



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

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

Tesis de Magíster presentada por

Francisca Isidora Preuss Riquelme

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

y Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Co-Guía
Pablo Heresi Vengas

Profesor Guía
Cristian Cruz Doggenweiler

Octubre de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): Memoria o trabajo de título Tesis de Postgrado

Título del trabajo: "Evaluación del riesgo sísmico de edificios con muros de sección T y C de hormigón armado en Chile"

Nombre del candidato(a): Francisca Isidora Preuss Riquelme

Carrera / Grado: Ingeniería Civil, Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil

Campus: San Joaquín

Departamento: Departamento de Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, ___Cristián Cruz Doggenweiler___, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

6 meses 12 meses 2 años 3 años 5 años 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: ___03/03/2026___

Firma: 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: ___03/03/2026___

Firma: 

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

TITULO DE LA TESIS:

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

AUTOR:

Francisca Isidora Preuss Riquelme

TRABAJO DE TESIS, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María y al Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil.

Nombre

Firma

Pablo Heresi Venegas
Cristian Cruz Doggenweiler
Claudio Sepúlveda

Santiago, Chile, Octubre de 2025

Agradecimientos

La presente investigación fue desarrollada en el marco del proyecto FONDECYT Regular N°11230463, titulado “Seismic Risk of High-Rise Buildings in Chile: A Step Towards a Risk-Targeted Seismic Design”. Se agradece al proyecto FONDECYT por el apoyo brindado para la realización de este estudio. Asimismo, se reconoce especialmente al profesor Pablo Heresi, investigador responsable del proyecto, por su guía, apoyo constante y valiosas discusiones académicas, las cuales fueron fundamentales para el desarrollo de la investigación y la interpretación de los resultados.

Índice

1	Introducción.....	8
1.1	Definición del Problema	8
1.2	Hipótesis	8
1.3	Objetivos	9
2	Marco Teórico	10
2.1	Contexto Sísmico y Desempeño de Edificios Residenciales en Chile.....	10
2.2	Normativa Chilena	11
2.3	Tipologías de Muros Compuestos.....	12
2.4	Modelación No Lineal de Muros de Hormigón Armado	13
2.5	Evaluación Sísmica.....	15
2.5.1	Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño	15
2.5.2	Análisis Pushover	15
2.5.3	Curvas de Fragilidad y Riesgo Sísmico.....	16
2.6	Investigaciones Similares.....	16
3	Arquetipos y Diseño de Estructuras	18
3.1.	Selección y geometría de arquetipos.....	18
3.2.	Diseño estructural de arquetipos	20
4	Modelación Numérica	23
4.1.	Modelos constitutivos y parámetros de materiales	23
4.2.	Elementos, discretización y acoplamiento	24
4.3.	Amortiguamiento en Análisis no Lineales.....	25
5.	Análisis Estático No Lineal.....	27
6.	Análisis Dinámico No Lineal	29
6.1.	Selección de Registros y Caracterización de la Amenaza Sísmica.....	29
6.2.	Definición de Daño y Colapso	31
6.3.	Análisis de Franjas	32
6.4.	Construcción Curvas de Fragilidad.....	33
6.5.	Cálculo de Riesgo Sísmico	34
7.	Efecto de los parámetros en el comportamiento sísmico	35
7.1.	Efecto de la altura del edificio	35
7.2.	Efecto de la rigidez global	36
7.3.	Efecto de la clase de sitio.....	38
7.4.	Efecto de la zona sísmica.....	40
7.5.	Efecto de la normativa de diseño (pre y post 2010).....	42
7.6.	Resumen Resultados Riesgo Sísmico	44
8.	Conclusiones	47
9.	Referencias	48
10.	Anexos.....	53

10.1.	Análisis de Múltiples Franjas y Dispersiones Log No Colapso Muros T.....	53
10.2.	Curvas de Amenaza Sísmica.....	59

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

Francisca Preuss Riquelme¹, Pablo Heresi Venegas², Cristian Cruz Doggenweiler¹

¹ Universidad Técnica Federico Santa María

² Universidad de Chile

Resumen

En Chile no existe una definición explícita del nivel de riesgo sísmico aceptado para las edificaciones, y la normativa vigente ha evolucionado principalmente de manera empírica a partir de los daños observados en terremotos previos. Esto implica que, aun cumpliendo con los requisitos de diseño, se desconoce la probabilidad real de daño severo o colapso en edificios residenciales, dificultando evaluar si los niveles de seguridad implícitos en la norma resultan adecuados. Ante esta problemática surge el proyecto FONDECYT de Iniciación N°11230463, cuyo propósito es cuantificar de manera sistemática la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificaciones de muros de hormigón armado en Chile a escala individual y regional. Esta tesis se desarrolla en dicho marco, y contribuye al estudio de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico a nivel de arquetipo individual.

Se modelan 17 arquetipos para cada tipo de muro, T y C, mediante simulaciones tridimensionales no lineales en OpenSees, utilizando elementos E-SFI-MVLEM-3D que permiten una representación realista de la interacción corte-flexión. A partir de estos modelos, se desarrollan curvas de fragilidad mediante un análisis dinámico multi-franja (MSA), donde cada franja corresponde a una medida de intensidad (IM). Estas curvas permiten caracterizar la vulnerabilidad estructural e identificar la probabilidad de exceder distintos estados de daño (DM) en función de una IM. Al combinar la vulnerabilidad sísmica con información probabilística de la amenaza sísmica, es posible cuantificar el riesgo sísmico.

Se plantea como hipótesis que los muros tipo C presentan menor probabilidad de colapso que los muros tipo T debido a su geometría simétrica y a una distribución más equilibrada de esfuerzos, y que el confinamiento en los elementos de borde es determinante para dicha reducción. Esta hipótesis se confirma mediante los resultados obtenidos. Los arquetipos con muros tipo C no presentan colapso en ningún escenario, por lo que el análisis se centra en los muros tipo T. Para estos, la probabilidad de colapso en 50 años varía entre 0.48% y 9.85%, siendo los edificios de 10 pisos los más vulnerables debido a que concentran mayores demandas de derivas de piso en relación con su capacidad de deformación y confinamiento, lo que favorece la ocurrencia de fallas locales. La rigidez global también influye, ya que los modelos más rígidos muestran mayores probabilidades de colapso, asimismo, los diseños post-2010 presentan menores probabilidades que los pre-2010, reflejando mejoras normativas. Mientras más rígida la clase de sitio, más se eleva el riesgo en comparación con sitios más deformables. En conjunto, todas estas tendencias están controladas principalmente por el nivel de confinamiento en los elementos de borde, que determina la ductilidad, la resistencia post-fluencia y la capacidad de disipación del sistema, cuando el confinamiento es insuficiente, cualquier variación en altura, rigidez, era de diseño o clase de sitio amplifica significativamente la probabilidad de colapso.

Abstract

Chile lacks an explicit definition of the acceptable seismic risk for buildings, and the current design code has evolved mainly through empirical adjustments based on damage observed in past earthquakes. As a result, even code-conforming residential buildings have an unknown probability of experiencing severe damage or collapse, making it difficult to assess whether the implicit safety levels in the code are adequate. In response to this issue, the FONDECYT Project N°11230463 seeks to systematically quantify the vulnerability and seismic risk of reinforced concrete wall buildings in Chile at both the individual and regional scales. This thesis is developed within that framework and contributes to the study of seismic vulnerability and risk at the individual-archetype level.

Seventeen archetypes are modeled for each wall type, T and C, using nonlinear three-dimensional simulations in OpenSees with E-SFI-MVLEM-3D elements, which allow a realistic representation of shear-flexure interaction. From these models, fragility curves are developed through a multi-stripe analysis (MSA), where each stripe corresponds to an intensity measure (IM). These curves characterize structural vulnerability and quantify the probability of exceeding different damage states (DM) as a function of IM. By combining this vulnerability with probabilistic seismic hazard information, it is possible to quantify the overall seismic risk.

It is hypothesized that C-shaped sections exhibit a lower probability of collapse than T-shaped sections due to their more symmetric geometry and more balanced stress distribution, and that boundary-element confinement plays a key role in reducing this probability. The results confirm this hypothesis. Archetypes with C-shaped sections do not experience collapse in any scenario, so the analysis focuses on T-shaped sections. For these, the 50-year collapse probability ranges between 0.5% and 6%, with 10-story buildings being the most vulnerable due to higher relative seismic demands. Global stiffness also influences performance, as stiffer models exhibit higher collapse probabilities; likewise, post-2010 designs show lower probabilities than pre-2010 ones, reflecting improved code requirements. Stiffer site classes further increase collapse risk relative to more deformable soils. Overall, these trends are primarily governed by the level of boundary-element confinement, which controls ductility, post-yield strength, and energy dissipation capacity; when confinement is insufficient, variations in height, stiffness, design era, or site class significantly amplify the probability of collapse.

1 Introducción

1.1 Definición del Problema

Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo, debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana en el Cinturón de Fuego del Pacífico. En la zona central del país se registran terremotos de gran magnitud con una recurrencia promedio cercana a 83 ± 9 años (Comte et al., 1986), como lo evidencian los eventos de Valdivia 1960, Mw 9.5 (Cifuentes & Silver, 1989) y Maule 2010, Mw 8.8 (Vigny et al., 2011). Estos eventos han puesto de manifiesto las limitaciones de las prácticas de diseño estructural previas, particularmente en los edificios de muros de hormigón armado, que sufrieron fallas graves por el uso de muros delgados, ausencia de confinamiento y elevadas demandas axiales (Jünemann et al., 2015; Massone et al., 2012).

Los muros de hormigón armado constituyen el principal sistema sismorresistente en edificios habitacionales y de oficinas de mediana y gran altura en Chile (Moroni, 2011). Su uso se explica por el buen desempeño que presentan frente a sollicitaciones sísmicas, además de su capacidad para resistir cargas axiales, de corte y momento (Fintel, 1995). Dentro de este sistema, los muros con configuraciones compuestas en forma de T y C son ampliamente utilizados en la edificación residencial. Sin embargo, cuando los muros no cuentan con confinamiento adecuado en los elementos de borde, estos pueden ver afectada su respuesta ante eventos severos. En tales casos, se han observado mecanismos de falla asociados al aplastamiento del hormigón y al pandeo o fractura del refuerzo, como ocurrió en varias edificaciones dañadas durante el terremoto del 2010 (Massone et al., 2012; Rojas et al., 2011).

Si bien la normativa chilena se fortaleció tras el terremoto de 2010, con mayores exigencias de confinamiento y ductilidad, persisten interrogantes respecto al nivel real de seguridad que proporcionan estas tipologías de muros bajo escenarios sísmicos severos. En particular, la normativa actual, NCh 433 y DS 61 (INN, 2009a; MINVU, 2011b) se apoya en métodos de diseño basados en modelos elásticos y factores globales de reducción, que no permiten capturar de forma explícita la interacción entre sobrerresistencia, ductilidad, degradación cíclica y variabilidad de la amenaza sísmica.

En este contexto, surge la necesidad de evaluar cuantitativamente la vulnerabilidad y el riesgo de colapso en edificios habitacionales con muros T y C, diseñados bajo normativas pre y post 2010, considerando variaciones en altura, rigidez global, tipo de sitio y zona sísmica. Para ello, resulta pertinente aplicar la metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (Moehle & Deierlein, 2004), que permite integrar la amenaza sísmica y la respuesta estructural en términos probabilísticos. A través de análisis dinámicos no lineales y la construcción de curvas de fragilidad se pueden estimar métricas de riesgo, como el riesgo de colapso en 50 años, que aporten evidencia objetiva sobre el comportamiento comparativo de estas tipologías y su coherencia con los niveles de seguridad estructural esperados en la normativa chilena.

1.2 Hipótesis

La hipótesis de esta investigación consiste en que la geometría de los muros estructurales de hormigón armado influye significativamente en su vulnerabilidad sísmica, siendo los muros en T más susceptibles al colapso frente a demandas sísmicas severas debido a la concentración de esfuerzos en el sector del ala, mientras que los muros en C, al disponer de dos alas enfrentadas conectadas por un alma central, permiten una mejor distribución de las sollicitaciones y tienden a presentar un comportamiento estructural más estable. Asimismo, se plantea que mediante análisis dinámicos no lineales es posible estimar medidas de daño y colapso en edificios habitacionales chilenos, y que el riesgo sísmico cambia de manera significativa al variar parámetros como el número de pisos, la rigidez global, el tipo de sitio y la zona sísmica. Finalmente, se espera que las edificaciones diseñadas con la normativa previa al terremoto de 2010 presenten un mayor riesgo sísmico en comparación con las diseñadas bajo las disposiciones posteriores, debido al efecto del confinamiento en los elementos de borde, el cual aporta ductilidad y sobrerresistencia al sistema.

1.3 Objetivos

Objetivo General: Estimar y cuantificar el riesgo de sufrir un nivel específico de daño y colapso de edificios chilenos con muros de hormigón armado, específicamente de sección tipo T y C.

OE1. Caracterizar la respuesta sísmica en el rango no lineal de 34 arquetipos de muros de sección tipo T y C utilizando modelos numéricos en OpenSees.

OE2. Determinar curvas de fragilidad de daño y de colapso para el set de estructuras mediante un análisis de franjas.

OE3. Evaluar y comparar el riesgo sísmico del set de estructuras para diferentes niveles de daño, incluyendo el colapso, variando parámetros de modelación y la normativa de diseño (pre y post 2010) de las estructuras analizadas.

2 Marco Teórico

El marco teórico de esta investigación tiene por objetivo contextualizar el estudio de la vulnerabilidad y riesgo sísmico en edificios chilenos de muros de hormigón armado, con especial énfasis en las tipologías de sección T y C. Para ello, se revisan primero los principales antecedentes sobre la sismicidad en Chile y el desempeño observado en edificaciones residenciales, junto con la evolución de la normativa nacional y los cambios introducidos tras el terremoto de 2010, que han influido directamente en las prácticas de diseño estructural. A continuación, se analizan las tipologías de muros compuestos empleadas en el país, abordando sus características geométricas y el efecto de su configuración en la respuesta sísmica. Posteriormente, se presentan los fundamentos de la modelación no lineal de muros de hormigón armado, considerando el comportamiento a flexo-compresión, corte y la aplicación de modelos numéricos avanzados en OpenSees. Finalmente, se desarrollan los conceptos asociados a la evaluación sísmica, incluyendo los principios de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, el análisis pushover, la definición de daño y colapso, la formulación de curvas de fragilidad y la estimación del riesgo sísmico que constituye la base de los análisis realizados en esta tesis.

2.1 Contexto Sísmico y Desempeño de Edificios Residenciales en Chile

Chile se caracteriza por ser uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo, al encontrarse emplazado en el borde convergente de las placas de Nazca y Sudamericana, la recurrencia de terremotos de gran magnitud es especialmente alta, registrándose más de una docena de eventos superiores a Mw 8.0 en el último siglo y varios “mega terremotos” sobre Mw 8.5 que, en promedio, ocurren dos veces cada cien años (Kupfer et al., 2012; Ruiz & Madariaga, 2018). A diferencia de otras regiones sísmicas, los terremotos chilenos se distinguen no solo por su magnitud, sino también por la prolongada duración de los movimientos, que en algunos casos supera los dos minutos, generando una acumulación significativa de daño en las estructuras debido a la repetición de ciclos inelásticos (Massone et al., 2012). A ello se suman los efectos de sitio asociados a suelos de baja rigidez y depósitos costeros, que amplifican la demanda sísmica y agravan las consecuencias estructurales (Rojas et al., 2011).

Este contexto de amenaza recurrente y severa se combina con una alta concentración de población en la zona central del país, lo que incrementa la exposición al riesgo. Como respuesta, Chile ha desarrollado una normativa sísmica rigurosa, principalmente la NCh433 y los decretos DS60 y DS61 (INN, 2009a; MINVU, 2011b, 2011a), cuyos objetivos son garantizar que las edificaciones resistan sin daño los sismos moderados, limiten los daños en terremotos de magnitud media y eviten el colapso en eventos severos. Sin embargo, estas disposiciones son mayormente cualitativas y carecen de métricas explícitas para verificar el nivel de desempeño esperado en términos cuantitativos, lo que genera la necesidad de enfoques modernos de evaluación estructural basados en desempeño.

En cuanto al sistema estructural predominante, los edificios residenciales en Chile se distinguen por el uso extensivo de muros de hormigón armado como elementos principales de resistencia lateral. Estos muros no solo proporcionan elevada rigidez y capacidad portante frente a cargas axiales, de corte y flexión, sino que también cumplen funciones arquitectónicas como separación de espacios, lo que explica su masiva incorporación en proyectos habitacionales de mediana y gran altura (Fintel, 1995; Moroni, 2011). Guendelman & Lindenberg (2010), por ejemplo, analizaron más de 2600 edificios chilenos, identificando relaciones altura-período que reflejan la elevada rigidez característica de estas estructuras. De manera complementaria, Navarro (2023) recopiló información de planos de edificios de Viña del Mar y Valparaíso, confirmando que las dimensiones de muros en T utilizados en investigaciones académicas son consistentes con la realidad constructiva nacional.

El terremoto del Maule de 2010 (Mw 8.8) fue el principal referente para analizar el desempeño de los edificios en Chile, ya que permitió observar con claridad sus fortalezas y las deficiencias presentes en su diseño y construcción. Si bien la mayoría de los edificios resistieron adecuadamente, se produjeron daños severos e incluso colapsos que evidenciaron vulnerabilidades críticas. El edificio Alto Río en Concepción colapsó debido a fallas en muros del primer nivel, con deficiencias en empalmes y falta de confinamiento en los elementos de borde (Song et al., 2012). La Torre O'Higgins presentó un colapso progresivo de losas asociado a la interrupción de muros estructurales y formación de un piso blando (Rojas et al., 2011). En Viña del Mar, el edificio Toledo sufrió daños graves en su muro central en forma de T debido a altas demandas axiales y nulo nivel de confinamiento (Della Valle & Carvallo, 2010). De manera similar, el edificio Don Tristán en Maipú experimentó fallas en sus vigas de acople, lo que también derivó en un mecanismo de piso blando (Hube et al., 2012). Estos casos revelaron que factores como el uso de muros delgados, la insuficiencia de confinamiento en elementos de borde y la presencia de altas cargas axiales fueron determinantes en el nivel de daño observado (Massone et al., 2012). Asimismo, mostraron que la vulnerabilidad de los edificios habitacionales no depende únicamente de la magnitud del sismo, sino también de las características geométricas y de detallamiento de los muros, así como del cumplimiento efectivo de la normativa de diseño (Rojas et al., 2011). En este contexto, es importante destacar que los daños observados no se asocian a negligencias constructivas, sino a un enfoque de diseño que, previo a 2010, no exigía de manera explícita requisitos de ductilidad y confinamiento para muros estructurales.

En síntesis, el escenario sísmico chileno combina una amenaza de gran recurrencia y severidad con edificios caracterizados por el uso extensivo de muros de hormigón armado. Aunque la normativa chilena ha permitido un desempeño globalmente favorable, los daños registrados en 2010 evidencian la necesidad de evaluaciones cuantitativas que permitan medir de manera más realista la vulnerabilidad estructural.

2.2 Normativa Chilena

La normativa sísmica chilena tiene una larga trayectoria, con la primera regulación formal publicada en 1935 después del terremoto de Talca de 1928, que estableció criterios básicos de diseño para edificaciones (Ministerio del Interior, 1935). Posteriormente, se sucedieron varias actualizaciones, siendo especialmente relevantes las ediciones de la norma NCh433 (INN, 1996), que regula las cargas sísmicas en edificaciones, y la NCh430 (INN, 2008), que establece los requisitos para el diseño de estructuras de hormigón armado.

En particular, la edición de 1996 (INN, 1996) fue ampliamente utilizada hasta la publicación de una versión modificada en 2009 (INN, 2009a), la cual introdujo ajustes en el espectro de diseño y en la clasificación de clase de sitio, pero mantuvo el enfoque principalmente elástico de la normativa. Hasta ese momento, la NCh433 se basaba en consideraciones elásticas con factores globales de reducción de fuerzas, sin una vinculación explícita con parámetros probabilísticos de riesgo sísmico. Bajo este marco regulatorio, la NCh433 establecía explícitamente, a través de su Anexo B.2.2, que no era obligatorio cumplir con los requisitos de confinamiento definidos en la ACI 318-05, lo que permitió el diseño de muros relativamente delgados y sin exigencias limitadas de confinamiento en los elementos de borde, lo que fue identificado como una de las principales debilidades de las edificaciones afectadas durante el terremoto del Maule de 2010 (Massone et al., 2012).

Tras el sismo de 2010 se introdujeron modificaciones normativas significativas mediante los Decretos Supremos N°60 y N°61 (MINVU, 2011a, 2011b), los cuales actuaron de manera complementaria para corregir las deficiencias estructurales observadas en edificios de muros de hormigón armado. El DS61, que modifica la NCh433, actualizó los parámetros de peligro sísmico a nivel nacional, redefinió la clasificación de clase de sitio y ajustó los espectros de diseño, incrementando la demanda sísmica especialmente en sitios blandos. Asimismo, reforzó los criterios asociados al corte basal mínimo y al cálculo de las masas sísmicas. Por su parte, el DS60, que modifica la NCh430, incorporó exigencias más estrictas en el diseño de muros estructurales, destacando la obligatoriedad de proveer elementos de borde confinados, límites más conservadores para la carga axial máxima, requisitos mejorados de refuerzo transversal, y disposiciones específicas para vigas de acople con el fin de evitar fallas frágiles.

En conjunto, estas modificaciones buscan aumentar la ductilidad y sobrerresistencia de los sistemas de muros, y mejorar su desempeño ante demandas sísmicas severas.

2.3 Tipologías de Muros Compuestos

En la edificación residencial chilena no es común utilizar únicamente muros rectangulares simples, sino que predominan muros de corte no rectangulares, que responden tanto a requerimientos estructurales como arquitectónicos, tal como la planta del edificio Doña Angela que se muestra en la Figura 1. Entre las geometrías más frecuentes se encuentran los muros en T, C y L, los cuales permiten aumentar la rigidez lateral y mejorar la resistencia flexional del edificio, además de cumplir la función de separación de espacios. Estas configuraciones se diferencian por la manera en que el alma y las alas se conectan y distribuyen los esfuerzos, lo que influye directamente en el comportamiento sísmico de la estructura.

El muro en T se compone de un alma central y un ala perpendicular, configuración que le confiere una elevada eficiencia frente a solicitaciones de flexión. Sin embargo, su comportamiento está fuertemente condicionado por la interacción entre carga axial y flexión. En particular, la elevada cuantía de refuerzo longitudinal concentrada en el ala permite desarrollar grandes fuerzas de tracción, las cuales, combinadas con la carga axial gravitacional, deben ser equilibradas mediante altas demandas de compresión en el alma. Este mecanismo conduce a una concentración de deformaciones de compresión en dicha zona, favoreciendo la ocurrencia de fallas frágiles asociadas al aplastamiento del hormigón y a una limitada capacidad de deformación (Wallace et al., 2012). El muro en C está formado por un alma y dos alas paralelas conectadas entre sí, conformando una geometría que permite una distribución más equilibrada de las solicitaciones de flexión y corte.

Investigaciones recientes han aportado evidencia adicional sobre la influencia de parámetros geométricos y de rigidez en el desempeño de muros compuestos. El análisis de un edificio chileno de 18 pisos afectado por el terremoto de 2010 mostró que la rigidez global y la distribución de muros fueron factores determinantes en el nivel de daño observado (Gallardo et al., 2021). De manera complementaria, evaluaciones de edificaciones residenciales diseñadas bajo normativas previas a 2010 confirmaron que las deficiencias normativas se traducen en mayores fragilidades frente a demandas sísmicas severas (Suquillo et al., 2024).

Un índice que ayuda a caracterizar la rigidez de los muros es la relación altura/período (H/T), donde T corresponde al período fundamental obtenido del modelo lineal elástico y H es la altura total del edificio. Esta relación permite caracterizar la rigidez global de la estructura. De acuerdo con el análisis de 2622 edificios chilenos realizado por Guendelman & Lindenberg (2010) los edificios pueden clasificarse como rígidos cuando $H/T > 70$ m/s, de rigidez normal cuando $40 \leq H/T \leq 70$ m/s, y flexibles cuando $H/T < 40$ m/s.

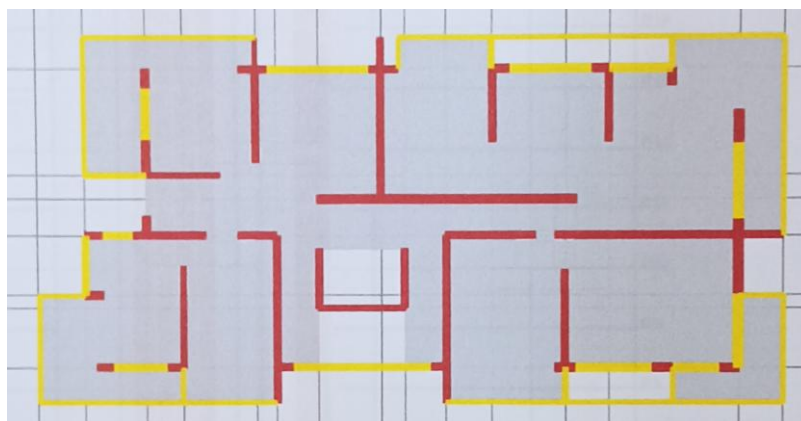


Figura 1: Planta típica de edificio habitacional Doña Angela. Fuente: Rodrigo Navarro

2.4 Modelación No Lineal de Muros de Hormigón Armado

La modelación no lineal constituye una herramienta fundamental para reproducir el comportamiento real de los muros de hormigón armado sometidos a solicitaciones sísmicas severas. A diferencia de los modelos lineales, permite capturar la degradación de rigidez, la formación de rótulas plásticas y los mecanismos de colapso tanto locales como globales (Deierlein et al., 2010).

En el ámbito numérico, esta aproximación se implementa mediante modelos constitutivos que diferencian entre hormigón confinado y no confinado, así como entre acero con capacidad de endurecimiento, pandeo o fractura. En plataformas como OpenSees, es común el uso de materiales uniaxiales (Concrete02, SteelMPF), combinados con envolventes de falla que limitan deformaciones últimas y permiten representar fenómenos como el aplastamiento del hormigón o la rotura del acero.

El modelo MVLEM-3D (Kolozvari et al., 2021a) mostrado en la Figura 2, ha sido ampliamente utilizado para representar el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado dominados por flexión. Es un elemento tridimensional con 4 nodos y 6 grados de libertad en cada nodo, utilizado para análisis no lineales de muros controlados por flexión y sometidos a cargas multidireccionales. Este elemento, desarrollado como extensión del MVLEM bidimensional (Orakcal et al., 2004), representa la respuesta a flexo-compresión mediante fibras uniaxiales, mientras que la respuesta a corte se idealiza con un resorte lineal independiente. Si bien ha demostrado un buen ajuste frente a ensayos experimentales, su principal limitación es que no capta la interacción entre corte y flexión, aspecto especialmente relevante en muros con baja esbeltez o sometidos a demandas sísmicas severas. En muros esbeltos, donde predomina la respuesta flexural, esta interacción puede ser menos significativa, salvo en casos de alta demanda de corte.

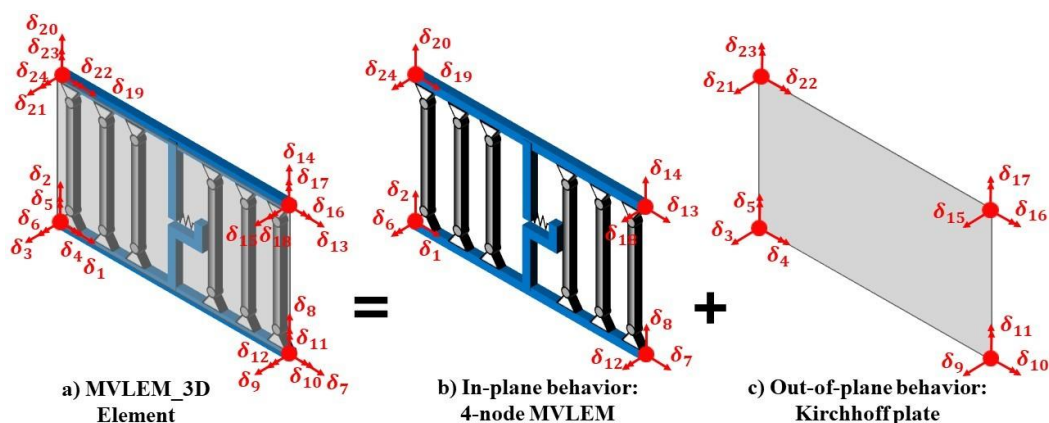


Figura 2: a) Elemento MVLEM-3D, b) elemento MVLEM para representar el comportamiento dentro del plano y c) elemento placa para representar el comportamiento fuera del plano.

Con el fin de superar esta limitación, Kolozvari et al. (2021b) propusieron el Shear-Flexure Interaction MVLEM-3D (SFI-MVLEM-3D), mostrado en la Figura 3, que incorpora explícitamente la interacción entre corte y flexión dentro de la formulación del elemento. Esto permite reproducir con mayor fidelidad la rigidez efectiva, el acoplamiento de deformaciones laterales y rotacionales, y los modos de falla mixtos. El SFI-MVLEM-3D constituyó un avance significativo respecto al MVLEM-3D, pues logra capturar degradaciones progresivas en la rigidez y resistencia en condiciones cíclicas (Kolozvari et al., 2021b).

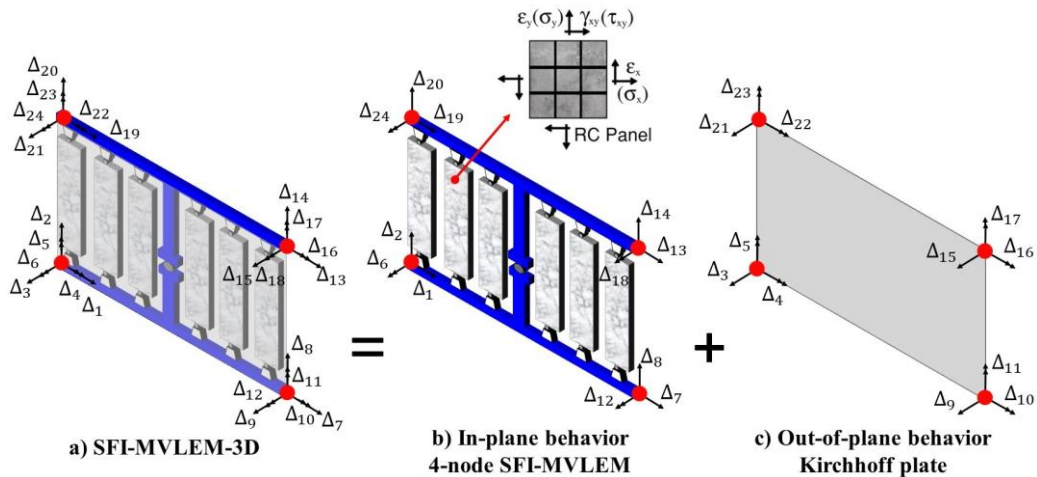


Figura 3: a) Elemento SFI-MVLEM-3D, b) elemento SFI-MVLEM para representar el comportamiento dentro del plano y c) elemento placa para representar el comportamiento fuera del plano.

Más recientemente, se desarrolló el Efficient Shear-Flexure Interaction MVLEM-3D (E-SFI-MVLEM-3D), mostrado en la Figura 4, que perfecciona la formulación anterior mediante una calibración más precisa de la rigidez cortante efectiva, la localización del centro de rotación relativa y la incorporación de leyes de degradación basadas en un conjunto más amplio de resultados experimentales (Koložvari et al., 2023). Gracias a estas mejoras, el E-SFI-MVLEM-3D ofrece un ajuste superior en la representación de la respuesta histerética y en la predicción de fallas tanto dominadas por flexión como por corte, incluso bajo demandas sísmicas severas. Dado lo anterior, en esta investigación se adopta el modelo E-SFI-MVLEM-3D, por ser la versión más robusta y validada de la familia MVLEM.

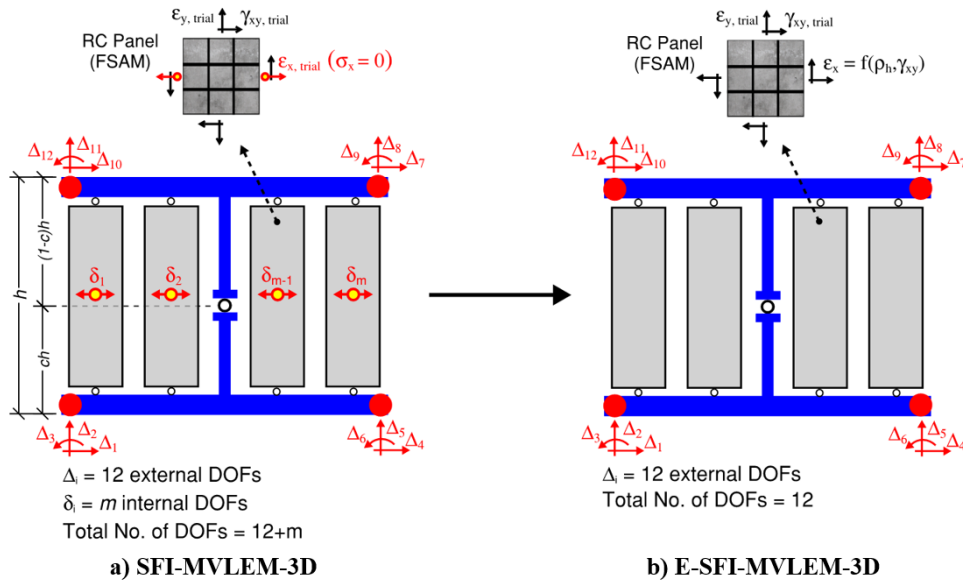


Figura 4: a) Elemento SFI-MVLEM 3D dentro del plano b) Elemento E-SFI-MVLEM 3D dentro del plano.

2.5 Evaluación Sísmica

La caracterización del desempeño sísmico de edificaciones no puede abordarse únicamente desde parámetros normativos o verificaciones estáticas, sino que requiere de procedimientos capaces de representar de manera explícita la respuesta inelástica y los mecanismos de daño que gobiernan el colapso (Moehle & Deierlein, 2004). Existen análisis estáticos no lineales, como el pushover, que permiten obtener información simplificada sobre la capacidad global y la reserva de resistencia, mientras que los análisis dinámicos no lineales entregan una representación más realista de la interacción entre la estructura y el movimiento sísmico (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

2.5.1 Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño

Los avances recientes en ingeniería estructural han impulsado el desarrollo de metodologías que trascienden las verificaciones normativas tradicionales, orientándose hacia una evaluación más integral del comportamiento sísmico. Dentro de este contexto, la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE) constituye el marco conceptual más difundido a nivel internacional para la estimación probabilística de la vulnerabilidad estructural. Esta 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).

El PBEE organiza el proceso de evaluación en cuatro niveles jerárquico (Figura 5): la caracterización de la amenaza sísmica mediante una medida de intensidad (IM), la estimación de la respuesta estructural a través de parámetros de demanda (EDP), la definición de medidas de daño (DM) que vinculan la respuesta con estados límite, y finalmente la obtención de variables de decisión (DV), que pueden corresponder a pérdidas económicas, interrupción de uso o consecuencias humanas, tales como muertes heridos debido al colapso de la estructura. Esta estructura permite vincular de manera explícita la demanda sísmica con las consecuencias esperadas, incorporando de forma sistemática la incertidumbre en cada etapa del análisis.

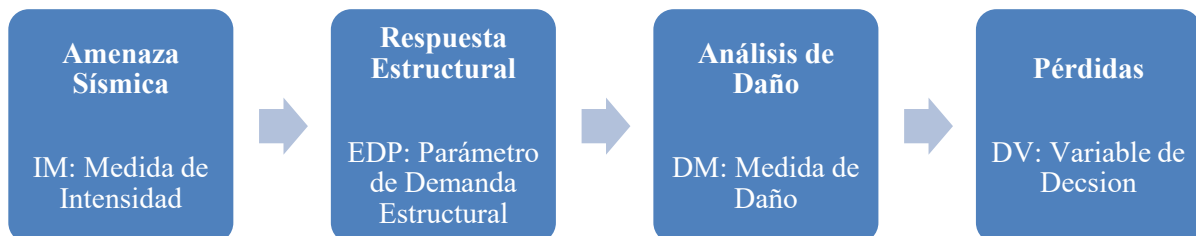


Figura 5: - Secuencia metodológica de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño.

2.5.2 Análisis Pushover

El análisis estático no lineal, conocido como pushover, constituye una de las metodologías más utilizadas para estimar la capacidad sísmica global de estructuras de hormigón armado (Krawinkler & Seneviratna, 1998). Este procedimiento consiste en aplicar un patrón lateral de cargas crecientes hasta alcanzar el colapso, registrando la relación entre el desplazamiento del edificio y el corte basal resistente. El resultado es una curva de capacidad que permite identificar parámetros clave como la resistencia máxima, la rigidez inicial y la capacidad de deformación.

Uno de los indicadores más relevantes obtenidos a partir del pushover es el factor de sobrerresistencia (Ω), definido como la razón entre el corte basal máximo (V_{max}) y la demanda normativa de corte (V_u). Este parámetro entrega una medida de la reserva estática de la estructura y ha sido ampliamente reportado en edificaciones de muros en Chile, con valores típicos entre 2.5 y 5 para edificios de mediana altura y entre 1 y 2.5 en edificios altos (Cando et al., 2020; Gallegos et al., 2023b, 2023a).

2.5.3 Curvas de Fragilidad y Riesgo Sísmico

Una de las herramientas más empleadas para cuantificar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones son las curvas de fragilidad, las cuales representan de forma gráfica que una estructura exceda un estado límite dado, en función de una medida de intensidad sísmica (Porter et al., 2007).

En estudios de edificios de hormigón armado, es común utilizar la deriva máxima entre pisos (IDR) como parámetro de respuesta estructural (EDP) (Skolnik & Wallace, 2010), mientras que la aceleración espectral en el período fundamental $S_a(T_1)$ constituye la medida de intensidad (IM) más representativa (Rong et al., 2023). Históricamente se emplearon otras IM más simples, como la aceleración máxima del sitio (PGA), cuyo uso antecede al de los parámetros espectrales dependientes del período (Kostinakis et al., 2018). Por otro lado, la literatura ha explorado también otras alternativas para definir la IM, como la aceleración máxima del sitio (PGA), la intensidad de Arias o la duración significativa del movimiento. Además, se tienen otras EDPs, tales como, las rotaciones plásticas en muros, las distorsiones de corte o las deformaciones residuales (Rong et al., 2023).

El riesgo sísmico de una estructura puede cuantificarse a través de parámetros que combinan la amenaza sísmica del sitio con la vulnerabilidad propia de la edificación. Entre ellos, se tiene la tasa anual media de colapso, que representa el número esperado de colapsos en un año para una estructura con determinadas características de diseño y emplazamiento (Eads et al., 2013). Este parámetro no se obtiene de forma directa, sino a partir de la integración de dos componentes: la curva de colapso, que expresa el riesgo de que la estructura colapse dada una intensidad sísmica, y la curva de amenaza sísmica, la cual describe la frecuencia anual con la que se exceden distintos niveles de una medida de intensidad (λ_{IM}), obtenida a través del análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA).

2.6 Investigaciones Similares

La vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios con muros de hormigón armado ha sido abordada en múltiples estudios recientes, particularmente en el contexto chileno posterior al terremoto del Maule en 2010. Araya-Letelier et al. (2019) evaluaron el riesgo de colapso de un edificio de oficinas de 16 pisos, con un sistema dual compuesto por dos núcleos de muros tipo C y marcos perimetrales, ubicado en Santiago sobre una clase de sitio B y diseñado de acuerdo con la normativa sísmica chilena y ACI 318-08. A partir de un modelo elástico en ETABS se desarrolló un modelo no lineal tridimensional en PERFORM-3D, incorporando la degradación de rigidez y resistencia en muros y marcos. Sobre este modelo se ejecutaron análisis dinámicos incrementales (IDA) con un conjunto de registros de subducción chilenos y un colapso definido según los lineamientos FEMA P-58/P-695, obteniendo curvas de colapso. Al combinar estas curvas con la amenaza sísmica mediante un PSHA, se obtuvieron valores para la tasa anual media de colapso (λ_c) entre 2.61×10^{-5} y 2.61×10^{-4} , y una probabilidad de colapso en 50 años ($P_c(50)$) entre 0.13% y 0.68%, valor muy por debajo del objetivo de 1% propuesto por ASCE-7 (2022).

Cando et al. (2020) estudiaron un conjunto de cuatro edificios residenciales de 20 pisos con sistema exclusivamente de muros de corte, que combinan muros planos con muros de sección T, localizados en Santiago sobre una clase de sitio C, diseñados conforme a las disposiciones post-2010, NCh433 y DS60/DS61. A partir de modelos elásticos de diseño se desarrollaron modelos no lineales bidimensionales en OpenSees, utilizando elementos tipo MVLEM para los muros y considerando explícitamente la sobrerresistencia y la ductilidad global del sistema. Se realizaron análisis pushover para caracterizar la capacidad, y un conjunto de IDA con registros de subducción chilenos, definiendo estados límite de “daño significativo” y colapso, y construyendo fragilidades para ambos. Al combinar estas fragilidades con la amenaza sísmica local, los autores estimaron λ_c entre 2.7×10^{-4} y 6.9×10^{-4} y $P_c(50)$ entre 1.3% y 3.4%, superando el umbral de 1% sugerido por ASCE-7 (2022), y evidenciando que en edificios de muros relativamente rígidos y sobre sitios más blandos, la mayor demanda sísmica puede traducirse en riesgos de colapso no despreciables pese al cumplimiento normativo.

Gallegos et al. (2023b) y Gallegos et al. (2023a) evaluaron el riesgo de colapso en edificios con sistema dual muro-pórtico de mediana y gran altura, bajo la metodología PBEE y siguiendo los lineamientos de FEMA P-58. Para ello definieron dos grupos de arquetipos, edificios medianos (≤ 10 pisos) y edificios altos (16 pisos), ambos diseñados con muros tipo C conforme a la normativa sísmica chilena posterior a 2010 y considerando distintas combinaciones de zonas sísmicas (2 y 3) y clases de sitio (B y D). Los autores desarrollaron modelos tridimensionales no lineales en PERFORM-3D, incorporando degradación cíclica de rigidez y resistencia en muros y marcos, y ejecutaron análisis dinámicos incrementales (IDA) con registros chilenos de subducción seleccionados mediante espectros condicionados. Con las fragilidades de colapso obtenidas, integradas con la amenaza sísmica específica de cada combinación zona-suelo, estimaron métricas como la probabilidad de colapso para el nivel MCE (nivel máximo de demanda sísmica que una estructura debe ser capaz de resistir sin colapso) siempre menor a 10%, y la $P_c(50)$ inferior al 1% en todos los arquetipos, cumpliendo así los objetivos de desempeño propuestos por ASCE-7 (2022) para “life safety”. Aun cuando los resultados indican un desempeño satisfactorio, ambos estudios muestran variaciones significativas según la clase de sitio y localización, con mayores demandas y riesgos relativos en arquetipos ubicados en la clase de sitio D y zona 3.

Además de las investigaciones desarrolladas en el contexto chileno, diversos estudios internacionales han analizado la vulnerabilidad y los mecanismos de colapso en sistemas de hormigón armado, aportando evidencia complementaria a los hallazgos reportados para edificios de muros estructurales en Chile. Haselton et al. (2011) evaluaron edificios con marcos resistentes a momento diseñados bajo las normativas ASCE 7-02 y ACI 318-05 mediante modelos no lineales en OpenSees, y análisis dinámicos incrementales (IDA), obteniendo probabilidades de colapso cercanas al 11% para el nivel de amenaza con 2% de excedencia en 50 años, destacando que reducciones en el corte basal mínimo incrementan significativamente la vulnerabilidad. Por su parte, Dabaghi et al. (2019) analizaron un edificio mixto con muros de hormigón armado modelados mediante SFI-MVLEM, identificando que la longitud del muro es uno de los parámetros más influyentes en el riesgo de colapso al controlar la capacidad de deformación y los mecanismos de flexión-corte. De manera complementaria, Marafi et al. (2019) estudiaron muros planos y acoplados en edificios mixtos utilizando elementos dispBeamColumn con resortes de corte, mostrando que factores como la capacidad máxima de deriva, la razón axial ($P_u/f'_c A_g$) y la deformación última del acero dominan la vulnerabilidad sísmica frente al nivel MCE.

En conjunto, estas investigaciones evidencian la creciente atención en la caracterización probabilística del riesgo sísmico en edificios de muros estructurales. Sin embargo, la mayoría se ha enfocado en casos particulares (edificios específicos, una sola tipología o condiciones normativas limitadas), lo que refuerza la relevancia de estudios integradores que comparen sistemáticamente distintas geometrías de muros, T y C, eras de diseño y condiciones de amenaza, como el presente trabajo.

3 Arquetipos y Diseño de Estructuras

3.1. Selección y geometría de arquetipos

Se seleccionaron dos tipologías de muros compuestos ampliamente utilizadas en edificios residenciales chilenos, muros de sección en T y en C. Estas configuraciones son frecuentes en la práctica local debido a que combinan un buen aprovechamiento arquitectónico, al funcionar como separadores de espacios y pasillos, con un adecuado desempeño estructural frente a cargas laterales.

En ambos casos, la planta estructural se compone de dos muros de igual geometría, dispuestos simétricamente y separados por un corredor de 1.80 m, representativo del ancho típico de pasillos en edificios habitacionales. Dichos muros se acoplan mediante una losa maciza de 0.15 m de espesor, cuya función principal es transmitir cargas axiales entre muros y otorgar mayor rigidez al sistema. El área tributaria de la losa se definió de modo que la relación entre la altura total de la estructura y para que la relación entre altura (H) y período (T), H/T fuese cercana a 50 m/s, lo que corresponde a la categoría de rigidez normal en edificaciones de muros de hormigón armado según la clasificación propuesta por Guendelman & Lindenberg (2010).

Las dimensiones geométricas (longitud del alma, longitud de alas y espesor de los muros) fueron seleccionadas a partir de recopilaciones de planos de edificios construidos en la zona central de Chile, buscando ser representativas de la práctica de diseño posterior al terremoto del Maule 2010 y consistentes con los requerimientos de confinamiento establecidos en la NCh 433 (INN, 2009a) junto con el DS61 (MINVU, 2011b). Estas dimensiones se pueden ver en la Figura 6 que muestra la estructura base de cada tipo de sección. Esta estructura base tiene 15 pisos, se encuentra emplazada en una clase de sitio C y zona sísmica 2, y está diseñada con la normativa posterior al terremoto del Maule del 2010.

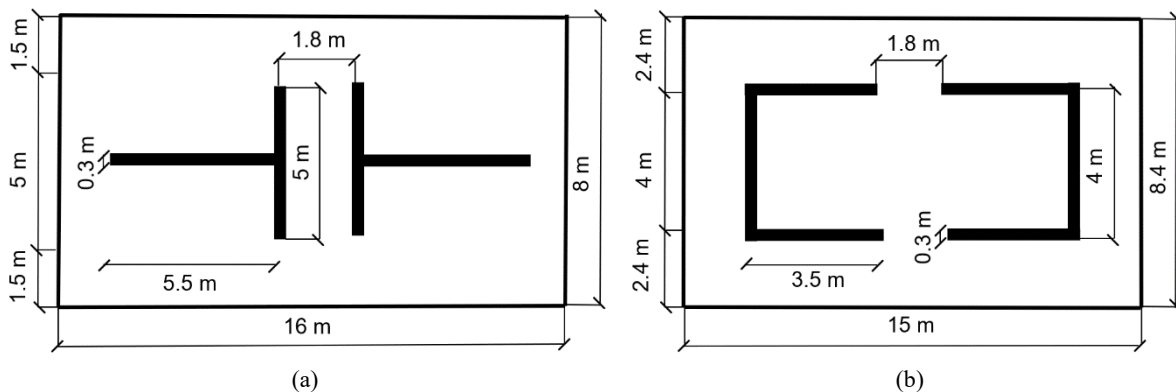


Figura 6: Planta de la estructura base de las secciones en estudio: (a) Sección T, (b) Sección C

A partir de estas estructuras se definieron 17 arquetipos para cada tipo de muro, que consideran variaciones en el número de pisos (6, 10, 15, 20 y 25), en la rigidez global (H/T mayor que 50 m/s para estructuras rígidas y menor que 50 m/s para estructuras flexibles, considerando que la estructura base tiene una rigidez normal con un $H/T \approx 50$), en el tipo de sitio (A, B, C y D), en la zona sísmica (2 y 3) y en la normativa de diseño (pre y post 2010).

El resumen de las características de todos los arquetipos se presenta en la Tabla 1, donde se presentan la altura, H , el período fundamental, T_1 , factor de reducción de la resistencia, R^* , razón de corte basal/peso sísmico, V_u/W , y deriva máximo entre pisos, IDR máx., cuyo límite es 0.002 según la NCh433 (INN, 2009a) considerando la demanda sísmica reducida por R^* . Es importante recalcar que V_u corresponde al corte de diseño obtenido directamente del modelo lineal en ETABS, el cual ya incorpora la mayoración de las fuerzas sísmicas exigida por la combinación de cargas (factor 1.4).

Tabla 1: Arquetipos, variaciones y parámetros de diseño.

ID Modelo	Pisos	H (m)	Sitio	Zona Sísmica	Sección T					Sección C					
					T ₁ (s)	H/T (m/s)	R*	Vu/W (%)	IDR máx (‰)	T ₁ (s)	H/T (m/s)	R*	Vu/W (%)	IDR máx (‰)	
Variación de N° de Pisos															
1	15	39	C	2	0.76	51	7.97	7.35	0.53	0.82	47	8.29	7.37	0.6	
2	6	15.6	C	2	0.28	56	5.4	15.44	0.36	0.34	46	5.76	14.32	0.5	
3	10	26	C	2	0.48	54	6.76	11.4	0.5	0.6	43	7.36	8.93	0.6	
4	20	52	C	2	1.03	38	8.7	7.35	0.67	-	-	-	-	-	
	25	65			-	-	-	-	-	1.59	41	9.61	7.35	0	
Variación de Rigidez															
5	15	39	C	2	0.95	41	10.38	7.35	0.79	1.12	35	8.91	7.33	0.98	
6	15	39	C	2	0.63	62	8.67	8.36	0.42	0.65	60	7.54	8.07	0.43	
Variación de Tipo de Sitio															
7	15	39	A	2	0.95	41	6	6.3	0.5	0.82	47	10.16	6.31	0.41	
8	15	39	B	2	0.76	51	7.97	7	0.48	0.82	47	8.85	7	0.5	
9	15	39	D	2	0.69	57	8.67	17.63	0.89	0.82	47	6.49	13.45	1.13	
Variación de Tipo de Sitio y Zona Sísmica															
10	15	39	A	3	0.95	41	10.38	8.4	0.71	0.82	47	10.16	8.41	0.55	
11	15	39	B	3	0.76	51	6	9.34	0.6	0.82	47	8.85	9.34	0.67	
12	15	39	C	3	0.76	51	7.46	9.8	0.67	0.82	47	8.16	9.77	0.79	
13	15	39	D	3	0.69	57	8.52	21.83	1.33	0.82	47	6.49	17.95	1.51	
Variación de Normativa de Diseño															
14	10	15.6	III	2	0.48	32	5.07	17.32	0.77	0.6	26	5.64	17.64	1.19	
15	15	26	III	2	0.76	34	6.28	12.28	0.92	0.82	32	6.49	13.46	1.13	
16	20	52	III	2	1.03	38	7.1	8.18	0.82	-	-	-	-	-	
	25	65			-	-	-	-	-	1.59	41	8.24	8.4	1.3	
17	20	52	II	2	1.03	38	9.32	7	0.49	-	-	-	-	-	
	25	65			-	-	-	-	-	1.59	41	10.11	7	0.75	

3.2. Diseño estructural de arquetipos

Los arquetipos fueron diseñados considerando cargas muerta, viva y sísmica, de acuerdo con prácticas habituales en el ámbito profesional. Se empleó el software ETABS para el modelado tridimensional lineal por elementos finitos de los arquetipos. Se asumió un hormigón G25 con peso específico de 25 kN/m³ y un acero A630-420H. La carga muerta incluye el peso propio de los elementos estructurales y una sobrecarga permanente en las losas de 2.5 kPa, representativa del peso de tabiques, terminaciones de muros, pisos y cielos, según la norma NCh1537 (INN, 2009b). Siguiendo esta misma norma, la carga viva se consideró igual a 2.0 kPa. Estas cargas gravitacionales se aplicaron en todos los pisos.

Los espectros sísmicos se definieron para cada arquetipo en función del tipo de sitio, de la zona sísmica correspondiente y del período T_{ag} asignado, siguiendo las disposiciones del decreto chileno DS61 (MINVU, 2011b). La masa sísmica se calculó como el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva total.

Del modelo elástico realizado en ETABS se obtuvieron las fuerzas internas de cada muro (axial, corte y momento), aplicando las combinaciones de carga de la norma NCh3171 (INN, 2017). Muros y losas se modelaron con elementos tipo Shell, empleando un módulo de elasticidad del hormigón $E_c = 4750\sqrt{f'_c}$ MPa. El análisis modal espectral se llevó a cabo con un 5% de amortiguamiento crítico, considerando 12 modos que acumulan más del 90% de la masa modal, el método de combinación CQC, base empotrada en todos los nodos y un diafragma rígido en cada piso. Aunque las estructuras analizadas podrían presentar valores distintos de amortiguamiento crítico, para efectos de diseño se adopta el 5% exigido por la NCh433 (INN, 2009a).

La configuración del refuerzo longitudinal de los muros, presentada en la Tabla 2 y Tabla 3 para los muros T y C respectivamente, se definió a partir de las fuerzas internas en los elementos *PIERS* obtenidas en ETABS. Para los muros T se dispuso doble malla $\emptyset 10@20$ en las secciones sin requerimiento de confinamiento, cumpliendo la cuantía mínima para un espesor de 30 cm, mientras que en los muros C el refuerzo varió según el arquetipo. El diseño del refuerzo y de los elementos confinados se realizó de acuerdo con los requisitos de la norma chilena DS61 (MINVU, 2011b), la cual remite a la ACI 318-08 (American Concrete Institute, 2008) para aspectos no cubiertos explícitamente. En particular, para satisfacer los requerimientos de confinamiento se utilizó la ecuación 21-8a del DS61, consistente con las disposiciones de la ACI 318S-08 vigentes a la fecha, expresada en la Ecuación 1.

$$\frac{C_c}{L_w} = \frac{C}{L_w} - \frac{1}{600\delta'_u/h'_w} \quad (1)$$

Donde h'_w corresponde a la altura medida desde el nivel de análisis hasta el piso superior, C es el largo del eje neutro para la carga última de diseño, C_c el largo a confinar, L_w el largo del muro y δ'_u el desplazamiento lateral de diseño en el techo. Este último parámetro se obtiene mediante el DS61 (MINVU, 2011b), considerando el desplazamiento elástico, S_{de} , y el período amplificado 1.5 veces al usar la sección bruta, T_{ag} . Según este decreto, el desplazamiento de diseño se estima siguiendo la Ecuación 2.

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad (2)$$

En cuanto a la carga axial máxima, el DS60 (MINVU, 2011a) establece un límite de $P_u = 0.35A_g f'_c$, con el fin de garantizar una capacidad mínima de deformación plástica. No obstante, en secciones compuestas este límite puede no ser suficiente (American Concrete Institute, 2008), por lo que en este estudio se adoptó un valor más restrictivo de $P_u = 0.3A_g f'_c$.

El diseño a corte se verificó a partir de las solicitaciones obtenidas del análisis elástico lineal reducido en ETABS, de acuerdo con las disposiciones del American Concrete Institute (2008), normativa que no incorpora criterios explícitos de diseño por capacidad en muros estructurales. La resistencia nominal de cada muro se calculó con la expresión propuesta en el Cap. 21.9.4, indicada en la Ecuación 3.

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y), kgf \quad (3)$$

Donde se incluye un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.6$, un coeficiente $\alpha_c = 0.53$ que depende de la esbeltez del muro ($h_w/l_w > 2$), la cuantía transversal de refuerzo ρ_t , la resistencia a compresión del hormigón f'_c , la resistencia de fluencia del acero f_y , y el área bruta de corte A_{cv} , definida por el espesor del alma y la longitud del muro en la dirección de la fuerza cortante.

Tabla 2: Configuración de refuerzos para muros tipo T

ID Modelo	Alma (m)	Ala (m)	Pisos	Configuración de refuerzos Muro T					
				Alma			Ala e intersección		
				Cw (cm)	Lw	Tw	Cs (cm)	ls	ts
1	5.5	5	1-5	35	9Ø16	EØ10@10	-	8Ø16	EØ10@10
			6-15	-	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	6.5	6	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
6	4.5	4	1-5	65	15Ø18	EØ10@10	50	8Ø16	EØ10@10
			6-10	35	12Ø18	EØ10@10	35	4Ø16	-
			11-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
7	4.5	4	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
8	5.5	5	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
9	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	-
10	4.5	4	1-5	35	9Ø16	EØ10@10	-	4Ø22	-
			6-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
11	5.5	5	1-5	35	9Ø16	EØ10@10	35	8Ø16	EØ10@10
			6-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
12	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	EØ10@10	-	4Ø16	-
13	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	4Ø16	EØ10@10
14	4.5	5	1-5	-	4Ø22	-	-	4Ø16	-
			6-10	-	4Ø18	-	-	4Ø16	-
15	5.5	5	1-5	-	9Ø22	-	-	4Ø18	-
			6-10	-	4Ø16	-	-	4Ø18	-
16	6.5	5	1-8	-	9Ø22	-	-	4Ø22	-
			9-20	-	4Ø18	-	-	4Ø16	-
17	5.5	5	1-6	-	9Ø18	-	-	8Ø18	-
			6-20	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-

Tabla 3: Configuración de refuerzos para muros tipo C

ID Modelo	Alma (m)	Ala (m)	Pisos	Configuración de refuerzos Muro C					
				Alma			Ala		
				Cw (cm)	Lw	Tw	Cs (cm)	ls	ts
1	3.5	4	1-5	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
2	2	3	1-6	-	8Ø16	-	-	8Ø16	-
3	2.5	3.5	1-10	-	8Ø16	-	-	12Ø16	-
4	4	4	1-2	-	4Ø16	-	90	18Ø16	EØ10@10
			3-25	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
5	2.5	3.5	1-2	-	6Ø16	-	70	12Ø16	EØ10@10
			3-10	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
6	4	4.5	1-5	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
7	3.5	4	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
8	3.5	4	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
9	3.5	4	1-2	-	9Ø22	-	80	20Ø22	EØ10@10
			3-7	-	8Ø16	-	-	8Ø16	-
			8-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
10	3.5	4	1-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
11	3.5	4	1-2	-	4Ø16	-	30	6Ø16	EØ10@10
	3.5	4	3-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
12	3.5	4	1-2	-	4Ø18	-	50	14Ø18	EØ10@10
			3-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
13	3.5	4	1-2	-	12Ø25	-	110	26Ø22	EØ10@10
			3-7	-	12Ø22	-	-	9Ø18	-
			8-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
14	2.5	3.5	1-5	-	10Ø22	-	-	8Ø22	-
			6-10	-	8Ø16	-	-	8Ø16	-
15	3.5	4	1-5	-	8Ø22	-	-	8Ø16	-
			6-15	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
16	4	4	1-5	-	8Ø18	-	-	4Ø16	-
			6-25	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-
17	4	4	1-25	-	4Ø16	-	-	4Ø16	-

4 Modelación Numérica

Esta sección muestra el modelo analítico utilizado en esta investigación para estudiar el comportamiento de las 17 estructuras de cada tipo de muro. En particular, se eligió el elemento E-SFI-MVLEM-3D por ser la versión más robusta y eficiente de la familia MVLEM, por lo que se describe cómo fue implementado este elemento, los materiales, cargas (axiales y sísmicas) y el modelo de amortiguamiento en el software OpenSees (McKenna et al., 2010).

4.1. Modelos constitutivos y parámetros de materiales

El hormigón se modeló con el material uniaxial Concrete02, diferenciando entre confinado y no confinado. El hormigón no confinado, utilizado en losa y en las zonas no confinadas de los muros, se definió con: esfuerzo a la compresión $f'_c = 25$ MPa, deformación unitaria en el peak $\epsilon_0 = 0.002$, resistencia residual $f'_{cu} = 0.01f'_c$ MPa, deformación unitaria última $\epsilon_{cu} = 0.008$ (Pugh et al., 2015), resistencia a la tracción $f'_t = 0.33\sqrt{f'_c}$ MPa y una rigidez post agrietamiento $E_t = 0.05E_c$ (Yassin, 1994). El hormigón confinado se representó mediante el modelo de confinamiento de Saatcioglu & Razvi (1992), presentado en la Figura 7, asignando la deformación última como ϵ_{20} . En ambos casos se consideraron resistencias esperadas $f'_{ce} = 1.3f'_c$ de acuerdo con las recomendaciones de Moehle et al. (2007).

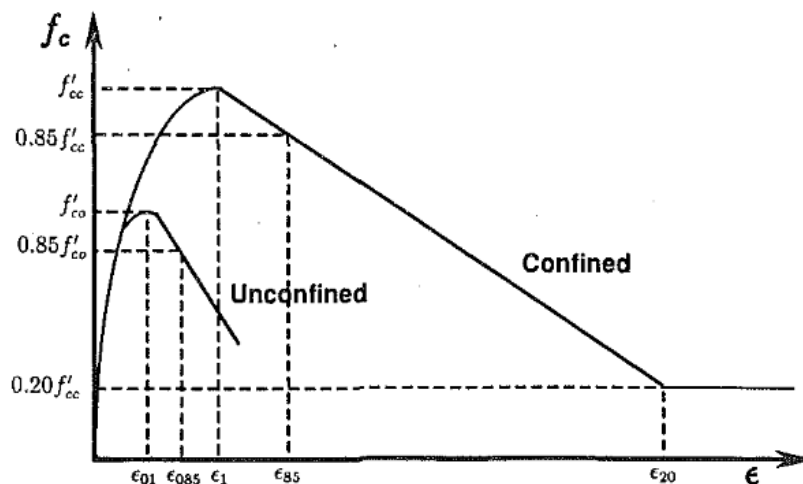


Figura 7: Relación esfuerzo-deformación propuesta por Saatcioglu & Razvi (1992)

El acero de refuerzo se modeló con el material uniaxial SteelMPF, considerando un límite de fluencia $f_y = 475$ MPa (Moehle et al., 2007) y módulo de elasticidad $E_s = 200$ GPa, con relación de endurecimiento $b = 0.01$. La fractura y pandeo del refuerzo se incorporó mediante un envolvente MinMax wrapped, estableciendo $\epsilon_u = 0.05$ para la tracción, y la deformación unitaria correspondiente al crushing del hormigón para pandeo. El comportamiento de los materiales Concrete02 y Steel MPF se pueden observar en la Figura 8.

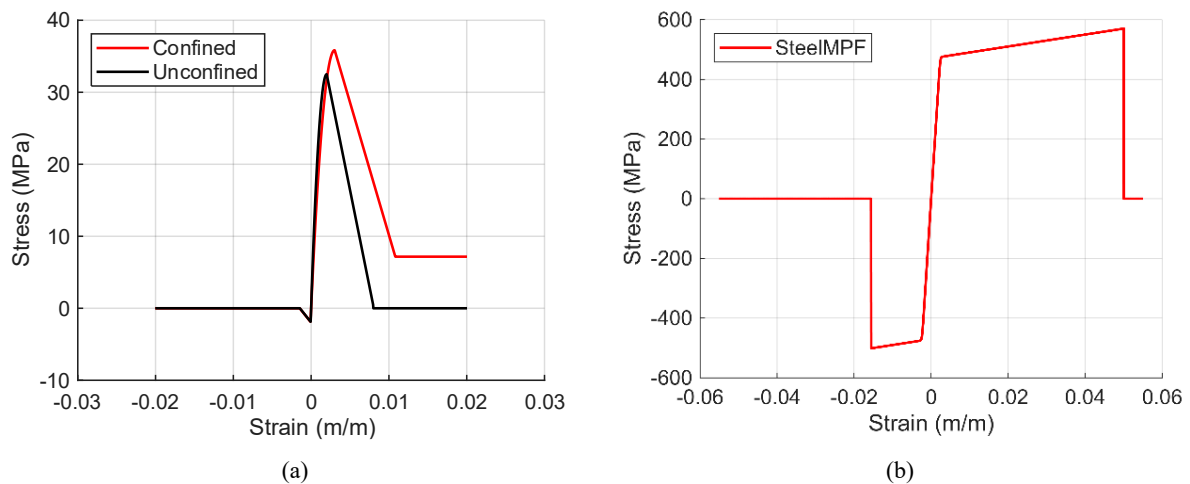


Figura 8: Comportamiento de materiales uniaxiales: (a) Concrete02 Confinado y No Confinado, (b) SteelMPF.

4.2. Elementos, discretización y acoplamiento

Los análisis no lineales se realizaron en la dirección longitudinal del alma del muro T, y en la dirección longitudinal de las alas del muro C, utilizando una modelación 3D. Los muros se modelaron mediante elementos tipo fibra E-SFI-MVLEM-3D (Koložvari et al., 2023), que permiten representar la interacción entre carga axial, flexión y corte. Debido a que estos elementos asumen curvatura constante, cada piso se discretizó en tres elementos en altura, con el fin de capturar de manera más precisa la distribución no lineal de la curvatura (Pozo et al., 2023). La discretización en fibras de los muros se definió asignando, en los elementos de borde, una fibra por cada línea de armadura longitudinal, y, en la zona central (alma), fibras de ancho nominal de 20 cm. Cada fibra se definió mediante el material nDMaterial FSAM, incorporando el hormigón, confinado y no confinado, y las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal.

La losa de acoplamiento entre muros se modeló mediante tres elementos dispBeamColumn (DBE), conectados en el nodo de intersección entre el alma y el ala. Este tipo de elemento, formulado en base a desplazamientos y con plasticidad distribuida a lo largo de la sección, permite una adecuada representación de la respuesta no lineal y una buena convergencia bajo solicitaciones sísmicas intensas (Marafi et al., 2019; Pugh et al., 2015). Para capturar la formación de rótulas plásticas, se definieron dos elementos extremos de 15 cm de longitud cada uno y un elemento central de 1.5 m. De esta manera, la longitud total de acople corresponde a los 1.8 m del corredor típico en edificios residenciales. El espesor de la losa es de 15 cm y su ancho efectivo se adoptó como la mitad del corredor (0.9 m), siguiendo las recomendaciones de Paulay & Taylor (1981). La Figura 9 muestra un nivel de la estructura con 3 elementos E-SFI-MVLEM-3D conectados a través de la losa de acople, definidos por elementos tipo fibra FSAM.

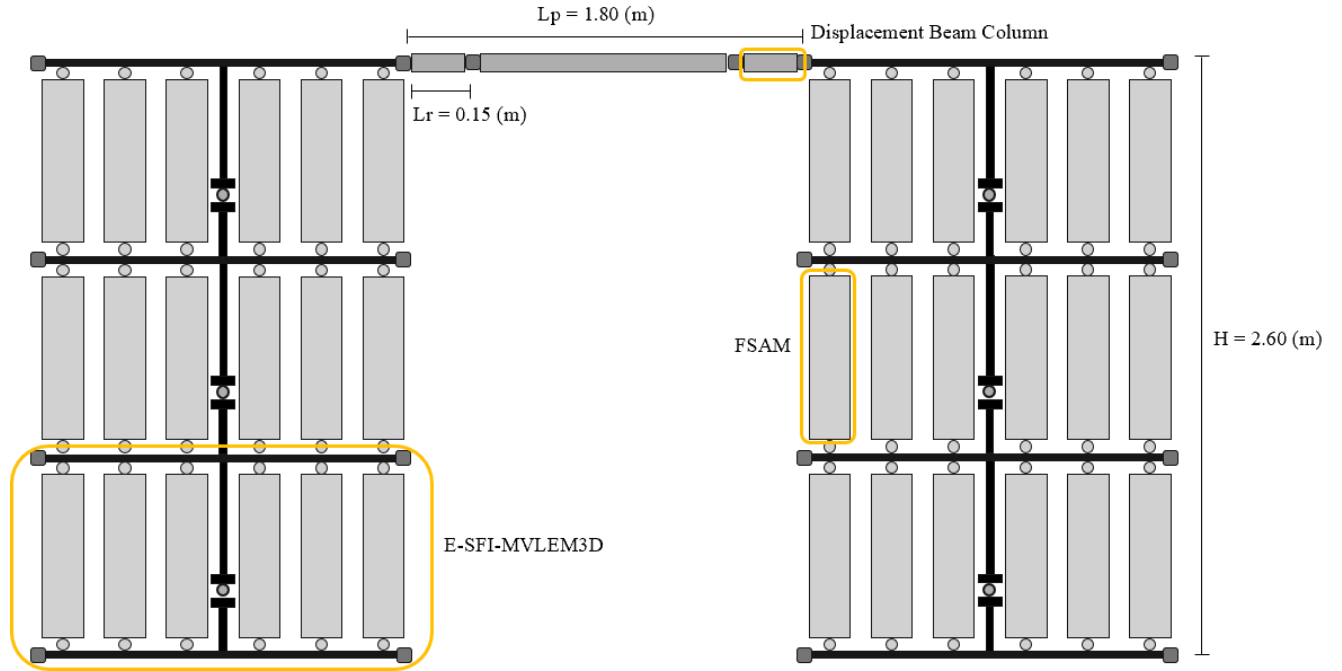


Figura 9: Configuración de elementos por piso.

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 las secciones T y C. Además, se incorpora una carga axial en cada piso proporcional a la masa.

4.3. Amortiguamiento en Análisis no Lineales

El modelo de amortiguamiento utilizado en este estudio sigue la formulación propuesta por Cruz & Miranda (2017), la cual establece que el amortiguamiento estructural aumenta de manera lineal con la frecuencia modal. De esta forma, el amortiguamiento asociado a un modo n puede representarse mediante la Ecuación 4.

$$\xi_n(\omega_n) = \frac{1}{2}\beta_{K,init}\omega_n + \xi_{cte} \quad (4)$$

Donde ω_n es la frecuencia angular del modo n , $\beta_{K,init}$ corresponde a la pendiente del modelo lineal y ξ_{cte} es la amortiguación constante. Los valores objetivo de amortiguamiento para el primer modo ξ_1 y para un modo superior ξ_n , se obtienen a partir de las expresiones empíricas de Cruz & Miranda (2021), y se presentan en la Ecuación 5 y Ecuación 6. .

$$\xi_1 = 0.21H^{-0.47} \quad (5)$$

$$\xi(f_n) = \xi_1 \left(1 + \gamma \left(\frac{f_n}{f_1} - 1 \right) \right) \quad (6)$$

Donde H corresponde a la altura total del edificio en metros, f_n es la frecuencia asociada al modo n , y $\gamma = 0.12$ es una constante determinada por los autores a través de una regresión lineal de datos empíricos.

Sin embargo, OpenSees no permite incorporar directamente un modelo de amortiguamiento que dependa de la frecuencia. Para utilizar la Ecuación 4, esta se descompone en dos componentes que OpenSees sí permite implementar: (i) un término lineal proporcional a la rigidez inicial y (ii) un término constante aplicado de manera modal. El primero que corresponde a la pendiente de la ecuación, $\beta_{K,init}\omega_n$, se implementa mediante un amortiguamiento de Rayleigh proporcional únicamente a la matriz de rigidez inicial, esto se define siguiendo la Ecuación 7 y Ecuación 8.

$$\xi_n^* = \frac{1}{2} \beta_{K,init} \omega_n \quad (7)$$

$$\beta_{K,init} = \frac{2\xi_n^*}{\omega_n} \quad (8)$$

Luego el amortiguamiento constante, ξ_{cte} , se implementa mediante un amortiguamiento modal para todos los modos, el cual se calcula con los datos iniciales (Ecuación 9).

$$\xi_{cte} = \xi_1 - \beta_{K,init} \omega_1 \quad (9)$$

Los valores utilizados de los parámetros utilizados en OpenSees se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4: Parámetros de Amortiguamiento

ID Modelo	$\beta_{K,init}$ (%)	ξ_{cte} (%)	ξ_1 (%)	ξ_2 (%)
1	0.12	3.30	3.75	3.94
2	0.07	5.08	5.77	8.50
3	0.10	4.00	4.54	6.52
4	0.18	2.60	2.95	4.10
5	0.16	3.30	3.75	5.21
6	0.09	3.30	3.75	5.38
7	0.12	3.30	3.75	5.33
8	0.12	3.30	3.75	5.33
9	0.12	3.30	3.75	5.33
10	0.12	3.30	3.75	5.33
11	0.12	3.30	3.75	5.33
12	0.12	3.30	3.75	5.33
13	0.12	3.30	3.75	5.33
14	0.10	4.00	4.54	6.52
15	0.12	3.30	3.75	5.33
16	0.20	2.89	3.28	4.56
17	0.18	2.60	2.95	4.10

5. Análisis Estático No Lineal

La respuesta inelástica de los muros primero se evaluó mediante un análisis estático no lineal (Pushover), implementado en el software OpenSees. El procedimiento consistió en aplicar un desplazamiento controlado en el grado de libertad del techo, el cual aumenta de manera monótonica hasta alcanzar la pérdida significativa de capacidad resistente, en cada incremento las cargas laterales se escalaron siguiendo una distribución triangular invertida. A partir de las reacciones en la base se obtuvo el corte basal (V_{max}), que se normalizó por el peso sísmico del edificio (W), y se registró la deriva de techo correspondiente.

El parámetro principal derivado del análisis es el factor de sobrerresistencia (Ω), definido como la razón entre el corte basal máximo alcanzado durante el pushover (V_{max}) y la demanda de diseño prescrita por la normativa sísmica chilena (V_u). El periodo fundamental de la modelación obtenido en OpenSees ($T_1^{OpenSees}$), la rigidez de los modelos ($H/T_1^{OpenSees}$), el factor que cuantifica la reserva de capacidad lateral de la estructura más allá de lo exigido en el diseño elástico (V_{max}/W) y Ω se pueden encontrar en la Tabla 5 para los 17 arquetipos de cada muro. Los valores de Ω obtenidos para los arquetipos analizados se encuentran dentro del rango reportado por la literatura internacional para edificios de muros de hormigón armado, con valores entre 2.5 y 5 para edificios de mediana altura, y entre 1 y 2.4 para edificios altos (Cando et al., 2020; Gallegos et al., 2023b, 2023a).

Los resultados de los modelos base (Modelo 1) se muestran en la Figura 10, e indican que la geometría del muro tiene una influencia determinante en la capacidad resistente y en la sobrerresistencia. En particular, el muro tipo T presenta la mayor resistencia relativa, con un valor máximo de V_{max}/W del orden de 26% y un $\Omega \approx 3.5$, acompañado de una deriva de techo en el punto de máxima capacidad cercana al 0.6%. No obstante, después del pico de capacidad se observa una pérdida abrupta de resistencia, lo que evidencia un comportamiento frágil postcrítico dominado por fallas en tracción en las alas.

Por su parte, el muro tipo C presenta valores menores de V_{max}/W ($\approx 16\%$) y un coeficiente de sobrerresistencia $\Omega \approx 2.2$, lo que indica una capacidad efectiva más cercana a la nominal. Esta tipología desarrolla su resistencia sin incrementos abruptos y sin pérdidas súbitas, mostrando una respuesta más estable y progresiva en el rango no lineal. El muro C alcanza derivas ligeramente inferiores ($\approx 0.3\%$) antes de la degradación de rigidez, lo que refleja una ductilidad moderada pero adecuada para demandas sísmicas severas.

En conjunto, los resultados muestran que los muros T desarrollan concentraciones de deformación más severas y son más sensibles a la pérdida de confinamiento, mientras que los muros C presentan una transición más gradual hacia la no linealidad y una respuesta menos propensa a pérdidas súbitas de resistencia.

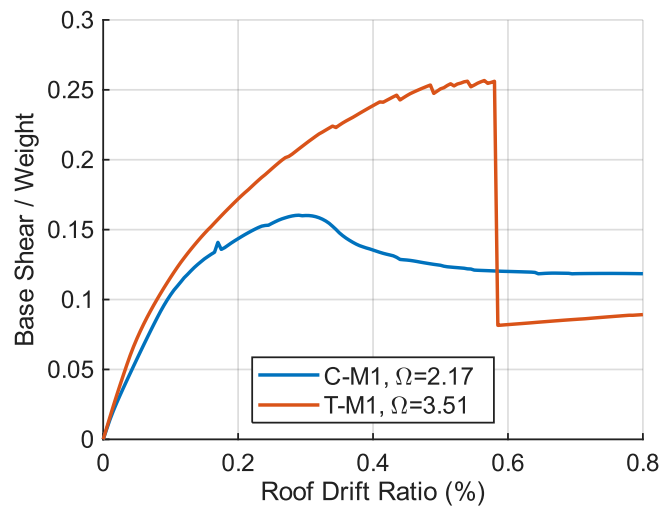


Figura 10: Análisis Pushover para Modelos Base de Muros tipo T y C.

Tabla 5: Propiedades dinámicas y resultados del análisis Pushover de los modelos en OpenSees.

ID Modelo	T				C			
	$T_1^{OpenSees}$ (s)	$H/T_1^{OpenSees}$ (m/s)	$H/T_1^{OpenSees}$ (m/s)	Ω	$T_1^{OpenSees}$ (s)	$H/T_1^{OpenSees}$ (m/s)	$H/T_1^{OpenSees}$ (m/s)	Ω
1	0.68	57	25.75	3.51	0.74	53	14.54	2.17
2	0.25	62	47.75	3.09	0.31	50	30.99	1.97
3	0.41	63	32.1	2.82	0.55	47	18.88	2.13
4	0.96	54	22.18	3.02	1.49	35	9.33	1.23
5	0.87	45	21.84	2.61	1.06	37	9.96	1.58
6	0.55	71	29.45	4.01	0.59	66	16.61	2.42
7	0.81	48	17.87	2.84	0.8	49	14.31	2.36
8	0.66	59	23.79	3.4	0.79	49	14.3	2.15
9	0.68	57	32.4	1.84	0.8	49	17.25	1.16
10	0.71	55	19.85	2.36	0.8	49	15.15	1.76
11	0.68	57	26.08	2.79	0.79	49	13.9	1.59
12	0.71	55	28.36	2.89	0.79	49	14.81	1.57
13	0.68	57	22.78	1.6	0.79	49	21.1	0.9
14	0.41	63	33.12	1.91	0.56	46	20.85	1.5
15	0.65	60	26.72	2.18	0.79	49	15.72	1.14
16	0.9	58	20.05	2.45	1.55	34	6.91	1.09
17	0.92	57	19.24	2.75	1.55	34	6.91	1.34

6. Análisis Dinámico No Lineal

6.1. Selección de Registros y Caracterización de la Amenaza Sísmica

La evaluación dinámica no lineal requiere que los registros utilizados representen adecuadamente las características de la amenaza sísmica del territorio, de modo que los resultados reflejen de forma realista el comportamiento esperado de las estructuras frente a eventos sísmicos. En esta investigación se emplearon registros sísmicos reales obtenidos de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) y del Centro Sismológico Nacional (CSN), seleccionando únicamente los registros de subducción, que constituyen el principal mecanismo generador de sismos en Chile. Para definir la clase de sitio de algunos acelerógrafos que no contaban con esa información se utilizaron los valores de V_{s30} que se muestran en la Tabla 4 y Tabla 6.

La selección y el escalamiento de los registros se realizó utilizando el espectro de diseño especificado en la NCh433 (INN, 1996), el cual se empleó como espectro objetivo para igualar la aceleración espectral en el periodo fundamental de cada arquetipo, evaluado en el rango lineal. Este procedimiento permite que el conjunto de registros sea consistente con el nivel de demanda sísmica exigido normativamente para el emplazamiento analizado, y, adicionalmente, este procedimiento evita la necesidad de condicionar la selección por magnitud (M) o distancia a la fuente (R).

Para cada arquetipo modelado, tanto para muros tipo T como tipo C, los registros fueron escalados de manera que la aceleración espectral $S_a(T^*)$ coincidiera con los valores definidos por el Decreto Supremo N°61 (MINVU, 2011b). El periodo representativo T^* se definió en función de la altura total de la estructura, adoptando valores de 0.3 s, 0.5 s, 0.8 s y 1.5 s para edificios de 6, 10, 15 y 20-25 pisos, respectivamente, de modo que cada arquetipo fuera analizado con una intensidad sísmica coherente con su rango modal predominante. Se consideraron cuatro franjas de intensidad, equivalentes a 0.5, 1.0, 2.0 y 3.0 veces el de $S_a(T^*)$ del espectro del DS 61 (MINVU, 2011b).

En total se utilizaron 120 registros sísmicos, estos fueron aplicados en el marco del Análisis de Franjas o Multi-Stripe Analysis (MSA), y se distribuyeron en 30 registros para cada franja, donde cada franja representa un nivel de intensidad sísmica fijo. Los registros utilizados en cada modelo fueron seleccionados de modo que cumplieran con la clase de sitio correspondiente y que, al ser escalados, se mantuvieran dentro de un factor de escala máximo igual a 4. Sin embargo, este criterio no pudo cumplirse en los modelos asociados a sitios tipo D, debido a que la disponibilidad de registros chilenos en esta clase de sitio es limitada, y los valores objetivo de $S_a(T^*)$ en las franjas de mayor intensidad resultan muy altos, y los registros disponibles no alcanzan dichos niveles sin requerir factores de escala superiores a 4. Por esta razón, en los modelos ubicados en clases de sitio D fue necesario exceder dicho límite exclusivamente en las franjas de mayor demanda espectral.

En cada caso se realizaron análisis dinámicos no lineales independientes en OpenSees, registrando la deriva máxima entre pisos y las deformaciones unitarias en las fibras críticas de hormigón y acero de los modelos estructurales. La Figura 11 muestra el espectro de respuesta para los 30 registros, el promedio de estos y el espectro elástico de diseño del DS61 (MINVU, 2011b) utilizados en la estructura base.

Tabla 6: Clasificación y valores de V_{s30} utilizados en la selección de registros.

Clase de Sitio	V_{s30} (m/s)
A	1000
B	700
C	425
D	265

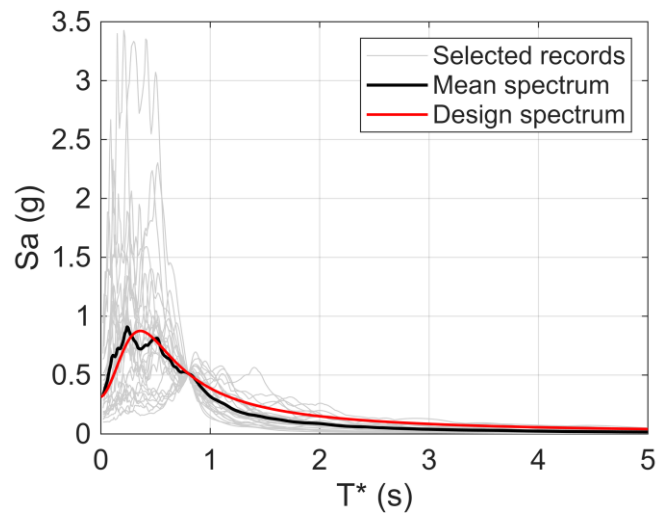


Figura 11: Espectro de respuesta de registros condicionados a valor espectral elástico y espectro elástico de diseño (DS61) para modelo de 15 pisos, clase de sitio C, zona sísmica 2 y normativa post-2010.

La caracterización de la amenaza sísmica se realizó mediante un análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA) en el software OpenQuake, considerando las principales fuentes sismogénicas del territorio nacional. La geometría de la subducción fue representada utilizando el modelo SLAB2 (Hayes et al., 2018), mientras que la recurrencia de eventos interplaca e intraplaca se caracterizó siguiendo el modelo regional propuesto por Poulos et al. (2018). Para las estructuras ubicadas en la zona sísmica 2 se incorporó además la Falla de San Ramón, siguiendo el modelo de Domínguez (2023).

La predicción del movimiento del suelo se realizó empleando un conjunto de ecuaciones de movimiento fuerte (GMMs) que incluyen modelos locales y globales: Montalva et al. (2017) e Idini et al. (2017) (este último solo para eventos interplaca), además de los modelos NGA-Sub desarrollados por Abrahamson & Gülerce (2020), Kuehn et al. (2023) y Parker et al. (2022). Dado que cada GMM entrega predicciones distintas y con niveles de incertidumbre propios, los pesos de cada modelo se determinaron siguiendo la metodología de Scherbaum et al. (2009), basada en ajuste bayesiano, permitiendo combinar las GMMs en un conjunto lógico (logic tree) coherente y estadísticamente fundamentado.

Las curvas de amenaza se obtuvieron para dos ubicaciones representativas, Santiago (zona sísmica 2) y Valparaíso (zona sísmica 3), para cada clase de sitio (A, B, C y D), con velocidades de onda de corte indicadas en la Tabla 6. Estas curvas expresan la tasa anual media de excedencia λ_{IM} de la aceleración espectral $S_a(T^*)$, y permiten determinar los valores de intensidad asociados a distintos periodos de retorno. En la Figura 12 se muestra la curva de amenaza sísmica para los modelos base. Las curvas de amenaza para el resto de los modelos se pueden encontrar en la sección 10.2 de Anexos.

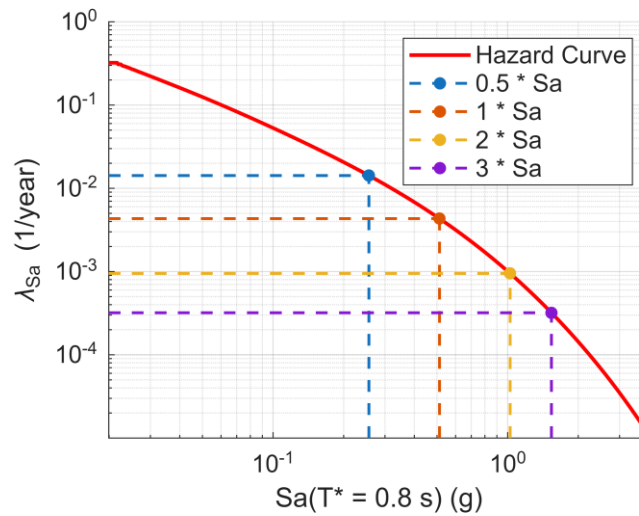


Figura 12: Curva de Amenaza Sísmica para modelo de 15 pisos, clase de sitio C, zona sísmica 2 y normativa post-2010.

6.2. Definición de Daño y Colapso

En el contexto de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño, el daño estructural se entiende como el deterioro que experimentan los elementos de un edificio al ser sometidos a movimientos sísmicos, afectando parcial o totalmente su capacidad resistente. Este daño puede describirse en términos de estados límite, los cuales se asocian a parámetros de respuesta estructural medibles, tales como la deriva máxima entre pisos (EDP) (Moehle & Deierlein, 2004).

En el caso de muros de hormigón armado, se siguen las especificaciones de FEMA P-58 (Birely et al., 2011) las cuales definen:

- **DS1:** pérdida de recubrimiento libre e inicio de grietas verticales, usualmente asociadas a reparaciones menores y de carácter cosmético.
- **DS2:** exposición del refuerzo longitudinal, lo que implica un compromiso significativo de la capacidad resistente y requiere reemplazo de hormigón en las zonas dañadas.

La Tabla 7 muestra los parámetros de las curvas de fragilidad para una distribución lognormal en función de la deriva máxima entre pisos, y la Figura 13 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

Tabla 7: Estados de Daño y Parámetros para curvas de fragilidad con una distribución Lognormal en función de la deriva máxima entre pisos según FEMA P-58.

Estado de daño	Método de reparación	Mediana μ (%)	Desviación estándar σ_{ln} (%)
DS1	Inyección de epóxido y reparación de grietas	0.897	0.51
DS2	Reemplazar hormigón	1.19	0.41

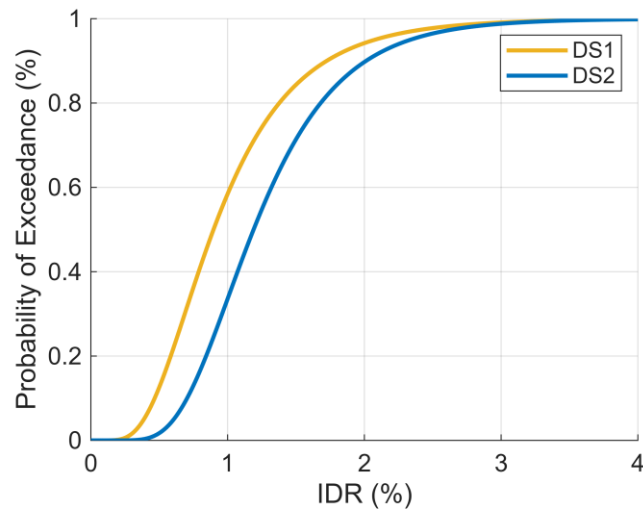


Figura 13: Curvas de Fragilidad para niveles de daños DS1 y DS2 según FEMA P-58.

En el marco de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios con muros de hormigón armado, el colapso estructural se define como la pérdida de la capacidad de la edificación para sostener su estabilidad global, pudiendo originarse en mecanismos locales de falla de materiales o en inestabilidades dinámicas a nivel global (Council & (US), 2012). A nivel local, el colapso puede producirse por flexión, asociado a la fractura del acero de refuerzo longitudinal cuando la deformación unitaria a tracción alcanza valores cercanos a 0.05 (Gogos & Wallace, 2015), o bien por el aplastamiento del hormigón y el pandeo del refuerzo en las zonas críticas del muro. Para hormigón confinado se adopta como límite la deformación última definida en el modelo de Saatcioglu & Razvi (1992), ϵ_{20} , mientras que para hormigón no confinado se considera un valor de 0.008, de acuerdo con Pugh et al. (2015), estos valores se comparan con las deformaciones unitarias en las direcciones principales.

Por otra parte, a nivel global, el colapso se vincula con la inestabilidad dinámica, entendida como la pérdida de estabilidad lateral debido a efectos P-Delta y a la reducción progresiva de la resistencia axial (Gogos & Wallace, 2015). Diversos estudios como Dabaghi et al. (2019) han señalado que este criterio no es suficiente por sí solo para definir el colapso, pero en la práctica se suele adoptar un límite de deriva máxima entre pisos del orden del 5% como umbral para identificar la pérdida de estabilidad global.

En algunos enfoques también se ha considerado la falla por corte como un modo de colapso. Sin embargo, en estudios recientes de edificios diseñados conforme al método por capacidad se ha señalado que este mecanismo no se incorpora explícitamente como criterio independiente, dado que está implícitamente cubierto en el modelado de interacción flexión-corte-axial (Kolozviri et al., 2023).

6.3. Análisis de Franjas

Para cada franja de intensidad, se contabilizó el número de análisis que alcanzaron un estado límite específico de daño o colapso, de acuerdo con las definiciones del capítulo 6.2. En la Figura 14 se pueden ver los MSA de las estructuras bases de los muros T y C, considerando el IDR como la deriva máxima entre pisos de todo el edificio.

En el caso de los muros tipo T, el colapso se alcanzó con desplazamientos de techo de 59 cm, asociados a la formación de rótulas plásticas y la degradación progresiva del hormigón en los extremos del alma. Por el contrario, los muros tipo C no presentaron colapsos en ninguno de los registros analizados, ya que su capacidad última no fue alcanzada. Estos requieren desplazamientos de techo cercanos a 84 cm para que la sección crítica llegue a su estado límite, valor que no se alcanzó en las franjas de intensidad consideradas. En consecuencia, los resultados que se presentan en el resto de la investigación son exclusivamente del muro T. Los MSA y las dispersiones logarítmicas dadas no colapso ($\sigma_{ln,NC}$) de los modelos del muro T se encuentran en la sección 10.1 de Anexos.

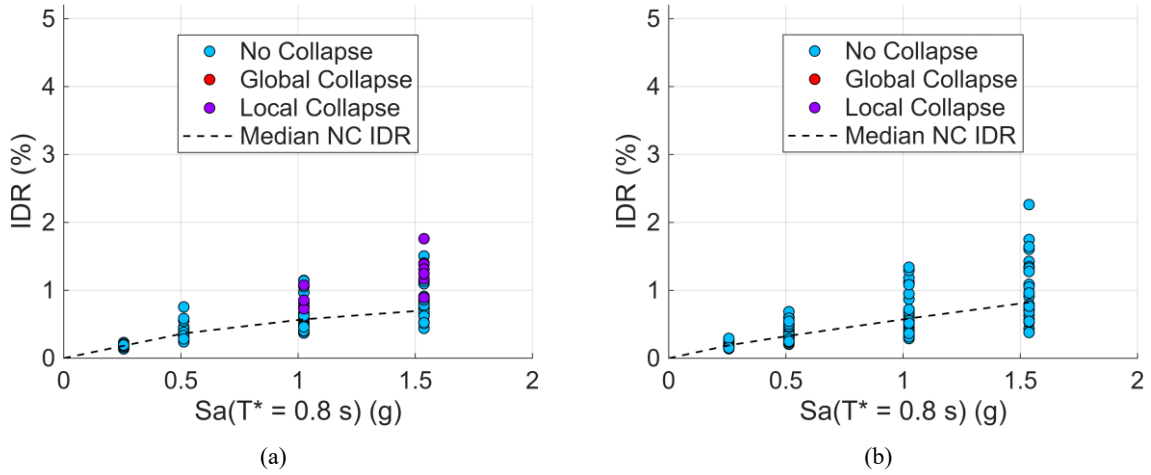


Figura 14: Análisis de Múltiples Franjas de modelo de 15 pisos, clase de sitio C, zona sísmica 2 y normativa post-2010: (a) Sección T, (b) Sección C

6.4. Construcción Curvas de Fragilidad

Para la construcción de las curvas de fragilidad se estiman, en distintos niveles de intensidad, las fracciones de simulaciones que conducen a un estado límite de daño o colapso, y posteriormente estos puntos se ajustan mediante una distribución lognormal caracterizada por la mediana (μ) y la dispersión logarítmica (σ_{ln}). Entre las metodologías más utilizadas se encuentra el Análisis Dinámico Incremental (IDA), que escala progresivamente un conjunto de registros hasta inducir el colapso (Vamvatsikos & Cornell, 2002), aunque este procedimiento suele ser costoso computacionalmente debido a la gran cantidad de análisis requeridos. Una alternativa es el Análisis de Múltiples Franjas (MSA), que aplica registros sísmicos escalados a intensidades definidas y estima la probabilidad de colapso en cada franja (Jalayer & Cornell, 2009). Este análisis permite estimar una distribución de probabilidades para los EDPs de interés condicionados a un IM, requiriéndose al menos dos niveles de intensidad para su formulación.

Para poder definir la probabilidad de colapso en cada una de las intensidades se debe utilizar la razón entre el número de casos que colapsan y el número total de casos. Estos puntos se ajustarán a la curva de fragilidad mediante el método de máxima verosimilitud (Myung, 2003), y el valor de la IM en la curva representara la $P[C|IM]$, siendo $P[NC|IM] = 1 - P[C|IM]$. En cambio, la probabilidad de superar un nivel de daño DS1 o DS2 para un determinado IM, se obtiene mediante la Ecuación 10.

$$P(DS \geq ds | IM = im) = P[C|IM] + P[NC|IM] \int_{EDP} P[DS \geq ds | edp] \cdot f_{EDP|IM}(edp|IM, NC) d(edp) \quad (10)$$

Donde $P(DS \geq ds | IM = im)$ representa la probabilidad de experimentar un nivel de daño igual o mayor para una intensidad IM fija; $P[C | IM]$ y $P[NC | IM]$ son las probabilidades de colapso y no colapso para esa intensidad, respectivamente; $P[DS \geq ds | edp]$ es la curva de fragilidad de daño cuyos parámetros (media y desviación estándar logarítmica) provienen del FEMA P-58 y se presentan en la Tabla 7; y $f_{EDP|IM}(edp | IM, NC)$ es la función de densidad de probabilidad (PDF) construida a partir de las derivas máximas entre pisos de toda la estructura para los casos sin colapso. Con este procedimiento se obtendrá un punto de probabilidad de daño dado una IM para cada nivel de intensidad ($P[DS | IM]$), y estos puntos se ajustarán mediante el método de mínimos cuadrados (Miller, 2006).

6.5. Cálculo de Riesgo Sísmico

La tasa anual media de colapso se define aplicando el teorema de probabilidades totales según las recomendaciones de Eads et al. (2015). La idea central es ponderar la probabilidad de colapso condicional, $P(C|IM)$, por la tasa con que se excede cada nivel de intensidad, IM. De esta manera, se obtiene un parámetro que refleja simultáneamente la respuesta estructural y las características sísmicas del emplazamiento (Ecuación 11).

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|IM) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(IM)}{d(IM)} \right| dIM \quad (11)$$

Donde λ_c corresponde a la tasa anual media de colapso, $P(C|IM)$ es la fragilidad de colapso en función de la IM, y $\left| \frac{d\lambda_{IM}(IM)}{d(IM)} \right|$ representa la pendiente de la curva de amenaza sísmica.

A partir de la tasa anual media de colapso, es posible estimar la probabilidad de colapso en un tiempo de t años (Ecuación 12). Para ello se asume que los sismos se comportan como un proceso de Poisson, hipótesis comúnmente adoptada en la evaluación de riesgo sísmico debido a la naturaleza de la ocurrencia de los eventos (McGuire, 2004).

$$P_c(t) = 1 - e^{-\lambda_c \cdot t} \quad (12)$$

La Ecuación 12 permite calcular, por ejemplo, la probabilidad de colapso en 50 años, $P_c(50)$, parámetro frecuentemente utilizado para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones en relación con su vida útil. En síntesis, mientras la tasa anual media de colapso λ_c cuantifica la frecuencia con la que se espera que una estructura colapse, la probabilidad $P_c(50)$ traduce esa tasa en un horizonte de tiempo relevante para el diseño y la toma de decisiones.

7. Efecto de los parámetros en el comportamiento sísmico

7.1. Efecto de la altura del edificio

En esta investigación se evaluaron arquetipos de 6, 10, 15 y 20 pisos para los muros T, manteniendo constantes las demás variables de diseño, es decir estos se emplazan en una clase de sitio C, zona sísmica 2 y están diseñados con normativa post 2010. Las curvas de fragilidad obtenidas para estos modelos se presentan en la Figura 15, donde se aprecia el efecto de la altura sobre la probabilidad de alcanzar los distintos estados límite de daño y colapso. 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 de estos modelos, donde el comportamiento del recubrimiento es muy similar al de su núcleo y tienen una baja capacidad de deformación.

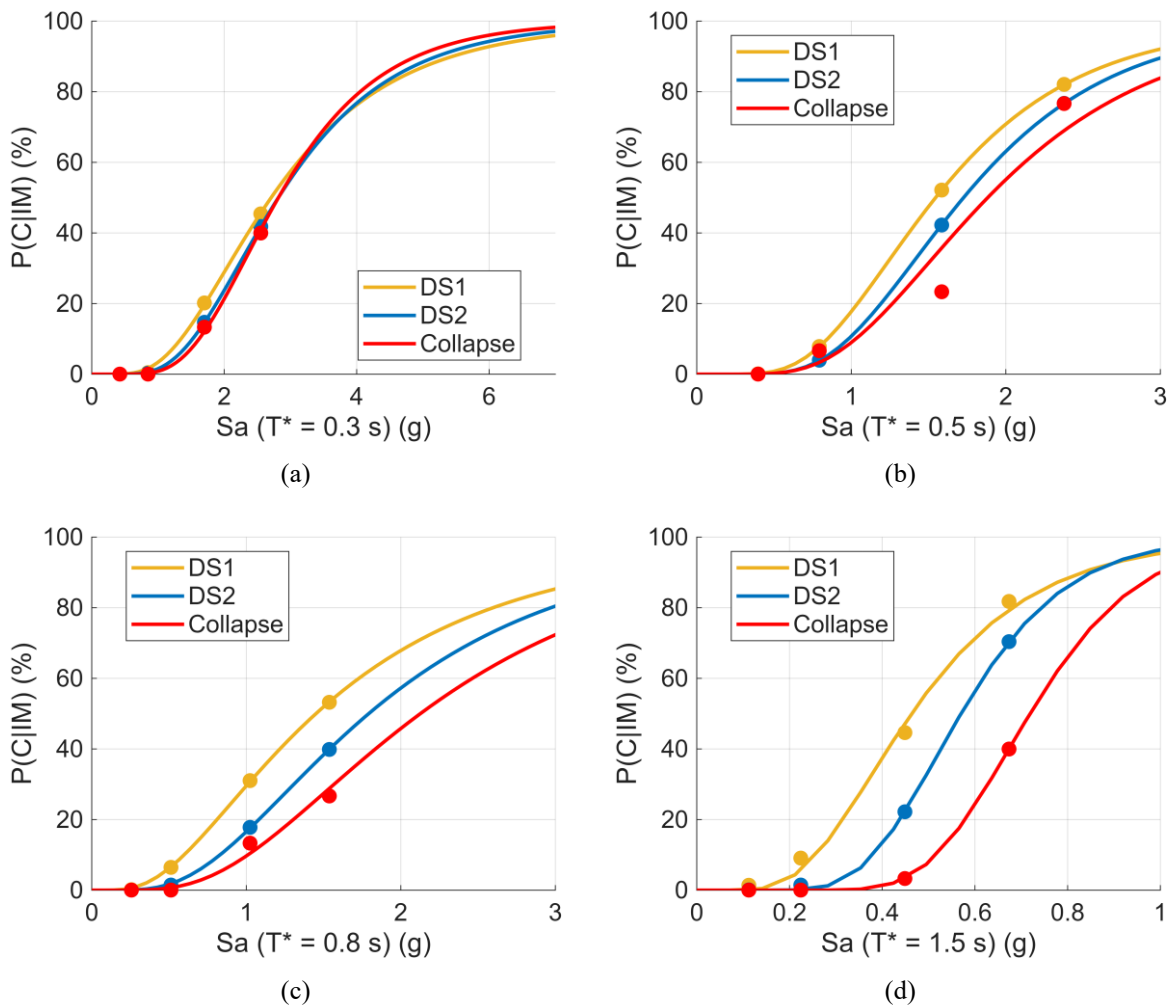


Figura 15: Curvas de Fragilidad para (a) Modelo 2: 6 Pisos, (b) Modelo 3: 10 Pisos, (c) Modelo 1: 15 Pisos y (d) Modelo 4: 20 Pisos

La Tabla 8 muestra las probabilidades de exceder los estados de daño DS1 y DS2, así como la probabilidad de colapso para intensidades con periodos de retorno de 475 y 950 años. Por su parte, la Tabla 9 presenta las tasas anuales medias de excedencia (λ) y las probabilidades de colapso en 50 años ($P_c(50)$) para los mismos estados de daño, permitiendo cuantificar el riesgo en función del tiempo de vida útil de la estructura.

Los resultados muestran una tendencia clara de aumento del riesgo sísmico en edificios de baja y mediana altura, alcanzando los valores máximos en el modelo de 10 pisos. Este presenta las mayores probabilidades de colapso, principalmente a que este diseño no requiere elementos de borde confinados, lo que reduce significativamente su capacidad de disipación de energía y su ductilidad. En contraste, las estructuras más altas (15 y 20 pisos) muestran un desempeño mucho más favorable, con probabilidades de colapso inferiores al 2 % en 50 años, debido a la presencia de elementos de borde confinados.

Tabla 8: Probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso, para un $S_a(PR = 475 \text{ años})$ y $S_a(PR = 950 \text{ años})$. Variación con respecto al número de pisos.

N° Pisos	T*	$P_{DS1}^{Sa(PR)}$		$P_{DS2}^{Sa(PR)}$		$P_C^{Sa(PR)}$	
		PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)
6	0.3	15.97	28.70	6.69	15.87	3.25	9.19
10	0.5	18.28	34.92	13.34	30.07	10.85	28.05
15	0.8	28.99	52.84	19.94	43.04	16.56	36.40
20	1.5	19.50	42.99	2.73	17.78	0.06	2.12

Tabla 9: Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto al número de pisos.

N° Pisos	T*	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
		(1/año)	(%)	(1/año)	(%)	(1/año)	(%)
6	0.3	13.0	6.29	10.0	4.93	9.0	4.41
10	0.5	18.0	8.53	13.0	6.34	11.0	5.54
15	0.8	12.0	5.84	5.9	2.92	3.7	1.83
20	1.5	14.0	6.54	6.7	3.29	3.4	1.70

7.2. Efecto de la rigidez global

Los resultados observados en la Figura 16 evidencian que la probabilidad de colapso aumenta con la rigidez, lo cual se explica por la menor ductilidad de los modelos más rígidos y la ausencia de confinamiento en los elementos de borde. El modelo con mayor H/T (estructura más rígida) tiene mayores esfuerzos en las fibras extremas del alma, alcanzando el colapso por falla de material incluso a menores niveles de demanda espectral. En cambio, los modelos más flexibles, con menor H/T, presentan mayor capacidad de deformación y logran reducir significativamente la probabilidad de colapso gracias al confinamiento, que mejora el desempeño post-elástico y retrasa la pérdida de capacidad resistente. Esta tendencia coincide con los hallazgos de Cando et al. (2020), quienes señalan que el incremento de rigidez reduce las derivas, pero aumenta la probabilidad de colapso en 50 años, debido a la mayor demanda sísmica asociada a periodos más cortos y a la menor ductilidad proporcionada por requisitos de confinamiento más limitados en edificios chilenos de hormigón armado.

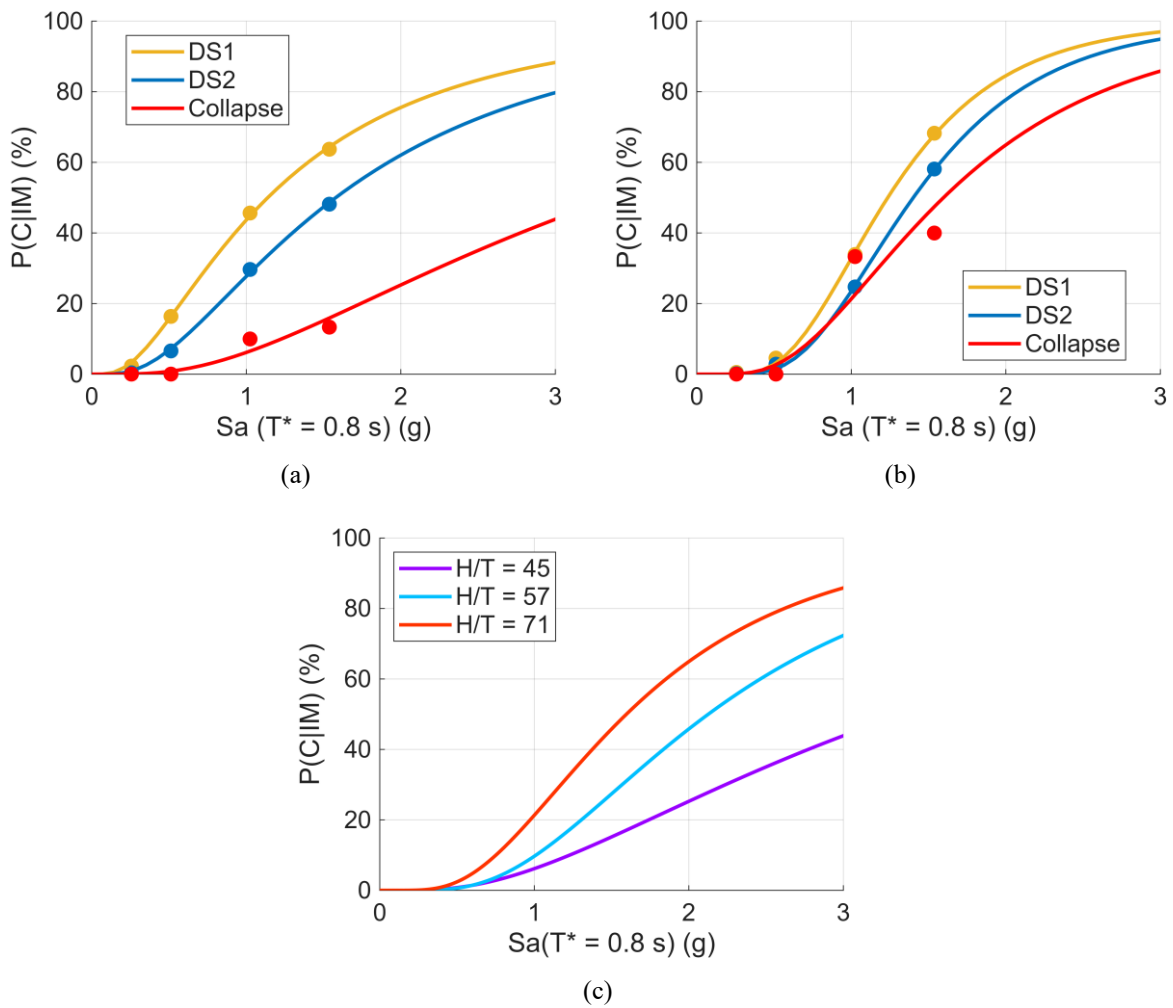


Figura 16: Curvas de Fragilidad para (a) Modelo 5: Menos Rigidez, (b) Modelo 6: Mayor Rigidez y (c) Comparación Curvas de Colapso.

La Tabla 10, correspondiente a las probabilidades condicionales, muestra que, para el caso más flexible se obtienen mayores probabilidades de daño leve y moderado para un PR de 450 años, valores que aumentan aproximadamente 1.5 veces más al considerar un PR de 950 años. Sin embargo, su probabilidad de colapso se mantiene relativamente baja para estos periodos de retorno, evidenciando que estos modelos presentan un comportamiento más dúctil debido al efecto del mínimo corte basal de la NCh433 (INN, 2009a). En contraste, la rigidez aumentada presenta valores menores de daño, pero una probabilidad de colapso significativamente superior. Finalmente, la rigidez normal tiene valores intermedios de daño y colapso, lo que indica un equilibrio favorable entre ductilidad y estabilidad lateral. Este comportamiento se ve reflejando cuando se incorpora la amenaza sísmica y se evalúa el riesgo acumulado en 50 años mostrado en la Tabla 11 y Figura 17.

Tabla 10: Probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso, para un $S_a(PR = 475 \text{ años})$ y $S_a(PR = 950 \text{ años})$. Variación con respecto al número de pisos. Variación con respecto a la rigidez.

Rigidez	T^*	$P_{DS1}^{Sa(PR)}$		$P_{DS2}^{Sa(PR)}$		$P_C^{Sa(PR)}$	
		PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)
Disminuida	0.8	29.16	42.84	15.81	26.97	2.61	5.90
Normal	0.8	15.97	28.70	6.69	15.87	3.25	9.19
Aumentada	0.8	13.23	31.47	8.04	22.38	9.10	20.48

Tabla 11: Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto a la rigidez.

Rigidez	T^*	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_C^{t=50 \text{ años}}$ (%)
Disminuida	0.8	26.0	12.03	12.0	6.05	2.5	1.26
Normal	0.8	12.0	5.84	5.9	2.92	3.7	1.83
Aumentada	0.8	10.0	4.99	7.5	3.69	7.5	3.67

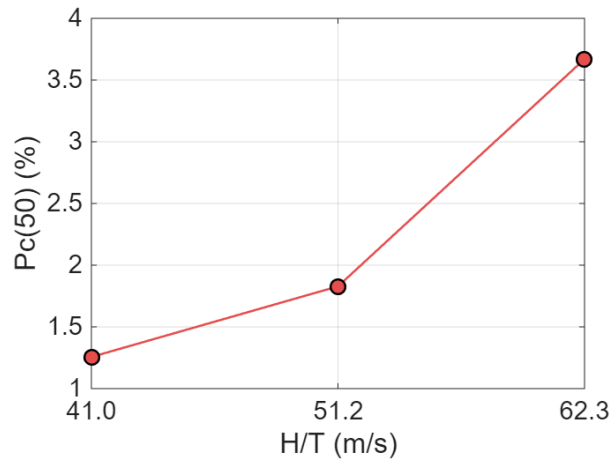


Figura 17: Comparación en la probabilidad de colapso en 50 años según la variación de rigidez (H/T).

7.3. Efecto de la clase de sitio

La Figura 18 presenta las curvas de fragilidad obtenidas para los modelos correspondientes a clases de sitio A, B, C y D, manteniendo constante el período $T^* = 0.8$ s. En el caso del Modelo 7 (Figura 18 (a)), no se presenta la curva de fragilidad de colapso debido a que solo se registraron colapsos en la franja de mayor intensidad. Al disponerse de un único punto con colapsos, no es posible ajustar de manera estadísticamente válida una curva lognormal, por lo que no se puede estimar de forma confiable la probabilidad de colapso. Por esta razón, únicamente se muestran los puntos observados, sin trazar una curva ajustada.

Para los otros modelos, se observa que la probabilidad de daño y colapso aumenta progresivamente a medida que el sitio se vuelve más blando. Los modelos ubicados sobre clases de sitio rígidas exhiben una respuesta más estable y una menor propensión al daño, mientras que en clases de sitio más blandas se evidencian mayores deformaciones y un comportamiento predominantemente inelástico. También se muestra que los estados de daño se alcanzan a intensidades menores en clases de sitio blandas, esto sugiere una mayor dispersión en la respuesta estructural y un incremento de la incertidumbre asociada a las condiciones de sitio.

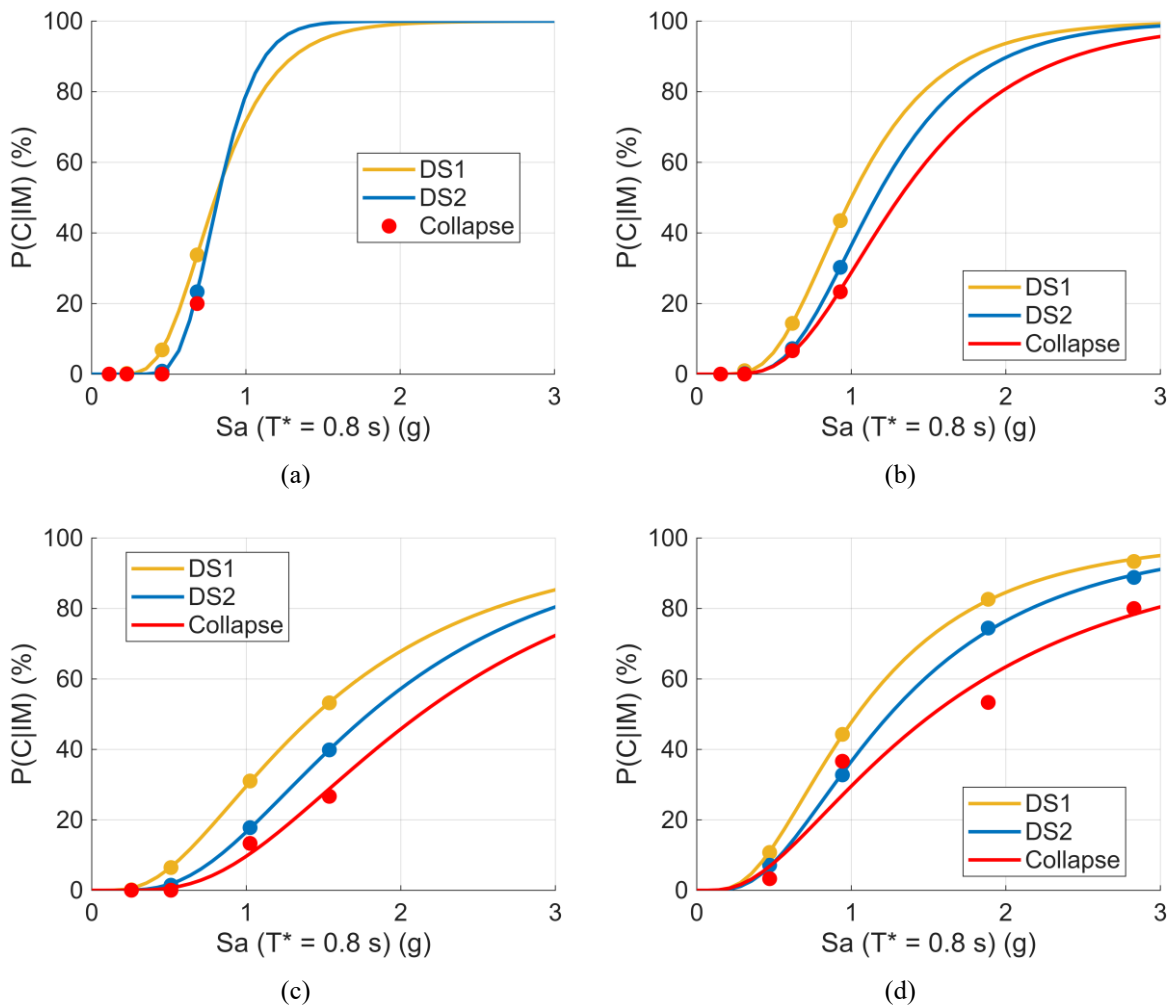


Figura 18: Curvas de Fragilidad para (a) Modelo 7: Sitio A, (b) Modelo 8: Sitio B, (c) Modelo 1: Sitio C y (d) Modelo 9: Sitio D

La Tabla 12 y Tabla 13 muestran las probabilidades de daño y colapso para los distintas clases de sitio considerando $T^* = 0.8$ s. En el caso del sitio A, no es posible estimar curvas de fragilidad ni probabilidades asociadas, ya que el modelo solo registró colapsos en la franja de mayor intensidad del MSA. Al no existir suficientes puntos para ajustar una distribución lognormal, no se pueden calcular probabilidades para periodos de retorno ni tasas anuales. Esto refleja que, en sitios muy rígidos, la demanda sísmica no es suficiente para movilizar mecanismos de daño severo en las franjas intermedias.

Al comparar los sitios B y C, se observa que el primero presenta mayores probabilidades de colapso, a pesar de corresponder a un sitio más rígido. Esto se explica porque el modelo del sitio B no cuenta con confinamiento en los elementos de borde, lo que reduce drásticamente su ductilidad y su resistencia post-elástica. En contraste, el modelo del sitio C sí incorpora confinamiento, permitiendo una disipación de energía más estable y controlando mejor la degradación del hormigón y el pandeo del acero. Como resultado, el sitio C presenta menores probabilidades de daño y colapso incluso bajo una demanda sísmica mayor.

Finalmente, el sitio D muestra las probabilidades más altas para todos los estados límite. Este comportamiento se puede deber a la combinación entre la amplificación significativa de la demanda sísmica propia de clases de sitio muy blandas y un confinamiento insuficiente en el modelo, lo que limita la capacidad de deformación del muro y favorece mecanismos de colapso tanto locales como globales. En conjunto, el sitio D evidencia un desempeño estructural considerablemente más vulnerable frente a demandas sísmicas intensas.

Tabla 12: Probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso, para un $S_a(PR = 475 \text{ años})$ y $S_a(PR = 950 \text{ años})$. Variación con respecto a la clase de sitio.

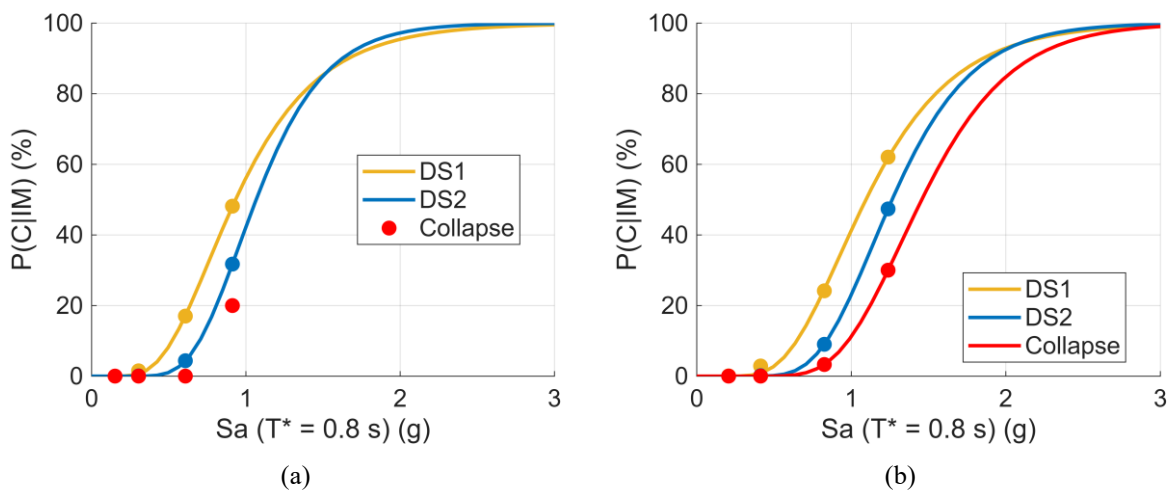
Sitio	T^*	$P_{DS1}^{Sa(PR)}$		$P_{DS2}^{Sa(PR)}$		$P_C^{Sa(PR)}$	
		PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)
A	0.8	-	-	-	-	-	-
B	0.8	9.74	27.16	4.38	16.26	3.82	12.98
C	0.8	15.97	28.70	6.69	15.87	3.25	9.19
D	0.8	39.3	56.6	29.0	45.2	23.9	36.2

Tabla 13: Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto a la clase de sitio.

Sitio	T^*	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$	$P_C^{t=50 \text{ años}}$
		(1/año)	(%)	(1/año)	(%)	(1/año)	(%)
A	0.8	-	-	-	-	-	-
B	0.8	8.8	4.30	6.0	2.94	5.0	2.48
C	0.8	12.0	5.84	5.9	2.92	3.7	1.83
D	0.8	31.0	14.52	22.0	10.46	21.0	9.85

7.4. Efecto de la zona sísmica

La Figura 19 muestra las curvas de fragilidad correspondientes a los modelos ubicados en clases de sitio A, B, C y D de la Zona Sísmica 3, todos con un período $T^* = 0.8 \text{ s}$. En las clases de sitio más rígidas (A y B) las curvas presentan una transición más abrupta entre los distintos estados límite y un desplazamiento hacia intensidades relativamente bajas, lo que evidencia una respuesta más vulnerable y menor dispersión en la demanda sísmica. En cambio, las curvas correspondientes a las clases de sitio C y D presentan una respuesta más dispersa y un aumento de la deformabilidad del sistema.



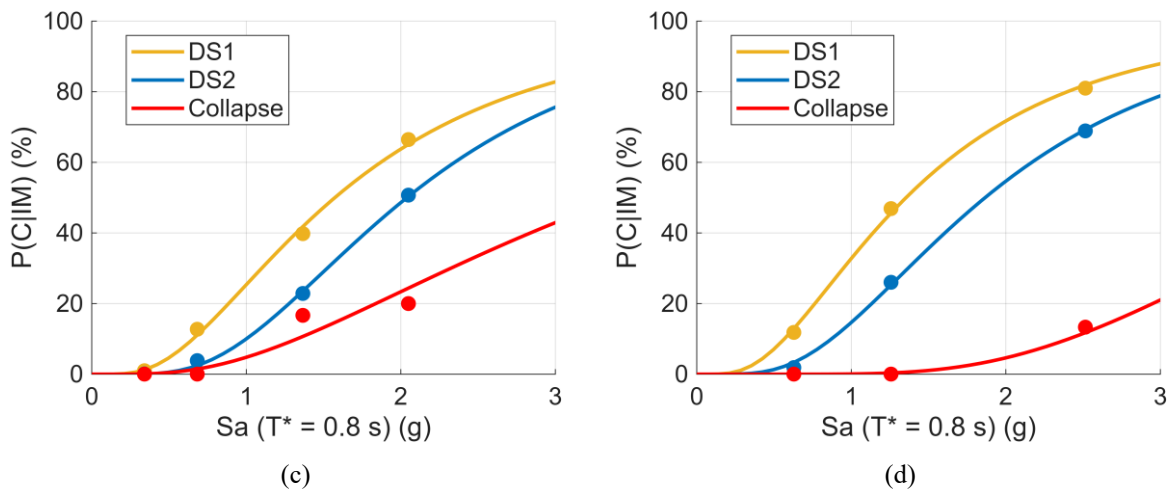


Figura 19: Curvas de Fragilidad para (a) Modelo 10: Sitio A y Zona 3, (b) Modelo 11: Sitio B y Zona 3, (c) Modelo 12: Sitio C y Zona 3 y (d) Modelo 13: Sitio D y Zona 3.

La Tabla 14 y la Tabla 15 presentan las probabilidades de daño y colapso para los modelos evaluados en la Zona Sísmica 3. Al igual que en la zona 2, en el sitio A no fue posible estimar fragilidades, ya que el modelo solo evidenció colapsos en la franja de mayor intensidad, lo que impide ajustar una distribución lognormal y calcular probabilidades asociadas.

En cuanto a los sitios B y C, ambos modelos consideran confinamiento en los elementos de borde, por lo que las diferencias observadas no pueden atribuirse a este parámetro. Los resultados muestran valores relativamente similares entre ambos sitios, con el sitio C levemente menos vulnerable que el sitio B en la mayoría de los estados límite. Esto sugiere que, en esta zona sísmica, la influencia del tipo de la clase de sitio sobre la vulnerabilidad no es concluyente, dado que ambos modelos presentan configuraciones estructurales comparables y diferencias moderadas en la demanda sísmica.

Por otro lado, el sitio D muestra en esta zona sísmica una probabilidad de colapso significativamente menor que en la zona 2. Esto se explica porque el modelo correspondiente cuenta con un grado de confinamiento considerablemente mayor, lo que mejora la capacidad de deformación y la resistencia post-elástica del muro. A pesar de la mayor demanda inducida por un sitio muy blando, el refuerzo disponible permite controlar la degradación local y retrasar el inicio de mecanismos de fallo, resultando en probabilidades de colapso muy reducidas.

En conjunto, los resultados de la Zona Sísmica 3 evidencian que la influencia de la clase de sitio sobre la vulnerabilidad no siempre se presenta de manera sistemática, especialmente cuando las configuraciones de confinamiento entre modelos difieren. En estos casos, las propiedades del refuerzo y la ductilidad disponible pueden dominar la respuesta estructural por sobre las diferencias en demanda sísmica entre clases de sitio.

Tabla 14: Probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso, para un $S_a(PR = 475 \text{ años})$ y $S_a(PR = 950 \text{ años})$. Variación con respecto al número de pisos. Variación con respecto al tipo de sitio y zona sísmica.

Sitio	T^*	$P_{DS1}^{Sa(PR)}$		$P_{DS2}^{Sa(PR)}$		$P_C^{Sa(PR)}$	
		PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)
A	0.8	-	-	-	-	-	-
B	0.8	27.98	58.16	11.42	42.58	4.49	25.81
C	0.8	31.03	48.82	14.11	30.73	6.55	14.01
D	0.8	44.25	60.66	24.01	40.87	0.31	1.66

Tabla 15: Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto al tipo de sitio y zona sísmica.

Sitio	T*	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_C^{t=50 \text{ años}}$ (%)
A	0.8	-	-	-	-	-	-
B	0.8	17.0	8.02	11.0	5.32	7.8	3.84
C	0.8	22.0	10.25	9.9	4.84	5.1	2.52
D	0.8	37.0	16.92	16.0	7.88	1.0	0.48

La Figura 20 presenta la probabilidad de colapso a 50 años, $P_c(50)$, para muros tipo T considerando las clases de sitio definidas en la DS61 y las zonas sísmicas 2 y 3. Tal como se aprecia, no se muestran barras para la clase de sitio A, ya que esta condición no registra valores de $P_c(50)$ debido a que los arquetipos no experimentaron colapsos en esa categoría. En las clases de sitio B y C se observan probabilidades moderadas, con $P_c(50)$ ligeramente mayores en zona sísmica 3, lo que refleja el incremento esperado en la demanda sísmica al pasar de zona 2 a zona 3. Finalmente, para la clase de sitio D se evidencia el comportamiento más crítico, con un aumento significativo en $P_c(50)$, especialmente en zona sísmica 2, donde el valor alcanza cerca del 10%, mostrando una mayor susceptibilidad al colapso en sitios más blandos. Sin embargo, con los datos disponibles no es posible afirmar que la clase de sitio o la zona sísmica, por sí solas, determinen de manera directa la $P_c(50)$, más bien, la figura muestra que la respuesta depende de la combinación entre ambas variables, y que su efecto es específico para cada arquetipo evaluado.

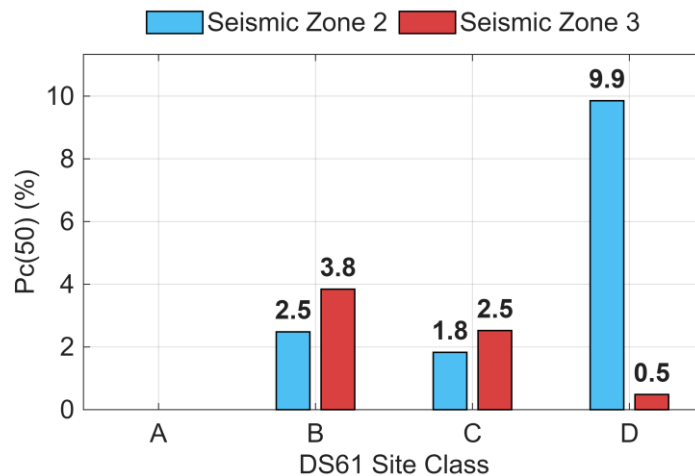


Figura 20: Comparación en la probabilidad de colapso en 50 años para estructura de 15 pisos en clases de sitio A, B, C y D del DS61 para zonas sísmicas 2 y 3.

7.5. Efecto de la normativa de diseño (pre y post 2010)

En la Figura 21 se presentan las curvas de fragilidad de las estructuras 14, 15, 16 y 17, todas diseñadas con normativa pre-2010, por lo que se usan suelos II y III, los cuales tienen clasificaciones diferentes a las clases de sitio definidas en el DS61 (MINVU, 2011b). Al comparar las dos estructuras de 20 pisos (Figura 21 (c) y (d)), el cambio de clase de sitio se refleja en el desplazamiento de las curvas, en clase de sitio III los estados límite aparecen en intensidades menores que en un sitio II.

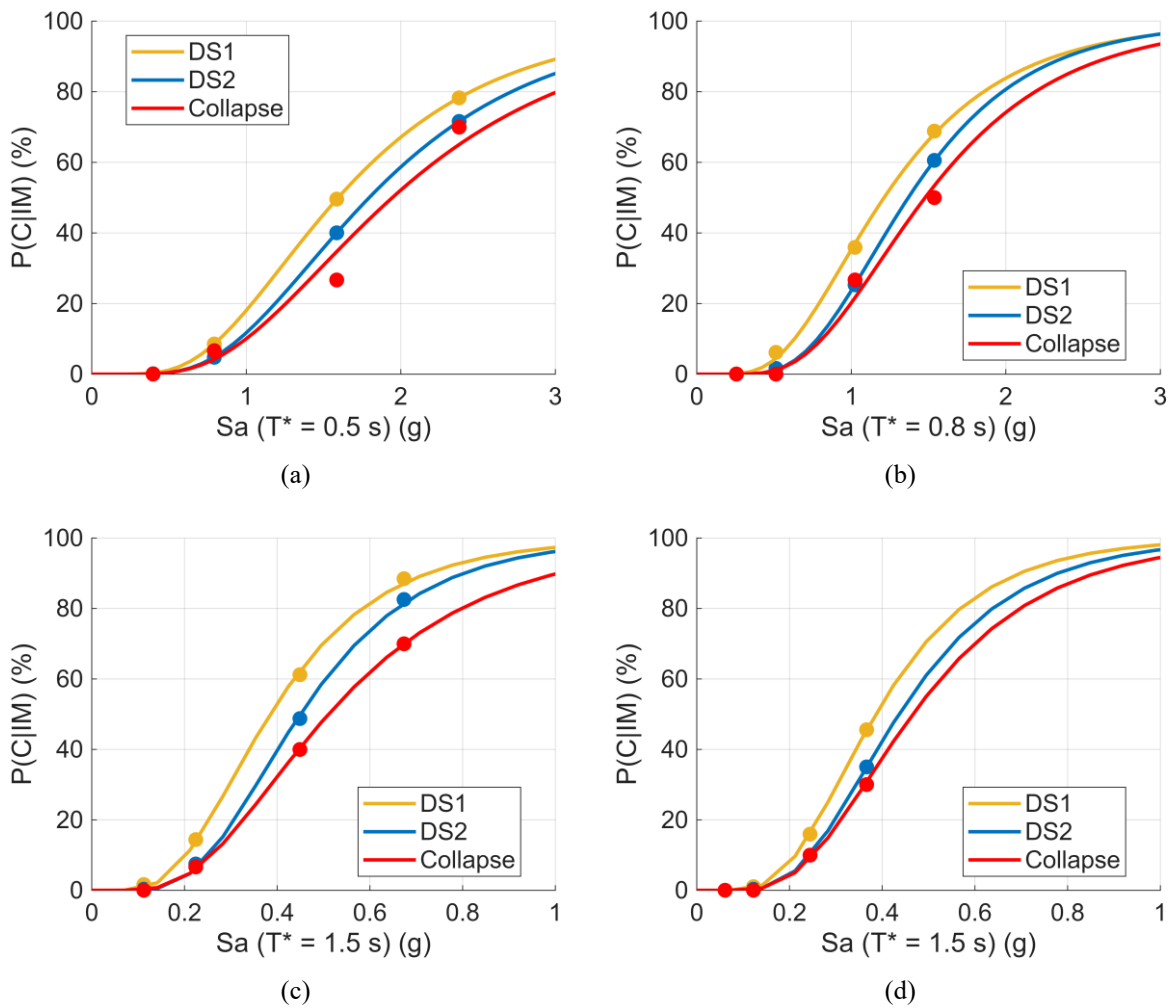


Figura 21: Curvas de Fragilidad para (a) Estructura 14: 10 Pisos y clase de sitio III, (b) Estructura 15: 15 Pisos y clase de sitio III, (c) Estructura 16: 20 Pisos y clase de sitio III y (d) Estructura 17: 20 Pisos y clase de sitio II. Zona sísmica 2 y normativa de diseño pre-2010.

La Tabla 16, que resume las probabilidades de daño y colapso para periodos de retorno de 475 y 950 años, y la Tabla 17, que presenta las tasas anuales medias y las probabilidades acumuladas en 50 años, muestran que los resultados obtenidos son superiores a los de la normativa post-2010. En particular, la estructura 16 destaca por presentar la mayor probabilidad de colapso entre los modelos analizados, lo que se refleja en una curva de fragilidad más alta y en el hecho de haber registrado más casos de colapso para una medida de intensidad equivalente al valor espectral elástico de la normativa de diseño. Esto se puede ver de mejor manera en la Figura 22. Entonces, para intensidades asociadas a periodos de retorno mayores, se produciría un rápido incremento en la probabilidad de colapso, evidenciando una alta sensibilidad del modelo frente a incrementos de demanda sísmica, confirmando porque la estructura 16 posee la probabilidad de colapso más alta de toda la investigación. Por otra parte, las probabilidades de exceder los estados de daño DS1 y DS2 se mantienen similares a las obtenidas en las estructuras diseñadas bajo la normativa post-2010, lo que sugiere que la diferencia principal entre ambos enfoques normativos se concentra en la capacidad de deformación última y el control del colapso, más que en el comportamiento ante niveles moderados de daño.

Tabla 16: Probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso, para un $S_a(PR = 475 \text{ años})$ y $S_a(PR = 950 \text{ años})$. Variación con respecto al número de pisos. Variación con respecto a la normativa.

Estructura	T*	$P_{DS1}^{Sa(PR)}$		$P_{DS2}^{Sa(PR)}$		$P_C^{Sa(PR)}$	
		PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)
14	0.5	28.4	50.2	20.2	40.7	17.3	35.3
15	0.8	15.8	34.0	7.5	22.5	6.5	19.2
16	1.5	33.8	58.4	21.0	45.5	17.7	36.8
17	1.5	17.1	40.2	10.7	30.0	9.5	26.4

Tabla 17: Tasa anual media y probabilidad de exceder DS1, DS2 y colapso en 50 años. Variación con respecto a la normativa.

Estructura	T*	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_C^{t=50 \text{ años}}$ (%)
14	0.5	18.0	8.62	13.0	6.45	12.0	5.73
15	0.8	11.0	5.57	7.5	3.66	6.6	3.27
16	1.5	21.0	9.95	14.0	6.88	13.0	6.12
17	1.5	13.0	6.07	9.5	4.64	8.7	4.25

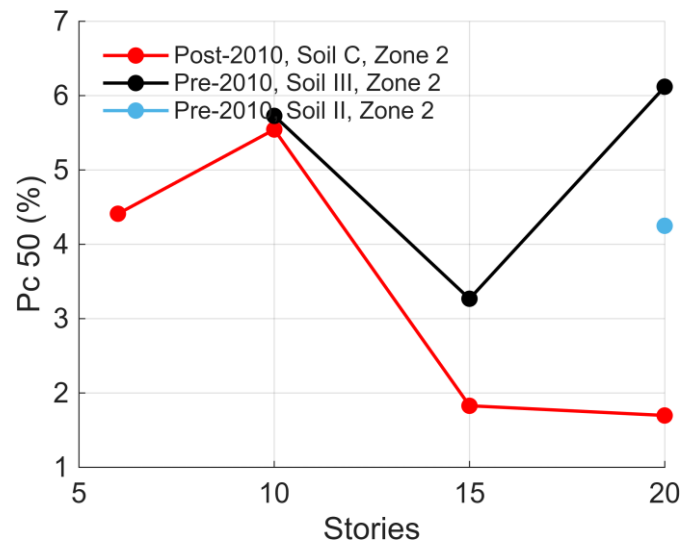


Figura 22: Comparación en la probabilidad de colapso en 50 años para la variación en el número de pisos y normativa de diseño (Pre y Post-2010).

7.6. Resumen Resultados Riesgo Sísmico

En la Tabla 18 se muestran un resumen de las 17 estructuras de muro T con las probabilidades de exceder los estados de daños DS1, DS2 y colapso para una medida de intensidad de 475 y 950 años. La Tabla 19 muestra la probabilidad y tasa anual media de excedencia para las mismas estructuras. Finalmente, la

Tabla 20 muestra las medianas y desviaciones estándar logarítmicas para obtener las curvas de fragilidad de estas estructuras.

Tabla 18: Probabilidad de exceder los estados de daños DS1, DS2 y Colapso para una medida de intensidad $S_a(T^*)$ con un periodo de retorno de 475 y 950 años para las 17 estructuras de muro T.

Estructura	T*	$P_{DS1}^{Sa(PR)}$		$P_{DS2}^{Sa(PR)}$		$P_C^{Sa(PR)}$	
		PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)	PR = 475 años (%)	PR = 950 años (%)
1.0	0.8	16.0	28.7	6.7	15.9	3.2	9.2
2	0.3	18.3	34.9	13.3	30.1	10.8	28.0
3	0.5	29.0	52.8	19.9	43.0	16.6	36.4
4	1.5	19.5	43.0	2.7	17.8	0.1	2.1
5	0.8	29.2	42.8	15.8	27.0	2.6	5.9
6	0.8	13.2	31.5	8.0	22.4	9.1	20.5
7	0.8	-	-	-	-	-	-
8	0.8	9.7	27.2	4.4	16.3	3.8	13.0
9	0.8	39.3	56.6	29.0	45.2	23.9	36.2
10	0.8	-	-	-	-	-	-
11	0.8	28.0	58.2	11.4	42.6	4.5	25.8
12	0.8	31.0	48.8	14.1	30.7	6.6	14.0
13	0.8	44.3	60.7	24.0	40.9	0.3	1.7
14	0.5	28.4	50.2	20.2	40.7	17.3	35.3
15	0.8	15.8	34.0	7.5	22.5	6.5	19.2
16	1.5	33.8	58.4	21.0	45.5	17.7	36.8
17	1.5	17.1	40.2	10.7	30.0	9.5	26.4

Tabla 19: Tasa anual media y probabilidad de exceder daños DS1, DS2 y Colapso en 50 años para las 17 estructuras de muro T.

Estructura	T*	$\lambda_{DS1} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS1}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_{DS2} \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_{DS2}^{t=50 \text{ años}}$ (%)	$\lambda_C \cdot 10^{-4}$ (1/año)	$P_C^{t=50 \text{ años}}$ (%)
1	0.8	12.0	5.84	5.9	2.92	3.7	1.83
2	0.3	13.0	6.29	10.0	4.93	9.0	4.41
3	0.5	18.0	8.53	13.0	6.34	11.0	5.54
4	1.5	14.0	6.54	6.7	3.29	3.4	1.70
5	0.8	26.0	12.03	12.0	6.05	2.5	1.26
6	0.8	10.0	4.99	7.5	3.69	7.5	3.67
7	0.8	-	-	-	-	-	-
8	0.8	8.8	4.30	6.0	2.94	5.0	2.48
9	0.8	31.0	14.52	22.0	10.46	21.0	9.85
10	0.8	-	-	-	-	-	-
11	0.8	17.0	8.02	11.0	5.32	7.8	3.84
12	0.8	22.0	10.25	9.9	4.84	5.1	2.52
13	0.8	37.0	16.92	16.0	7.88	1.0	0.48
14	0.5	18.0	8.62	13.0	6.45	12.0	5.73
15	0.8	11.0	5.57	7.5	3.66	6.6	3.27
16	1.5	21.0	9.95	14.0	6.88	13.0	6.12
17	1.5	13.0	6.07	9.5	4.64	8.7	4.25

Tabla 20: Mediana y desviación estándar logarítmica para las curvas de fragilidad obtenidas de las 17 estructuras de muro T.

Estructura	T*	DS1		DS2		Colapso	
		μ	σ_{ln}	μ	σ_{ln}	μ	σ_{ln}
1	0.8	1.45	0.69	1.79	0.60	2.13	0.58
2	0.3	2.71	0.54	2.82	0.48	2.82	0.43
3	0.5	1.55	0.47	1.73	0.44	1.88	0.47
4	1.5	0.46	0.46	0.57	0.31	0.72	0.26
5	0.8	1.14	0.81	1.58	0.77	3.39	0.79
6	0.8	1.24	0.47	1.40	0.47	1.60	0.59
7	0.8	-	-	-	-	-	-
8	0.8	1.00	0.45	1.16	0.43	1.31	0.48
9	0.8	1.04	0.64	1.25	0.65	1.53	0.79
10	0.8	-	-	-	-	-	-
11	0.8	1.09	0.41	1.26	0.32	1.46	0.31
12	0.8	1.57	0.68	2.04	0.56	3.42	0.74
13	0.8	1.35	0.68	1.87	0.59	4.35	0.46
14	0.5	1.59	0.51	1.79	0.49	1.94	0.52
15	0.8	1.21	0.51	1.37	0.44	1.48	0.47
16	1.5	0.38	0.49	0.45	0.45	0.51	0.53
17	1.5	0.39	0.46	0.44	0.45	0.47	0.48

8. Conclusiones

La presente investigación evaluó la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios habitacionales chilenos conformados por muros estructurales de hormigón armado con secciones tipo T y C, considerando variaciones en altura, rigidez global, clase de sitio, zona sísmica y normativa de diseño. Para ello, se realizaron análisis estáticos no lineales (pushover) y análisis dinámicos no lineales mediante el método de franjas múltiples (MSA), a partir de los cuales se obtuvieron curvas de fragilidad y probabilidades de colapso para un S_a (PR = 475 años), S_a (PR = 950 años) y en 50 años.

Los resultados confirman que la geometría del muro es el factor más influyente en la vulnerabilidad estructural. Los muros de sección T presentan un comportamiento más susceptible al colapso, con $P_c(50)$ entre 0.5% y 10%, asociado principalmente a fallas locales por deformaciones extremas en las fibras de las alas y a una pérdida progresiva de rigidez. Al contrario, los muros tipo C no presentaron colapsos en ninguna de las franjas analizadas, debido a que no se tuvieron fallas globales ni locales. Esta diferencia se debe principalmente a que los muros C cuentan con dos alas que incrementan el ancho efectivo de la zona comprimida, reduciendo la concentración de deformaciones extremas en fibras críticas y retrasando la activación de mecanismos de falla por flexo-compresión. Como consecuencia, estos muros requieren mayores deformaciones globales para alcanzar sus estados últimos, los cuales no se alcanzaron dentro del rango de intensidades sísmicas considerado en el análisis MSA.

En cuanto a la altura, se observa que los edificios de 6 y 10 pisos presentan las mayores probabilidades de colapso, principalmente debido a la ausencia de confinamiento en sus elementos de borde bajo la normativa vigente y a la mayor demanda sísmica asociada a periodos más cortos. En contraste, los edificios altos (15 y 20 pisos) muestran un mejor desempeño, especialmente cuando son diseñados bajo la normativa post-2010.

Respecto a la rigidez global, los muros tipo T con mayor rigidez presentan mayores probabilidades de colapso, debido a la menor capacidad de deformación en ausencia de confinamiento. Los modelos más flexibles, que incluyen mayores requisitos de confinamiento, muestran reducciones significativas en su probabilidad de colapso, confirmando que el confinamiento es un factor determinante para mejorar la ductilidad y retrasar la formación de mecanismos de falla.

Respecto al tipo de sitio y la zona sísmica, los resultados no permiten afirmar que la clase de sitio y la zona sísmica sean, por sí solas, condicionantes directas del riesgo. En particular, no se puede calcular la probabilidad de colapso en los modelos ubicados en sitio A, ya que solo presentan colapsos en la última franja, lo que puede indicar un mejor desempeño sísmico, pero no es posible realizar esta afirmación. En Modelo 9 (sitio D y zona sísmica 2) pese a emplazarse en una zona de menor amenaza, presenta la probabilidad más alta de colapso debido a su menor confinamiento en comparación con su contraparte en zona sísmica 3 (Modelo 13). En conjunto, estos resultados indican que el comportamiento no está gobernado únicamente por la clase de sitio o por la zona sísmica, sino por la interacción entre la demanda sísmica, la rigidez global del arquetipo, el nivel de confinamiento y la geometría del muro.

Finalmente, la comparación entre edificaciones diseñadas bajo normativa pre y post 2010 indica que las modificaciones realizadas en el DS60 y DS61, especialmente los requisitos de confinamiento en elementos de borde reducen significativamente el riesgo sísmico en todos los casos. En conjunto, los resultados confirman que los muros tipo C presentan una vulnerabilidad considerablemente menor que los muros tipo T, y que la inclusión de confinamiento y criterios de ductilidad en la normativa post-2010 ha permitido mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones residenciales chilenas.

9. Referencias

- Abrahamson, N., & Gülerce, Z. (2020). *Regionalized ground-motion models for subduction earthquakes based on the NGA-SUB database*.
- American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary ACI 318-08*.
- Araya-Letelier, G., Parra, P. F., Lopez-Garcia, D., Garcia-Valdes, A., Candia, G., & Lagos, R. (2019). Collapse risk assessment of a Chilean dual wall-frame reinforced concrete office building. *Engineering Structures*, *183*, 770–779. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.006>
- ASCE-7. (2022). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-22*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784404454>
- Birely, A., Lowes, L., & Kehman, D. (2011). Fragility functions for slender reinforced concrete walls. *Background Document: Vol. FEMA P*, 58.
- Cando, M. A., Hube, M. A., 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/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110724>
- Cifuentes, I. L., & Silver, P. G. (1989). Low-frequency source characteristics of the great 1960 Chilean earthquake. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, *94*(B1), 643–663. <https://doi.org/https://doi.org/10.1029/JB094iB01p00643>
- 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>
- Council, A. T., & (US), N. E. H. R. P. (2012). *Seismic performance assessment of buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2017). Evaluation of the Rayleigh damping model for buildings. *Engineering Structures*, *138*, 324–336. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.001>
- Cruz, C., & Miranda, E. (2021). Damping ratios of the first mode for the seismic analysis of buildings. *Journal of Structural Engineering*, *147*(1), 4020300. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002873](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002873)
- Dabaghi, M., Saad, G., & Allhassania, N. (2019). Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthquake Spectra*, *35*(1), 383–404. <https://doi.org/10.1193/121717EQS259M>
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, *4*, 1–36.
- Domínguez, H. (2023). *Evaluación sísmica de la falla san ramón en la zona de Santiago, Chile*.
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *42*(1), 25–41. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.2191>
- Eads, L., Miranda, E., & Lignos, D. G. (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *44*(12), 2057–2073. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.2575>
- Fintel, M. (1995). Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. *PCI journal*, *40*(3), 62-80.

- Gallardo, J. A., de la Llera, J. C., Santa María, H., & Chacón, M. F. (2021). Damage and sensitivity analysis of a reinforced concrete wall building during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 240, 112093. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112093>
- Gallegos, M. F., Araya-Letelier, G., Lopez-Garcia, D., & Parra, P. F. (2023a). Collapse assessment of mid-rise rc dual wall-frame buildings subjected to subduction earthquakes. *Buildings*, 13(4). <https://doi.org/10.3390/buildings13040880>
- Gallegos, M. F., Araya-Letelier, G., Lopez-Garcia, D., & Parra, P. F. (2023b). Seismic collapse performance of high-rise RC dual system buildings in subduction zones. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e02042. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02042>
- Gogus, A., & Wallace, J. W. (2015). Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 methodology. *Journal of Structural Engineering*, 141(10), 4015002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001221](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001221)
- Guendelman, T., & Lindenberg, J. (2010). Cambio en solicitaciones sísmicas en edificios. *Seminario Efectos Del Terremoto En El Nuevo Diseño Sísmico y Estructural En Chile*, ICH Nov.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S., & 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., & 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. de la. (2012). Study on partial collapse of a five story reinforced concrete building during the 2010 Chile earthquake. *In 15th world conference on earthquake engineering*. WCEE Lisboa
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853–1880. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0050-1>
- INN. (1996). *NCh433.Of1996 - Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2008). *NCh430.Of2008 - Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2009a). *Norma Chilena Oficial Nch 433.Of1996 Modificada en 2009 Diseño sísmico de edificios* (pp. 1–77). Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2009b). *Norma Chilena Oficial NCh 1537 Cargas permanentes y cargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2017). *Norma Chilena Oficial NCh 3171 Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Instituto Nacional de Normalización.
- 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. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.876>
- Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & 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/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.014>
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021a). Three-dimensional model for nonlinear analysis of slender flanged reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 236, 112105. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112105>

- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021b). Three-dimensional shear-flexure interaction model for analysis of non-planar reinforced concrete walls. *Journal of Building Engineering*, 44, 102946. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102946>
- Kolozvari, K., López, C. N., & Massone, L. M. (2023). Efficient three-dimensional shear-flexure interaction model for reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 294, 116700. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116700>
- Kostinakis, K., Fontara, I.-K., & Athanatopoulou, A. M. (2018). Scalar structure-specific ground motion intensity measures for assessing the seismic performance of structures: a review. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 630–665. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1264323>
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4), 452–464. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- Kuehn, N. M., Bozorgnia, Y., Campbell, K. W., & Gregor, N. (2023). A regionalized partially nonergodic ground-motion model for subduction earthquakes using the NGA-Sub database. *Earthquake Spectra*, 39(3), 1625–1657. <https://doi.org/10.1177/87552930231180906>
- Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R., ctuhorg, F. Y., Lagos, R., & Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 181-194.
- Marafi, N. A., Ahmed, K. A., Lehman, D. E., & 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)
- Massone, L. M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J., & Wallace, J. W. (2012). Seismic design and construction practices for rc structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(1_suppl1), 245–256. <https://doi.org/10.1193/1.4000046>
- McGuire, R. K. (2004). Seismic hazard and risk analysis. (*No Title*).
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *Journal of computing in civil engineering*, 24(1), 95-107.
- Miller, S. J. (2006). The method of least squares. *Mathematics Department Brown University*, 8(1), 5–11.
- Ministerio del Interior. (1935). *Ley y Ordenanza General sobre Construcciones y Urbanización*. Ministerio del Interior.
- MINVU. (2011a). *DS60 - Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- MINVU. (2011b). *DS61 - Diseño sísmico de edificios*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- Moehle, J., Bozorgnia, Y., & Yang, T. Y. (2007). The tall buildings initiative. *Proceedings of SEAOC Convention, Squaw Creek, CA, USA*, 315–324.
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (Vol. 679, p. 12). WCEE Vancouver.
- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Moroni, O. (2011). *Concrete shear wall construction, World Housing Encyclopedia*.
- Myung, I. J. (2003). Tutorial on maximum likelihood estimation. *Journal of Mathematical Psychology*, 47(1), 90–100.

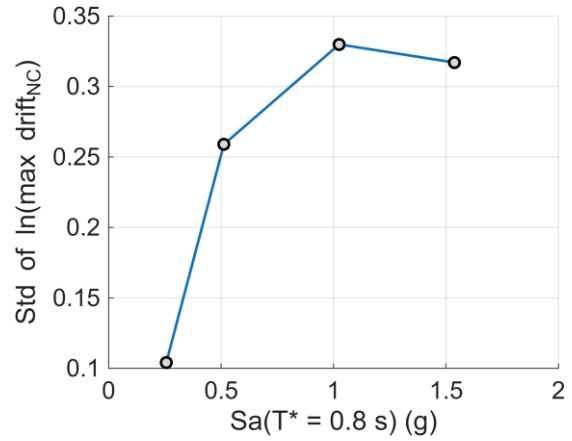
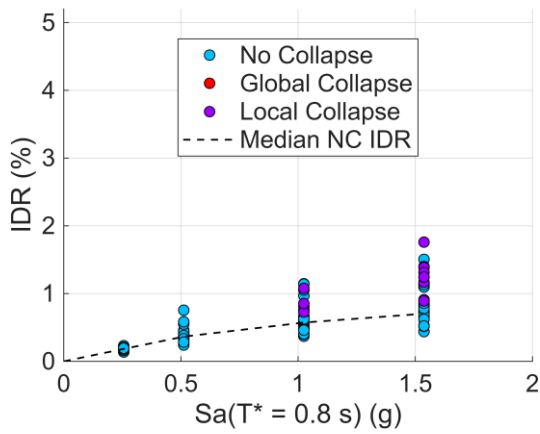
- Orakcal, K., Wallace, J. W., & Conte, J. P. (2004). Flexural modeling of reinforced concrete walls-model attributes. *Structural Journal*, 101(5), 688–698.
- Parker, G. A., Stewart, J. P., Boore, D. M., Atkinson, G. M., & Hassani, B. (2022). NGA-subduction global ground motion models with regional adjustment factors. *Earthquake Spectra*, 38(1), 456–493. <https://doi.org/10.1177/87552930211034889>
- Paulay, T., & Taylor, R. (1981). Slab coupling of earthquake-resisting shearwalls. *ACI Journal Proceedings*, 78(2). <https://doi.org/10.14359/6931>
- Porter, K., Kennedy, R., & Bachman, R. (2007). Creating Fragility Functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), 471–489. <https://doi.org/10.1193/1.2720892>
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., & de la Llera, J. C. (2018). 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>
- Pozo, J. D., Hube, M. A., & Kurama, Y. C. (2023). Quantification of variability in simulated seismic performance of RC wall buildings. *Engineering Structures*, 295, 116872. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116872>
- Pugh, J. S., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2015). Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 104, 174–192. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.037>
- Rojas, F., Naeim, F., Lew, M., Carpenter, L. D., Youssef, N. F., Saragoni, G. R., & Adaros, M. S. (2011). Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2010 moment magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), 37–64. <https://doi.org/10.1002/tal.674>
- Rong, X.-L., Yang, J., Jun, L., Zhang, Y.-X., Zheng, S.-S., & Dong, L. (2023). Optimal ground motion intensity measure for seismic assessment of high-rise reinforced concrete structures. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e01678. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01678>
- Ruiz, S., & Madariaga, R. (2018). Historical and recent large megathrust earthquakes in Chile. In *Tectonophysics*, 733, 37-56. <https://doi.org/10.1016/j.tecto.2018.01.015>
- 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))
- Scherbaum, F., Delavaud, E., & Riggelsen, C. (2009). Model selection in seismic hazard analysis: an information-theoretic perspective. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(6), 3234–3247. <https://doi.org/10.1785/0120080347>
- Skolnik, D. A., & Wallace, J. W. (2010). Critical assessment of interstory drift measurements. *Journal of Structural Engineering*, 136(12), 1574–1584.
- 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. <https://doi.org/10.1193/1.4000036>
- Suquillo, B., Rojas, F., & Massone, L. M. (2024). Seismic performance evaluation of a Chilean RC building damaged during the Mw8.8 Chile earthquake. *Buildings*, 14(4). <https://doi.org/10.3390/buildings14041028>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquakes Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

- 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. P., Bevis M., Brooks B., Smalley R., Parra H., Baez J.-C., Blanco M., Cimbaro S. & Kendrick, E. (2011). The 2010 *M*_w 8.8 Maule megathrust earthquake of central Chile, monitored by GPS. *Science*, 332(6036), 1417–1421. <https://doi.org/10.1126/science.1204132>
- Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of rc structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(1_suppl1), 281–299. <https://doi.org/10.1193/1.4000047>
- Yassin, M. H. M. (1994). *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. University of California, Berkeley.

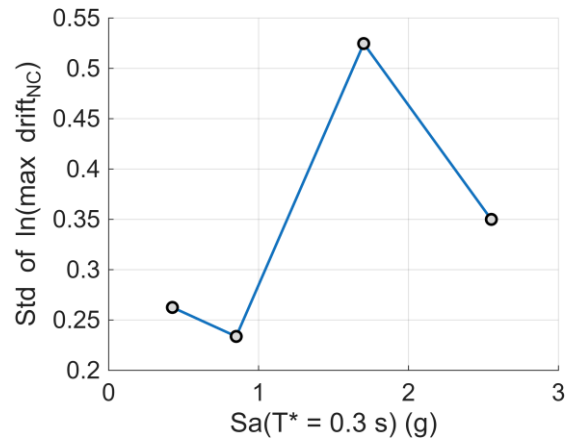
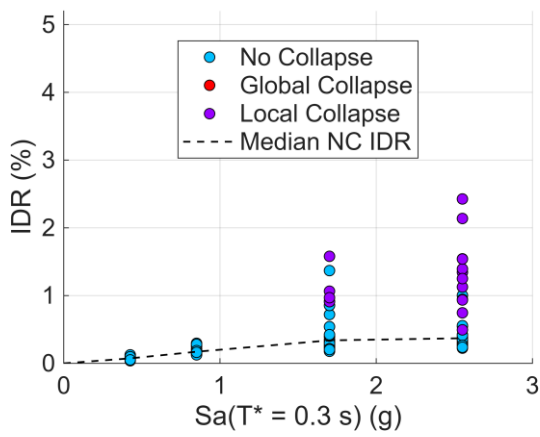
10. Anexos

10.1. Análisis de Múltiples Franjas y Dispersiones Log No Colapso Muros T

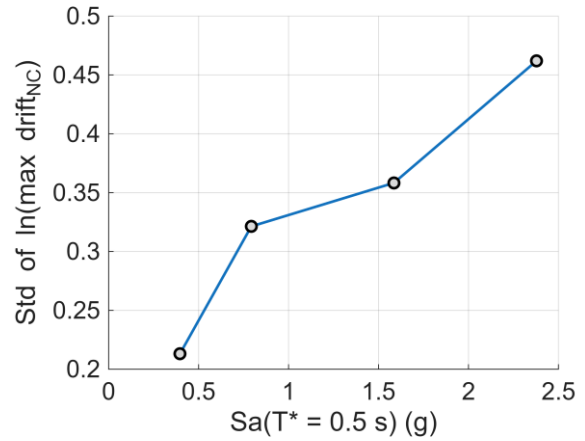
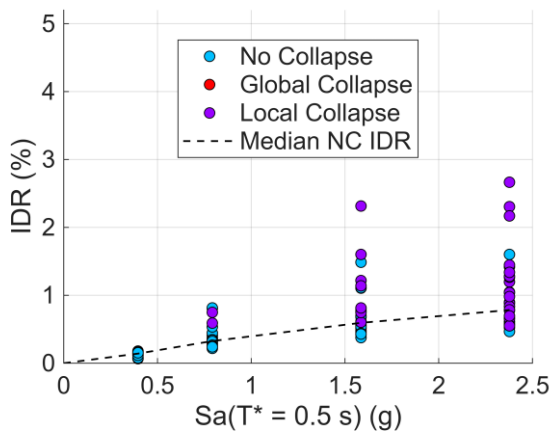
Figura 23: Análisis de Franjas de los Modelos 1 a 17



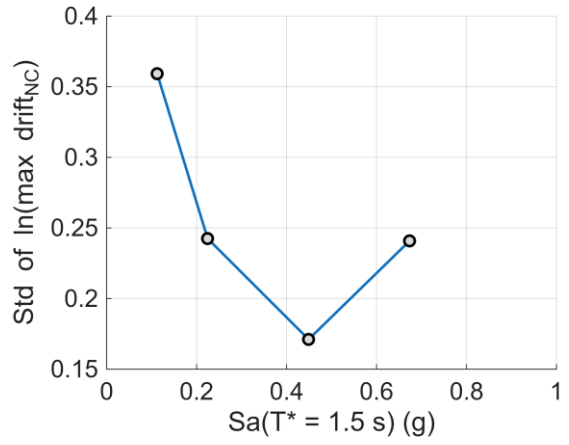
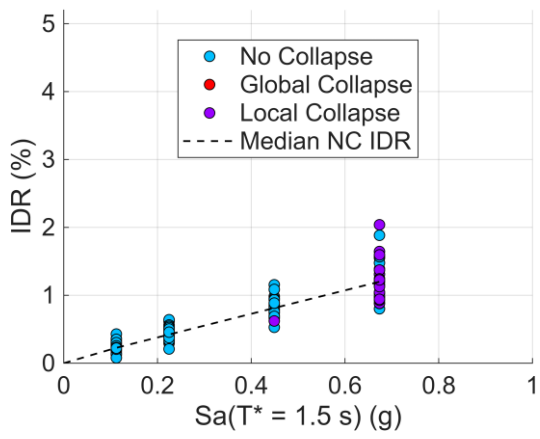
a) Modelo 1



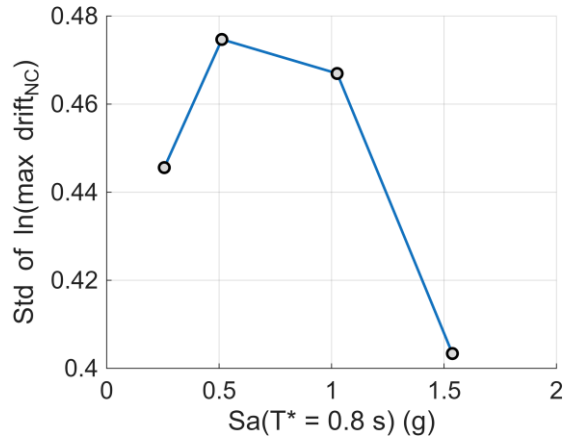
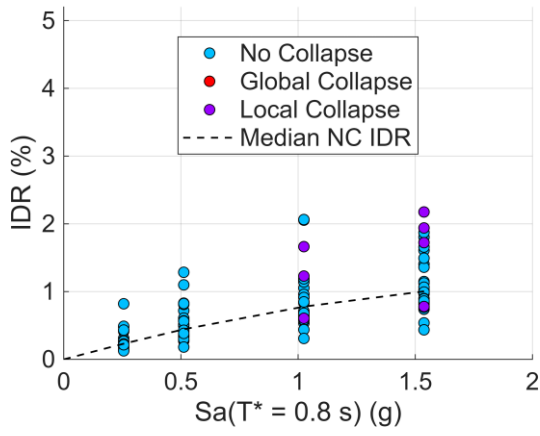
b) Modelo 2



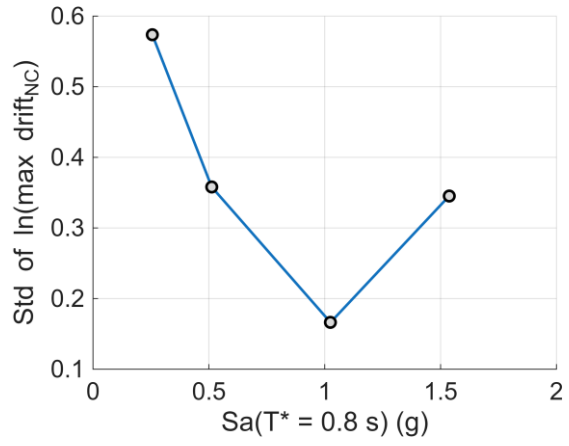
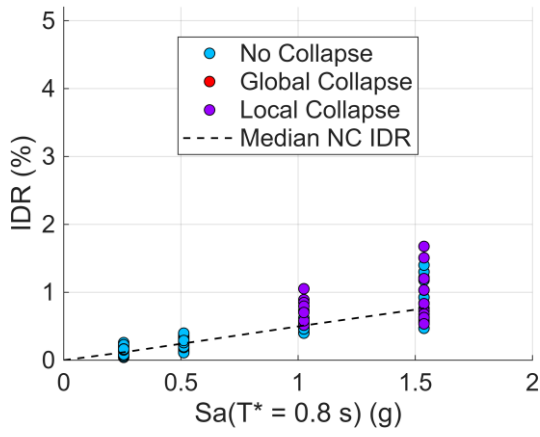
c) Modelo 3



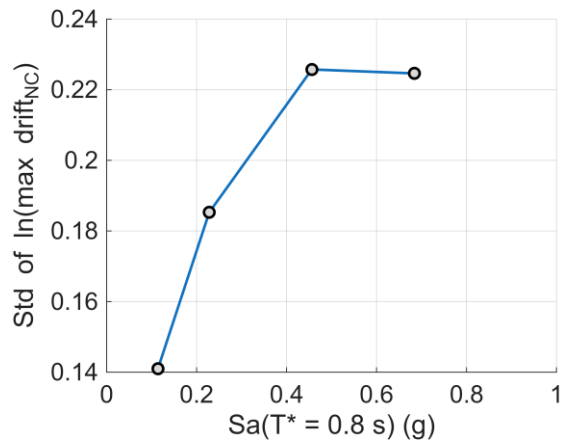
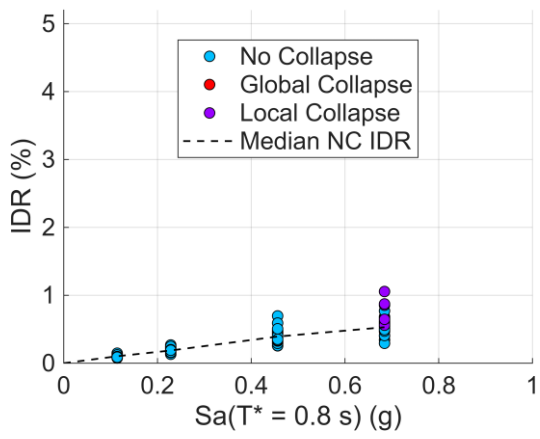
d) Modelo 4



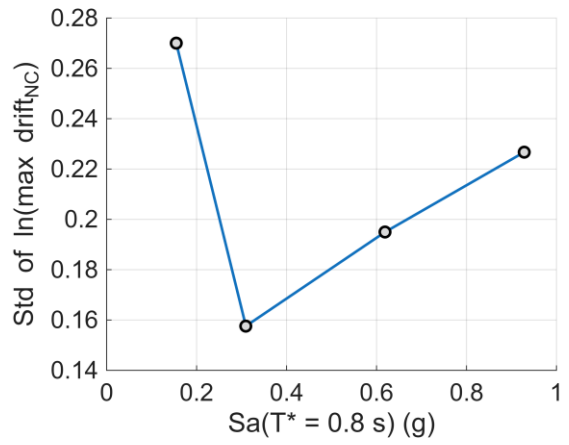
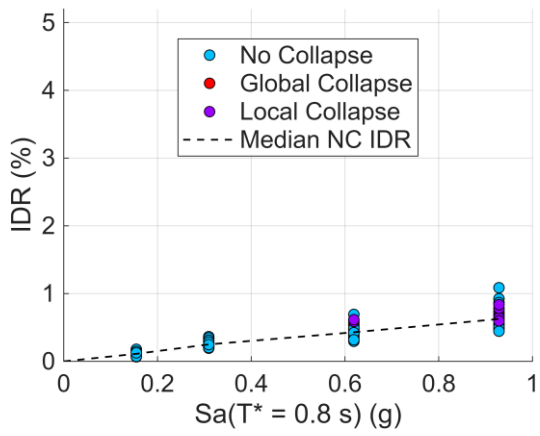
e) Modelo 5



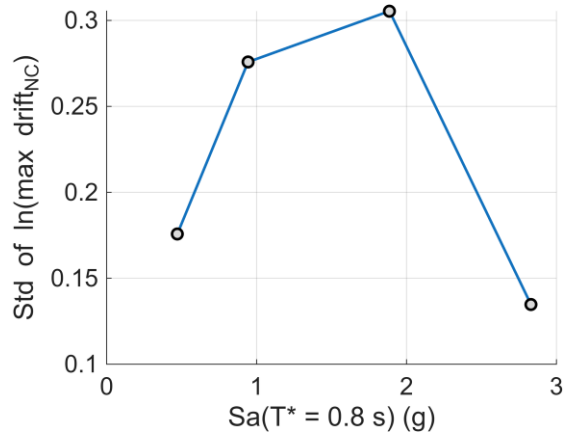
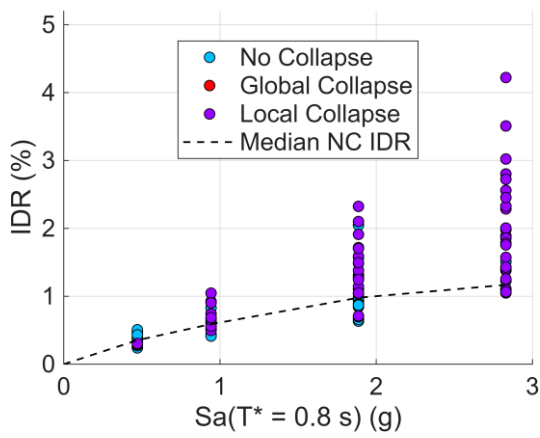
f) Modelo 6



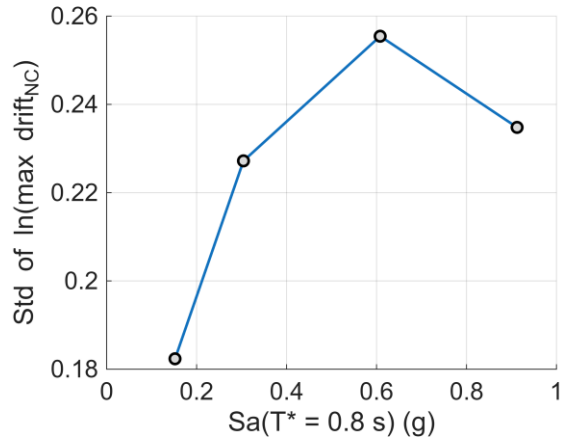
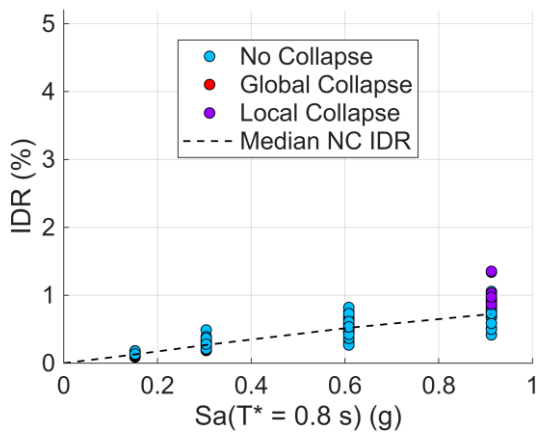
g) Modelo 7



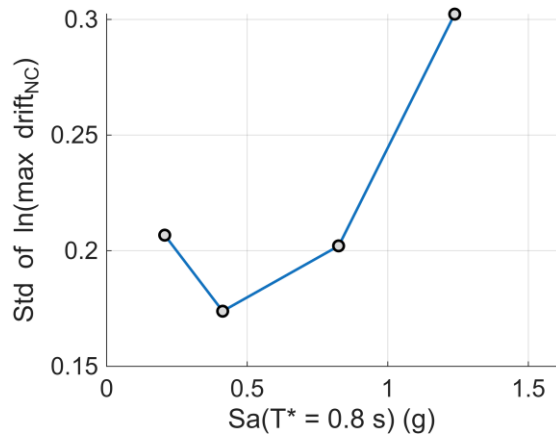
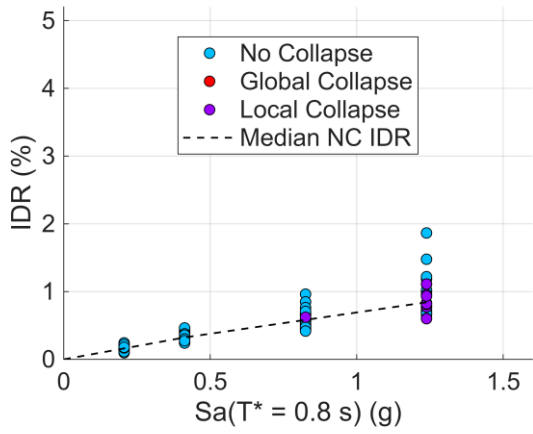
h) Modelo 8



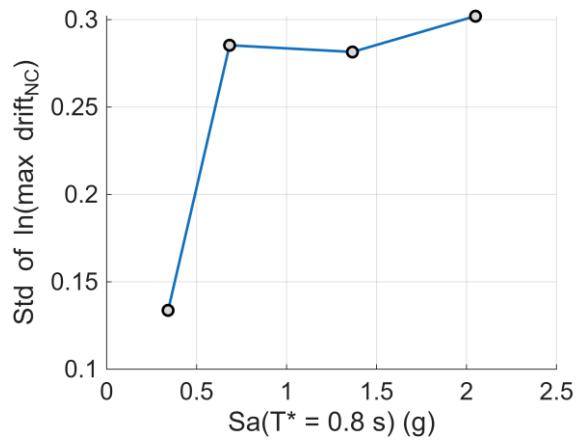
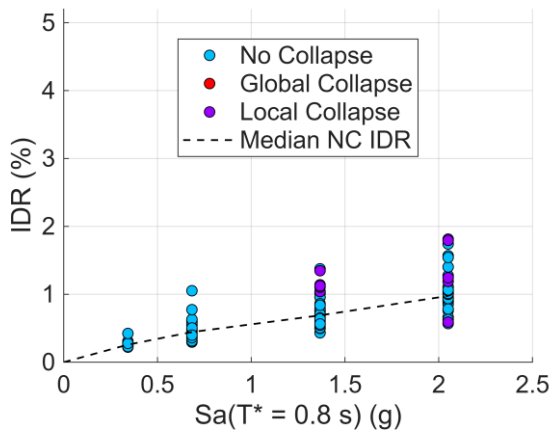
i) Modelo 9



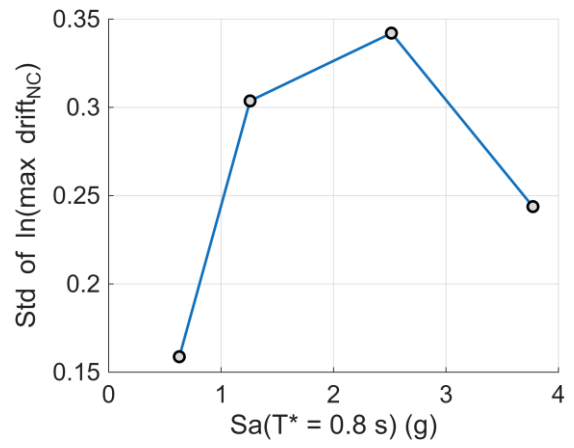
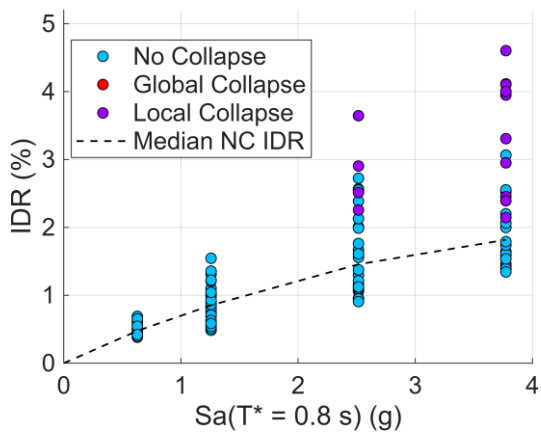
j) Modelo 10



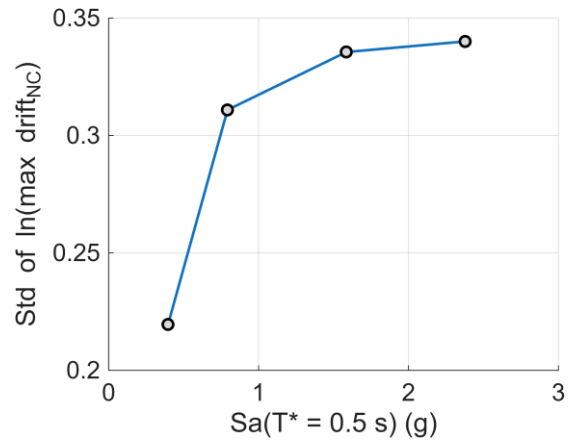
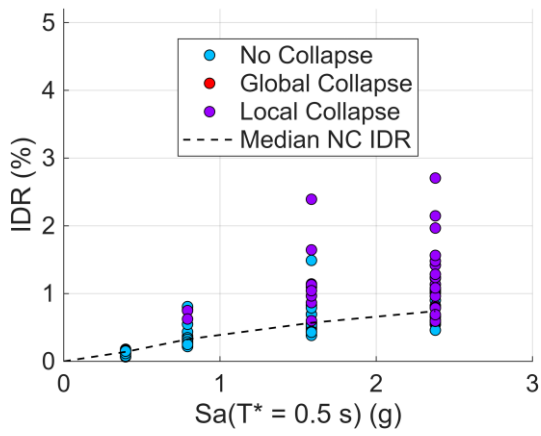
k) Modelo 11



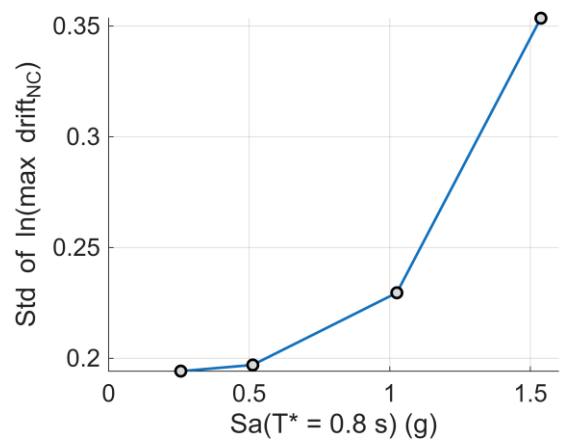
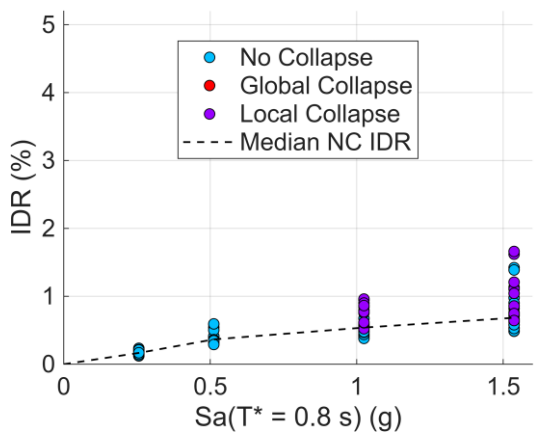
l) Modelo 12



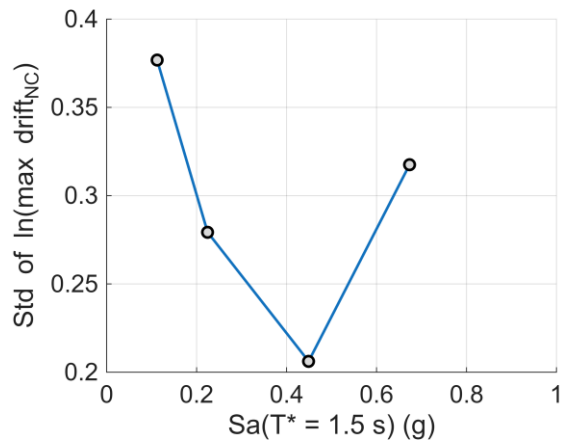
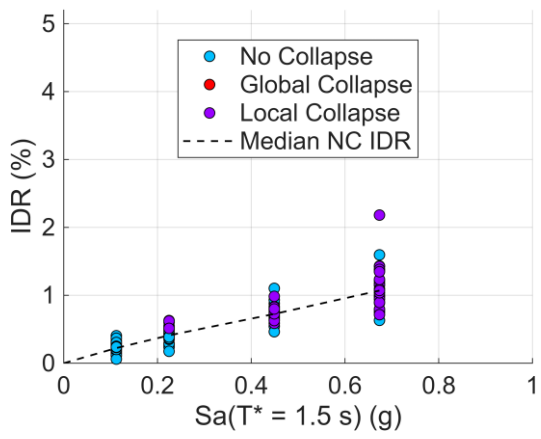
m) Modelo 13



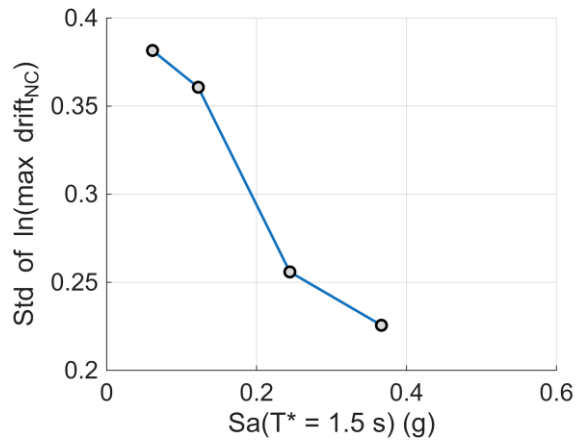
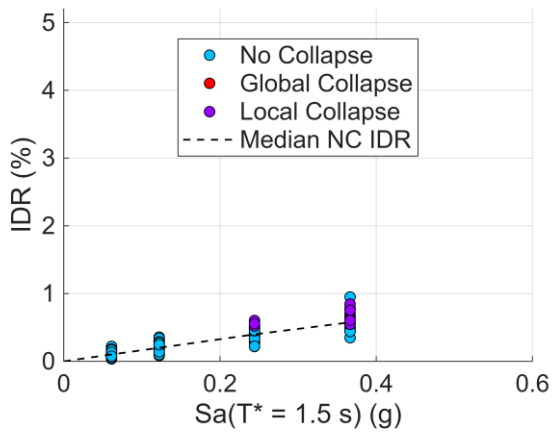
n) Modelo 14



o) Modelo 15

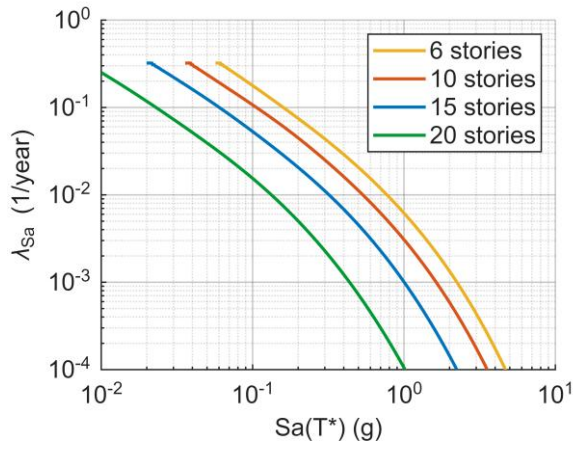


p) Modelo 16

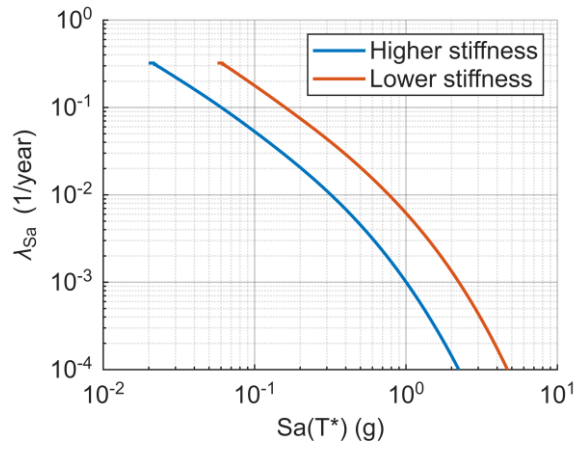


q) Modelo 17

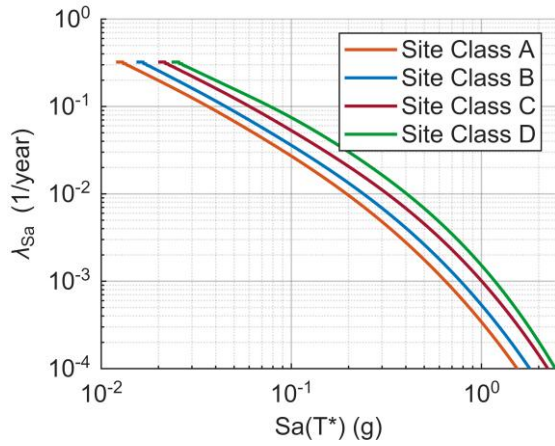
10.2. Curvas de Amenaza Sísmica



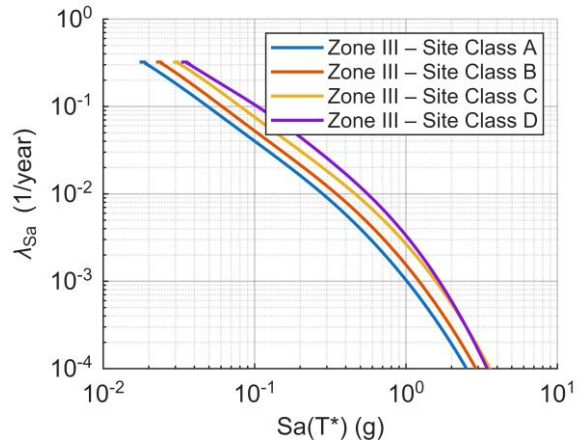
(a) Número de Pisos



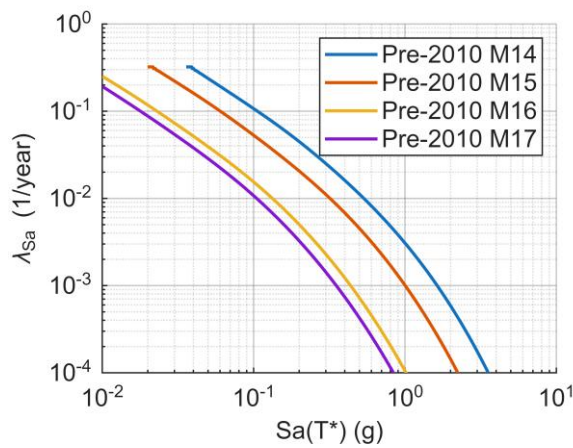
(b) Rigidez



(c) Clases de Sitio en Zona Sísmica 2



(d) Clases de Sitio en Zona Sísmica 3



(e) Normativa Pre 2010

Figura 24: Curvas de Amenaza Sísmica