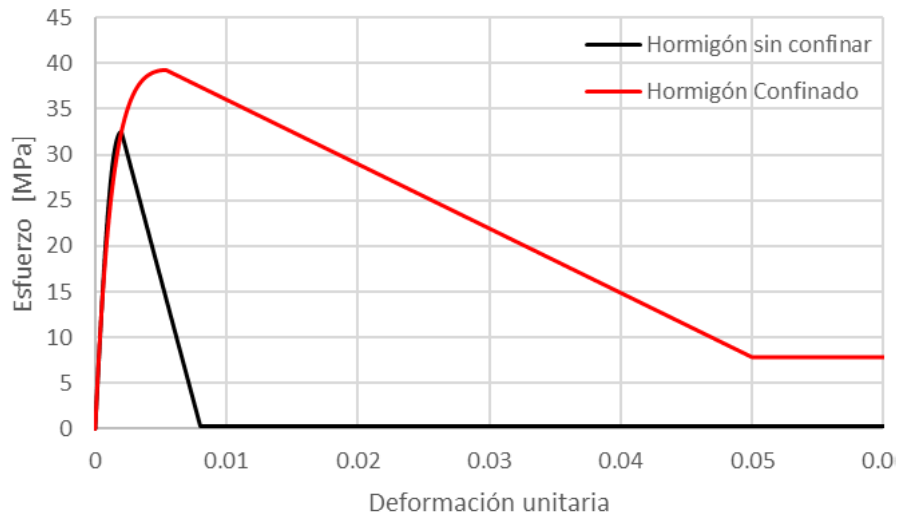


Figura 17.- Curva esfuerzo/deformación a compresión para hormigón confinado y sin confinar de la estructura base.

Tabla 12.- Parámetros utilizados en material uniaxial SteelMPF.

Parámetro	Valor
f_{ye} [MPa]	494.4
E_c [GPa]	200
b	0.01
$R0$	20
$cR1$	0.925
$cR2$	0.15

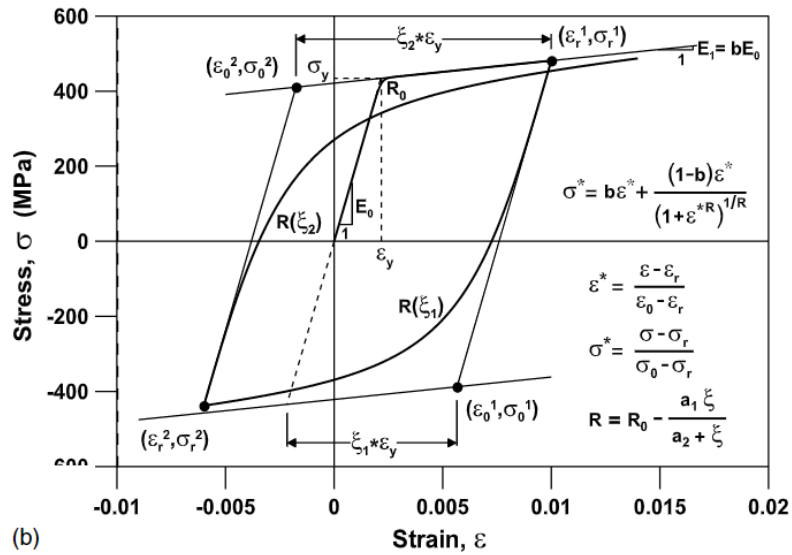


Figura 18.- Curva de esfuerzo/deformación unitaria para material SteelMPF. Kolozvari et al. (2015).

5.3 Modelo de amortiguamiento

Chopra & Mckenna (2016) muestran que un modelo de Rayleigh para representar el amortiguamiento en análisis no lineales tiempo historia en edificios puede llevar a resultados inexactos, ya que se crean fuerzas inexistentes en el modelo. Los autores recomiendan que reemplazar el modelo de Rayleigh solo por su matriz proporcional a la rigidez puede mejorar los resultados. No obstante, sugieren que esta recomendación carece de base física, por lo que, en su lugar se recomienda un modelo de amortiguamiento modal (Wilson & Penzien, 1972). Sin embargo, para modelos con plasticidad distribuida la respuesta estructural no es sensible al modelo de amortiguamiento utilizado en comparación con los modelos de plasticidad concentrada, por lo que un modelo de Rayleigh puede ser aceptable (Chopra & Mckenna, 2016).

Para obtener la razón de amortiguamiento crítico asociado al primer modo, se utilizaron las recomendaciones de Cruz & Miranda (2021). Los autores estimaron la razón de amortiguamiento crítico asociado al primer modo en 1037 registros provenientes de 154 edificios instrumentados en California, utilizando un análisis modal con propiedades lineales. Ellos encontraron que la razón de amortiguamiento crítico asociada al primer modo disminuye con la altura, el cual es el parámetro más influyente para su estimación, y contrario a recomendaciones existentes en la literatura, el material estructural primario no es un parámetro estadísticamente significativo. La ecuación (11) representa la relación para obtener la razón de amortiguamiento crítico en función de la altura del edificio, H , sugerida por los autores, obtenida para edificios de muros de hormigón armado.

$$\xi_1 = 0.21H^{-0.47} \quad (11)$$

La Tabla 13 muestra los valores de razón de amortiguamiento crítico asociado al primer modo para todas las estructuras en estudio.

Tabla 13.- Altura y razón de amortiguamiento crítico del primer modo de cada estructura en estudio.

Modelo	H [m]	ξ_1 [%]	Modelo	H [m]	ξ_1 [%]
1	39.0	3.75	9	39.0	3.75
2	15.6	5.77	10	39.0	3.75
3	26.0	4.54	11	39.0	3.75
4	52.0	3.28	12	39.0	3.75
5	39.0	3.75	13	39.0	3.75
6	39.0	3.75	14	15.6	5.77
7	39.0	3.75	15	26.0	4.54
8	39.0	3.75	16	52.0	3.28

En todas las estructuras en estudio, se considera el modelo de amortiguamiento modal lineal de Cruz & Miranda (2017). La ecuación (12) muestra la relación sugerida por los autores para representar el amortiguamiento modal en función de la frecuencia de los modos superiores.

$$\xi(f_n) = \xi_1 \left(1 + \gamma \left(\frac{f_n}{f_1} - 1 \right) \right) \quad (12)$$

ξ_1 corresponde a la razón de amortiguamiento crítico del primer modo, f_n la frecuencia asociada al modo n , y $\gamma = 0.12$ una constante determinada por los autores a través de una regresión lineal de datos empíricos.

6 Definición de medidas de daño

En esta sección se abordan los criterios establecidos para definir 3 niveles de daños (DS1, DS2 y colapso). En particular, los primeros dos niveles de daños se basan en el estudio del FEMA P58 (Birely et al., 2011) para muros de hormigón armado. Los investigadores crearon curvas de fragilidad utilizando 3 parámetros de respuesta estructural, la rotación máxima entre pisos, la deriva máxima a una altura efectiva y la deriva máxima entre pisos, siendo este último el parámetro de respuesta a utilizar en esta investigación.

Por otro lado, para definir el colapso se utilizan las recomendaciones existentes en la literatura, basadas en los principales daños observados en grandes eventos sísmicos. Uno de los modos de fallas más utilizados para controlar el estado de daño de colapso es limitar la deriva máxima de techo o deriva máxima entre pisos utilizando un set de registros sísmicos.

6.1 Estados de daño DS1 y DS2

Los estados de daños a utilizar en esta investigación corresponden a 2 de los 4 niveles de daños establecidos en el FEMA P58, siendo los estados DS2 y DS3 los seleccionados. La razón para no seleccionar el estado de daños DS1 es que no compromete un real daño en la estructura, sino que solo implica reparaciones cosméticas, mientras que el DS4 es muy similar al estado de daño “colapso” que se utilizará. La Tabla 14 muestra los parámetros de las curvas de fragilidad para una distribución lognormal en función de la deriva máxima entre pisos. La Figura 19 muestra un gráfico con las curvas de fragilidad para los niveles de daños DS1 y DS2 en muros de hormigón armado, obtenidos por ensayos experimentales de acuerdo con FEMA P-58.

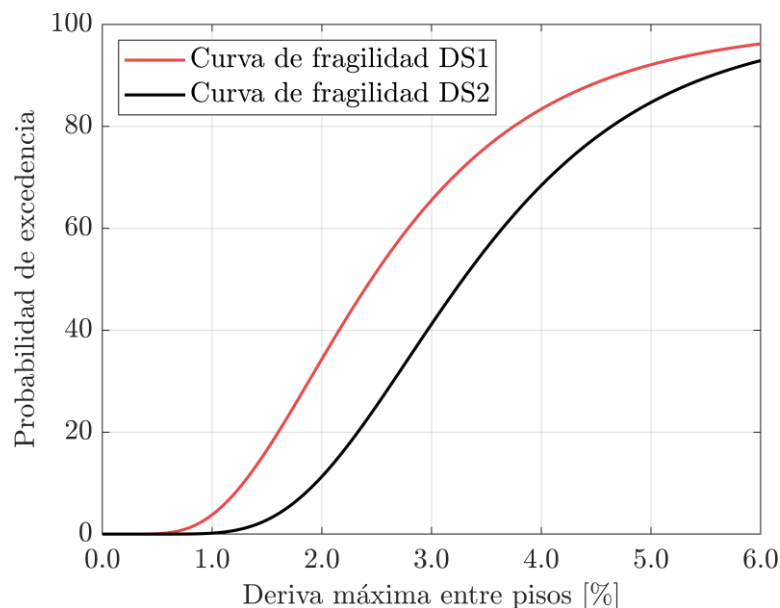


Figura 19.- Curvas de fragilidad para niveles de daños DS1 y DS2. Fema P-58.

Tabla 14.- Estados de daños y parámetros de las curvas de fragilidad para una distribución Lognormal en función de la deriva máxima entre pisos. Fuente: FEMA P58.

Estado de daño	Método de reparación	Mediana μ [%]	Desviación estándar σ_{Ln} [%]
DS1: Pérdida de recubrimiento libre, grietas verticales	Inyección de epóxido y reparación de grietas	0.897	0.51
DS2: Refuerzo longitudinal expuesto	Reemplazar hormigón	1.19	0.41

6.2 Definición de colapso

El colapso es definido siguiendo las recomendaciones existentes en la literatura sobre daños en edificios de muros de hormigón armado, presentes en la sección 2.2.1. El colapso es definido a través de modos de falla, (1) flexión, (2) inestabilidad dinámica y (3) corte. Los criterios utilizados se describen a continuación:

1. **Falla por flexión:** Un exceso de demanda por flexión genera grandes concentraciones de esfuerzos a compresión y tracción en los extremos del muro. La falla por compresión es definida a partir de las recomendaciones de Pugh et al. (2015). Por lo tanto, se considera que esta falla ocurre con el aplastamiento del hormigón y el pandeo del acero de refuerzo en los extremos de la sección transversal del muro. Cabe destacar que se asume que ambos hechos ocurren en simultáneo. Para secciones con hormigón confinado, se considera que esta falla ocurre a una deformación ε_{20} del modelo de Saatcioglu & Razvi (1992) y a una deformación última de 0.008 para el hormigón sin confinar. Por otra parte, la falla por tracción es generada por la fractura del refuerzo longitudinal. Siguiendo las recomendaciones de Gogus & Wallace (2015), esto ocurre a una deformación máxima en tracción de 0.05.
2. **Falla por inestabilidad dinámica:** Estudios muestran que una falla por inestabilidad dinámica no es suficiente por si sola para definir el colapso en edificios de muros de hormigón armado (Dabaghi et al., 2019). Sin embargo, definir una deriva máxima entre pisos de 5% es un criterio suficiente para que ocurra la inestabilidad dinámica. Resultados previos muestran que edificios con muros de hormigón armado suelen colapsar a valores significativamente más bajos que el 5% de deriva máxima entre pisos (Cando et al., 2020, Marafi et al., 2019, Araya-Letelier et al., 2019)
3. **Falla por corte:** Debido a que los muros no fueron diseñados con un análisis por capacidad, es posible que ocurra una falla por corte antes que una falla por flexión. La falla por corte es definida cuando el corte máximo en cada muro supera 1.13 veces la resistencia nominal V_n de la normativa ACI318-08, utilizando las ecuaciones (2) y (3) mostradas en la sección 3.1.2. Este criterio se basa en resultados experimentales investigados por Krollicki et al. (2011). Las cargas axiales, corte y momento utilizados se obtienen para cada instante de tiempo del registro sísmico, donde el momento es calculado con respecto al centroide de cada muro.

7 Riesgo sísmico de edificios de muros chilenos

En este capítulo se muestran los resultados de la investigación, incluyendo la caracterización de la amenaza sísmica, selección de registros, análisis de franjas, curvas de fragilidad y probabilidad de daños para la estructura base. Finalmente, se compara el efecto del tipo de suelo y zona sísmica, número de pisos, rigidez y normativa de diseño en edificios de muros de hormigón armado con sección en T.

7.1 Análisis Dinámico

Un análisis pushover es llevado a cabo para estudiar un comportamiento preliminar de las estructuras. Para ello, se impone una carga lateral con una distribución triangular a lo largo de todos los pisos. La Figura 20 muestra el pushover para las 4 estructuras que varían su número de pisos (6, 10, 15 y 20 pisos). Los resultados indican una mayor rigidez a medida que la estructura es más baja. Además, la estructura de 10 pisos es la más desfavorable ya que presenta una baja ductilidad en comparación al resto de las estructuras. Esto se debe a que según los requerimientos de diseño (DS60) no es necesario proveer un confinamiento, a diferencia de los edificios más altos de 15 y 20 pisos que sí requieren. Se observa que en las curvas de 6 y 10 pisos existen ciertas discontinuidades antes de llegar a su valor peak, lo cual se debe a que algunas fibras en compresión comienzan a fallar antes de alcanzar su mayor resistencia. Considerando esto, se observa un aumento de la ductilidad a medida que aumenta el número de pisos. Este hecho es más evidente en las estructuras altas ya que se muestra una pendiente prácticamente horizontal que aumenta su largo debido a un mayor elemento de borde confinado.

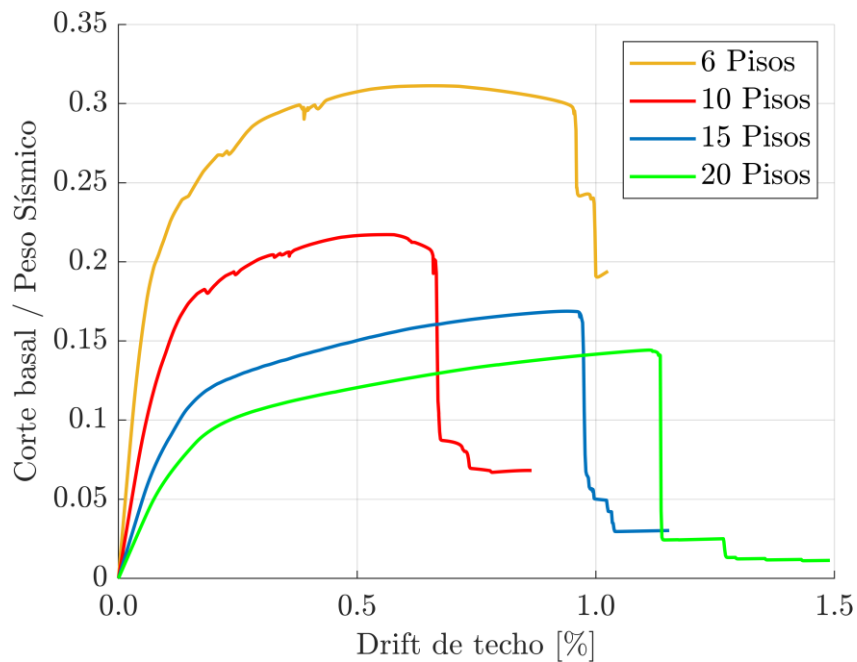


Figura 20.- Análisis pushover para estructuras con variación del número de pisos.

7.2 Análisis Dinámico

Para validar la calibración del modelo, la Figura 21 muestra la respuesta de la estructura base cuando es sometida al registro sísmico de Valparaíso (estación 05, coordenadas geográficas 36°10'S 73°08'O) para el terremoto de Maule 2010. El registro es amplificado de modo que el valor de aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura base, sea igual al valor espectral elástico del DS61 (MINVU, 2011), con un valor de $S_{a,e}(T = 0.761 s) = 0.543 [g]$. En la Figura 21a se muestra el corte máximo entre pisos para ambos muros en T, donde se observa un aumento del corte en el primer piso debido a que la rigidez a corte equivalente del material es menor al de los pisos superiores para representar el efecto de la rótula plástica. Por su parte, las Figuras 21b y 21c presentan el desplazamiento en cada piso normalizado por la altura total del edificio y la deriva máxima entre pisos respectivamente. Al comparar los resultados con los obtenidos del análisis lineal en el software ETABS, se obtuvo una deriva máxima total de $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{R^{**}} = 3.8 [\%]$, el cual es similar al valor obtenido en la Figura 21c.

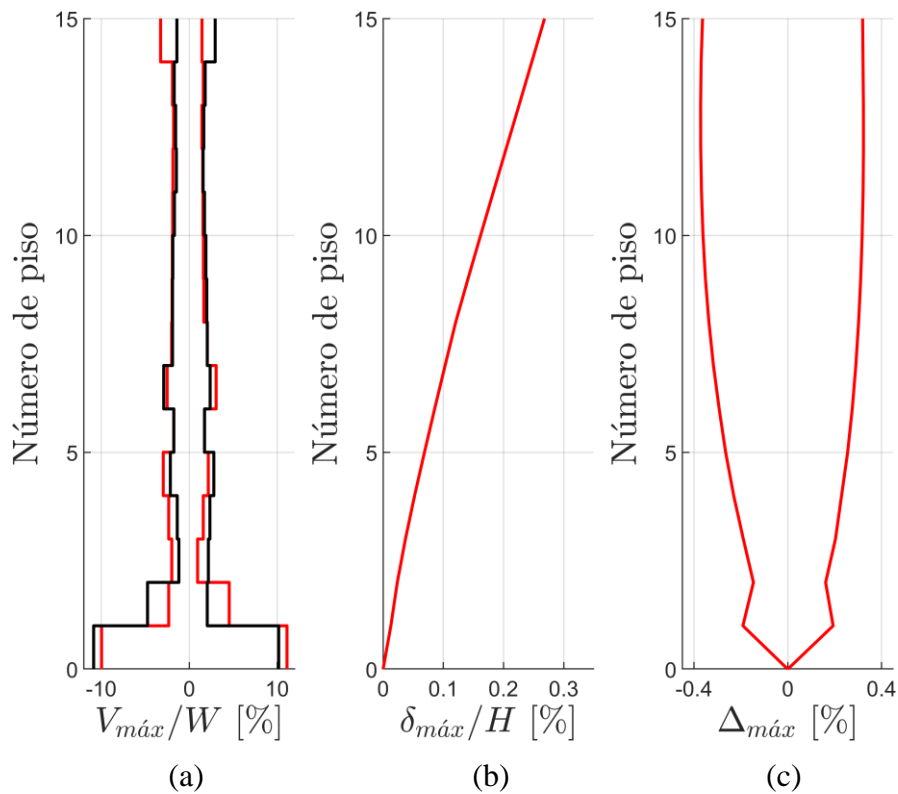


Figura 21.- Respuestas dinámicas máximas para la estructura base. (a) Corte entrepiso máximo/peso sísmico (rojo para muro 1 y negro para muro 2), (b) desplazamiento a nivel de piso/altura total y (c) deriva entrepiso/altura total para estructura base sometida al registro sísmico de Valparaíso (estación 05, coordenadas geográficas 36°10'S 73°08'O) terremoto de Maule 2010 escalado al valor espectral elástico del DS61 (MINVU, 2011) en el periodo fundamental de la estructura.

La Figura 22 muestra un análisis tiempo-historia de deformación unitaria en la fibra más solicitada (extremo del alma) para el mismo registro utilizado anteriormente. Sin embargo, dado

que la demanda sísmica es moderada y no se presentan deformaciones altas en las fibras más solicitadas, el registro es escalado hasta 3 veces el valor espectral elástico de diseño.

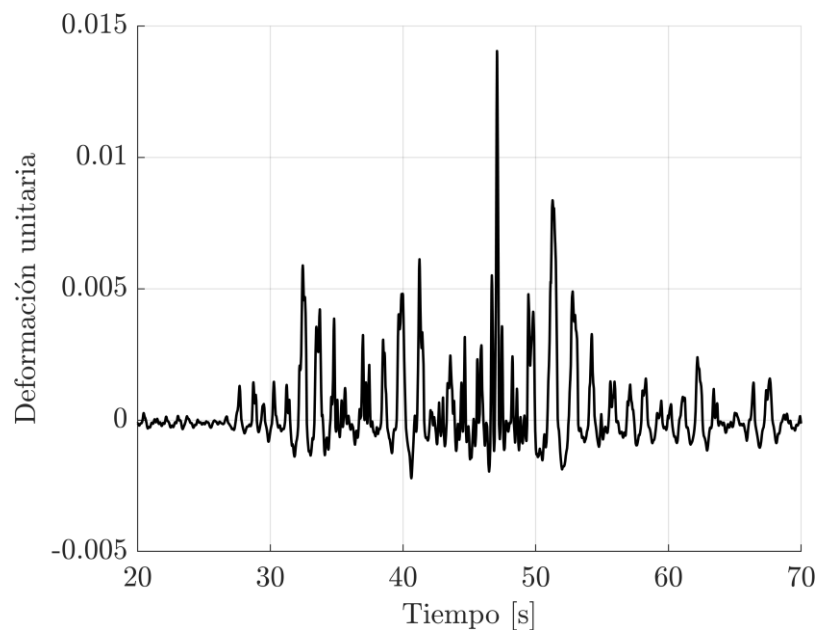


Figura 22.- Análisis tiempo-historia para el registro sísmico escalado de Valparaíso. Deformación unitaria en fibra más solicitada (extremo del alma).

7.3 Selección de registros y análisis probabilístico de la amenaza sísmica

La selección de registros se realiza siguiendo la metodología propuesta por Baker (2011). Siguiendo las recomendaciones del autor, se condiciona que el valor espectral de los registros seleccionados (CMS) para el periodo fundamental de la estructura sea igual a una aceleración espectral objetivo. En particular, el valor espectral objetivo utilizado en esta investigación es propio de cada estructura y se escogerá en función de valor espectral elástico de diseño de la NCh433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011), siendo de 0.5, 1, 2 y 3 veces este valor ($S_{a,elástico}^{DS61}$). Los registros de aceleración fueron obtenidos desde la base de datos de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile (RENADIC) y se utilizaron solo registros de subducción. El análisis probabilístico de la amenaza sísmica y desagregaciones fueron obtenidas a través del software OpenQuake. El punto de análisis seleccionado corresponde al Estadio Nacional (33°27'S 70°36'O) para zona sísmica II y la Universidad Técnica Federico Santa María en Valparaíso (33°02'S 71°35'O) para zona sísmica III. Para representar los suelos A, B, C y D, se varió el valor de la velocidad de onda de corte V_{s30} en función del valor medio propuesto por el decreto DS61 (MINVU, 2011). La Tabla 15 muestra los valores de V_{s30} utilizados para cada tipo de suelo.

Tabla 15.- Clasificación y valores de V_{s30} utilizados en la selección de registros.

Tipo de suelo	V_{s30}
A	1000
B	700
C	425
D	265

Se busca que los factores de escalas utilizado en la selección de los 4 grupos de registros (asociados a distintos valores de aceleración espectral) sean lo más bajo posible (idealmente menor a 4), o cercanos a 1. Sin embargo, este valor suele ser más alto en suelo tipo D, debido al alto valor de aceleración espectral y a la limitada cantidad de registros sísmicos chilenos de alta intensidad con los que se cuenta. Un total de 160 registros son utilizados en cada análisis de franjas. Estos registros se distribuyen de tal forma que las medidas de intensidad de 0.5 y 1.0 $S_{a,elástico}^{DS61}$ tengan 30 registros cada una, y las medidas de 2.0 y 3.0 $S_{a,elástico}^{DS61}$ tengan 50 registros cada una. La razón de esta distribución es que se quiere lograr una mayor precisión en la determinación de la probabilidad de colapso, donde las dos medidas de intensidad superiores logran una mayor contribución. Más aún, en algunos casos 30 registros no eran suficiente para obtener un colapso. La Figura 23 muestra el espectro para los 30 registros asociados al valor espectral elástico del DS61 (MINVU, 2011) utilizado en la estructura base.

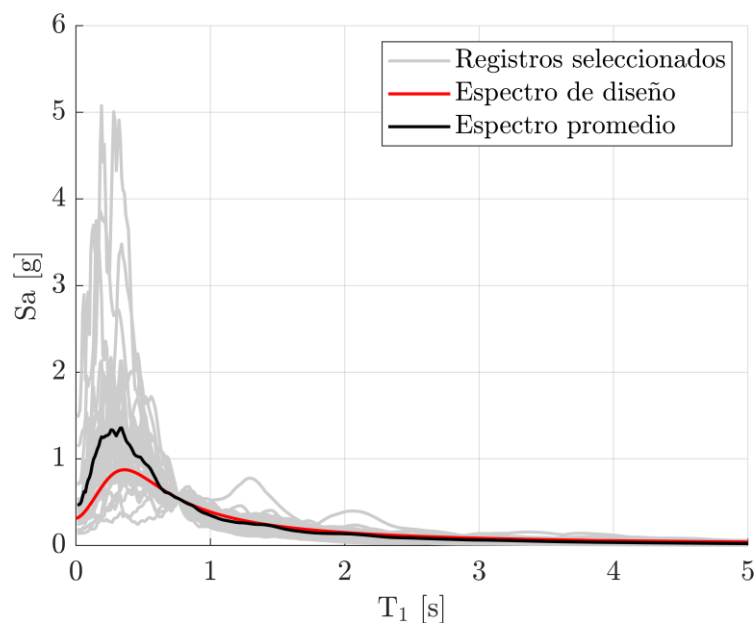


Figura 23.- Espectro de respuesta de registros condicionados a valor espectral elástico y espectro elástico de diseño (DS61) para estructura base.

La Tabla 16 muestra los valores de aceleración espectral utilizados en cada franja, los cuales se encuentran en función del valor espectral elástico para el periodo fundamental de cada estructura según las normativas NCh433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011).

Tabla 16.- Valores de aceleración espectral para cada franja en función del valor espectral elástico asociado al periodo fundamental de cada estructura según NCh433 y DS61.

Estructura	T_1 [s]	Franja 1	Franja 2	Franja 3	Franja 4
		$0.5 \cdot S_a(T_1)$ [g]	$S_a(T_1)$ [g]	$2 \cdot S_a(T_1)$ [g]	$3 \cdot S_a(T_1)$ [g]
1	0.761	0.271	0.543	1.086	1.629
2	0.281	0.422	0.845	1.689	2.534
3	0.484	0.416	0.832	1.664	2.497
4	1.027	0.188	0.375	0.750	1.125
5	0.952	0.096	0.192	0.383	0.575
6	0.761	0.166	0.332	0.664	0.997
7	0.688	0.521	1.042	2.084	3.126
8	0.952	0.128	0.256	0.511	0.767
9	0.761	0.221	0.443	0.886	1.329
10	0.761	0.362	0.724	1.448	2.172
11	0.688	0.695	1.389	2.778	4.167
12	0.626	0.333	0.666	1.331	1.997
13	0.952	0.207	0.414	0.827	1.241
14	0.484	0.462	0.923	1.846	2.769
15	0.761	0.408	0.817	1.633	2.450
16	1.027	0.108	0.215	0.431	0.646
17	1.027	0.301	0.602	1.205	1.807

7.4 Análisis de franjas en la estructura base

El análisis de franjas es realizado utilizando los 160 registros mostrados en la sección anterior en 4 niveles de intensidad. La Figura 24 muestra la deriva máxima entre pisos versus el nivel de aceleración para la estructura base, donde el color rojo representa los registros sísmicos que experimentaron colapso de la estructura base, mientras que en azul los que no. Se observa que el valor más alto de deriva fue de 3.6%, lo que implica que el colapso está determinado por fallas a flexión o corte. Dado el valor máximo de 3.6%, tampoco se aprecia inestabilidad dinámica. Del gráfico se muestra también que valores altos de deriva son consistentes con los casos donde ocurre el colapso, ya que la gran mayoría de los círculos en rojo (colapsos) se encuentran en la parte superior del eje vertical, con valores mayores a 1.75% de deriva máxima entre pisos.

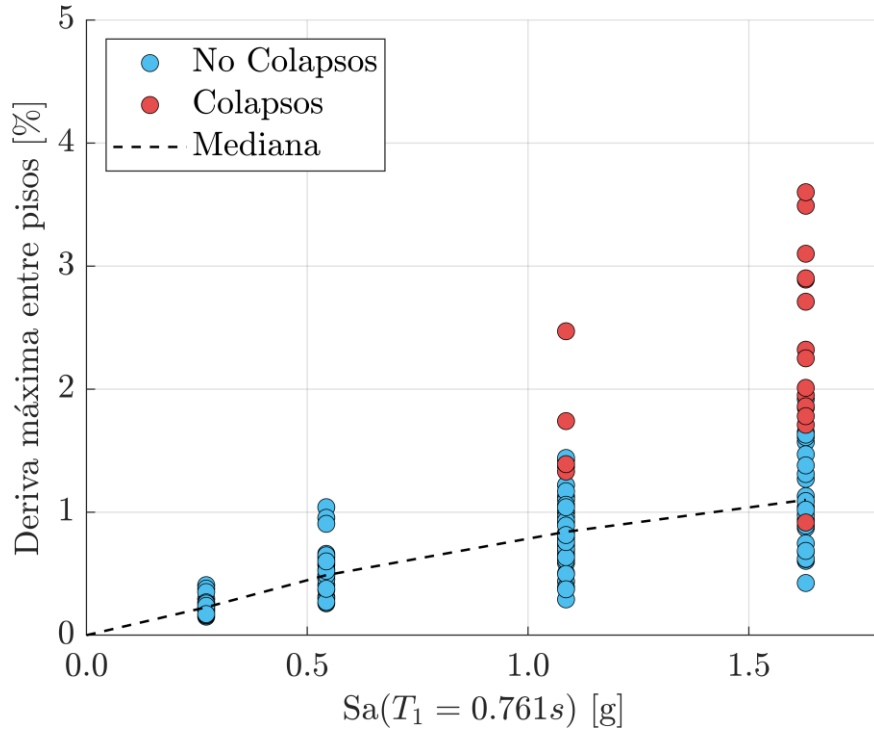


Figura 24.- Análisis de franjas para estructura base.

7.5 Curvas de fragilidad en la estructura base

Se desarrollan 3 curvas de fragilidad para cada estructura, DS1, DS2 y colapso. Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de exceder un cierto nivel de daño incluyendo el colapso, dada una medida de intensidad (IM) fija. Para esta investigación, la IM utilizada en todos los casos es la aceleración espectral para el periodo fundamental de cada estructura. Las curvas de fragilidad de daño DS1 y DS2 de la estructura base fueron desarrolladas en función de la deriva máxima entre pisos y los parámetros obtenidos por el FEMA P58, mientras que el colapso es definido en función de los criterios establecidos en la sección 6.2.

La curva de fragilidad de colapso es desarrollada utilizando el método de máxima verosimilitud con los 4 puntos del análisis de franjas. La probabilidad de colapso en cada una de las intensidades utilizadas se obtiene como la razón entre el número de casos favorables sobre el número de casos totales. Su valor se muestra en la Figura 21 a través de círculos asociados a la curva de fragilidad de colapso (en rojo). La probabilidad de superar un nivel de daño DS1 o DS2 para un nivel de aceleración espectral se obtiene utilizando la ecuación (13).

$$P(DS \geq ds | IM = im) = P[C|IM] + P[NC|IM] \int_{EDP} P[DS \geq ds | edp] \cdot f_{EDP|IM}(edp|IM, NC) d(edp) \quad (13)$$

Donde $P(DS \geq ds | IM = im)$ corresponde a la probabilidad de experimentar un nivel de daño o mayor para una medida de intensidad fija IM, $P[C|IM]$ es la probabilidad de colapso para una

medida de intensidad IM, $P[NC|IM]$ es la probabilidad de no colapso para una medida de intensidad IM, $P[DS \geq ds | edp]$ es la curva de fragilidad de daño para una cierta medida de intensidad IM, cuya media y desviación estándar se obtuvieron del FEMA P58 y se muestran en la Tabla 14, y $f_{EDP|IM}(edp|IM, NC)$ es la función de densidad de probabilidad (PDF) construida a partir de la mediana y desviación estándar logarítmica de las derivas máximas entre pisos que se obtuvo del software OpenSees para los casos de no colapso en una medida de intensidad IM. Las curvas de fragilidad para los niveles de daños DS1 y DS2 se muestran en la Figura 25, y se desarrollan utilizando el método de mínimos cuadrados con los resultados obtenidos para las 4 medidas de intensidad.

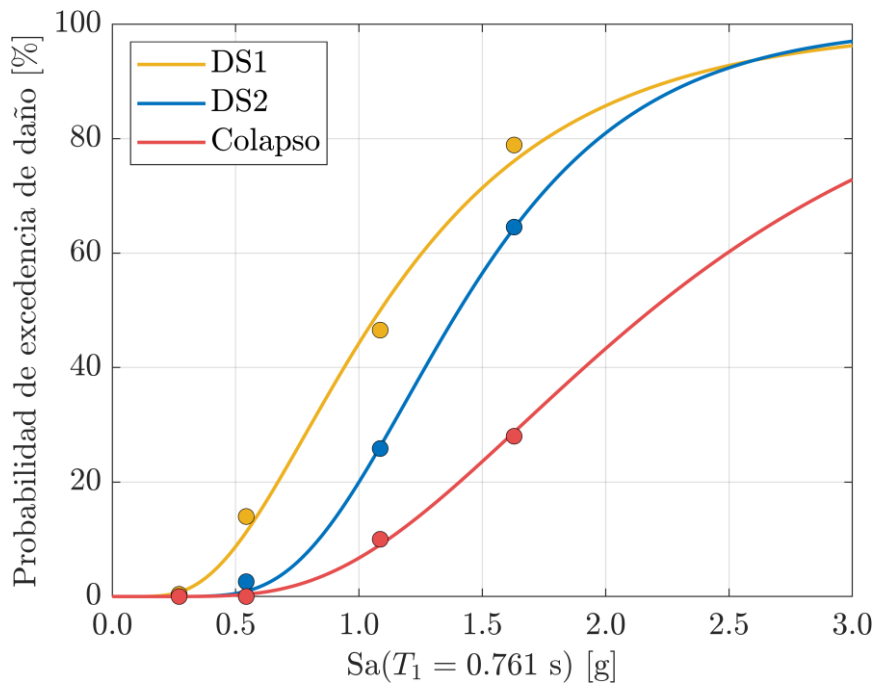


Figura 25.- Curvas de fragilidad de daño DS1, DS2 y Colapso para estructura base, valor en eje horizontal corresponde al valor espectral elástico de diseño de la NCh433 y DS61.

7.6 Análisis probabilístico de la amenaza sísmica y probabilidad de daño para una intensidad con periodo de retorno de 475 años en la estructura base.

Para estimar la tasa anual media de excedencia de un determinado valor de aceleración espectral, se utilizó un análisis probabilístico de la amenaza sísmica en el software OpenQuake, considerando los mismos parámetros y ubicaciones de la selección de registros. Para representar la geometría de la subducción (terremotos interplaca e intraplaca) se utilizó el modelo SLAB2 (Hayes et al., 2018), mientras que para representar la sismicidad se utilizó el modelo de recurrencia de Poulos et al. (2019), el cual consta de 7 zonas con un modelo de recurrencia propio en cada una de ellas. Para el estudio en zona sísmica II, se consideró además la Falla de San Ramón siguiendo el modelo de Domínguez (2023).

En la Figura 26 se muestra la curva de amenaza para la estructura base, correspondiente a un suelo C en zona sísmica II y un período de 0.761 [s]. Las curvas de amenaza para todos los

modelos se encuentran en la sección de *anexos*. Además, la figura muestra la tasa anual media de excedencia para una medida de intensidad con un periodo de retorno de 475 años y para las 4 franjas utilizadas en la estructura base.

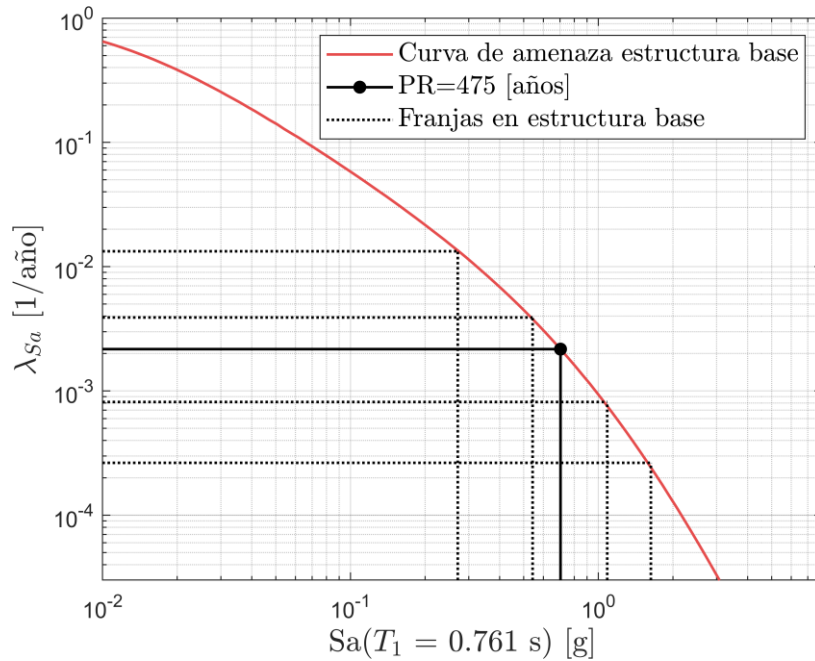


Figura 26.- Curva de amenaza sísmica para la estructura base.

La medida de intensidad asociada a un periodo de retorno de 475 años se obtiene a través de la curva de amenaza sísmica, donde el periodo de retorno corresponde al inverso de la tasa anual media de excedencia. Este valor corresponde a $S_a^{PR=475 \text{ años}} = 0.71 [g]$, que es un 31% más alto en comparación a la aceleración elástica del DS61 ($S_{a,elástico}^{DS61} = 0.54 [g]$) (MINVU, 2011). Ambos valores de aceleración espectral se obtuvieron para el periodo fundamental de la estructura base. Ingresando a las curvas de fragilidad de daños de la Figura 25 se obtienen las siguientes probabilidades de daño y colapso mostradas en la Tabla 17.

Tabla 17.- Probabilidad de exceder un cierto nivel de daño para la medida de intensidad elástica (DS61) y con una intensidad con periodo de retorno de 475 años Estructura base.

Daño	P ($S_{a,e}^{DS61}$)¹ [%]	P ($S_a^{PR=475 \text{ años}}$)² [%]
DS1	11.3	22.9
DS2	0.92	4.54
Colapso	0.38	1.57

¹ La notación utilizada corresponde a la probabilidad de colapso para una intensidad igual al valor espectral elástico de la NCh433 y DS31 evaluada en el periodo fundamental de la estructura.

² La notación utilizada corresponde a la probabilidad de colapso para una intensidad con un periodo de retorno de 475 años evaluada en el periodo fundamental de la estructura.

7.7 Tasa anual media y probabilidad de excedencia en la estructura base

La tasa anual media de colapso combina la probabilidad de que ocurra un terremoto de una determinada intensidad IM con la probabilidad de que la estructura colapse ante el mismo terremoto. Siguiendo las recomendaciones de Eads et al. (2015), utilizando el teorema de probabilidades total se tiene la siguiente expresión para obtener la tasa anual media de colapso (λ_c).

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|im) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} \right| \cdot d(im) \quad (14)$$

Donde $P(C|im)$ representa la curva de fragilidad de colapso y $\left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} \right|$ la pendiente de la curva de amenaza sísmica. Suponiendo que los terremotos ocurren siguiendo un proceso de Poisson en función del tiempo, la probabilidad de colapso en un tiempo de t años se puede representar por la siguiente expresión:

$$P_c(\text{en } t \text{ años}) = 1 - e^{-\lambda_c t} \quad (15)$$

Para obtener la tasa anual media y probabilidad de exceder los estados de daño DS1 y DS2 en t años, el procedimiento es muy similar a las ecuaciones descritas anteriormente para el colapso, pero utilizando la curva de fragilidad de daño en lugar de la de colapso, tal como se muestra en la ecuación (16).

$$\lambda_{DSi} = \int_0^{\infty} [P(DS_i|im)] \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} \right| \cdot d(im) \quad (16)$$

Adicionalmente, la tasa anual media de que ocurra un estado de daño se puede obtener restando las tasas anuales de excedencia. Por ejemplo, la tasa anual media de ocurrencia del nivel de daño DS2 corresponde a la resta de tasa anual de excedencia de colapso con la de DS1. La Tabla 18 muestra las tasas anuales medias y probabilidades de exceder los daños DS1, DS2 y colapso para $t = 50$ años en la estructura base.

Tabla 18.- Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Estructura base.

$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}^3}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
16.0	7.70	6.07	2.99	2.89	1.35

7.8 Efecto del número de pisos en el riesgo sísmico

En la Figura 27 se muestran las curvas de fragilidad de daño y colapso para estudiar el efecto del número de pisos en el riesgo sísmico. En particular, se muestran las curvas de fragilidad para estructuras de 6, 10 y 20 pisos. Además, se compara cada curva de fragilidad para las 4 configuraciones de número de pisos (se incluye la estructura de 15 pisos) con la IM normalizada con respecto al valor espectral elástico de aceleración asociado al período fundamental de cada estructura, obtenido de la NCh433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011). Se observa que a medida que disminuye el número de pisos las curvas de daños se acercan a la de colapso, lo que ocurre debido al nulo confinamiento, donde el comportamiento del recubrimiento es muy similar al de su núcleo y tienen una baja capacidad de deformación.

En la Figura 28 se observa que, al estar normalizadas las curvas de fragilidad de colapso de 6, 15 y 20 pisos son muy similares al menos hasta 4 veces el valor espectral elástico de la normativa DS61 (MINVU, 2011). Sin embargo, la curva de la estructura de 10 pisos tiene valores significativamente más altos, teniendo incluso una probabilidad de 22% para dos veces el valor espectral elástico. La principal diferencia con el resto de las curvas es que la estructura de 10 pisos no tiene confinamiento en comparación a las estructuras de 15 y 20 pisos, y el valor espectral elástico es muy alto, siendo incluso similar a la estructura de 6 pisos. Además, como se observa en la Figura 22, la estructura de 10 pisos presenta una ductilidad significativamente menor al resto. Este hecho se puede mejorar incorporando un elemento de borde especial con un confinamiento mínimo de 30 [cm] para aumentar la capacidad dúctil y resistencia al corte. Con respecto a las curvas de fragilidad de daño DS1 y DS2, se muestra que la probabilidad de experimentar cada uno de estos daños es mayor a medida que aumenta el número de pisos, lo cual se debe a la disminución de la rigidez. Ahora bien, este orden no es consistente con las curvas de fragilidad de colapso, ya que en edificios altos es más probable que ocurra un desprendimiento del recubrimiento libre y estructural pero el núcleo confinado sigue resistiendo, aportando una gran capacidad dúctil a las estructuras y disminuyendo la probabilidad de experimentar el colapso.

³ La notación utilizada corresponde la probabilidad de exceder el estado de daño DS_i o colapso en 50 años.

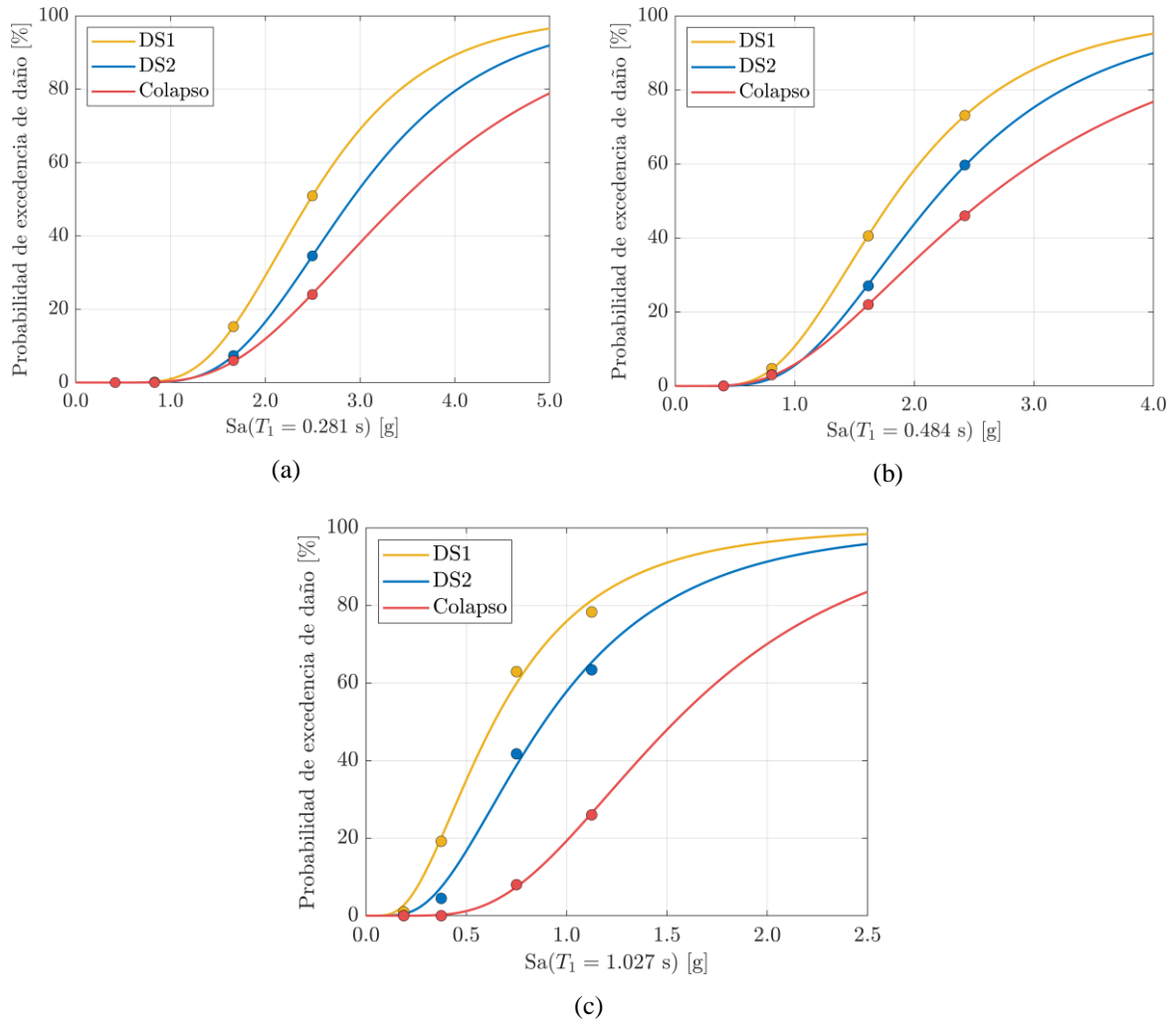


Figura 27.- Curvas de fragilidad de daño para (a) Estructura 2: 6 Pisos, (b) Estructura 3: 10 Pisos y (c) Estructura 4: 20 Pisos.

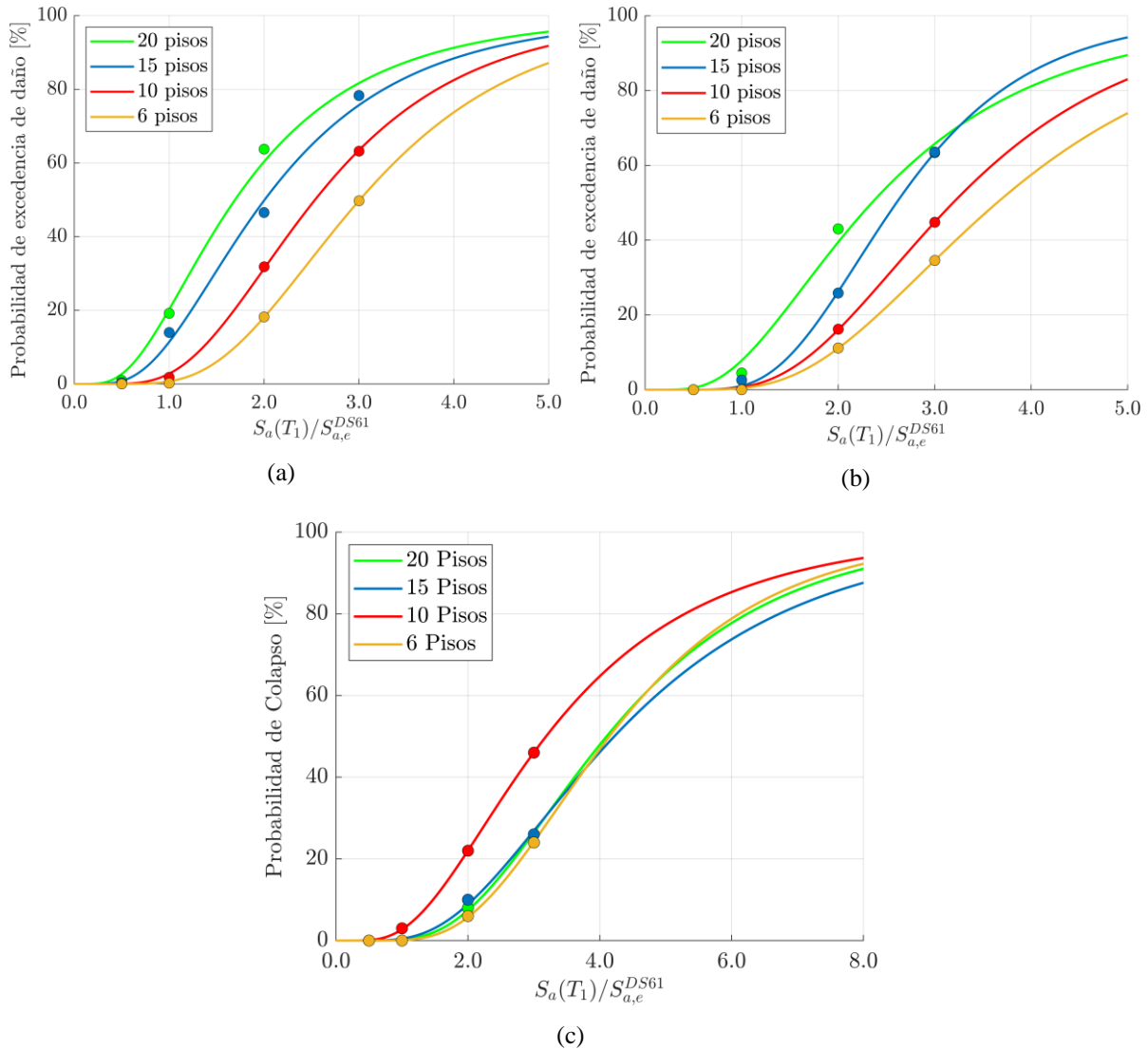


Figura 28.- Curvas de fragilidad normalizadas por $S_{a,e}^{DS61}(T_1)$ para daños (a) DS1, (b) DS2 y (c) Colapso. Estructuras 1, 2, 3 y 4. Variación con respecto al número de pisos.

La Tabla 19 muestra el valor espectral elástico de la normativa de diseño DS61 (MINVU, 2011) y la intensidad asociada al periodo de retorno de 475 años, junto con las probabilidades de exceder los estados de daños DS1, DS2 y colapso para la variación de pisos. Los resultados muestran un significativo aumento en la probabilidad de colapso para una medida de intensidad con un periodo de retorno de 475 años en las estructuras con 6 y 10 pisos, alcanzando valores de 7.18 % y 9.94 % respectivamente. Este aumento se debe a dos principales razones. En primer lugar, la estructura de 10 pisos se encuentra en el límite de requerir confinamiento por lo que estructuras con un mayor número de pisos tienen una mayor sobrerresistencia y ductilidad, generando un mejor comportamiento ante valores de intensidad más altos. No obstante, la principal causa del aumento en la probabilidad de colapso en estructuras bajas se debe a que el periodo de retorno asociado al espectro elástico del DS61 (MINVU, 2011) es más bajo cuando disminuye el periodo fundamental de la estructura en un rango de valores menores a 1 [s]. Esto se aprecia al comparar la razón entre el valor espectral elástico y el valor asociado al periodo de retorno de 475 años, donde incluso alcanza a ser 2 veces para la estructura de 6 pisos. En cuanto a los estados de daños, la probabilidad de exceder el daño DS1 es mayor a medida que aumenta el número de pisos, lo cual se debe a que las estructuras altas son más flexibles y es

más fácil alcanzar el valor de deriva límite medio, mientras que la probabilidad de exceder el daño DS2 no presenta una proporcionalidad entre el número de pisos, ya que al tener un valor de deriva más alta es dependiente tanto del colapso como de la flexibilidad de la estructura. La Tabla 20 muestra la tasa anual media y probabilidad de exceder los estados de daños DS1, DS2 y colapsos en 50 años. Los resultados confirman un aumento en la probabilidad de colapso para las estructuras de baja altura sin confinamiento.

Tabla 19.- Valor de aceleración espectral elástico (DS61) y aceleración asociada a un periodo de retorno de 475 [años] para el periodo fundamental de la estructura con su probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso. Variación con respecto al número de pisos.

N° Pisos	$S_{a,e}^{DS61}$	$S_a^{PR=475 \text{ años}}$	$P_{DS1}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_{DS2}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_C^{Sa(PR=475 \text{ años})}$
	[g]	[g]	[%]	[%]	[%]
6	0.83	1.74	18.1	9.11	6.93
10	0.81	1.18	18.6	10.6	9.83
15	0.54	0.71	22.9	4.54	2.09
20	0.38	0.41	24.8	9.76	0.36

Tabla 20.- Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto al número de pisos.

N° Pisos	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
6	13.0	6.29	8.86	4.33	6.95	3.42
10	13.1	6.36	8.93	4.37	8.08	3.96
15	16.0	7.70	6.07	2.99	2.72	1.43
20	24.1	11.30	10.6	5.15	2.07	1.03

7.9 Efecto del tipo de suelo y zona sísmica en el riesgo sísmico

En las Figuras 29 y 30 se muestran las curvas de fragilidad de daños DS1, DS2 y colapso para los tipos de suelos A, B y D en zona sísmica II, y suelos A, B, C y D en zona sísmica III. Al igual que en la sección anterior, para comparar de forma más efectiva las curvas de fragilidad de daños entre las distintas categorías, se muestran las curvas de fragilidad con la IM normalizada por el valor de aceleración espectral elástica de la NCh433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011) asociada al período fundamental de cada estructura. En particular, la Figura 29a correspondiente a las curvas de fragilidad para suelo A en zona sísmica II muestra que las curvas de daños están muy juntas, alejándose levemente en la Figura 30a para el mismo tipo de suelo, pero en zona sísmica III. Esto se debe a que, al no tener un núcleo confinado en el borde, el comportamiento del recubrimiento de hormigón es igual al comportamiento de su núcleo,

por lo que si el hormigón empieza a desprenderse es probable que rápidamente se induzca una falla catastrófica (frágil) debido a su baja ductilidad. Este hecho disminuye a medida que el suelo es más blando y aumenta el largo de confinamiento.

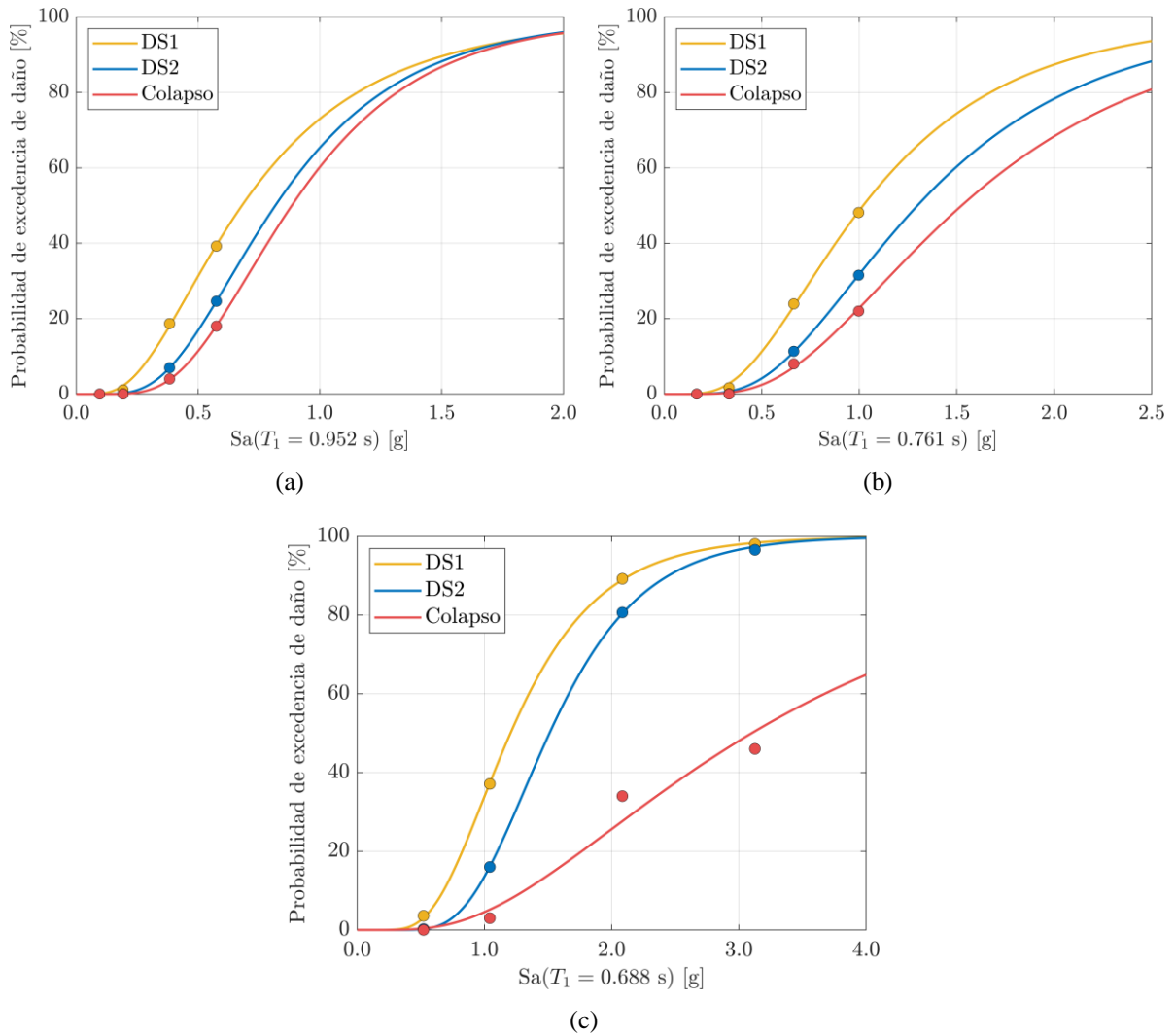


Figura 29.- Curvas de fragilidad de daño para (a) Estructura 5: Suelo A, (b) Estructura 6: Suelo B y (c) Estructura 7: Suelo D. Zona sísmica II.

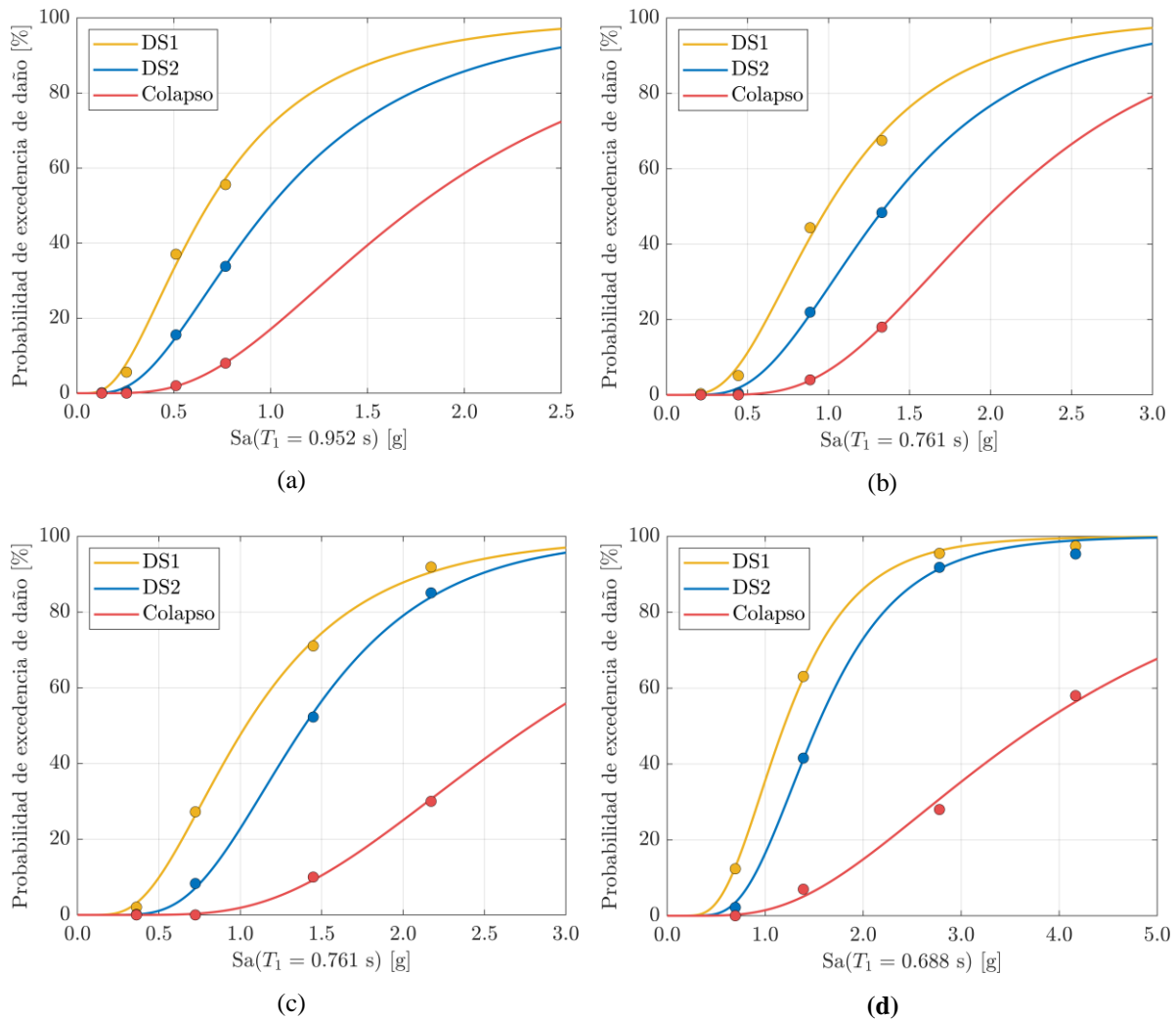


Figura 30.- Curvas de fragilidad de daño para (a) Estructura 8: Suelo A, (b) Estructura 9: Suelo B, (c) Estructura 10: Suelo C y (d) Estructura 11: Suelo D. Zona sísmica III.

Las Figuras 31 y 32 muestran las curvas de fragilidad de daño para la variación de suelos (A, B, C, D) en las zonas sísmicas II y III con las IM normalizadas por el valor espectral elástico del DS61 (MINVU, 2011) o en el periodo fundamental de cada estructura. En ellas, se observa que los suelos A, B y C muestran un comportamiento similar (aunque en zona sísmica III la curva de fragilidad para el suelo tipo A es más baja), mientras que el suelo D tiene una mayor probabilidad de exceder el colapso para cualquiera rango de $S_a(T_1)/S_{a,e}^{DS61}(T_1)$. Los resultados muestran que la probabilidad de exceder los daños DS1 y DS2 aumentan a medida que el suelo es más blando siendo consistente con el aumento de la aceleración espectral de diseño. Ahora bien, esta relación de aumento en la probabilidad de excedencia en los niveles de daños no es consistente con el colapso, ya que la estructura al ser más flexible también aumenta el requerimiento de confinamiento y por tanto su resistencia.

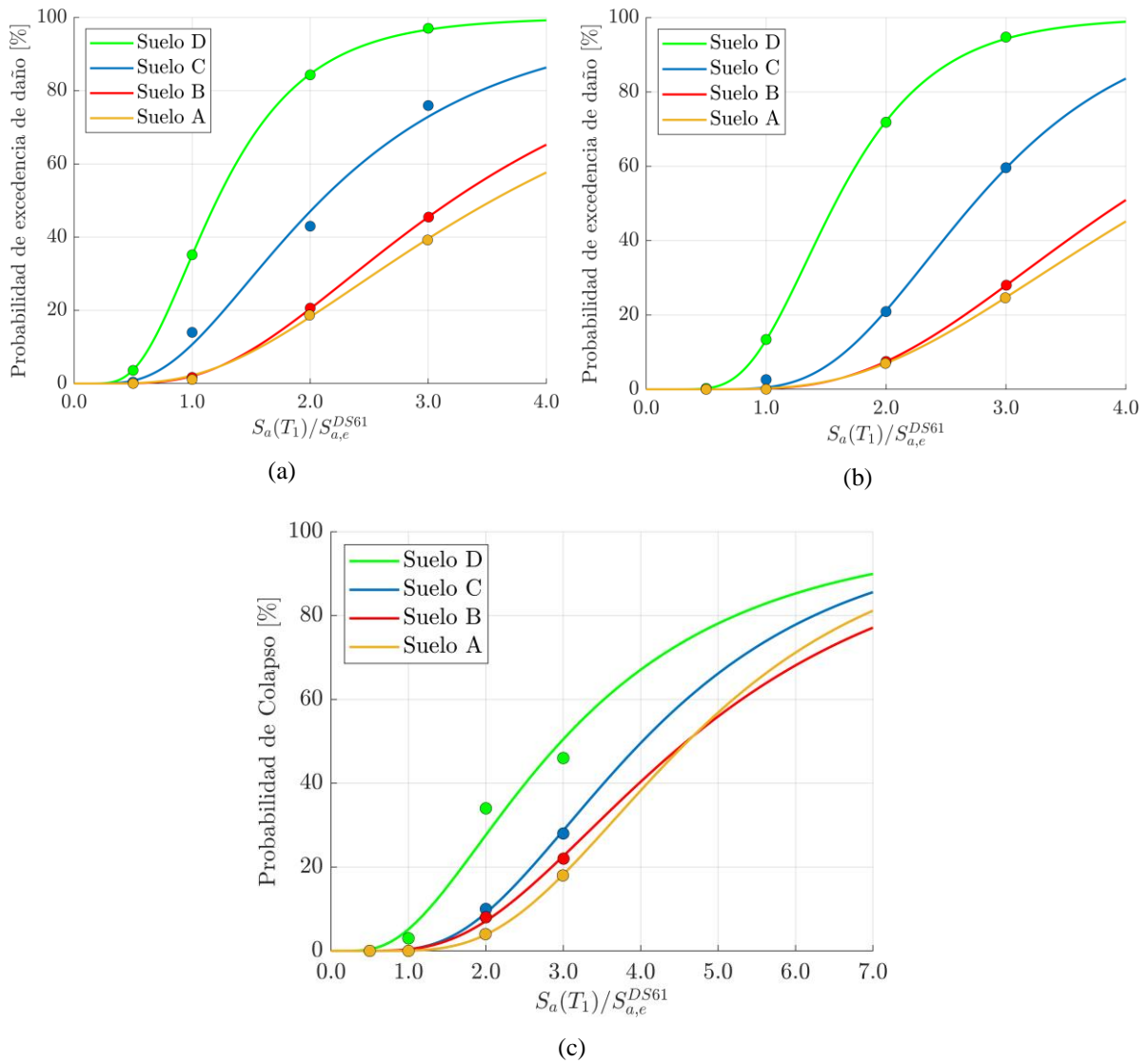


Figura 31.- Curvas de fragilidad normalizadas por $S_{a,e}^{DS61}(T_1)$ para daños (a) DS1, (b) DS2 y (c) Colapso. Estructuras 1, 5, 6 y 7. Variación con respecto al tipo de suelo en zona sísmica II.

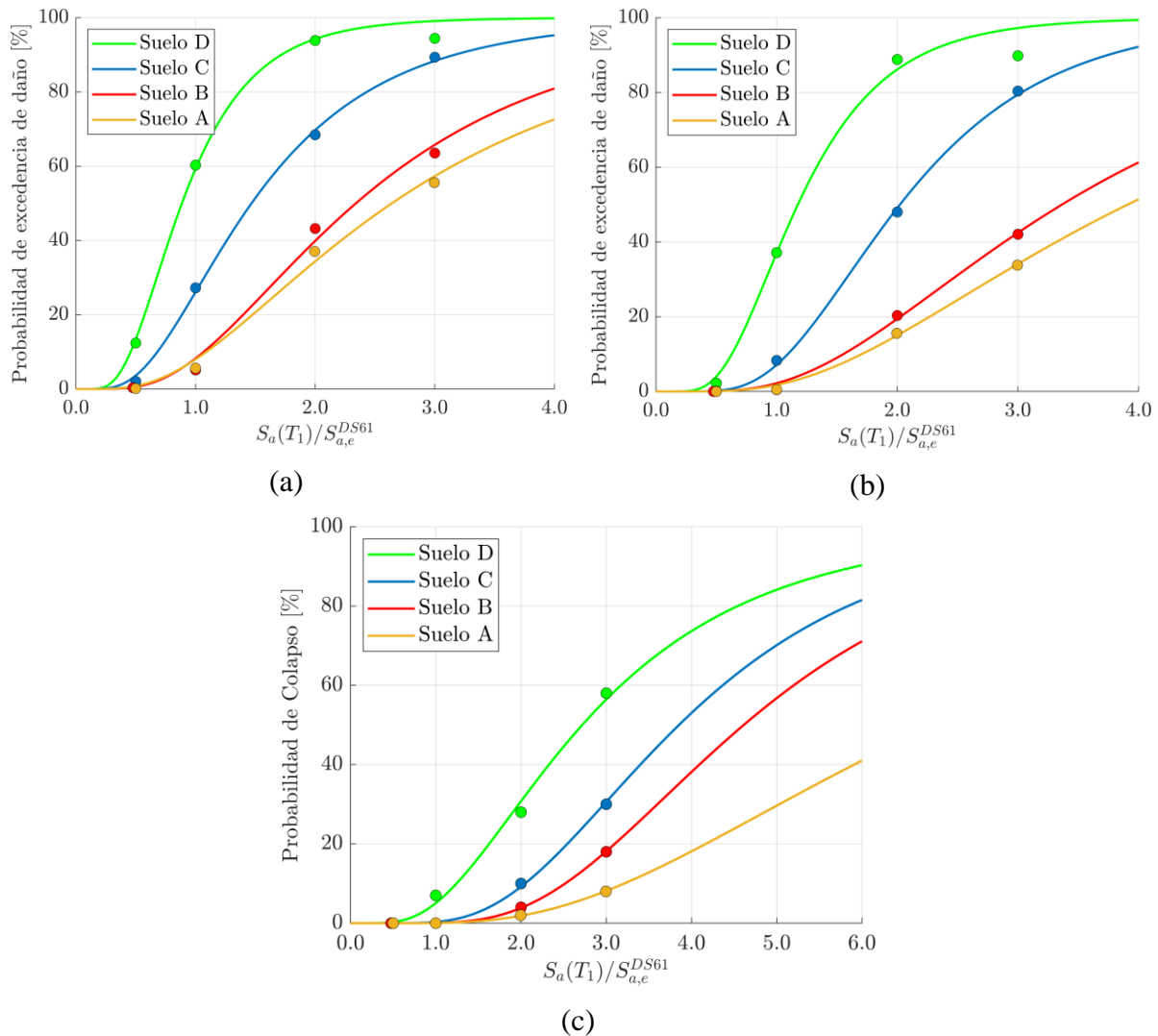


Figura 32.- Curvas de fragilidad normalizadas por $S_{a,e}^{DS61}(T_1)$ para daños (a) DS1, (b) DS2 y (c) Colapso. Estructuras 8, 9, 10 y 11. Variación con respecto al tipo de suelo en zona sísmica III.

Las Tablas 21 y 23 muestran la aceleración espectral elástica (DS61) y la aceleración para un periodo de retorno de 475 años junto con las probabilidades de exceder los daños DS1, DS2 y colapso para una intensidad con periodo de retorno de 475 años en zonas sísmicas II y III. Mientras que las Tablas 22 y 24 muestran la tasa anual media y probabilidad de excedencia de los daños DS1, DS2 y colapso en 50 años para las mismas zonas sísmicas y tipos de suelos. Los resultados muestran que para los suelos A, B y C la intensidad para un periodo de retorno de 475 años es mayor que el valor espectral elástico del DS61 (MINVU, 2011). Sin embargo, esto no se traduce en un aumento significativo de la probabilidad de colapso, más aún, esta probabilidad de excedencia es mayor para el suelo D debido a que su curva de fragilidad normalizada es mayor al resto de los suelos. Tampoco se observa una diferencia significativa en el riesgo de colapso entre las zonas sísmicas II y III, aunque los resultados mostraron ser levemente menores en esta última zona. Las probabilidades de exceder el colapso en 50 años también muestran aumento del colapso en suelo D, aunque es más leve. Esto demuestra que la diferencia entre las curvas de fragilidad se puede compensar la curva de amenaza de cada suelo y lograr un resultado similar independiente del tipo de suelo. La probabilidad de exceder los

daños DS1 y DS2 en 50 años es prácticamente el doble entre las zonas sísmicas II y III y aumentan a medida que el suelo es más blando, lo cual se debe al aumento en el valor de aceleración espectral de los registros y por tanto un aumento en los desplazamientos máximos. Al igual que para una intensidad con un periodo de retorno de 475 años, estos valores no se la relacionan con un aumento en la probabilidad de colapso debido principalmente al efecto del confinamiento.

Tabla 21.- Valor de aceleración espectral elástico (DS61) y aceleración asociada a un periodo de retorno de 475 [años] para el periodo fundamental de la estructura con su probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso. Variación con respecto al tipo de suelo en zona sísmica II.

Suelo	$S_{a,e}^{DS61}$	$S_a^{PR=475 \text{ años}}$	$P_{DS1}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_{DS2}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_C^{Sa(PR=475 \text{ años})}$
	[g]	[g]	[%]	[%]	[%]
A	0.19	0.34	13.5	4.34	2.16
B	0.33	0.53	13.3	5.20	3.12
C	0.54	0.71	22.9	4.54	2.09
D	1.04	1.04	37.2	16.0	5.13

Tabla 22.- Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto al tipo de suelo en zona sísmica II.

Suelo	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
A	10.4	5.06	5.12	2.53	3.83	1.90
B	10.0	4.89	5.33	2.63	3.82	1.89
C	16.0	7.70	6.07	2.99	2.72	1.43
D	23.1	10.9	12.1	5.86	6.28	2.32

Tabla 23.- Valor de aceleración espectral elástico (DS61) y aceleración asociada a un periodo de retorno de 475 [años] para el periodo fundamental de la estructura con su probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso. Variación con respecto al tipo de suelo en zona sísmica III.

Suelo	$S_{a,e}^{DS61}$	$S_a^{PR=475 \text{ años}}$	$P_{DS1}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_{DS2}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_C^{Sa(PR=475 \text{ años})}$
	[g]	[g]	[%]	[%]	[%]
A	0.26	0.49	32.1	13.5	1.56
B	0.44	0.78	33.3	15.1	2.08
C	0.72	1.07	52.3	27.7	2.61
D	1.39	1.46	66.5	45.7	5.98

Tabla 24.- Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto al tipo de suelo en zona sísmica III.

Suelo	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
A	24.6	11.6	10.1	4.94	2.29	1.14
B	21.7	10.3	10.7	5.20	3.44	1.71
C	37.2	17.0	17.0	8.15	3.77	1.87
D	48.4	21.5	27.5	12.9	5.35	2.64

7.10 Efecto de la rigidez en el riesgo sísmico

En la Figura 33 se muestran las curvas de fragilidad en función del aumento y disminución de la rigidez con respecto a la estructura base. La rigidez es modificada cambiando sólo las dimensiones de los muros. Para el caso de la rigidez aumentada se observa que las curvas de daño DS1 y DS2 se acercan más a la curva de colapso, mientras que para la rigidez disminuida se alejan. Esto se debe a que al ser más flexible, los desplazamientos aumentan. La Figura 34 muestra las curvas de fragilidad de exceder los daños DS1, DS2 y colapso normalizado por el valor espectral del primer modo para las 3 estructuras, donde se aprecia que la probabilidad de colapso es menor con la disminución de la rigidez. Aunque este efecto parece ser contraproducente, es consistente con otras investigaciones (Cando et al., 2020). Al contrario, las probabilidades de exceder los daños DS1 y DS2 si son proporcionales a la disminución de la rigidez, ya que solo dependen del desplazamiento de las estructuras.

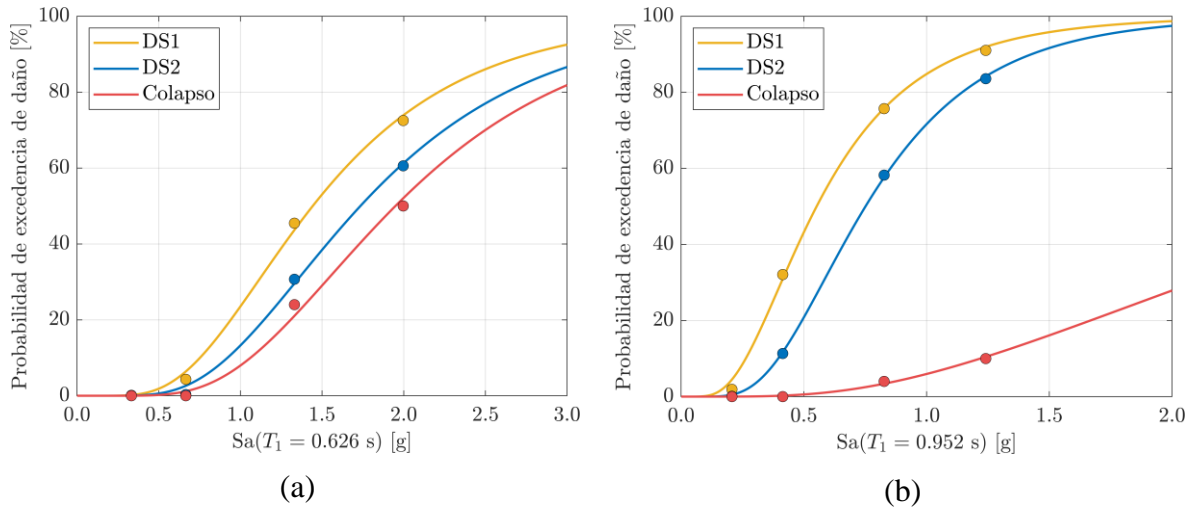


Figura 33.- Curvas de fragilidad de daños para (a) Estructura 12: Rigidez aumentada y (b) Estructura 13: Rigidez disminuida. Suelo C y zona sísmica II

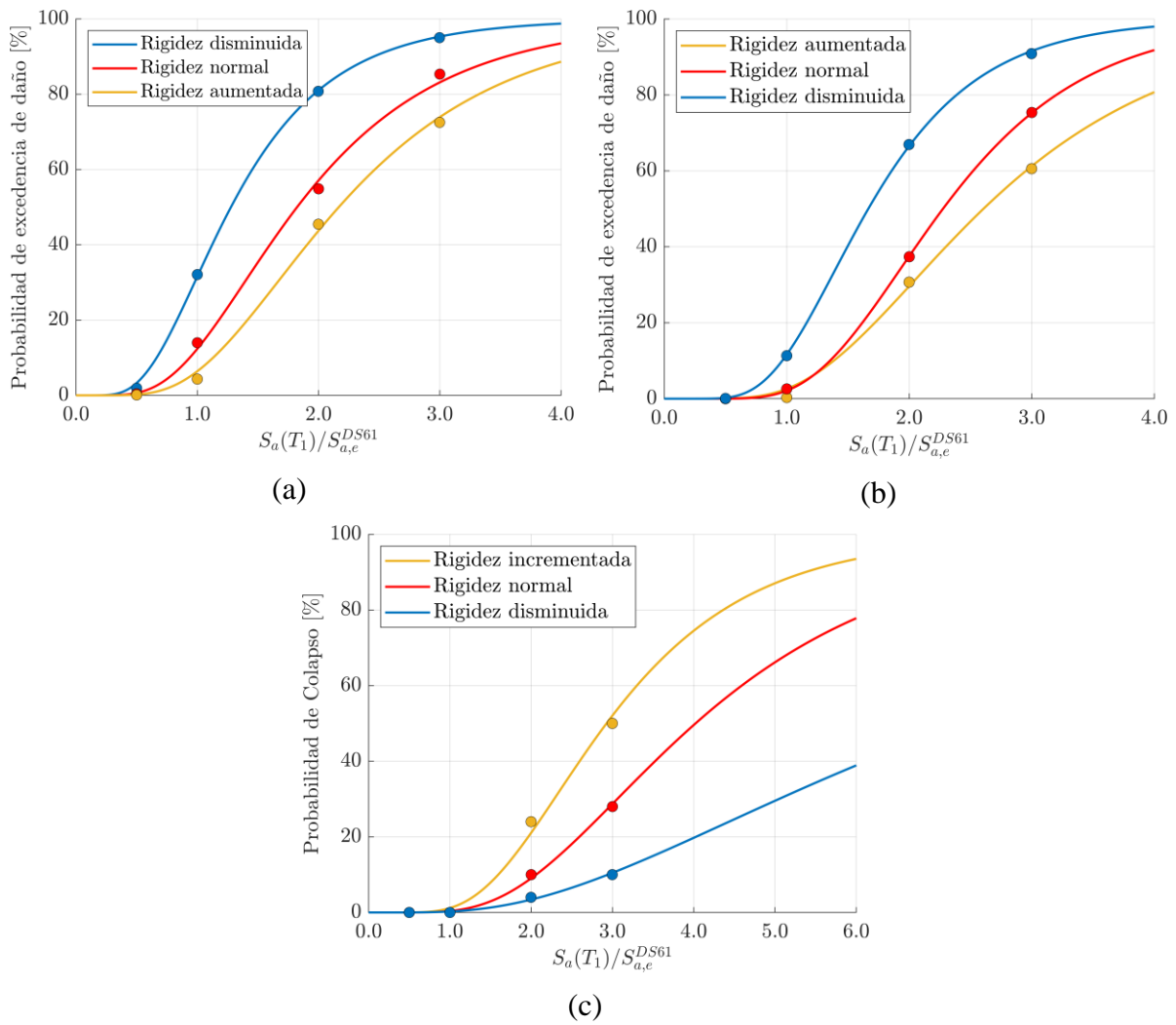


Figura 34.- Curvas de fragilidad normalizadas por $S_{a,e}^{DS61}(T_1)$ para daños (a) DS1, (b) DS2 y (c) Colapso. Estructuras 1, 12 y 13. Variación con respecto a la rigidez.

La Tabla 25 muestra la aceleración espectral elástica (DS61) y la aceleración asociada a un periodo de retorno de 475 años con sus respectivas probabilidades de excedencia para los daños DS1, DS2 y colapso. Los resultados muestran, al igual que en las secciones anteriores, que el periodo de retorno es menor cuando disminuye el periodo (al menos para periodos menores a 1 [s]). Además, existe una disminución en la probabilidad de colapso en la estructura más flexible debido principalmente al efecto del mínimo corte basal de la NCh433 (INN, 2009), la sobrerresistencia del confinamiento que no es aplicada en el diseño y que como el periodo es mayor, el valor espectral disminuye. La Tabla 26 muestra las tasas anuales medias y probabilidades de exceder los estados de daños DS1, DS2 y colapso en 50 años, donde los resultados son proporcionales a los de la Tabla 25 mostrando que la probabilidad de colapso es mayor a medida que la rigidez aumenta, pero la probabilidad de experimentar los daños DS1 y DS2 es menor.

Tabla 25.- Valor de aceleración espectral elástico (DS61) y aceleración asociada a un periodo de retorno de 475 [años] para el periodo fundamental de la estructura con su probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso. Variación con respecto a la rigidez.

Rigidez	$S_{a,e}^{DS61}$	$S_a^{PR=475 \text{ años}}$	$P_{DS1}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_{DS2}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_C^{Sa(PR=475 \text{ años})}$
	[g]	[g]	[%]	[%]	[%]
Aumentada	0.67	0.89	16.18	8.31	4.91
Normal	0.54	0.71	22.85	4.54	2.09
Disminuida	0.41	0.54	48.5	25.5	0.77

Tabla 26.- Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto a la rigidez.

Rigidez	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
Aumentada	11.6	5.63	7.44	3.65	5.53	2.72
Normal	16.0	7.70	6.07	2.99	2.72	1.43
Disminuida	33.9	15.6	15.5	7.47	1.05	0.52

7.11 Efecto de la normativa de diseño en el riesgo sísmico

La principal razón para comparar el criterio de normativa de diseño es evaluar el efecto del confinamiento. Para esto, se consideraron 4 modelos con normativa pre-2010. Estos son de 10, 15 y 20 pisos para un suelo III y zona sísmica II, y de 20 pisos para suelo II y zona sísmica II. La elección de estos criterios se debe a que edificios con menor cantidad de pisos y suelo tipo I no requerirían confinamiento si se consideraran los requerimientos del DS60 (MINVU, 2011).

La Figura 35 muestra las curvas de fragilidad de daño y colapso para las 4 estructuras en estudio de esta sección. En los gráficos se muestra que independiente del tipo de suelo o altura de la estructura las curvas de fragilidad de daño se encuentran muy cercanas a las curvas de colapso, lo que no ocurriría en secciones anteriores ya que el efecto del confinamiento tomaba importancia a valores de intensidad altos. La Figura 36 muestra las curvas de fragilidad normalizadas por el valor espectral elástico de la NCh 433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011) en el periodo fundamental de la estructura. En general, se evidencia que a un nivel de intensidad de dos veces el valor espectral elástico de la normativa las probabilidades de colapso superan el 20%, a excepción del edificio de 20 pisos en suelo II. Sin embargo, para un suelo III este valor puede incluso alcanzar el 60% (considerando un nulo confinamiento).

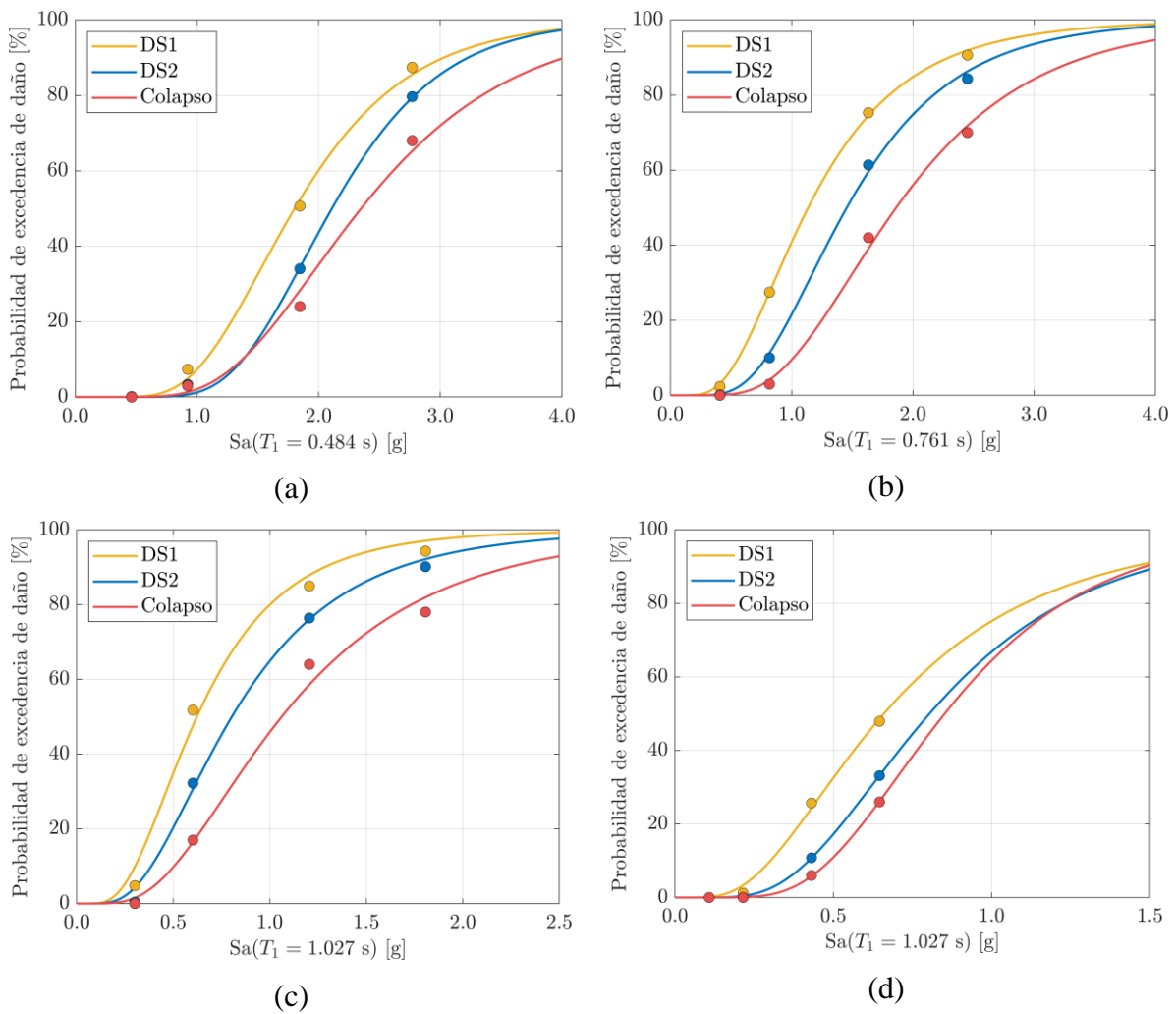


Figura 35.- Curvas de fragilidad de daño para (a) Estructura 14: 10 Pisos y suelo III, (b) Estructura 15: 15 Pisos y suelo III, (c) Estructura 16: 20 Pisos y suelo III y (d) Estructura 17: 20 Pisos y suelo II. Zona sísmica II y normativa de diseño pre-2010.

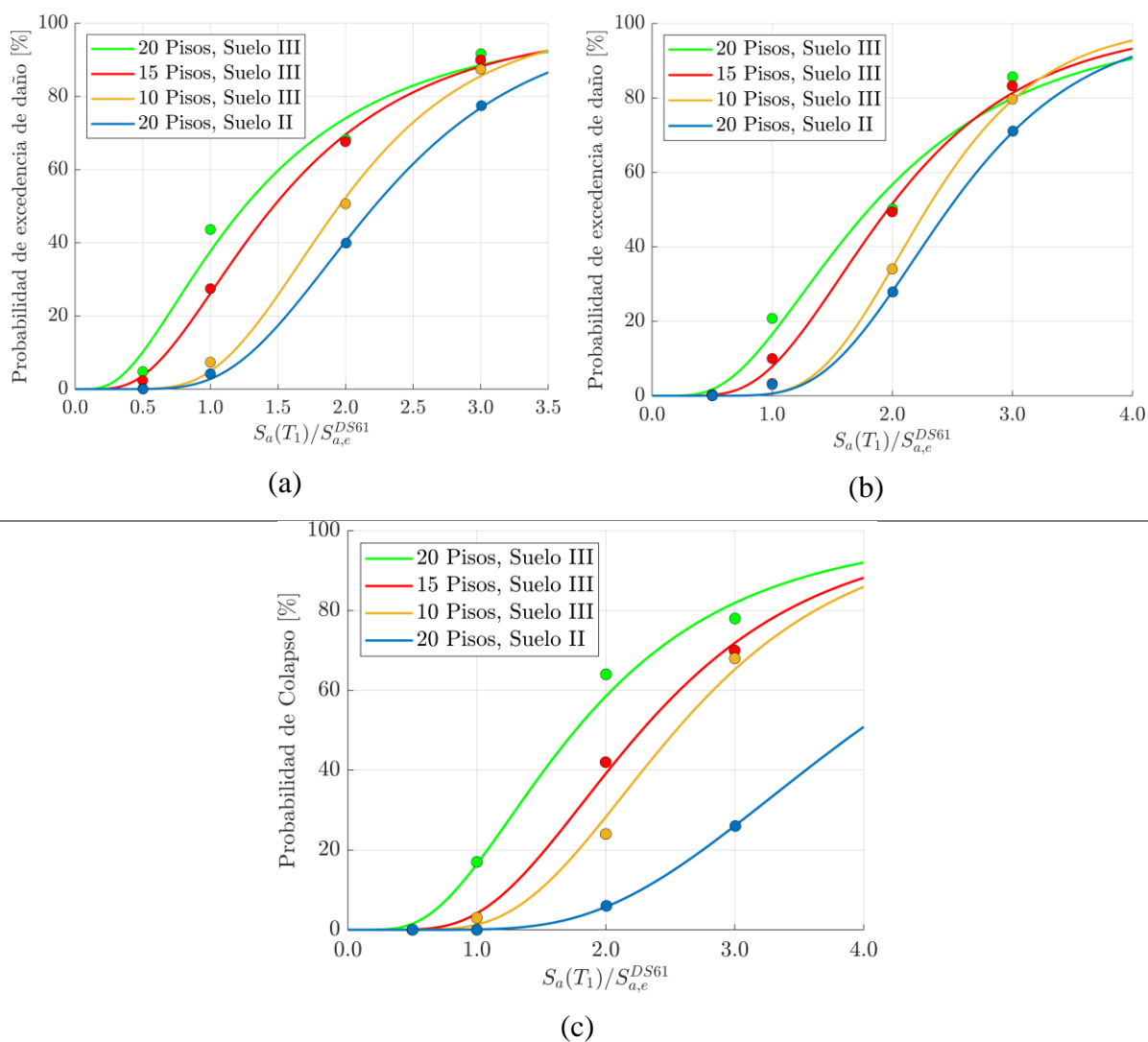


Figura 36.- Curvas de fragilidad normalizadas por $S_a(T_1)$ para daños (a) DS1, (b) DS2 y (c) Colapso. Estructuras 14, 15, 16 y 17 diseñadas con normativa pre-2010.

La Tabla 27 muestra la intensidad elástica de la normativa NCh433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011), junto con la intensidad para un periodo de retorno de 475 con sus respectivas probabilidades de exceder los daños DS1, DS2 y colapso. La Tabla 28 muestra las tasas anuales medias y probabilidades de exceder estos mismos niveles de daños en 50 años. Los resultados son levemente superiores a los de la normativa post-2010. En particular, la estructura 16 es el único modelo con una mayor probabilidad de colapso ya que su curva de fragilidad es más alta y fue la que más presentó casos de colapso para una medida de intensidad igual al valor espectral elástico de la normativa de diseño. Esto quiere decir que intensidades con periodos de retornos más altos generarían un rápido incremento en la probabilidad de colapso. Más aún, la Tabla 28 muestra que la probabilidad de colapso en 50 años es la más alta que se obtuvo en esta investigación. Por otro lado, las probabilidades de exceder los daños DS1 y DS2 son similares con respecto a las estructuras diseñadas bajo la normativa post-2010.

Tabla 27.- Valor de aceleración espectral elástico (DS61) y aceleración asociada a un periodo de retorno de 475 [años] para el periodo fundamental de la estructura con su probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso. Normativa pre-2010.

Estructura	$S_{a,e}^{DS61}$	$S_a^{PR=475 \text{ años}}$	$P_{DS1}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_{DS2}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_C^{Sa(PR=475 \text{ años})}$
	[g]	[g]	[%]	[%]	[%]
14	0.92	1.35	23.8	8.94	5.53
15	0.82	0.95	37.3	18.6	7.80
16	0.60	0.61	48.5	31.5	17.0
17	0.22	0.38	18.4	6.80	3.13

Tabla 28.- Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Normativa de diseño pre-2010.

Estructura	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
14	15.6	7.52	9.32	4.55	8.53	4.18
15	26.2	12.3	13.02	6.30	7.17	3.52
16	3.72	17.0	22.5	10.6	12.5	6.07
17	1.33	6.41	6.53	3.21	4.80	2.37

7.12 Resumen

En la Tabla 29 se muestran un resumen de las 17 estructuras con las probabilidades de exceder los estados de daños DS1, DS2 y colapso para una medida de intensidad de 475 años, mientras que la Tabla 30 muestra la probabilidad y tasa anual media de excedencia para las mismas estructuras.

Tabla 29.- Probabilidad de exceder los estados de daños DS1, DS2 y colapso para una medida de intensidad, $S_a(T_1)$, con un periodo de retorno de 475 años para las 17 estructuras en estudio.

Estructura	$P_{DS1}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_{DS2}^{Sa(PR=475 \text{ años})}$	$P_C^{Sa(PR=475 \text{ años})}$
	[%]	[%]	[%]
1	22.9	4.54	2.09
2	18.1	9.11	6.93
3	18.6	10.6	9.83
4	24.8	9.76	0.36
5	13.5	4.34	2.16
6	13.3	5.20	3.12
7	37.2	16.0	5.13
8	32.1	13.5	1.56
9	33.3	15.1	2.08
10	52.3	27.7	2.61
11	66.5	45.7	5.98
12	16.2	8.31	4.91
13	48.5	25.5	0.77
14	23.8	8.94	5.53
15	37.3	18.6	7.80
16	48.5	31.5	17.0
17	18.4	6.80	3.13

Tabla 30.- Tasa anual media y probabilidad de exceder daños DS1, DS2 y colapso en 50 años para las 17 estructuras en estudio.

Estructura	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]	[1/año]	[%]
1	1.60	7.70	6.07	2.99	2.89	1.43
2	13.0	6.29	8.86	4.33	6.95	3.42
3	13.1	6.36	8.93	4.37	8.08	3.96
4	24.1	11.30	10.6	5.15	2.07	1.03
5	10.4	5.06	5.12	2.53	3.83	1.90
6	10.0	4.89	5.33	2.63	3.82	1.89
7	23.1	10.9	12.1	5.86	6.28	2.32
8	24.6	11.6	10.1	4.94	2.29	1.14
9	21.7	10.3	10.7	5.20	3.44	1.71
10	37.2	17.0	17.0	8.15	3.77	1.87
11	48.4	21.5	27.5	12.9	5.35	2.64
12	11.6	5.63	7.44	3.65	5.53	2.72
13	33.9	15.6	15.5	7.47	1.05	0.52
14	15.6	7.52	9.32	4.55	8.53	4.18
15	26.2	12.3	13.02	6.30	7.17	3.52
16	3.72	17.0	22.5	10.6	12.5	6.07
17	1.33	6.41	6.53	3.21	4.80	2.37

La Tabla 31 muestra el valor espectral elástico de la NCh433 (INN, 2009) y DS61 (MINVU, 2011) en el periodo fundamental de cada estructura, junto con la media y desviación estándar logarítmica asociada a las curvas de fragilidad de daños DS1, DS2 y colapso.

Tabla 31.- Mediana y desviación estándar logarítmica para las curvas de fragilidad obtenidas de las 17 estructuras en investigación.

Estructura	T_1	$S_{a,e}^{DS61}$	DS1		DS2		Colapso	
	[s]	[g]	μ	σ_{Ln}	μ	σ_{Ln}	μ	σ_{Ln}
1	0.761	0.543	1.09	0.58	1.41	0.41	2.29	0.55
2	0.281	0.845	2.50	0.45	3.03	0.49	3.45	0.46
3	0.484	0.832	2.05	0.63	2.57	0.47	2.57	0.60
4	1.027	0.375	0.64	0.51	0.88	0.60	1.54	0.50
5	0.952	0.192	0.68	0.63	0.82	0.51	0.88	0.47
6	0.761	0.332	1.06	0.57	1.31	0.47	1.53	0.57
7	0.688	1.042	1.26	0.50	1.64	0.41	3.10	0.67
8	0.952	0.256	0.68	0.69	1.00	0.65	1.76	0.59
9	0.761	0.443	1.04	0.61	1.49	0.60	2.04	0.47
10	0.761	0.724	1.06	0.60	1.46	0.48	2.79	0.49
11	0.688	1.389	1.23	0.52	1.63	0.49	3.78	0.61
12	0.626	0.666	1.44	0.51	1.73	0.49	1.95	0.47
13	0.952	0.414	0.53	0.51	0.69	0.43	3.04	0.71
14	0.484	0.923	1.80	0.40	2.11	0.33	2.35	0.42
15	0.761	0.817	1.20	0.60	1.60	0.48	1.86	0.47
16	1.027	0.215	0.48	0.41	0.53	0.36	0.85	0.43
17	1.027	0.602	0.76	0.72	1.09	0.61	1.06	0.58

Las Figuras 37, 38 y 39 muestran una comparación gráfica en la probabilidad de colapso en 50 años para los tipos de suelos y zonas sísmicas del DS61 (MINVU, 2011), número de pisos y normativas de diseño, y rigidez, respectivamente. En particular, la Figura 37 no muestra claras diferencias en la probabilidad de colapso entre ambas zonas sísmicas, sin embargo, se observa un leve aumento para el suelo D, independiente de su zona sísmica. En promedio, las estructuras de 15 pisos analizadas tienen una probabilidad de colapso de 1.86 % en 50 años, considerando diferentes suelos y zonas sísmicas.

La Figura 38 muestra un significativo aumento en la probabilidad de colapso a medida que aumenta el número de pisos para estructuras diseñadas bajo la normativa pre-2010 y suelo III, mientras que en las estructuras diseñadas bajo la normativa post-2010 la tendencia es a disminuir (para un suelo tipo C). En promedio, las estructuras analizadas de diferentes alturas diseñadas según la norma post-2010 tienen una probabilidad de colapso de 2.1% en 50 años en suelo tipo C. Por otro lado, la Figura 39 grafica la tendencia obtenida para una disminución de la rigidez, donde la probabilidad de colapso en 50 años es más baja a medida que el edificio es más flexible tal como se describió en la sección 7.9.

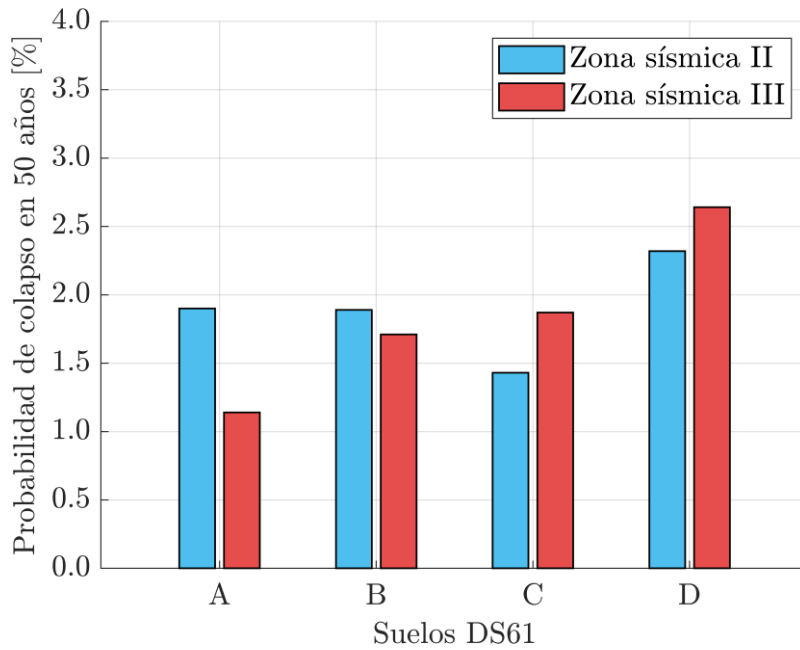


Figura 37.- Comparación en la probabilidad de colapso en 50 años para estructura de 15 pisos en suelos A, B, C y D del DS61 para zonas sísmicas II y III.

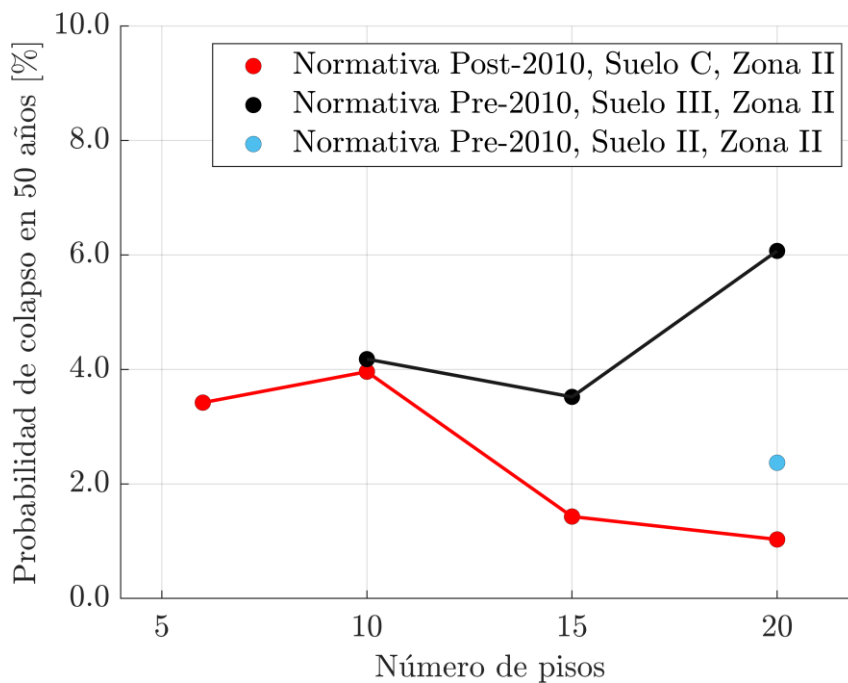


Figura 38.- Comparación en la probabilidad de colapso en 50 años para la variación en el número de pisos y normativa de diseño (Pre y Post-2010).

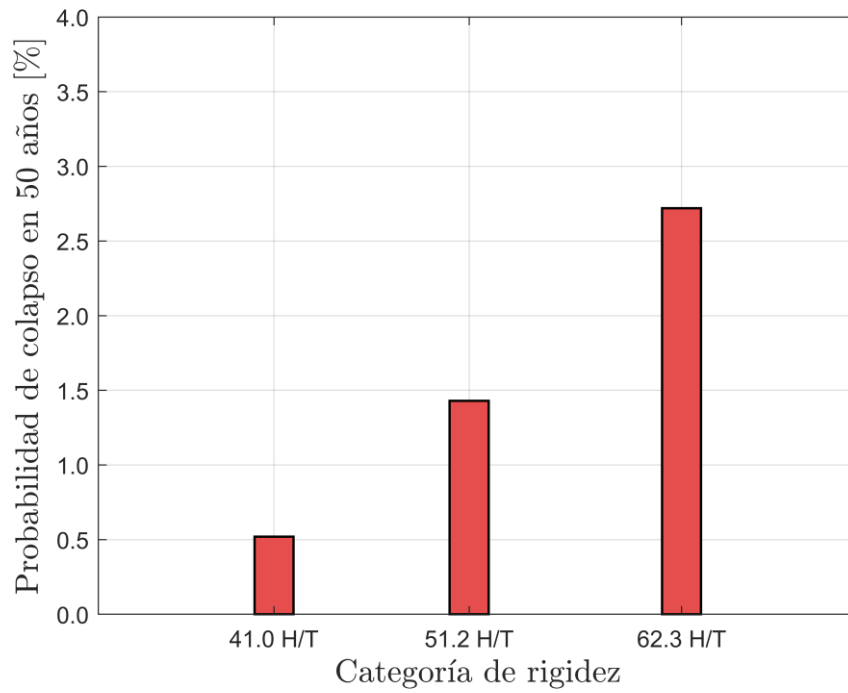


Figura 39.- Comparación en la probabilidad de colapso en 50 años esta para la variación de rigidez.

8 Conclusiones

8.1 Conclusiones

Los muros de hormigón armado han sido el principal sistema resistente en edificios habitacionales en Chile. Durante el terremoto de Maule 2010, un grupo de edificios no tuvo una buena respuesta sísmica y tuvieron que ser demolidos, lo que generó cambios en la normativa chilena, mediante la aprobación de los decretos DS60 y DS61. La nueva normativa significó principalmente cambios en los espectros de diseño, clasificación de suelos y la incorporación del confinamiento en elementos de borde especiales. Este proyecto de investigación estudia el comportamiento y riesgo sísmico de edificios de muros de hormigón armado con sección en T, variando parámetros de modelación como el número de pisos, tipo de suelo, zona sísmica, rigidez y normativa de diseño (pre y post-2010). La probabilidad de exceder ciertos niveles de daños y colapso se obtuvieron en 50 años y para una medida de intensidad con un periodo de retorno de 475 años utilizando curvas de fragilidad y curvas de amenaza sísmica.

Para estudiar el efecto del número de pisos en el riesgo sísmico se estudiaron 4 estructuras para un suelo tipo C y zona sísmica II, representados por 6, 10, 15 y 20 pisos. Debido al efecto del confinamiento, requerimiento de mínimo corte basal y el periodo de retorno asociado al espectro de diseño de la NCh433 y DS61, se obtuvo que la probabilidad de colapso en 50 años para una medida de intensidad con un periodo de retorno de 475 años es mayor en edificios bajos, con un 3.42% y 3.96% para edificios de 6 y 10 pisos respectivamente. La normativa de diseño posterior al terremoto de Maule 2010 no incorporó cambios significantes en estructuras bajas y suelos con mejor clasificación (A y B), por lo que el nulo confinamiento fue el factor que más contribuyó en el aumento en la probabilidad de colapso. Dado esto, sería recomendable proveer de al menos una longitud mínima de confinamiento (30 [cm]) a cualquier tipo de muro con geometría compuesta, ya que son este tipo de muros los que poseen una mayor rigidez y problemas de ductilidad en al menos una de sus direcciones. Este cambio se traduciría en equiparar o incluso mejorar el desempeño en comparación con las estructuras más altas. Por otro lado, se utilizaron los estados de daños DS1 y DS2 basados en FEMA P58 que dependen solo de la deriva máxima entre pisos. Se obtuvo que la probabilidad de exceder estos niveles de daños aumenta con el número de pisos, siendo consecuente con el aumento en los desplazamientos. Sin embargo, este nivel de daño no es proporcional con un aumento en el riesgo de colapso, ya que el efecto del confinamiento en las estructuras altas genera un aumento de ductilidad significativo.

La variación en el riesgo de colapso en 50 años para los suelos A, B, C y D en zona sísmica II y III varía entre un 1-2% para una estructura de 15 pisos, a excepción del suelo D donde se obtuvo un valor de 2.32 y 2.64% para zona sísmica II y III respectivamente. Esta diferencia en el riesgo de colapso entre un suelo D y el resto se debe a que el valor espectral elástico del DS61 es muy alto, generando incluso que ocurran colapsos para este nivel de intensidad. Sin embargo, el periodo de retorno asociado a este tipo de suelo es el más alto con un valor cercano a 475 años, lo cual contribuye a disminuir levemente su probabilidad de colapso. Una forma de mejorar el desempeño sísmico es aumentar el periodo de retorno del espectro elástico del DS61 o aumentar la longitud de confinamiento. Los resultados muestran que no es necesario que todos los suelos tengan el mismo periodo de retorno para mantener un riesgo de colapso constante.

El efecto de la rigidez muestra una disminución aproximada de 2.2% en la probabilidad de colapso en 50 años entre una estructura de 15 pisos más rígida a una más flexible. Estos resultados son contraintuitivos, pero se deben principalmente al efecto del corte basal mínimo y confinamiento. En efecto, para una estructura más rígida, los requerimientos de confinamiento son menores y los niveles de intensidad son mayores. Además, al igual que al variar el número de pisos, la curva de amenaza muestra que el periodo de retorno asociado a la medida de intensidad elástica del DS61 es menor para periodos más bajos. Para mejorar el desempeño estructural, no sería apropiado diseñar una estructura más flexible, aunque los resultados muestren que el riesgo de colapso disminuye significativamente, ya que la probabilidad de exceder los niveles DS1 y DS2 aumentan generando daños que requerirán reparación. En su lugar, sería recomendable utilizar una rigidez apropiada, pero utilizar al menos una longitud mínima de confinamiento, lo que provee una mayor ductilidad.

Finalmente, un cambio en las normativas de diseño (pre y post-2010) no muestra una variación significativa en el riesgo de colapsos en 50 años para estructuras bajas y suelos de mejor calidad, lo cual se debe a que este tipo de estructuras no requerirían confinamiento según la normativa post-2010. Por otro lado, las estructuras altas que si requieren confinamiento con la normativa actual (post-2010) tienen una significativa disminución de la probabilidad de colapso en 50 años, pasando desde un valor de 1.03 y 1.43% para estructuras de 15 y 20 pisos en suelo tipo C y zona sísmica II, a un 3.52% y 6.07% para estructuras del mismo número de pisos respectivamente, en suelo tipo III y zona sísmica 2. Este hecho valida los cambios efectuados en las normativas chilenas posterior al terremoto de Maule 2010, sobre todo en los requerimientos de confinamiento para estructuras altas y suelos blandos.

8.2 Limitaciones

Los análisis establecidos en esta investigación se basan solo en edificios compuestos por muros en T, lo cual no representa la realidad de la mayoría de los edificios chilenos. Sin embargo, esta configuración de muros fueron una de las que más presentaron daños para el terremoto de Maule 2010, por lo que se provee la necesidad de investigar más acerca de muros con configuraciones compuestas. Este estudio se limita a que el eje compuesto por muros en T sea el primero en dañarse ante un sismo de alta intensidad, es decir, ningún otro tipo de muro puede fallar antes que el muro en sección T, ya que los esfuerzos se distribuirían en los muros adyacentes incrementando la probabilidad de experimentar un daño mayor.

8.3 Futuras investigaciones

Los edificios residenciales en Chile se caracterizan por tener una gran densidad de muros, donde formas en T, C, L, rectangulares y acoplados son muy utilizados en la práctica. Este estudio se centra solo en los muros con sección en T, pero muchas otras configuraciones son necesarias para entender más acerca del desempeño estructural de los edificios en los cuales habitamos.

En cuanto al análisis, se podría mejorar la respuesta estructural del modelo analítico comparado a los resultados experimentales si se crearan elementos especiales para muros con configuraciones compuestas, ya que el MVLEM logra una mayor precisión en muros rectangulares. Por otro lado, la pérdida del recubrimiento libre y recubrimiento estructural no es considerada en la respuesta cuando se incursiona en la no linealidad del hormigón. Esto podría generar incluso un mayor riesgo de colapso en las estructuras que requieren confinamiento.

9 Bibliografía

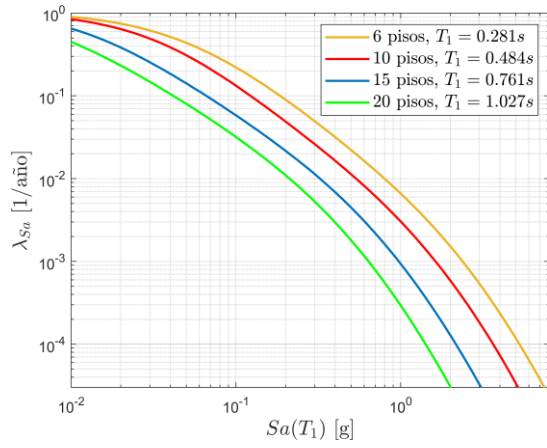
- American Concrete Institute. (2008). *Requisitos de reglamento para el concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario (ACI 318SR-08)*.
- Araya-Letelier, G., Parra, P. F., Lopez-Garcia, D., Garcia-Valdes, A., Candia, G., y Lagos, R. (2019). Collapse risk assessment of a Chilean dual wall-frame reinforced concrete office building. *Engineering Structures*, 183, 770–779. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.006>.
- Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322–331. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000215](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000215).
- Belarbi, A., Zhang, L. X., y Hsu, T. T. (1996, 23-28 de junio). *Constitutive laws of reinforced concrete membrane elements*. Eleventh world conference of earthquake, Acapulco, Mexico
- Birely, A. C., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2011). Fragility Functions for Slender Reinforced Concrete Walls (FEMA P-58/BD-3.8. 9). *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.
- Cando, M., Hube, M., Parra, P. F., & Arteta, C. A. (2020). Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings. *Engineering Structures*, 219, 110724. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110724>
- Chopra, A. K., y Mckenna, F. (2016). Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(2), 193–211. <https://doi.org/10.1002/eqe.2622>.
- Cifuentes I. L., Silver P. G. (1989). Low-frequency source characteristics of the great 1960 Chilean earthquake. *Journal of Geophysical Research*, 94(B1), 643–663. <https://doi.org/10.1029/JB094iB01p00643>.
- Comité Inmobiliario. CChC, 2010. Communication based on INE data, Instituto Nacional de Estadísticas, <http://www.ine.cl>.
- Comte, D., Eisenberg, A., Lorca, E., Pardo, M., Ponce, L., Saragoni, R., Singh, S. K. & Suárez, G. (1986). The 1985 central Chile earthquake: A repeat of previous great earthquakes in the region?. *Science*, 233(4762), 449-453. <https://doi.org/10.1126/science.233.4762.449>.
- Cruz, C., y Miranda, E. (2021). Damping Ratios of the First Mode for the Seismic Analysis of Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 147(1), 04020300. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002873](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002873).
- Cruz, C., & Miranda, E. (2017). Evaluation of the Rayleigh Damping model for buildings. *Engineering Structures*, 138, 324-336. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.001>.
- Dabaghi, M., Saad, G., y Allhassania, N. (2019). Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthquake Spectra*, 55(1), 383–404. <https://doi.org/10.1193/121717EQS259M>.
- Della Valle, L., Carvallo, J. (2010). *Estudio del proyecto estructural y recomendaciones generales de recuperación edificio Toledo – Viña del Mar*. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.
- Domínguez, H. (2023). *Evaluación de la Amenaza Sísmica de la Falla de San Ramón en la Zona de Santiago, Chile*. [Tesis de Magíster, Universidad Técnica Federico Santa María].
- Eads, L., Miranda, E., y Lignos, D. G. (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(12), 2057–2073. <https://doi.org/10.1002/eqe.2575>.
- FEMA 356, F. E. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*: Washington, DC, USA.

- Fintel, M (1995). Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. *PCI journal*, 40(3), 62–80. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011995.62.80>.
- Guendelman, T., and Lindenberg, J. (2010). Cambio en Solicitaciones Sísmicas en Edificios, *Seminario Efectos del Terremoto en el Nuevo Diseño Sísmico y Estructural en Chile*, Nov. Instituto Chileno del Hormigón.
- Gogus, A., & Wallace, J. W. (2015). Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 methodology. *Journal of Structural Engineering*, 141(10), 04015002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001221](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001221).
- Gogus, A. (2010). *Structural wall systems-nonlinear modeling and collapse assessment of shear walls and slab-column frames*. University of California, Los Angeles.
- Gulec, C. K., Whittaker, A. S., & Stojadinovic, B. (2008). Shear strength of squat rectangular reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 105(4), 488. <https://doi.org/10.14359/19863>.
- Hamburger, R., Bonelli, P., Lagos, R., & Wyllie Jr, L. (2012). Comparison of US and Chilean building code requirements and seismic design practice 1985-2010.
- Hamburger, R., Deierlein, G. G., Lehman, D. E., Lignos, D. G., Lowes, L. N., Pekelnicky, R., Shing, P. B., Somers, P., & Van de Lindt, J. W. (2017). Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design. Rep. No. NIST GCR, 17-917.
- Hamburger, R., Moehle, J., Baker, J., Bray, J., Crouse, C. B., Deierlein, G., Hooper, J., Lew, M., Maffei, J., Mahin, S., Malley, J., Naeim, F., Stewart, J., & Wallace, J. (2017). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings, Version 2.03, PEER Report 2017-06. Pacific earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, CA. https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/tbi-working-group-led-by-co-chairs-ron-hamburger-and-jack-moehle_10.9.2017.pdf.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S., y Chou, J. H. (2011). Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(4), 481–491. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000318](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000318).
- Hayes, G. P., Moore, G. L., Portner, D. E., Hearne, M., Flamme, H., Furtney, M., y Smoczyk, G. M. (2018). Slab2, a comprehensive subduction zone geometry model. *Science*, 362(6410), 58–61. <https://doi.org/10.1126/science.aat4723>.
- Hube, M. A., Vizcaino, P., Lopez-Garcia, D., & Llera Martin, J. C. D. L. (2012). *Study on partial collapse of a five story reinforced concrete building during the 2010 Chile earthquake*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- Instituto de la Construcción, Comisión Provisoria Terremoto 2010, 30 Propuestas relativas al terremoto 27-F 2010, Anexo 2, Marzo 2010.
- Instituto Nacional de Normalización. (1996). *Diseño sísmico en edificios* (NCh433.Of1996) Mod. en 2009.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso* (NCh1537.Of2009).
- Instituto Nacional de Normalización. (2010). *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas* (NCh 3171.Of2010).
- Instituto Nacional de Normalización. (2008). *Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo* (NCh 430.Of2008).
- Jalayer, F., & Cornell, C. A. (2009). Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(8), 951-972.

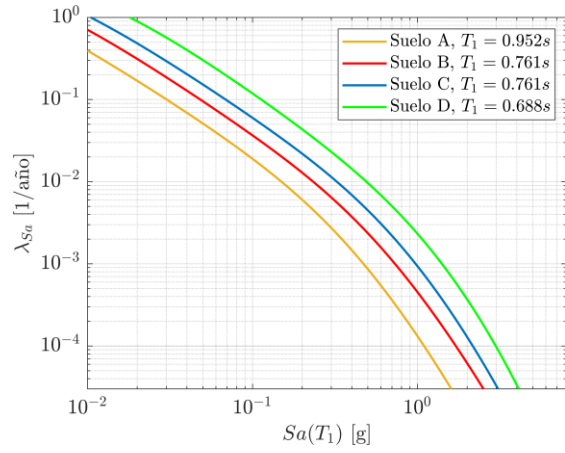
- Jünemann, R., De la Llera, J. C., Hube M. A., Cifuentes, L. A., y Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 82, 168-185. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.014>.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the structural division*, 97(7), 1969-1990. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002957>.
- Kolozvari, K., & Wallace, J. W. (2016). Practical nonlinear modeling of reinforced concrete structural walls. *Journal of Structural Engineering*, 142(12), G4016001. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001492](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001492).
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021). Three-dimensional model for nonlinear analysis of slender flanged reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 236, 112105. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112105>.
- Krolicki, J., Maffei, J., & Calvi, G. M. (2011). Shear strength of reinforced concrete walls subjected to cyclic loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(S1), 30-71. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.562049>.
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Gueldelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 181-194.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)).
- Marafi, N. A., Ahmed, K. A., Lehman, D. E., y Lowes, L. N. (2019). Variability in Seismic Collapse Probabilities of Solid- and Coupled-Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 145(6), 04019047. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002311](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002311).
- Menegotto, M., y Pinto, P.E. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. Symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, IABSE, Zurich, Switzerland. <https://doi.org/10.5169/seals-13741>.
- Ministerio de vivienda y urbanismo. (2011). *Diseño sísmico de edificios* (DS61).
- Ministerio de vivienda y urbanismo. (2011). *Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado* (DS60).
- Mitra, N., & Lowes, L. N. (2007). Evaluation, calibration, and verification of a reinforced concrete beam-column joint model. *Journal of Structural Engineering*, 133(1), 105-120. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:1\(105\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:1(105))
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004, August). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. 13th world conference on earthquake engineering (Vol. 679, p. 12), WCEE Vancouver, Canada.
- Moehle, J. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (1st edition). McGraw Hill.
- Moroni, M. O., & Gomez, C. (2002). Concrete shear wall construction. Santiago, Chile: University of Chile; 2002.
- Navarro, R. (2023). *Modelo de exposición de edificios sobre cuatro pisos en Viña del Mar: Sector población Vergara*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María].
- Orakcal, K., Wallace, J. W., & Conte, J. P. (2004). Flexural modeling of reinforced concrete walls-model attributes. *Structural Journal*, 101(5), 688-698. <https://doi.org/10.14359/15177>.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., y de la Llera, J. C. (2019). An updated recurrence model for Chilean subduction seismicity and statistical validation of its Poisson nature. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(1), 66–74. <https://doi.org/10.1785/0120170160>.

- Pugh, J. S., Lowes, L. N., y Lehman, D. E. (2015). Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 104, 174–192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.037>.
- Rojas, F., Naeim, F., Lew, M., Carpenter, L. D., Youssef, N., Saragoni, G., & Adaros, M. S. (2011). Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2010 moment Magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), 37–64. <https://doi.org/10.1002/tal.674>.
- Saatcioglu, M., & Razvi, S. R. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural engineering*, 118(6), 1590–1607. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1992\)118:6\(1590\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590)).
- Song, C., Pujol, S., & Lepage, A. (2012). The collapse of the Alto Río building during the 27 February 2010 Maule, Chile, earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(1_suppl1), 301–334.
- Ugalde, D., Parra, P. F., y Lopez-Garcia, D. (2019). Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, 6565–6589. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00644-x>.
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>.
- Vigny C., Socquet A., Peyrat S., Ruegg J.-C., Métois M., Madariaga R., Morvan S., Lancieri M., Lacassin R., Campos J., Carrizo D., Bejar-Pizarro M., Barrientos S., Armijo R., Aranda C., Valderas-Bermejo M.-C., Ortega I., Bondoux F., Baize S., Lyon-Caen H., Pavez A., Vilotte J., Bevis M., Brooks B., Smalley R., Parra H., Baez J.-C., Blanco M., Cimbaro S., Kendrick, E. (2011). The 2010 Mw 8.8 Maule Megathrust Earthquake of Central Chile, Monitored by GPS. *Science*, 332(6036), 1417–1421. <https://doi.org/10.1126/science.1204132>
- Vulcano, A., Bertero, V. V., & Colotti, V. (1988, August). *Analytical modeling of RC structural walls*. In proceedings, 9th world conference on earthquake engineering (Vol. 6, pp. 41–46), Tokyo-Kyoto, Japan.
- Wilson, E. L., & Penzien, J. (1972). Evaluation of orthogonal damping matrices. *International Journal for numerical methods in engineering*, 4(1), 5–10.
- Wood, S. L. (1991). Performance of Reinforced Concrete Buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls. *Earthquake Spectra*, 7(4), 607–638. <https://doi.org/10.1193/1.1585645>.
- Yassin, M. (1994). *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cyclic Loads*. University of California, Berkeley.

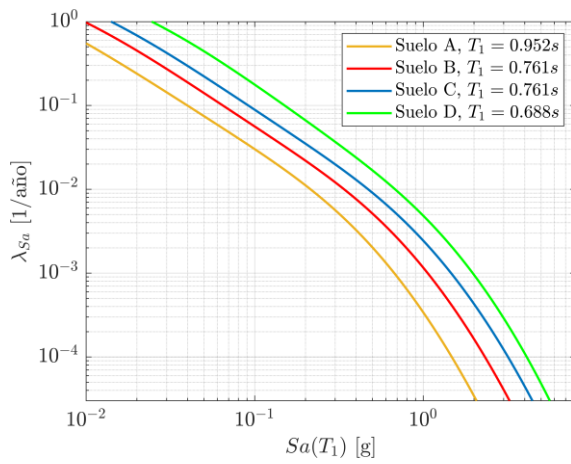
10 Anexos



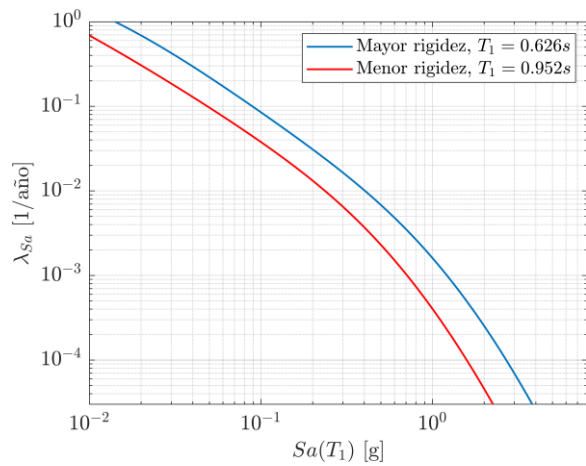
(a)



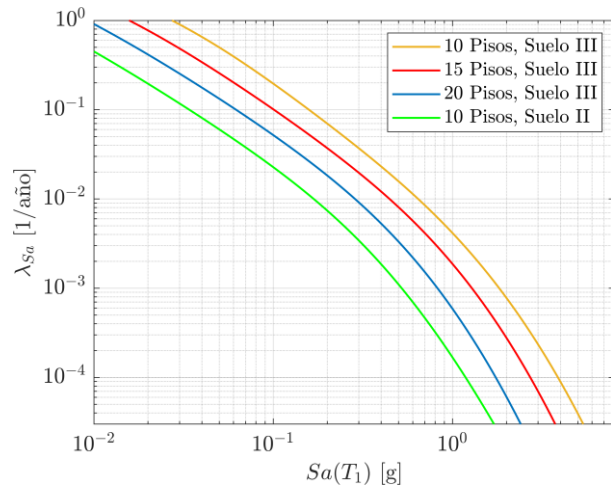
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 36.- Curvas de amenaza según: (a) número de pisos, (b) suelos en zona sísmica II, (c) suelos en zona sísmica III, (d) rigidez y (e) normativa pre-2010 (en zona sísmica II).