



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios con muros de sección Y de hormigón armado en Chile

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

Diego Avendaño Oliva

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniero Civil

y el grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Pablo Heresi Venegas

Marzo de 2026



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 de la vulnerabilidad sísmica de edificios con muros de sección Y de hormigón armado en Chile

Nombre del candidato(a): Diego Ignacio Avendaño Oliva

Carrera / Grado: Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Campus: San Joaquín Departamento: Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Cristián Cruz, 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: 30 de marzo de 2026 Firma: 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 30 de marzo de 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.



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios con muros de sección Y de hormigón armado en Chile

AUTOR:

Diego Avendaño Oliva

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Nombre

Firma

Prof. Guía
Miembro 1 Comisión
Miembro 2 Comisión

Santiago, Chile, octubre de 2025

AGRADECIMIENTOS

A mi mamá, Pamela, porque este resultado es fruto del amor, la educación y los valores que siempre me entregaste. Me siento muy orgulloso de ser tu hijo y agradezco profundamente todo lo que has hecho por mí.

A Emita, por leerme los libros en la básica, por los mega sándwich del colegio y por el cariño incondicional que siempre me regalaste.

A mis hermanas Yadira y Antonia, por las bromas, los abrazos y los momentos de distracción que hicieron este camino mucho más liviano y lleno de alegría.

A Isidora, por acompañarme en los momentos más difíciles, por celebrar conmigo cada logro y por tu comprensión y amor en esta etapa tan importante.

A mis amigos de Tercer Tiempo —Mauro, Javier, Carlos, Andrés y Maximiliano—, por su compañía en este desafiante pero gratificante recorrido. Con ustedes aprendí el verdadero valor de la amistad y compartimos momentos inolvidables como la Copa Rota 2023-1 y 2023-2, entre tantos otros.

A mi profesor guía, Pablo Heresi, por su constante apoyo, por guiarme con paciencia y por estar siempre dispuesto a resolver mis dudas, sin importar la complejidad.

A José Bustos y Felipe Yáñez, quienes, a pesar de haberlos conocido hace poco, aportaron con ideas valiosas y mostraron un gran interés en cada dificultad que surgió al modelar el famoso muro Y.

A mi papá, Christian, por los veranos inolvidables que marcaron mi infancia y que siempre recordaré con cariño.

Al proyecto Fondecyt 11230463, financiado por la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID), por el financiamiento de esta tesis.

Al proyecto EASER, por la invitación a participar en actividades de difusión y en espacios de conversación sobre problemáticas asociadas al riesgo sísmico, promoviendo además el aprendizaje entre estudiantes y profesionales del área.

Índice

1	Introducción.....	8
1.1	Motivación.....	8
1.2	Hipótesis	9
1.3	Objetivos.....	9
1.3.1	Objetivo general	9
1.3.2	Objetivos específicos.....	10
2	Marco teórico	10
2.1	Ingeniería sísmica basada en desempeño.....	10
2.2	Modelación no lineal.....	10
2.3	Métodos de análisis.....	11
2.3.1	Análisis estático no lineal (pushover).....	11
2.3.2	Análisis dinámico no lineal	12
2.3.3	Análisis dinámico incremental mediante múltiples franjas (MSA).....	12
2.4	Fragilidad sísmica	12
2.5	Tasa anual media de colapso.....	12
2.6	Probabilidad de colapso en 50 años	13
2.7	Normativa y lineamientos	13
3	Estado del arte	13
3.1	Edificios habitacionales en Chile.....	13
3.2	Desempeño de edificios durante el terremoto del Maule 2010.....	14
3.3	Modelación no lineal de muros estructurales.....	15
3.4	Métodos de análisis aplicados en la literatura.....	15
3.5	Síntesis crítica y vacíos identificados	16
4	Arquetipos y diseño de estructuras.....	16
4.1	Definición de la estructura base en estudio.....	16
4.2	Arquetipos en estudio	17
4.3	Diseño estructural de arquetipos	17
5	Modelo numérico	20
5.1	Configuración global del modelo.....	20
5.2	Modelos constitutivos y parámetros de materiales	20
5.3	Elementos, discretización y acoplamiento	21
5.4	Amortiguamiento y otras consideraciones.....	21
6	Análisis estático no lineal.....	22
7	Análisis dinámico no lineal	24
7.1	Análisis de múltiples franjas (MSA).....	24
7.2	Selección de registros y Curvas de amenaza	24
7.3	Definición de colapso	25

7.4	Curvas de fragilidad de colapso.....	26
7.5	Resultados fragilidad de colapso.....	27
8	Evaluación del riesgo sísmico.....	30
8.1	Resultados de riesgo sísmico.....	31
9	Conclusiones.....	34
10	Referencias.....	36
11	Anexos.....	40
11.1	Curvas de Amenaza.....	40
11.2	Análisis de múltiples franjas y curvas de fragilidad de colapso.....	42

Índice de Figuras

Figura 1:	Relación entre altura y periodo fundamental de 2622 edificios Chilenos (Guendelman & Lindenberg, 2010).....	14
Figura 2:	Planta de sección en estudio (modelo base).....	17
Figura 3:	Comportamiento de materiales uniaxiales Modelo 3: (a) Concrete02 Confinado, considerando un confinamiento correspondiente a un elemento de borde de 50 cm de longitud con estribos Ø10 cada 10 cm, y No Confinado, (b) SteelMPF.....	20
Figura 4:	Configuración de elementos por piso.....	21
Figura 5:	Pushover dirección positivo (+) modelos 1, 5 y 6.....	24
Figura 6:	Espectro de pseudo-aceleración de 30 registros seleccionados para la franja 1SaNCh433 = 0.51 (g) para modelo 1 con periodo representativo $T^* = 0.8$ s, zona sísmica II y clase de sitio C.....	25
Figura 7:	Comportamiento de materiales en el análisis tiempo-historia del Modelo 2, cuarta franja, registro 13: (a) hormigón (b) acero de refuerzo.....	26
Figura 8:	Análisis de múltiples franjas para modelos diseñados en zona sísmica 2, sitio clase C y era de diseño post 2010: (a) Modelo 1 de 15 pisos y (b) Modelo 2 de 6 pisos.....	27
Figura 9:	Curva de fragilidad de colapso Modelo 1, diseñado con 15 pisos, sitio C, zona sísmica II y diseño posterior a 2010.....	28
Figura 10:	Curvas de fragilidad de colapso modelos 1, 5 y 6 con variación de rigidez.....	29
Figura 11:	Curvas de momento vs desplazamiento de techo normalizado por la altura del muro Y para el modelo 1 (15 pisos, sitio C, zona sísmica II y diseño posterior a 2010).....	29
Figura 12:	Curvas de fragilidad de colapso comparación era de diseño considerando sitio tipo C para modelos de 10 pisos (a), 15 pisos (b) y 25 pisos (c).....	30
Figura 13:	Probabilidad de colapso en 50 años variando la rigidez lateral, modelos de 15 pisos, era de diseño post 2010, sitio clase C y zona sísmica II.....	32
Figura 14:	Probabilidad de colapso en 50 años variando zona sísmica y clase de sitio. Arquetipos de 15 pisos, era de diseño post 2010.....	33
Figura 15:	Comparación de la era de diseño pre y post 2010 considerando la probabilidad de colapso en 50 años para modelos de 6, 10, 15 y 25 pisos, diseñados en sitio clase C y zona sísmica II.....	34
Figura 16:	Curvas de amenaza sísmica para todas las clases de sitio definidas en DS61 considerando zona sísmica II.....	40
Figura 17:	Curvas de amenaza sísmica para todas las clases de sitio definidas en DS61 considerando zona sísmica III.....	40
Figura 18:	Curvas de amenaza sísmica para todos los periodos en estudio considerando zona sísmica II y sitio clase C.....	41
Figura 19:	Curvas de amenaza sísmica para zona sísmica II y III considerando sitio clase D.....	41
Figura 20:	(a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 1 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.....	42
Figura 21:	(a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 2 de 6 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.....	43

Figura 22: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 3 de 10 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.	44
Figura 23: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 4 de 25 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.	45
Figura 24: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 5 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010. Con disminución de rigidez lateral, índice de rigidez $H/T = 33$ m/s.	46
Figura 25: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 6 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010. Con aumento de rigidez lateral, índice de rigidez $H/T = 66$ m/s.	47
Figura 26: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 7 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase A y normativa post 2010.	48
Figura 27: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 8 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase B y normativa post 2010.	49
Figura 28: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 9 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase D y normativa post 2010.	50
Figura 29: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 10 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase A y normativa post 2010.	51
Figura 30: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 11 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase B y normativa post 2010.	52
Figura 31: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 12 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase C y normativa post 2010.	53
Figura 32: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 13 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase D y normativa post 2010.	54
Figura 33: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 14 de 10 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase III y normativa pre 2010.	55
Figura 34: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 15 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase III y normativa pre 2010.	56
Figura 35: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 16 de 25 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase III y normativa pre 2010.	57
Figura 36: (a) Análisis de múltiples franjas y (b) Curva de fragilidad de colapso Modelo 17 de 25 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase II y normativa pre 2010.	58

Índice de Tablas

Tabla 1: Arquetipos, variaciones y parámetros de diseño.	18
Tabla 2: Distribución de refuerzo longitudinal, transversal y parámetros de confinamiento en elementos de bordes para muros de sección Y.	19
Tabla 3: Distribución de refuerzo longitudinal, transversal y parámetros de confinamiento en elementos de bordes para muros de sección rectangular.	19
Tabla 4: Parámetros de amortiguamiento.	22
Tabla 5: Propiedades dinámicas y resultado del análisis de los modelos en OpenSees.	23
Tabla 6: Resultados de métricas de riesgo sísmico. Tasa anual media de colapso, probabilidad de colapso en 50 años y Probabilidad de colapso para intensidad con periodo de retorno de 475 y 950 años.	31
Tabla 7: Comparación de la probabilidad de colapso en 50 años respecto a la era de diseño (pre y post 2010) considerando modelos diseñados en zona sísmica II y sitio clase C, de 10, 15 y 25 pisos.	33

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS CON MUROS DE SECCIÓN Y DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE

Resumen

Chile, ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, presenta una de las actividades sísmicas más intensas del mundo, con eventos como Valdivia (Mw 9.5, 1960), Valparaíso (Mw 8.0, 1985) y Maule (Mw 8.8, 2010), donde este último evidenció vulnerabilidades críticas en edificios con muros de hormigón armado. Si bien la normativa sísmica nacional se ha fortalecido tras estos terremotos, sus disposiciones continúan siendo de carácter cualitativo respecto a los niveles de desempeño esperados y no establecen criterios cuantitativos que definan umbrales aceptables de riesgo de colapso. En este contexto, diversos estudios han avanzado en caracterizar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones chilenas, aunque la mayoría se ha concentrado en casos específicos, sin abordar de manera sistemática las múltiples variables de diseño relevantes para una evaluación integral del riesgo estructural.

Este estudio evalúa la vulnerabilidad sísmica de edificios habitacionales de mediana y gran altura en Chile, caracterizados por muros de hormigón armado con sección en Y. Se modelaron 17 arquetipos en OpenSees, variando altura, rigidez, sitio de emplazamiento, zona sísmica y era de diseño (pre y post 2010). El comportamiento estructural se analizó mediante análisis estáticos y dinámicos no lineales, los cuales constituyeron la base para desarrollar un Análisis de Múltiples Franjas con registros sísmicos chilenos. A partir de este enfoque, se obtuvieron curvas de fragilidad de colapso, ajustadas mediante máxima verosimilitud, y se estimaron métricas de riesgo sísmico como la tasa anual media de colapso λ_c y la probabilidad de colapso en 50 años $P_c(50)$. Los resultados muestran que el riesgo de colapso en 50 años aumenta con la altura del edificio, alcanzando valores críticos en edificios de 25 pisos, mientras que los de 10 y 15 pisos presentan el desempeño más favorable. En cuanto al tipo de sitio, se observó una disminución de la vulnerabilidad al pasar de sitios tipo A y B, a sitios tipo C. Asimismo, los edificios ubicados en la zona sísmica III exhiben mayor probabilidad de colapso que aquellos en la zona II. Finalmente, los diseños post 2010 presentan menor probabilidad de colapso respecto a los pre 2010, aunque las diferencias son acotadas.

Abstract

Chile, located along the Pacific Ring of Fire, exhibits one of the highest levels of seismic activity worldwide, with major earthquakes such as Valdivia (Mw 9.5, 1960), Valparaíso (Mw 8.0, 1985), and Maule (Mw 8.8, 2010), the latter of which revealed critical vulnerabilities in reinforced concrete wall buildings. Although the national seismic code has been strengthened following these events, its provisions remain largely qualitative regarding expected performance levels and lack quantitative criteria defining acceptable collapse risk thresholds. In this context, several studies have advanced the characterization of the seismic vulnerability of Chilean buildings; however, most have focused on specific case studies without systematically addressing the multiple design variables relevant to a comprehensive assessment of structural risk. This study evaluates the seismic vulnerability of medium- and high-rise residential buildings in Chile, characterized by reinforced concrete walls with Y-shaped sections. Seventeen archetypes were modeled in OpenSees, varying height, stiffness, site class, seismic zone, and design era (pre- and post-2010). The structural response was analyzed through nonlinear static and dynamic analyses, which formed the basis for a Multiple Stripe Analysis (MSA) using Chilean ground motion records. From this approach, collapse fragility curves were derived using maximum likelihood estimation, and seismic risk metrics such as the mean annual collapse rate (λ_c) and the 50-year collapse probability ($P_c(50)$) were computed. Results indicate that the 50-year collapse probability increases with building height, reaching critical levels for 25-story buildings, while 10- and 15-story archetypes exhibit the most favorable performance. Regarding site conditions, a reduction in vulnerability was observed from Site Class A and B to Site Class C. Additionally, buildings located in Seismic Zone III show higher collapse probabilities than those in Zone II. Finally, post-2010 designs present a lower probability of collapse compared to pre-2010 designs, although the differences remain modest.

1 Introducción

1.1 Motivación

Chile se caracteriza por poseer una de las mayores actividades sísmicas del mundo (Lagos et al., 2012), debido a su ubicación geográfica en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se produce la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. Esta configuración tectónica da origen a numerosos eventos sísmicos de gran magnitud, como lo evidencia el terremoto de Valdivia de 1960, que con una magnitud de momento de Mw 9.5 constituye el sismo más potente registrado a nivel mundial (Ojeda et al., 2020). En promedio, los terremotos gigantes, con magnitudes superiores a Mw 8.4, ocurren aproximadamente dos veces por siglo en toda la zona de contacto de placas (Ruiz & Madariaga, 2018). Asimismo, el registro histórico desde 1900 da cuenta de 18 terremotos de gran magnitud, cercanos a Mw 8.0, lo que confirma la alta recurrencia de eventos severos en el país (Ruiz & Madariaga, 2018).

En el terremoto del 27 de febrero de 2010 (Mw 8.8), los edificios de muros de hormigón armado en Chile estaban caracterizados por el uso de muros delgados, ausencia de confinamiento en elementos de borde y altas relaciones de carga axial en edificaciones más esbeltas, por lo que su diseño no podía garantizar un comportamiento dúctil frente a un sismo de larga duración e intensidad alta (Massone et al., 2012). En ciudades como Concepción, el daño se concentró principalmente en los niveles inferiores, donde la falta de confinamiento facilitó el aplastamiento del hormigón y el pandeo o fractura del acero de refuerzo, además de fallas por cortante en muros y vigas de acople (Rojas et al., 2011). Asimismo, las edificaciones más afectadas se encontraban sobre suelos blandos (tipos III y IV) y en zonas de alta demanda sísmica (zona III), condiciones que, combinadas con las anteriores, incrementaron significativamente la vulnerabilidad estructural (Jünemann et al., 2015). Estas observaciones, junto con la prolongada duración del movimiento, contribuyeron a fallas frágiles e incluso a colapsos parciales y totales, como el del edificio Alto Río, surgiendo la necesidad de reforzar los requisitos normativos para el diseño y construcción de muros estructurales (Rojas et al., 2011).

La normativa sísmica vigente en Chile, conformada por la NCh433 (INN, 2009a) y el Decreto Supremo N°61(MINVU, 2011a), incorporado tras el terremoto del Maule en 2010, ha evolucionado incorporando aprendizajes derivados de eventos sísmicos de gran magnitud. Esta normativa establece expectativas generales respecto al comportamiento estructural frente a distintos niveles de severidad sísmica: se espera que los edificios resistan sin daños los sismos moderados, limiten los daños frente a sismos de mediana intensidad y eviten el colapso en terremotos severos. Sin embargo, estas categorías se plantean de manera cualitativa, sin definiciones explícitas que permitan asociarlas a niveles de demanda sísmica concretos, ni criterios que establezcan umbrales cuantificables de vulnerabilidad aceptable. Esta falta de especificidad limita la posibilidad de verificar objetivamente si una edificación cumple con los niveles de desempeño que la normativa sugiere, lo que evidencia la necesidad de avanzar hacia enfoques normativos basados en desempeño estructural cuantificable.

Diversos estudios recientes han abordado la vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado en Chile, utilizando metodologías avanzadas y configuraciones estructurales representativas de los edificios. Araya-Letelier et al. (2019) evaluaron el riesgo de colapso de un edificio de oficinas con sistema dual (núcleo de muros tipo C y marcos perimetrales), encontrando un desempeño satisfactorio con valores de colapso dentro de los objetivos de ASCE 7 (probabilidad de colapso en 50 años, $P_c(50)$, menor a 1% (American Society of Civil Engineers, 2022)), pero subestimaciones si no se consideran fuentes corticales en la amenaza sísmica. Cando et al. (2020) analizaron el efecto de la rigidez en edificios de 20 pisos, cuantificándola mediante el parámetro H/T (donde H es la altura del edificio y T el periodo elástico de la estructura), mediante Pushover, análisis dinámicos incrementales (IDA) y análisis probabilístico, concluyendo que el edificio con mayor rigidez es aproximadamente 2.6 veces más riesgoso que el flexible en términos de $P_c(50)$, al pasar de 1.3% (29.4 m/s) a 3.4% (51.3 m/s). Gallegos et al. (2023a) extendieron el análisis a edificios de altura media con sistema muro-pórtico ubicados en distintas zonas y tipos de sitio, evidenciando buen desempeño general, pero falta de uniformidad en el riesgo de colapso. Gallegos et al. (2023b) replicaron el estudio en edificios de gran

altura, ratificando la baja $P_c(50)$ (menor a 1% para sitios tipo B y D, y zona sísmica 2 y 3), pero con diferencias sustanciales según el tipo de sitio: 3.85 veces en zona 2 y sitios D y B, y 4.7 veces en zona 3 y sitios D y B, lo que sugiere revisar los espectros del código chileno. Ugalde & Lopez-Garcia (2020) analizaron edificios de 5, 17 y 26 pisos construidos antes de 2010 que no sufrieron daños durante el sismo de 2010, aplicando modelos 3D con análisis dinámicos lineales y no lineales, y evaluando el concepto de sobrerresistencia elástica (Ω_e). Concluyeron que la capacidad sísmica real supera lo exigido por el código, que los modelos elásticos subestiman la respuesta, y que la alta Ω_e (1.39 edificio de 26 pisos – 4.60 edificio de 5 pisos), explica en parte la ausencia de daño. Alarcón et al. (2023) estudiaron un edificio tipo “fish-bone” en Quillota mediante IDA, concluyendo que el colapso se relaciona con una rigidez excesiva en una dirección, y que el procedimiento IDA inelástico es adecuado para estructuras muy rígidas. Puentes et al. (2023) compararon edificios diseñados con acero Grado 60 y 80, encontrando desempeño similar a pesar del ahorro de material. Finalmente, Lopez-Machado et al. (2025) evaluaron el impacto de los elementos de borde especiales (EBEs) y el modelado explícito de losas en edificios de 16 pisos, concluyendo que los EBEs reducen la probabilidad de colapso, 10% en el caso más crítico, pero no mejoran la ductilidad esperada, y que la rigidez flexional de las losas influye significativamente en el comportamiento global. En esta misma línea, Nebrijo et al. (2025) evaluaron edificios de mediana altura (9 pisos) y gran altura (17 pisos) analizando el efecto del modelado de losas mediante dos enfoques: un modelo con elementos viga columna elásticos (EBC) y diafragma rígido, y otro que representa explícitamente las losas mediante elementos ShellMITC4. Sus resultados indican que, en ambas tipologías, la incorporación explícita de losas reduce el desplazamiento relativo entre pisos y modifica métricas de riesgo como $P_c(50)$, disminuyéndola de 15.2% a 11.1% en edificios de mediana altura y de 4.6% a 2.9% en edificios de gran altura.

Si bien los estudios revisados han contribuido significativamente a la comprensión del desempeño sísmico de edificios de hormigón armado en Chile, en su mayoría se concentran en casos particulares o en la evaluación de parámetros de diseño específicos. Este enfoque limita la posibilidad de comparar sistemáticamente la probabilidad de colapso en función de múltiples variables que son relevantes en el proceso de diseño. En este contexto, aún persiste la necesidad de desarrollar un análisis integrado que considere un conjunto representativo de edificios diseñados en Chile, abarcando distintas geometrías y configuraciones estructurales, con especial atención a las diferencias entre edificios diseñados antes y después de la actualización normativa posterior al terremoto de 2010, con el fin de caracterizar cuantitativamente su vulnerabilidad sísmica de forma comparativa y coherente con la amenaza sísmica nacional.

1.2 Hipótesis

A través de análisis dinámicos no lineales es posible estimar medidas de riesgo de colapso de edificios tipo chilenos de muro de hormigón armado con sección Y. La vulnerabilidad sísmica cambia cuando se varían parámetros de diseño como el número de pisos, la rigidez lateral, el tipo de sitio y la zona sísmica. Además, se plantea que la vulnerabilidad sísmica aumenta cuando se diseña a través de la normativa anterior al terremoto de Maule 2010, principalmente por efecto del confinamiento en los elementos de borde que aportan ductilidad y mayor resistencia al sistema estructural.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios chilenos de mediana y gran altura con muros de hormigón armado con sección Y, determinando el efecto de variables estructurales, normativas y de emplazamiento sobre su riesgo de colapso.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Estudiar sistemáticamente el efecto de la altura del edificio, las dimensiones del muro, la rigidez lateral, los requisitos de diseño (pre y post terremoto 2010), el tipo de sitio y la zona sísmica sobre la vulnerabilidad sísmica de edificios chilenos con muros de hormigón armado con sección en Y.
2. Comparar el riesgo de colapso de edificios chilenos con muros de hormigón armado con sección Y diseñados antes y después de los cambios normativos implementados tras el terremoto de 2010, identificando las variaciones en el desempeño estructural asociadas a dichas modificaciones.

2 Marco teórico

2.1 Ingeniería sísmica basada en desempeño

El Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) constituye un enfoque metodológico que busca establecer una relación explícita entre la amenaza sísmica y la respuesta estructural, permitiendo anticipar el nivel de daño y las pérdidas económicas asociadas a distintos escenarios de intensidad sísmica (Moehle & Deierlein, 2004). A diferencia de los enfoques tradicionales, que se limitan a verificar el cumplimiento de requisitos normativos, el PBEE permite definir metas de desempeño específicas y evaluar la capacidad de las estructuras para alcanzarlas.

Este marco conceptual se organiza en cuatro módulos interrelacionados: (i) caracterización de la amenaza sísmica, (ii) modelación y análisis de la respuesta estructural, (iii) estimación del daño y (iv) cuantificación de pérdidas económicas. La presente investigación se centra en los módulos (ii) y (iii), con énfasis en la representación de la respuesta estructural de muros de hormigón armado mediante análisis no lineales y en la estimación de la probabilidad de alcanzar el estado límite de colapso.

2.2 Modelación no lineal

La modelación no lineal de muros de hormigón armado constituye una herramienta esencial para estimar el comportamiento estructural más allá del rango elástico, incorporando fenómenos como fisura del hormigón, fluencia del acero, confinamiento del hormigón y pérdida progresiva de rigidez (Kolozvari et al., 2018). A diferencia de los enfoques lineales, que asumen proporcionalidad entre cargas y desplazamientos, los modelos no lineales permiten capturar la evolución de mecanismos de daño y la degradación acumulada en las secciones y materiales, aspectos determinantes en la predicción del colapso (Kolozvari et al., 2018).

En la literatura se distinguen dos enfoques principales: los modelos de plasticidad concentrada y los de plasticidad distribuida. Los primeros concentran las no linealidades en rótulas plásticas, lo que facilita su implementación con bajo costo computacional, pero limita su capacidad para representar la interacción entre corte y flexión o el daño progresivo en materiales (Kolozvari & Wallace, 2016). Los modelos de plasticidad distribuida, en cambio, incluyen formulaciones de fibras y elementos finitos que permiten una representación detallada de deformaciones y esfuerzos a nivel seccional, posibilitando identificar modos de falla adicionales como la fractura del acero longitudinal o el aplastamiento del hormigón. No obstante, este mayor realismo conlleva un costo computacional más elevado (NIST, 2017).

Dentro de la categoría de plasticidad distribuida, se encuentra el Multiple-Vertical-Line-Element Model (MVLEM) (Kolozvari et al., 2018), ampliamente utilizado en la simulación de muros de hormigón armado. Pozo et al. (2020) modelan un muro de hormigón armado discretizando en la altura mediante varios elementos MVLEM de dos nodos, cada uno con tres grados de libertad por nodo. Estos elementos incorporan m pares de resortes uniaxiales —para hormigón y acero— que modelan el comportamiento axial-flexural de la sección, mientras que la respuesta a corte se representa mediante un resorte

horizontal ubicado a una distancia característica $c \cdot h$ desde el nodo inferior, donde h corresponde a la altura del elemento y c corresponde a un factor entre 0 y 1 que determina la posición del resorte horizontal. Los resortes uniaxiales se rigen por relaciones esfuerzo–deformaciones no lineales propias de cada material, en tanto que el resorte de corte desacoplado se define mediante una ley fuerza–deformación independiente.

El MVLEM clásico se basa en el supuesto de que la curvatura es constante y que la deformación axial promedio permanece uniforme en la longitud de cada elemento. Este planteamiento exige discretizar el muro con múltiples elementos por piso para capturar adecuadamente la distribución no lineal de curvaturas (Pozo et al., 2020, 2023). Esta simplificación, sumada al uso de un valor constante de rigidez a corte, restringe la capacidad del modelo para reproducir de manera realista el acoplamiento entre flexión y corte.

La literatura ha demostrado que la relación fuerza de corte–deformación puede modificar significativamente la respuesta calculada de los muros de hormigón armado, incidiendo en parámetros críticos como la deriva al colapso o la capacidad resistente (Koložvari & Wallace, 2016). En consecuencia, la presente investigación emplea el Efficient Shear-Flexure Interaction MVLEM (E-SFI-MVLEM), desarrollado por Koložvari et al. (2023), el cual extiende el MVLEM clásico al incorporar explícitamente la interacción entre corte y flexión, eliminando la necesidad de asumir una rigidez cortante constante. Este refinamiento mejora la capacidad del modelo para capturar el acoplamiento de mecanismos resistentes y permite una representación más precisa del comportamiento cíclico hasta el colapso.

La implementación numérica se complementa con modelos constitutivos adecuados para los materiales. En particular, se utiliza Concrete02 (Yassin, 1994), que extiende el modelo de Kent-Scott-Park (1971) para representar el comportamiento del hormigón confinado y no confinado, incorporando la degradación bajo cargas cíclicas. Para el acero de refuerzo se adopta SteelMPF, que permite capturar la fluencia, el endurecimiento post fluencia y los ciclos de histéresis. Con el fin de simular explícitamente los modos de falla asociados a los materiales, estos modelos deben involucrarse con materiales tipo wrapped, tales como MinMax, que permiten definir deformaciones unitarias máximas y mínimas. De este modo, es posible identificar fenómenos como la fractura del acero longitudinal o el aplastamiento del hormigón, lo que resulta esencial en la estimación del colapso.

La correcta calibración de estos modelos resulta indispensable, ya que la modelación no lineal es altamente sensible a parámetros como la resistencia a compresión del hormigón, la ductilidad del acero o las propiedades de confinamiento e incluso los algoritmos y tolerancias de convergencia. Variaciones relativamente pequeñas en estas propiedades pueden alterar significativamente la predicción de la respuesta global y, en consecuencia, modificar la estimación de la probabilidad de colapso (Pozo et al., 2020).

En este sentido, la modelación no lineal no solo constituye una herramienta de simulación, sino también un ejercicio de evaluación crítica de la incertidumbre. La fiabilidad de los resultados depende de la calidad de los modelos empleados, la precisión en la definición de parámetros y la consistencia entre las simulaciones y la evidencia experimental disponible.

2.3 Métodos de análisis

El estudio del desempeño sísmico de estructuras requiere el uso de métodos de análisis no lineales capaces de capturar el desarrollo progresivo de daño y la eventual pérdida de capacidad resistente. En esta investigación se emplean dos enfoques complementarios: análisis estático no lineal y análisis dinámico incremental mediante franjas múltiples.

2.3.1 Análisis estático no lineal (pushover)

El análisis estático no lineal consiste en aplicar un patrón de cargas laterales crecientes hasta alcanzar el colapso o una deriva límite de la estructura (McGuire et al., 2000). Este procedimiento permite obtener la curva de capacidad, que representa la relación fuerza–desplazamiento, y a partir de ella calcular

parámetros como la resistencia máxima y el factor de sobrerresistencia (Ω) (Applied Technology Council, 2009). Aunque no reproduce los efectos cíclicos ni la variabilidad de los registros sísmicos, constituye una herramienta útil para caracterizar la capacidad global de los muros y comparar resultados con estudios previos.

2.3.2 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal se basa en la aplicación directa de registros sísmicos en el dominio del tiempo, lo que permite capturar la respuesta cíclica, la acumulación de daño y la degradación progresiva de rigidez y resistencia (Chopra, 2007). Este método permite representar la interacción entre la demanda de aceleración del suelo y la respuesta estructural, permitiendo obtener parámetros como la deriva máxima entre pisos o el desplazamiento de techo (Applied Technology Council, 2009). Su desventaja radica en el mayor tiempo de cómputo requerido y en la necesidad de disponer de registros representativos de la amenaza sísmica del sitio.

2.3.3 Análisis dinámico incremental mediante múltiples franjas (MSA)

Para estimar de manera probabilística la vulnerabilidad estructural se utiliza el Multi-Stripe Analysis (MSA) (Jalayer & Cornell, 2009). Este método consiste en someter el modelo estructural a un conjunto de registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad definidos en función de una medida de intensidad (IM), la cual puede ser la aceleración máxima del suelo PGA, pseudo aceleración espectral $S_a(T)$, entre otras. De este modo, se evalúa la respuesta estructural en múltiples escenarios de amenaza y se determina la probabilidad de alcanzar el colapso.

A diferencia del Incremental Dynamic Analysis (IDA), en el cual cada registro se escala en incrementos sucesivos hasta inducir el colapso (Vamvatsikos & Cornell, 2002), el MSA considera directamente franjas de intensidad sísmica predefinidas, lo que reduce el sesgo asociado al escalamiento excesivo de registros y permite un tratamiento más eficiente de la aleatoriedad de la demanda sísmica (Jalayer & Cornell, 2009). Este enfoque se ajusta al marco del Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE), facilitando la construcción de curvas de fragilidad y el cálculo de métricas de riesgo como la probabilidad de colapso en 50 años (P_c50) o la tasa anual media de colapso (λ_c).

2.4 Fragilidad sísmica

La fragilidad sísmica constituye una herramienta probabilística que permite cuantificar la probabilidad de que una estructura alcance un estado límite de daño o colapso bajo un nivel dado de intensidad sísmica. En el marco del Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE), las curvas de fragilidad son la respuesta estructural vinculada a distintos niveles de intensidad traduciendo los resultados de análisis no lineales en funciones de probabilidad acumulada.

Matemáticamente, las curvas de fragilidad de colapso suelen representarse mediante una función lognormal, caracterizada por dos parámetros: la mediana (μ), que corresponde al nivel de intensidad sísmica para el cual la probabilidad de colapso es del 50 %, y la desviación estándar (σ), que refleja la dispersión de los resultados (Bradley & Dhakal, 2008; Zareian & Krawinkler, 2007).

En este sentido, la evaluación de fragilidad sísmica no solo aporta una descripción cuantitativa de la vulnerabilidad estructural, sino que constituye también la base para estimaciones de riesgo sísmico.

2.5 Tasa anual media de colapso

A partir de las curvas de fragilidad de colapso e incorporando la información de la amenaza sísmica (ecuación 1), es posible derivar métricas de riesgo de interés, tales como la probabilidad de colapso en 50 años o la tasa anual media de colapso.

La tasa anual media de colapso, λ_c , representa el número esperado de colapsos por año de una estructura. Este parámetro se obtiene combinando la curva de fragilidad de colapso de la estructura con la curva de

amenaza sísmica correspondiente a una medida de intensidad (IM), aplicando el teorema de probabilidades totales (Eads et al., 2015). Matemáticamente, se expresa como:

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|IM = im) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(IM)}{d(IM)} \right| dIM \quad (1)$$

Donde $P(C|IM = im)$ es la probabilidad de colapso condicional a la intensidad sísmica, y $\left| \frac{d\lambda_{IM}(IM)}{d(IM)} \right|$ corresponde el valor absoluto de la pendiente de la curva de amenaza sísmica.

2.6 Probabilidad de colapso en 50 años

Asumiendo que los terremotos ocurren como un proceso de Poisson en el tiempo, la tasa anual media de colapso λ_c puede utilizarse para calcular la probabilidad de que al menos ocurra un colapso en un horizonte temporal t . Esta probabilidad se obtiene a partir de la expresión:

$$P_c(t) = 1 - e^{-\lambda_c \cdot t} \quad (2)$$

De esta manera, la probabilidad de colapso en 50 años, $P_c(50)$, se utiliza como una medida del riesgo de colapso.

2.7 Normativa y lineamientos

El marco normativo constituye un elemento fundamental en la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones, ya que establece los requisitos mínimos de diseño y define los parámetros que condicionan la seguridad estructural. En Chile, la norma sísmica NCh433 ha sido el principal referente para el diseño de estructuras frente a terremotos, complementada por el Decreto Supremo N°61 (DS61) incorporado luego de los aprendizajes del terremoto del Maule 2010. La filosofía de esta normativa responde a un enfoque prescriptivo, basado en requisitos detallados de diseño que buscan garantizar un nivel mínimo de seguridad estructural, más que en la evaluación explícita del desempeño bajo distintos escenarios sísmicos (INN, 2009a; MINVU, 2011a).

El terremoto del 27 de febrero de 2010 puso en evidencia limitaciones en las disposiciones previas, especialmente en el diseño de muros de hormigón armado de alta esbeltez, carentes de confinamiento adecuado en los bordes (Rojas et al., 2011). Esta deficiencia se tradujo en fallas frágiles caracterizadas por aplastamiento del hormigón y pérdida prematura de capacidad resistente (Jünemann et al., 2015). En respuesta, las modificaciones posteriores a la NCh433 incorporaron requisitos más estrictos de confinamiento y refuerzo, con el fin de mejorar la ductilidad y el desempeño sísmico de los muros estructurales, y aumentando la demanda de corte mínima al incorporar el factor de amplificación dinámica del sitio (S) (Guendelman et al., 2012).

En el contexto de esta investigación, la comparación entre diseños pre y post 2010 resulta de particular interés, ya que permite evaluar cuantitativamente el impacto de estas modificaciones normativas en la vulnerabilidad sísmica de edificaciones residenciales de mediana y gran altura.

3 Estado del arte

3.1 Edificios habitacionales en Chile

Los edificios habitacionales en Chile se caracterizan por poseer una elevada densidad de muros, entre 2 y 4 %, y losas planas (Massone et al., 2012). Esta densidad corresponde a la razón entre el área total de muros en planta y el área total de la planta. La geometría de estos elementos suele ser rectangular o con secciones compuestas, predominando las secciones en T, C, L e Y. Estos muros, además de aportar rigidez lateral, ayudan a la división de espacios dentro de un mismo nivel, como departamentos y

pasillos. Guendelman & Lindenberg (2010) analizaron 2622 edificios chilenos para determinar el perfil bio-sísmico o índice de rigidez, clasificando las edificaciones chilenas según su rigidez lateral. Esta clasificación se basa en la razón H/T , donde H es la altura del edificio y T corresponde al periodo del primer modo traslacional no agrietado, obtenido del análisis espectral. Con base a esta razón, se establecen valores límite para clasificar si el edificio es flexible ($H/T < 40$ m/s), rígido ($H/T > 70$ m/s) o normal como se observa en la Figura 1.

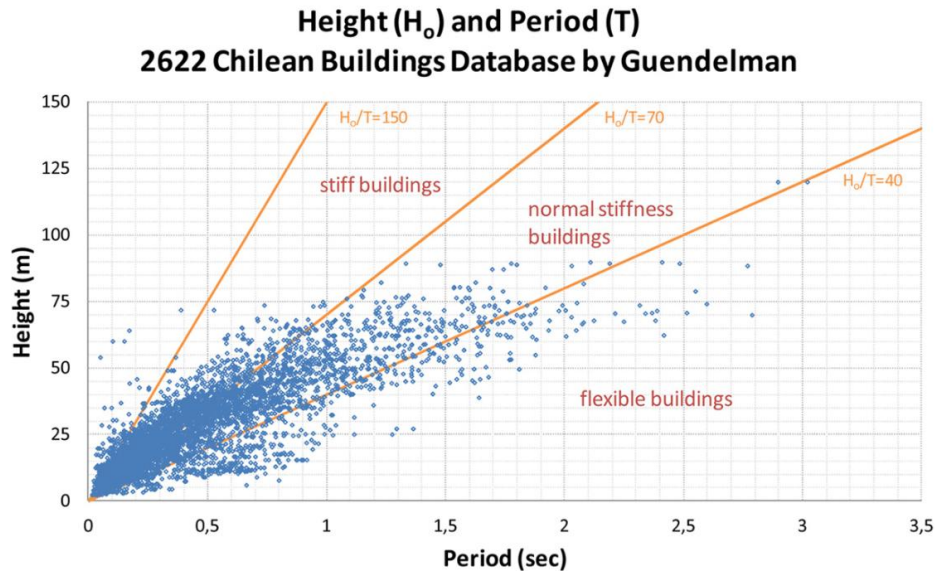


Figura 1: Relación entre altura y periodo fundamental de 2622 edificios Chilenos (Guendelman & Lindenberg, 2010).

3.2 Desempeño de edificios durante el terremoto del Maule 2010

El terremoto del Maule de 2010 puso a prueba la evolución normativa y constructiva que Chile experimentó tras los aprendizajes incorporados luego del sismo de Valparaíso de 1985. Si bien el desempeño general de los edificios de muros de hormigón armado fue mayormente satisfactorio, aproximadamente un 2% de una muestra de 2000 estructuras presentó daños significativos (Jünemann et al., 2015). Estos casos correspondieron principalmente a edificaciones relativamente nuevas, construidas después del año 2000, de mayor altura que las construcciones previas (entre 10 y 24 pisos, con un promedio de 17), con muros más delgados (15–20 cm) y, en consecuencia, con mayores solicitaciones axiales. Este incremento redujo la capacidad de ductilidad y favoreció fallas frágiles. La eliminación de requisitos de confinamiento en los bordes de muros en la NCh433.Of96, junto con la presencia de irregularidades verticales entre sótanos y primeros pisos, fueron factores determinantes en la vulnerabilidad observada en estas edificaciones (Jünemann et al., 2015; Massone et al., 2012).

En las edificaciones afectadas en Concepción se observaron principalmente fallas en muros (Rojas et al., 2011). Estas incluyeron aplastamiento del hormigón en los extremos debido a elevadas compresiones, pandeo y fractura del acero de refuerzo por falta de confinamiento en los bordes, así como fallas por cortante en muros delgados que carecían de refuerzo adecuado. Estos mecanismos de daño reflejaron la vulnerabilidad de los muros ante solicitaciones cíclicas intensas y la ausencia de detalles de confinamiento apropiados (Rojas et al., 2011).

3.3 Modelación no lineal de muros estructurales

Los estudios sobre vulnerabilidad sísmica de edificios de muros de hormigón armado han empleado diversas plataformas de análisis no lineal, en función del equilibrio buscado entre precisión y costo computacional. Una parte importante de la literatura se ha basado en Perform3D, como en los trabajos de Araya-Letelier et al. (2019), Gallegos et al. (2023a) y Lopez-Machado et al. (2025), donde este software permitió implementar modelos tridimensionales no lineales con representación explícita de muros, vigas y columnas. Por otro lado, investigaciones como las de Pozo et al. (2023) y Cando et al. (2020) han utilizado OpenSees (McKenna et al., 2010), destacando su carácter de código abierto, la flexibilidad para definir materiales constitutivos avanzados y la validación experimental de sus elementos. De forma distinta, Alarcón et al. (2023) recurrieron a SeismoStruct, mientras que Ugalde & Lopez-Garcia (2020) reportaron resultados principalmente con modelos lineales, aunque enmarcados en un proyecto mayor que también consideraba formulaciones no lineales.

Tanto Perform3D como OpenSees disponen de elementos con características similares para la modelación no lineal de muros. En ambos casos, la respuesta axial-flexural se representa mediante formulaciones de fibras verticales, mientras que la respuesta a corte en el plano se incorpora de manera desacoplada y la respuesta fuera del plano idealizada mediante un comportamiento elástico. Bajo este enfoque, Araya-Letelier et al. (2019), Gallegos et al. (2023b) y Lopez-Machado et al. (2025) emplearon en Perform3D el elemento Shear Wall, mientras que Pozo et al. (2020) y Cando et al. (2020) utilizaron en OpenSees el modelo MVLEM, ambos ampliamente aplicados en la simulación de muros esbeltos dominados por flexocompresión. Las diferencias no radican en la formulación de los elementos, sino en aspectos de discretización y estrategia de modelación. Por ejemplo, Pozo et al. (2020) utilizó seis elementos por piso para representar con mayor detalle la curvatura del muro, mientras que Cando et al. (2020) empleó dos elementos por piso, justificándolo en función de la longitud de la rótula plástica. Por su parte, Alarcón et al. (2023) utilizaron en SeismoStruct elementos viga-columna de fibra con integración distribuida, representando tanto muros como vigas bajo un marco unificado.

En cuanto a los materiales y sus modelos constitutivos, las diferencias entre los estudios se concentran en la representación del hormigón, ya que para el acero de refuerzo todos emplean, generalmente, modelos basados en Menegotto-Pinto, modelo ampliamente validado en la literatura. En Perform3D, Araya-Letelier et al. (2019) y Gallegos et al. (2023b) utilizan relación uniaxial YULRX. En OpenSees se utilizó mayoritariamente Concrete02 para el hormigón confinado y no confinado (Cando et al., 2020; Pozo et al., 2020). Alarcón et al. (2023) emplearon en SeismoStruct el modelo de hormigón Chang-Mander. Ugalde & Lopez-Garcia (2020), en cambio, se limitaron a un modelo de hormigón elástico lineal, incorporando la no linealidad únicamente en la cimentación mediante resortes a compresión.

Además de los elementos y materiales, los estudios han incorporado supuestos específicos que influyen en los resultados. En Perform3D se han incluido no linealidades geométricas (efectos P-Delta) y regularización del material de hormigón, así como el uso de diafragmas rígidos en lugar de modelar losas explícitas (Araya-Letelier et al., 2019; Gallegos et al., 2023b). Lopez-Machado et al. (2025) exploraron explícitamente la inclusión de losas y la variación en la altura de los elementos de borde especiales, evaluando su impacto en la capacidad de disipación. En OpenSees, Pozo et al. (2020) y Cando et al. (2020) consideraron discretizaciones detalladas de macrofibras en secciones rectangulares y en T, la asignación diferenciada de rigidez efectiva en losas y muros longitudinales, y la calibración del amortiguamiento mediante Rayleigh. Por su parte, Alarcón et al. (2023) asignaron zonas rígidas en uniones muro-viga, mientras que Ugalde & Lopez-Garcia (2020) destacaron la interacción suelo-estructura como fuente de no linealidad.

3.4 Métodos de análisis aplicados en la literatura

Las investigaciones recientes han aplicado una amplia gama de métodos de análisis para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios de muros de hormigón armado en Chile. De manera consistente, el Análisis Dinámico Incremental (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002) ha sido la herramienta central en la mayoría de los estudios (Alarcón et al., 2023; Araya-Letelier et al., 2019; Cando et al., 2020; Gallegos et al., 2023b, 2023a; Lopez-Machado et al., 2025), ya que permite capturar el umbral de colapso

mediante análisis dinámicos no lineales con registros escalados progresivamente. A partir de estos resultados, se han desarrollado funciones de fragilidad de colapso bajo el supuesto de distribuciones lognormales o Gamma, lo que ha permitido vincular la respuesta estructural con la probabilidad de falla.

Junto con los IDA, varios trabajos han utilizado análisis estáticos no lineales (pushover) como método complementario para caracterizar resistencia, rigidez y modos de falla, además de servir como contraste frente a los resultados dinámicos (Araya-Letelier et al., 2019; Cando et al., 2020; Gallegos et al., 2023a, 2023b; Lopez-Machado et al., 2025). En algunos casos, como en Ugalde & Lopez-Garcia (2020), se incorporaron procedimientos nominales como el análisis modal espectral, el cálculo de la razón demanda-capacidad y de la sobrerresistencia elástica, manteniendo una aproximación principalmente lineal. Este estudio también incluyó análisis dinámicos, lineales y no lineales, aunque con un alcance restringido en la modelación del hormigón, que se mantuvo elástico lineal.

3.5 Síntesis crítica y vacíos identificados

Los estudios recientes han mostrado que los edificios de hormigón armado en Chile presentan, en general, un buen desempeño frente a eventos de gran magnitud, lo que explica el bajo número de colapsos observados. A nivel cuantitativo, se ha encontrado que las probabilidades de colapso en 50 años ($P_c(50)$) son inferiores al 1% para edificios duales de altura media y gran altura, mientras que los valores de tasa anual media de colapso (λ_c) suelen ubicarse en el rango de 10^{-5} a 10^{-4} (1/año). Asimismo, se ha reportado que la incorporación de elementos de borde especiales reduce significativamente la vulnerabilidad, mientras que las diferencias en el tipo de sitio generan variaciones notables en las curvas de fragilidad y en las $P_c(50)$.

Metodológicamente, la mayoría de las investigaciones han utilizado el Análisis Dinámico Incremental (IDA) como herramienta principal para caracterizar la vulnerabilidad sísmica y construir curvas de fragilidad, complementándolo en algunos casos con análisis pushover. Si bien este enfoque ha permitido cuantificar con detalle la probabilidad de colapso, gran parte de los modelos empleados se basan en tipologías rectangulares o en T y recurren a formulaciones simplificadas que no siempre representan de manera adecuada la interacción entre flexión y corte.

La presente tesis busca superar estas limitaciones centrándose en los muros en Y, una tipología asimétrica poco explorada pero relevante en el parque habitacional chileno. La diferencia principal radica en abordar explícitamente su geometría irregular, realizar un estudio sistemático de distintas variables de diseño y emplear un elemento que incorpora la interacción flexión-corte. Además, se aplicará un análisis de franjas múltiples (MSA), lo que permitirá estimar las curvas de fragilidad y la tasa anual media de colapso.

4 Arquetipos y diseño de estructuras

4.1 Definición de la estructura base en estudio

La selección de la geometría en Y se fundamenta en el estudio estadístico desarrollado en la Universidad Técnica Federico Santa María, en el cual se analizaron 65 plantas de edificios habitacionales ubicados en las ciudades de Santiago y Viña del Mar (Vera, 2025). Este análisis identificó a los muros con secciones T, C e Y como los ejes estructurales característicos más frecuentes en edificios residenciales chilenos de mediana y gran altura.

En el marco de la presente investigación se estudió la tipología con sección Y, compuesta por un muro principal acompañado de dos muros de sección rectangular. Estos elementos se disponen separados por un corredor de 1.8 m de ancho, representativo de los pasillos habituales en edificaciones residenciales, y se acoplan mediante una losa de 0.15 m de espesor. Los modelos corresponden a edificios de hormigón armado con una altura de entrepiso constante de 2.6 m y una misma área tributaria de $8.6 \times 20.7 \text{ m}^2$, de modo que se mantuvieran condiciones geométricas y de carga equivalentes en todas las configuraciones estructurales analizadas.

El área tributaria de cada losa se definió de manera que la relación entre altura y período fundamental (H/T) se aproximara a 50 m/s, valor representativo de índice de rigidez normal en edificios residenciales de esta tipología (Guendelman & Lindenberg, 2010). En la Figura 2 se presenta la planta tipo de la estructura base correspondiente a la configuración en Y.

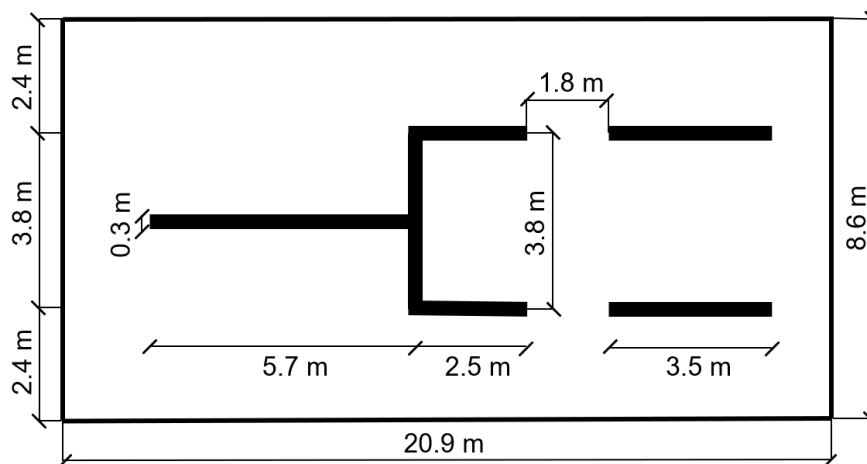


Figura 2: Planta de sección en estudio (modelo base).

4.2 Arquetipos en estudio

Los arquetipos diseñados consideran variaciones en el número de pisos (Modelos 1, 2, 3, y 4), la rigidez lateral (Modelos 1, 5, y 6), el tipo de sitio (Modelos 1, 7, 8, y 9), la zona sísmica (Modelos 10, 11, 12, y 13), y la normativa de diseño (Modelos 14, 15, 16 y 17), como se muestra en la Tabla 1.

De acuerdo con la clasificación del índice de rigidez (H/T), valores inferiores a 40 m/s corresponden a edificaciones flexibles, valores entre 40 y 70 m/s representan edificaciones de rigidez normal, y valores superiores a 70 m/s corresponden a estructuras rígidas. En este contexto, el modelo 5 (H/T = 33 m/s) se clasifica como flexible al encontrarse bajo el umbral de 40 m/s, representando edificaciones con baja rigidez lateral. El caso base (H/T = 52 m/s) se ubica en el rango de rigidez normal y constituye una referencia intermedia entre ambos extremos. Finalmente, el modelo 6 (H/T = 66 m/s) se sitúa en la parte superior del rango de rigidez normal, por lo que se considera el caso rígido relativo dentro del conjunto de modelos analizados, en coherencia con el comportamiento histórico de las edificaciones chilenas, generalmente clasificadas entre normales y rígidas (Guendelman & Lindenberg, 2010).

4.3 Diseño estructural de arquetipos

Los arquetipos fueron diseñados considerando cargas muerta, viva y sísmica. Se empleó el software ETABS para el modelado tridimensional lineal por elementos finitos de los arquetipos. Se asumió 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. La carga viva se consideró igual a 2.0 kPa, conforme a la norma chilena NCh1537 (INN, 2009). 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_n determinado del análisis modal espectral, definido como el período del modo n , donde se consideró el modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, siguiendo las disposiciones del decreto chileno DS61. 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, donde f'_c corresponde al esfuerzo máximo de compresión del hormigón. 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.

Las propiedades sísmicas de los arquetipos para cada tipo de muro se presentan en la Tabla 1, incluyendo el factor de reducción de resistencia (R^*), la sollicitación a corte normalizada (V/W) requerida por el DS61 y la razón máxima de deriva entre pisos (IDR), cuyo límite es 0.002 según la NCh433.

Tabla 1: Arquetipos, variaciones y parámetros de diseño.

ID Model	Stories	Height H (m)	Period T (s)	H/T (m/s)	Site Class	Seismic Zone	Design Era	R^*	V/W (%)	IDR max (%)
1	15	39.0	0.751	52	C	2	Post 2010	7.94	5.25	0.52
2	6	15.6	0.324	48	C	2	Post 2010	5.66	10.41	0.47
3	10	26.0	0.535	49	C	2	Post 2010	7.04	7.30	0.55
4	25	65.0	1.522	43	C	2	Post 2010	9.53	5.25	0.94
5	15	39.0	1.163	34	C	2	Post 2010	8.98	5.25	1.07
6	15	39.0	0.657	59	C	2	Post 2010	7.59	5.65	0.44
7	15	39.0	0.751	52	A	2	Post 2010	10.02	4.50	0.35
8	15	39.0	0.751	52	B	2	Post 2010	8.64	5.00	0.44
9	15	39.0	0.751	52	D	2	Post 2010	5.88	12.01	0.95
10	15	39.0	0.751	52	A	3	Post 2010	10.02	6.00	0.47
11	15	39.0	0.657	59	B	3	Post 2010	8.64	6.67	0.59
12	15	39.0	0.751	52	C	3	Post 2010	7.94	7.00	0.69
13	15	39.0	0.751	52	D	3	Post 2010	6.24	14.16	1.44
14	10	26.0	0.535	49	III	2	Pre 2010	5.33	12.60	0.95
15	15	39.0	0.751	52	III	2	Pre 2010	6.24	10.61	1.08
16	25	65.0	1.522	43	III	2	Pre 2010	8.13	6.00	1.28
17	25	65.0	1.522	43	II	2	Pre 2010	8.13	6.00	0.80

La configuración del refuerzo longitudinal de los muros en Y, y los muros rectangulares se definió a partir de las fuerzas internas obtenidas en los elementos PIERS modelados en ETABS. El refuerzo se ajustó en función de cada arquetipo, considerando variaciones en altura y condiciones de diseño. El diseño del refuerzo y de los elementos confinados se realizó conforme a los requisitos de la norma chilena DS60, la cual remite a la ACI 318 (Committee ACI, 2008) para aquellos aspectos no cubiertos explícitamente. En particular, para satisfacer las exigencias de confinamiento se empleó la ecuación 21-8a del DS60, consistente con las disposiciones de la ACI 318S-08 vigentes a la fecha. El detalle de las armaduras longitudinales y transversales, y de los parámetros de confinamiento como armadura de confinamiento y largo de confinamiento se presentan en la Tabla 2 para los muros con sección Y, y Tabla 3 para los muros con sección rectangular.

Tabla 2: Distribución de refuerzo longitudinal, transversal y parámetros de confinamiento en elementos de bordes para muros de sección Y.

N°	Web (m)	Flange (m)	Webs (m)	Stories	e (cm)	Confined Stories	Reinforcement distribution						
							Web		Flange		Webs		
							Cw (cm)	Lw	Tw	ls	Cw2 (cm)	lw2	tw2
1	5.7	3.8	2.5	1-4 5-15	30	4	110	14Ø16	EØ10@10	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
2	2.0	2.0	2.0	1-3 4-6	30	-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	12Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
3	4.0	2.0	2.0	1-3 4-10	30	3	50	8Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
4	5.8	4.0	3.0	1-4 6-25	35	4	330	62Ø18	EØ10@10	12Ø16	60	12Ø16	EØ10@10
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
5	3.0	2.6	2.0	1-3 4-15	40	3	200	24Ø16	EØ10@10	24Ø16	120	32Ø16	EØ10@10
						-	-	4Ø16	-	24Ø16	-	8Ø16	-
6	6.0	4.0	2.8	1-15 1-15	35	4	35	8Ø16	EØ10@10	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
7	5.7	3.8	2.5	1-15	30	-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
8	5.7	3.8	2.5	1-15	30	-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
9	6.0	4.0	2.8	1-4 5-15	30	4	195	42Ø18	EØ10@10	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
10	5.7	3.8	2.5	1-15	30	-	-	10Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
11	5.7	3.8	2.5	1-4 5-15	30	4	105	8Ø16	EØ10@10	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
12	5.7	3.8	2.5	1-4 5-15	30	4	185	22Ø16	EØ10@10	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
13	5.7	3.8	2.5	1-4 5-8 11-15	30	4	325	68Ø22	EØ10@10	27Ø25	60	28Ø25	EØ10@10
						-	-	6Ø18	-	18Ø18	-	12Ø22	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
14	5.7	3.8	2.5	1-4 5-15	30	4	45	9Ø25	-	12Ø16	-	8Ø16	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
15	5.7	3.8	2.5	1-4 5-15	30	4	95	8Ø18	-	18Ø22	-	24Ø25	-
						-	-	4Ø16	-	12Ø16	-	8Ø16	-
16	5.8	4.0	3.0	1-15	30	-	-	8Ø16	-	12Ø16	-	16Ø16	-
17	5.8	4.0	3.0	1-15	30	-	-	8Ø16	-	12Ø16	-	16Ø16	-

Tabla 3: Distribución de refuerzo longitudinal, transversal y parámetros de confinamiento en elementos de bordes para muros de sección rectangular.

N°	Web (m)	Stories	e (cm)	Confined Stories	Reinforcement Distribution		
					Cw (cm)	Lw	Tw
1	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
2	3.0	1-6	30	-	-	8Ø16	-
3	3.0	1-10	30	-	-	8Ø16	-
4	4.0	1-2 3-25	40	2	40	16Ø16	EØ10@10
					-	8Ø16	-
5	2.5	1-15	40	2	40	20Ø16	EØ10@10
			40		-	12Ø16	-
6	4.0	1-15	35	-	-	12Ø16	-
7	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
8	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
9	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
10	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
11	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
12	3.5	1-15	30	-	-	8Ø16	-
13	3.5	1-2 3-5 6-15	30	2	40	24Ø22	EØ10@10
					-	16Ø16	-
					-	8Ø16	-
14	3.0	1-15	30	-	-	8Ø16	-
15	3.5	1-5 6-15	30	-	-	12Ø16	-
					-	8Ø16	-
16	3.5	1-15	40	-	-	8Ø16	-
17	3.5	1-15	40	-	-	8Ø16	-

5 Modelo numérico

5.1 Configuración global del modelo

En los modelos los muros estructurales se encuentran acoplados por losas con ancho efectivo de 1.8 m, definido con una relación 1:1 respecto del ancho de pasillo (Moehle et al., 2007). La modelación incorpora la no linealidad material y geométrica en los elementos estructurales.

5.2 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 de tracción $E_t = 0.05E_c$ (Yassin, 1994). El hormigón confinado se representó mediante el modelo de confinamiento de Saatcioglu & Razvi (1992), 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 TBI (Tall Buildings Initiative, 2010).

El acero de refuerzo se modeló con el material uniaxial SteelMPF, considerando un límite de fluencia $f_y = 475$ MPa (recomendación TBI para aceros de refuerzo A706 Grado 60 $f_{ye} = 69000$ psi, barras equivalentes a A630-420H en términos de resistencia) 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 para pandeo se consideró que será inminente si se pierde el hormigón que lo contiene, por lo que se considera la deformación unitaria correspondiente al aplastamiento del hormigón, 0.008 para hormigón sin confinamiento y para hormigón confinado varía en función del nivel de confinamiento.

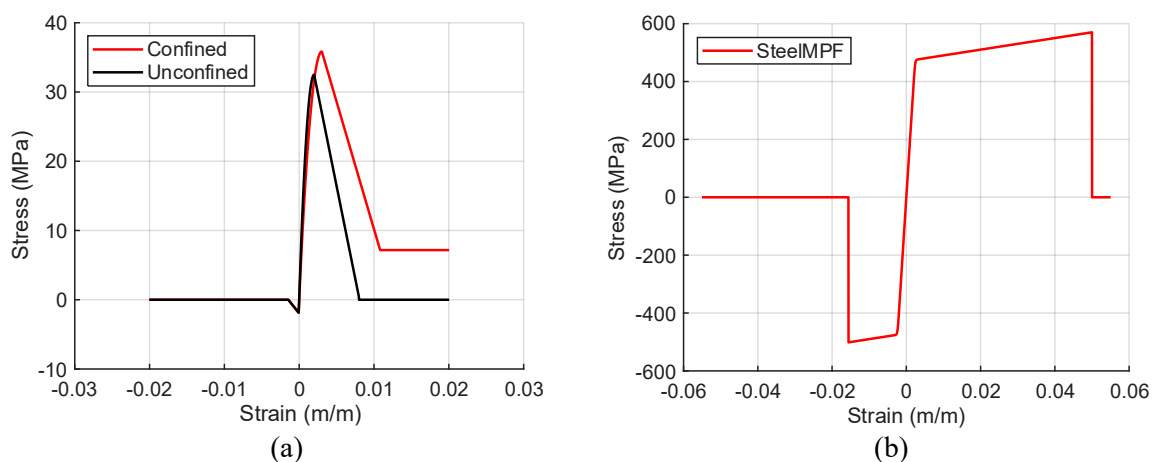


Figura 3: Comportamiento de materiales uniaxiales Modelo 3: (a) Concrete02 Confinado, considerando un confinamiento correspondiente a un elemento de borde de 50 cm de longitud con estribos $\varnothing 10$ cada 10 cm, y No Confinado, (b) SteelMPF.

La Figura 3 muestra el comportamiento uniaxial del hormigón, confinado y no confinado, y de las barras de refuerzo para el modelo 3 de 10 pisos diseñado en zona sísmica II, sitio clase C y normativa posterior al 2010. El esfuerzo máximo de compresión del hormigón confinado depende del nivel de confinamiento de los elementos de borde de cada modelo.

5.3 Elementos, discretización y acoplamiento

Los muros se modelaron mediante elementos tipo fibra E-SFI-MVLEM3D (Kolozviri 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.

Los elementos de acoplamiento por losas se representaron mediante tres elementos dispBeamColumn, segmentados según lo mostrado en la Figura 4, de manera de asegurar la formación de rótulas plásticas en los extremos próximos a los muros.

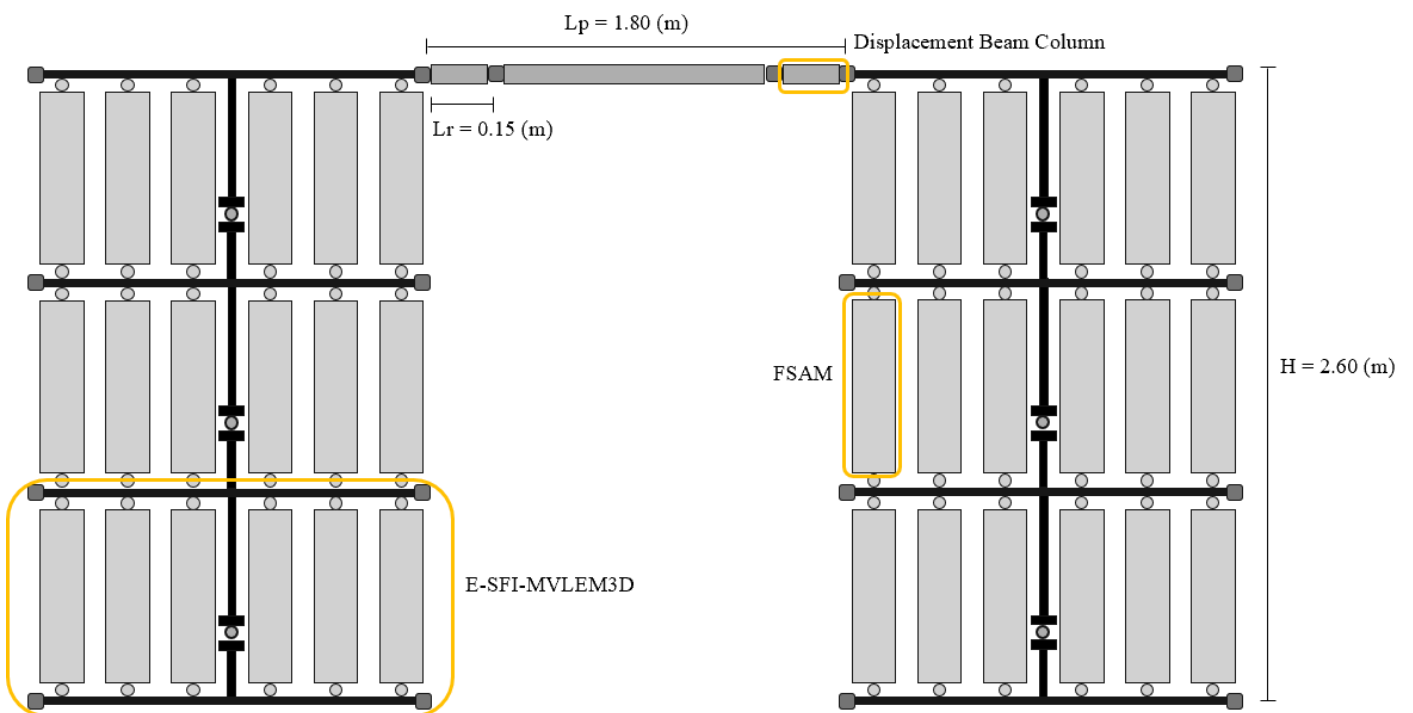


Figura 4: Configuración de elementos por piso.

5.4 Amortiguamiento y otras consideraciones

El amortiguamiento se definió a partir de una combinación de amortiguamiento constante y de Rayleigh proporcional a la rigidez (ecuación 3). Para los primeros dos modos se utilizaron las ecuaciones 4 y 5 propuestas por Cruz & Miranda (2017, 2021).

$$\xi_n = \xi_{cte} + \frac{\beta_R}{2} \omega_n \quad (3)$$

Donde ξ_{cte} corresponde a la razón de amortiguamiento constante, β_R la constante proporcional a la rigidez de Rayleigh y ω_n la frecuencia natural del modo n .

$$\xi_1 = 0.21H^{-0.47} \quad (4)$$

$$\xi_2 = \xi_1 \left(1 + 0.12 \left(\frac{f_2}{f_1} - 1 \right) \right) \quad (5)$$

Donde H corresponde a la altura total del edificio en metros, y $f1$ y $f2$ a la frecuencia de los modos 1 y 2 respectivamente.

La Tabla 4 resume los parámetros empleados para el cálculo e implementación del amortiguamiento en los 17 modelos analizados. Los periodos T_n y las frecuencias f_n (para los dos primeros modos, T_1 , T_2 , f_1 y f_2) se obtienen a partir del análisis modal realizado en OpenSees. Con base en estos resultados, se adoptan las razones de amortiguamiento objetivo ξ_1 y ξ_2 conforme a las ecuaciones 4 y 5, asociadas a los modos 1 y 2, respectivamente. A partir de dichos valores se determina el coeficiente de Rayleigh utilizado en el modelo de amortiguamiento implementado, y se reporta el amortiguamiento resultante evaluado en f_1 , $\xi_R(f_1)$. Adicionalmente, se incluye ξ_{cte} el cual se combina con el amortiguamiento de Rayleigh según lo establecido en la ecuación 1.

Tabla 4: Parámetros de amortiguamiento.

ID Model	Stories	H (m)	Modal Analysis				Cruz & Miranda					
			T1	T2	f1	f2	ξ_1	ξ_2	β_R	$\xi_R(f1)$	ξ_{cte}	
1	15	39.00	0.705	0.135	1.419	7.404	3.75%	5.65%	0.0010	0.0045	0.0330	
2	6	15.60	0.300	0.058	3.335	17.267	5.77%	8.67%	0.0007	0.0069	0.0508	
3	10	26.00	0.510	0.098	1.961	10.154	4.54%	6.82%	0.0009	0.0054	0.0400	
4	25	65.00	1.455	0.291	0.687	3.439	2.95%	4.37%	0.0016	0.0035	0.0260	
5	15	39.00	1.188	0.232	0.842	4.312	3.75%	5.61%	0.0017	0.0045	0.0330	
6	15	39.00	0.593	0.114	1.686	8.785	3.75%	5.65%	0.0009	0.0045	0.0330	
7	15	39.00	0.677	0.133	1.478	7.514	3.75%	5.59%	0.0010	0.0045	0.0330	
8	15	39.00	0.677	0.133	1.478	7.514	3.75%	5.59%	0.0010	0.0045	0.0330	
9	15	39.00	0.654	0.125	1.530	7.993	3.75%	5.66%	0.0009	0.0045	0.0330	
10	15	39.00	0.685	0.140	1.461	7.168	3.75%	5.51%	0.0010	0.0045	0.0330	
11	15	39.00	0.706	0.135	1.417	7.405	3.75%	5.66%	0.0010	0.0045	0.0330	
12	15	39.00	0.710	0.135	1.408	7.385	3.75%	5.67%	0.0010	0.0045	0.0330	
13	15	39.00	0.697	0.135	1.434	7.409	3.75%	5.63%	0.0010	0.0045	0.0330	
14	10	26.00	0.506	0.098	1.976	10.159	4.54%	6.80%	0.0009	0.0054	0.0400	
15	15	39.00	0.699	0.134	1.431	7.437	3.75%	5.64%	0.0010	0.0045	0.0330	
16	25	65.00	1.497	0.307	0.668	3.259	2.95%	4.33%	0.0017	0.0035	0.0260	
17	25	65.00	1.497	0.307	0.668	3.259	2.95%	4.33%	0.0017	0.0035	0.0260	

Como consideración extra, en cada nivel de planta se implementaron diafragmas rígidos mediante la restricción equalDOF, de modo que todos los nodos del mismo piso comparten los grados de libertad de traslación en el plano.

6 Análisis estático no lineal

Se evaluó la respuesta estática no lineal de los muros mediante un análisis pushover cuasiestático controlado por desplazamiento en techo. En el procedimiento se impone de forma monótonica un desplazamiento objetivo en el techo y, en cada incremento, el algoritmo escala el vector de fuerzas laterales con distribución triangular invertida, de modo que la carga aplicada resulta del desplazamiento

impuesto. A partir de las reacciones en la base se obtiene el corte basal V , que se normaliza por el peso sísmico W , y se registra la deriva de techo.

Como parámetro de interés se determina el factor de sobrerresistencia (Ω), definido como la razón entre el corte basal máximo alcanzado en el pushover y la demanda de diseño de corte exigido por la normativa ($\Omega = V_{max}/V$). Este factor cuantifica la reserva de capacidad lateral de la estructura. Diversos estudios sobre muros reportan, para edificios de mediana altura, valores de Ω entre 2.5 y 5, y para edificios de gran altura, valores entre 1 y 2.4 (Cando et al., 2020; Gallegos et al., 2023b, 2023a; Gogus & Wallace, 2015). La Tabla 5 presenta los valores obtenidos para los 17 arquetipos, debido a la asimetría de las plantas en estudio se calculan para la dirección positiva (+) que corresponde a la dirección en la que se comprimen los muros planos y se tracciona el muro Y, y para la dirección negativa (-) correspondiente a la dirección en que el muro Y es comprimido y los muros planos son traccionados. Los valores de sobrerresistencia son consistentes con los estudios de muros chilenos citados anteriormente.

En la Tabla 5 se observa que los arquetipos 16 y 17 presentan valores de sobrerresistencia menores a 1 en la dirección positiva (muro Y traccionado y muros planos comprimidos), mientras que en la dirección negativa los valores de sobrerresistencia son mayores a 1. Este comportamiento se atribuye a la asimetría del eje analizado, de modo que al invertir el sentido de la carga lateral se modifica la participación relativa del muro en Y y de los muros planos en la resistencia global del eje y, por ende, el corte basal máximo alcanzado. Adicionalmente, en estos dos arquetipos los bordes de los muros no cuentan con confinamiento, condición que reduce la capacidad de deformación y puede adelantar el inicio de degradación de resistencia, limitando el V_{max} que se alcanza en el pushover en el sentido desfavorable.

Los valores de periodo e índice de rigidez reportados en la Tabla 5 difieren de los valores de diseño de la Tabla 1. Esta discrepancia se explica por el cambio de rigidez entre modelos de diseño y los modelos de análisis desarrollados en OpenSees, donde se emplean valores esperados de resistencia del hormigón y se incorpora el confinamiento en los elementos de borde, lo que modifica la rigidez inicial del sistema. Por esta razón, se distingue entre T , correspondiente al periodo elástico obtenido del análisis modal en ETABS, y T_{op} , correspondiente al periodo obtenido del análisis modal en OpenSees.

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

ID Model	T_{op} (s)	H/T_{op} (m/s)	V_{max}/W (%)		Ω	
			+	-	+	-
1	0.704	55	14.5	19.7	2.0	2.7
2	0.299	52	31.0	34.1	2.1	2.3
3	0.509	51	18.9	24.5	1.8	2.4
4	1.455	45	9.3	10.4	1.3	1.4
5	1.188	33	10.0	12.6	1.4	1.7
6	0.593	66	16.6	22.6	2.1	2.9
7	0.677	58	14.3	20.3	2.3	3.2
8	0.677	58	14.3	20.3	2.0	2.9
9	0.653	60	17.2	20.3	1.0	1.2
10	0.658	59	15.2	19.8	1.8	2.4
11	0.706	55	13.9	20.0	1.5	2.1
12	0.710	55	14.8	20.4	1.5	2.1
13	0.697	56	21.1	28.1	1.1	1.4
14	0.506	51	20.8	24.8	1.2	1.4
15	0.699	56	15.7	24.6	1.1	1.7
16	1.497	43	6.9	9.9	0.8	1.2
17	1.497	43	6.9	9.9	0.8	1.2

La Figura 5 muestra las curvas pushover en ambas direcciones de los modelos 1, 5 y 6, que corresponden al modelo base, flexible y rígido, respectivamente. El comportamiento observado es consistente con lo

esperado: el modelo 5 presenta la mayor capacidad de deformación, pero la menor sobrerresistencia, mientras que el modelo 6 alcanza la mayor resistencia, aunque con menor ductilidad. El modelo base, con una razón H/T igual a 55 m/s, exhibe una respuesta intermedia pero más cercana al comportamiento del modelo rígido. Complementariamente la Tabla 5 evidencia que los modelos diseñados bajo la normativa post 2010 presentan mayores valores de sobrerresistencia, debido a la modificación en el código normativo asociado al aumento del corte mínimo (Guendelman et al., 2012).

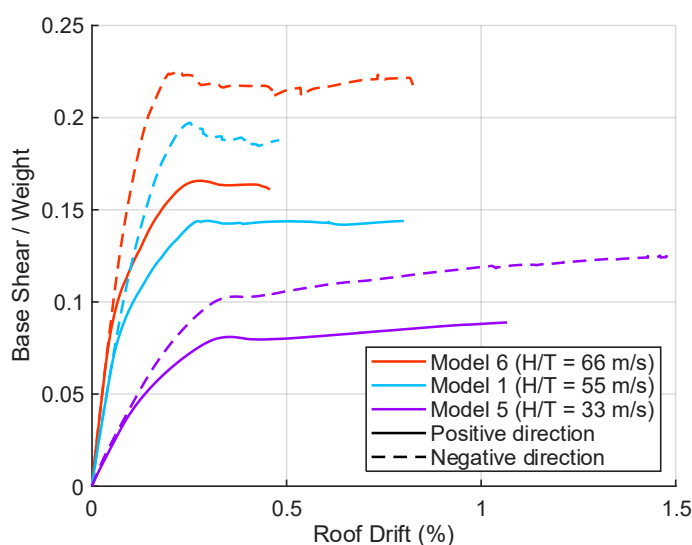


Figura 5: Pushover dirección positivo (+) modelos 1, 5 y 6.

7 Análisis dinámico no lineal

Para evaluar la respuesta dinámica no lineal del sistema, se utilizó el análisis dinámico no lineal como herramienta fundamental, sirviendo de base para el posterior análisis de múltiples franjas. En este tipo de análisis se aplica un registro de aceleración en la base de la estructura, lo que permite obtener, paso a paso, información detallada de distintos parámetros, como las respuestas de las fibras y las respuestas globales de la estructura.

7.1 Análisis de múltiples franjas (MSA)

El análisis de múltiples franjas (MSA) consiste en aplicar series de registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad, con el fin de estimar probabilidades de daño o colapso a lo largo de un rango de demanda sísmica. En este estudio, la medida de intensidad empleada corresponde a la aceleración espectral $Sa(T^*)$, donde el periodo representativo T^* se definió en función de la altura de las estructuras analizadas: $T^* = 0.3$ s para edificios de 6 pisos, $T^* = 0.5$ s para 10 pisos, $T^* = 0.8$ s para 15 pisos y $T^* = 1.5$ s para 25 pisos, permitiendo así la comparación entre diferentes modelos.

7.2 Selección de registros y Curvas de amenaza

Para cada análisis MSA se consideraron cuatro franjas de intensidad, equivalentes a 0.5, 1.0, 2.0 y 3.0 veces el espectro elástico definido por la normativa NCh433 (Sa_{NCh433}). Cada franja está compuesta por 30 registros sísmicos obtenidos de las bases de datos Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Chile (RENADIC) y del Centro Sismológico Nacional (CSN). La selección de registros se realizó de acuerdo con la clase de sitio de cada modelo, y posteriormente fueron escalados para que su aceleración espectral coincidiera con el espectro de diseño en el periodo objetivo T^* , como se observa en la Figura 6.

El análisis probabilístico de la amenaza sísmica y las desagregaciones (proporcionado por etapa I de proyecto FONDECYT 11230463) se realizaron mediante el software OpenQuake. Los puntos de análisis seleccionados corresponden al Estadio Nacional ($33^{\circ}27'S$, $70^{\circ}36'O$) para la zona sísmica II y la Universidad Técnica Federico Santa María en Valparaíso ($33^{\circ}02'S$, $71^{\circ}35'O$) para la zona sísmica III. El modelo de recurrencia corresponde al propuesto por Poulos et al. (2019) y la geometría de la zona de subducción se definió a partir del modelo Slab2 (Hayes et al., 2018). Para la evaluación de la amenaza se consideraron distintos tipos de fuente: interface e intraslab. Los modelos de movimiento fuerte seleccionados fueron IRRP17 (Idini et al., 2017), MBR17 (Montalva et al., 2017) y las tres relaciones NGA-Sub, AG20 (Abrahamson & Gulerce, 2022), KBCG20 (Kuehn et al., 2023) y PSHAB20 (Parker et al., 2022). La ponderación de los modelos se determinó siguiendo la metodología de verosimilitud propuesta por Scherbaum et al. (2009), aplicando los criterios de selección de Bommer et al. (2010) según el tipo de fuente. Las curvas de amenaza sísmica obtenidas para las distintas clases de sitio, zona sísmica y T^* se adjuntan en las Figura 16, Figura 17 y Figura 18 en el Anexo 11.1.

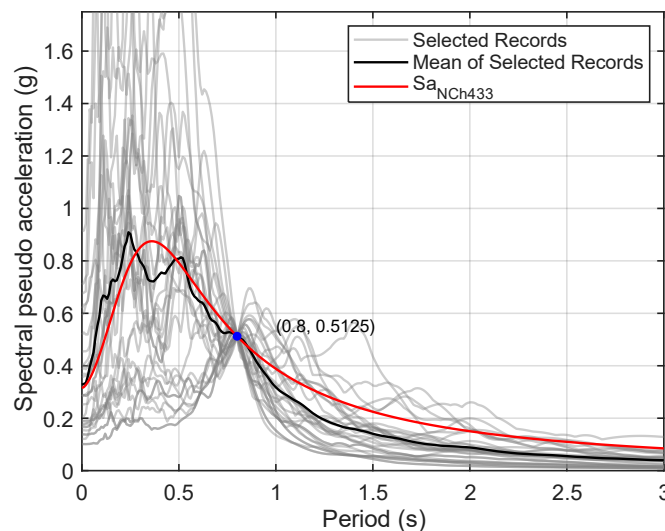


Figura 6: Espectro de pseudo-aceleración de 30 registros seleccionados para la franja $1Sa_{NCh433} = 0.51$ (g) para modelo 1 con periodo representativo $T^* = 0.8$ s, zona sísmica II y clase de sitio C.

7.3 Definición de colapso

El colapso estructural se define considerando tanto criterios locales como globales, siguiendo las recomendaciones propuestas en la literatura sobre edificios de muros de hormigón armado (Araya-Letelier et al., 2019; Cando et al., 2020; Dabaghi et al., 2019; Gogus & Wallace, 2015; Pugh et al., 2015). En este contexto, los criterios locales se evalúan a nivel de material y sección, basadas en los parámetros de respuesta de las fibras del muro, mientras que los criterios globales se evalúan con la respuesta global de la estructura, representada mediante la deriva entre pisos (IDR).

A nivel local, los muros de hormigón armado pueden presentar colapso por flexión o por corte. El colapso por flexión se asocia a la fractura del acero longitudinal, y el aplastamiento del hormigón en los extremos del muro. La fractura del acero se asume cuando la deformación unitaria a tracción alcanza un valor de 0.05 (Gogus & Wallace, 2015), mientras que la falla a compresión ocurre por el pandeo del refuerzo y el aplastamiento del hormigón, adoptando como deformación límite e_{20} del modelo de Saatcioglu & Razvi (1992) para hormigón confinado y un valor de 0.008 para hormigón no confinado, siguiendo a Pugh et al. (2015).

En cuanto al comportamiento en corte, la respuesta no lineal de los muros de hormigón armado se caracteriza por la formación de grietas diagonales y por una degradación brusca de rigidez y resistencia

al aproximarse a la falla. Este modo de respuesta es especialmente crítico debido a su carácter frágil y a su reducida capacidad de deformación no lineal. Los elementos E-SFI-MVLEM capturan la deformación no lineal por corte y su interacción con las deformaciones no lineales por flexión bajo cargas cíclicas, además de representar explícitamente la interacción flexión-corte-axial, reproduciendo adecuadamente el comportamiento de muros esbeltos dominados por flexión y el comportamiento de muros bajos dominados por corte (Kolozvari et al., 2023). Considerando que, en todos los modelos analizados, la demanda de corte es satisfecha únicamente mediante cuantía transversal mínima exigida normativamente, la superación de una deformación unitaria de 0.008 en el hormigón en una de sus direcciones principales se interpreta como un indicador conservador de proximidad a una falla frágil por corte y, en consecuencia, de una condición inminente de colapso a nivel local.

A nivel global, el colapso se asocia a la inestabilidad dinámica, entendida como la pérdida de estabilidad lateral provocada por efectos P-Delta y el debilitamiento en la resistencia axial. Aunque diversos autores advierten que la inestabilidad dinámica no es suficiente por sí sola para definir colapso (Dabaghi et al., 2019), en la práctica se utiliza un límite de deriva máxima entre pisos del 5% como condición de colapso global (Gogus & Wallace, 2015). Cabe señalar que estudios en muros de hormigón armado en Chile han reportado que mecanismos de colapso local pueden ocurrir a valores menores a este umbral (Araya-Letelier et al., 2019; Cando et al., 2020).

La Figura 7 muestra las curvas histeréticas de los materiales, hormigón y acero, de la primera fibra del muro Y del análisis dinámico no lineal correspondiente al registro de aceleración captado por la estación “Matanzas” del CSN el 27 de febrero del 2010 escalado por 2.9. En (a) se observa que la fibra supera el valor de deformación unitaria límite del hormigón ($\epsilon_{cu} = 0.008$), perdiendo completamente su capacidad resistente. En (b) se presenta la curva de histéresis del acero, la cual no alcanza los valores límites de tracción y compresión. La figura ilustra los modos de falla local asociados al comportamiento material.

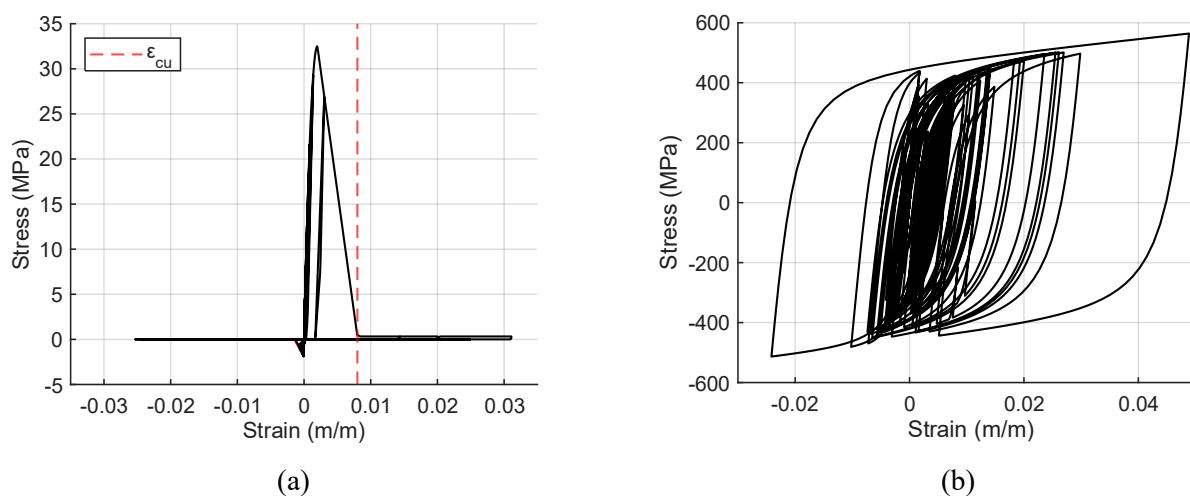


Figura 7: Comportamiento de materiales en el análisis tiempo-historia del Modelo 2, cuarta franja, registro 13: (a) hormigón (b) acero de refuerzo.

7.4 Curvas de fragilidad de colapso

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de exceder un cierto nivel de daño, incluida la pérdida total de estabilidad, condicionada a una medida de intensidad (IM) fija. En esta investigación, la IM empleada en todos los casos corresponde a la aceleración espectral $S_a(T^*)$, definida en función del período T^* definido en la sección 7.1. Las curvas de fragilidad de colapso se construyeron a partir de los resultados del análisis de franjas múltiples (MSA), considerando los cuatro niveles de intensidad definidos. En cada franja, la probabilidad de colapso se estimó como la razón entre el número de simulaciones en que la estructura alcanzó el colapso y el número total de registros analizados.

Finalmente, la curva se ajustó mediante una distribución lognormal, cuyos parámetros se determinaron utilizando el método de máxima verosimilitud con los cuatro puntos obtenidos del MSA.

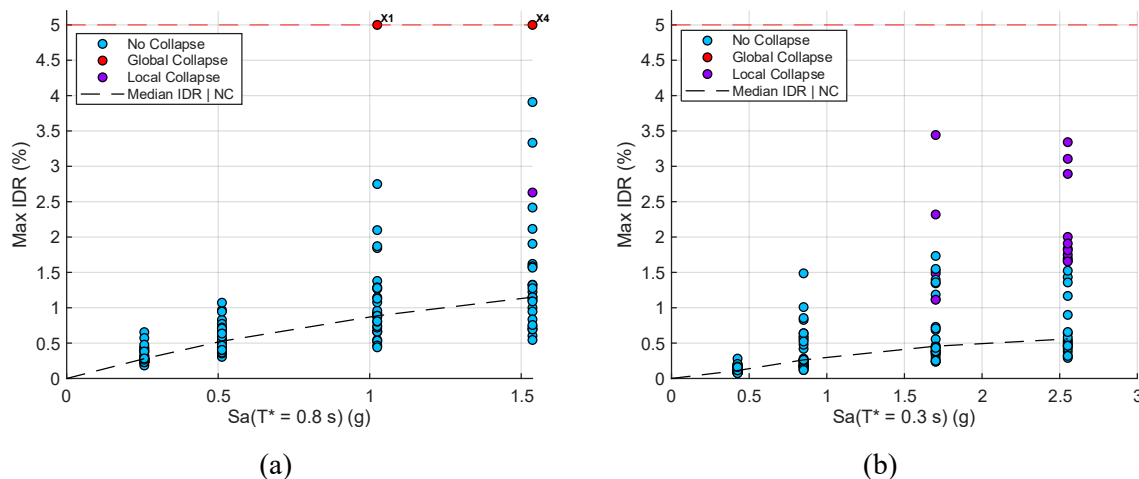


Figura 8: Análisis de múltiples franjas para modelos diseñados en zona sísmica 2, sitio clase C y era de diseño post 2010: (a) Modelo 1 de 15 pisos y (b) Modelo 2 de 6 pisos.

La Figura 8 presenta el análisis de múltiples franjas de los modelos 1 y 2, ambos diseñados para zona sísmica 2, sitio clase C y considerando criterios de diseño posteriores al terremoto de 2010. En la subfigura (a), correspondiente al Modelo 1 de 15 pisos, se observa que para las últimas 2 franjas de mayor intensidad, cercanas a 1 y 1.5 g, se observan colapsos globales puesto que la máxima deriva entre pisos (IDR) supera el 5%. En el caso del modelo 2 de 6 pisos, mostrado en la subfigura (b), las últimas dos franjas se observan colapsos locales. El resto de los MSA se presentan en Anexo 11.2.

7.5 Resultados fragilidad de colapso

Esta sección presenta los resultados de las curvas de fragilidad de colapso de los arquetipos analizados, con énfasis en la probabilidad de colapso obtenida a partir del análisis de múltiples franjas. Se muestra inicialmente la curva de fragilidad del modelo base, para luego comparar el efecto de la rigidez lateral, la altura y la era de diseño sobre la vulnerabilidad estructural.

La Figura 9 presenta la curva de fragilidad de colapso del modelo base (15 pisos, zona sísmica II, sitio tipo C y normativa post 2010) tiene un buen desempeño frente a intensidades sísmicas moderadas, ya que la probabilidad de colapso se mantiene prácticamente nula para valores de $Sa(T^* = 0.8 s)$ menores a 0.5g. Esto es consistente con el desempeño esperado de edificios chilenos diseñados con normativa posterior a 2010, en los que el objetivo principal es evitar el colapso. Para intensidades mayores, la probabilidad de colapso aumenta progresivamente, pero este incremento ocurre recién en un rango de demanda muy alto. En la franja mayor de intensidad analizada, correspondiente a 1.54g, la probabilidad de colapso alcanza aproximadamente 17%, valor que debe interpretarse en el contexto de eventos extremos y de muy baja frecuencia de ocurrencia.

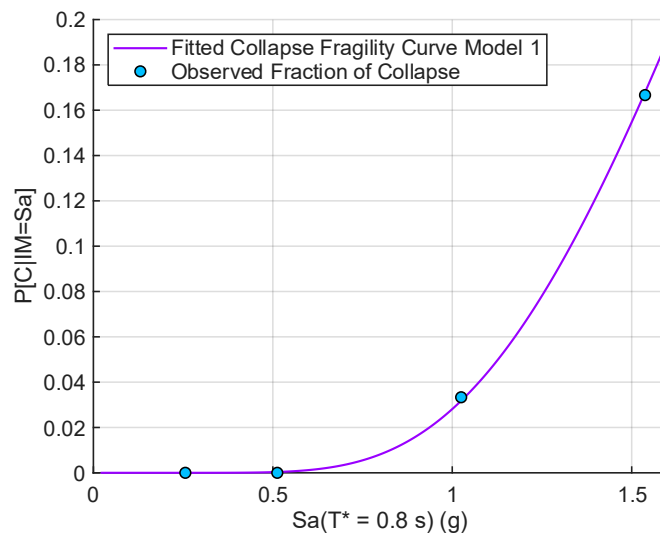


Figura 9: Curva de fragilidad de colapso Modelo 1, diseñado con 15 pisos, sitio C, zona sísmica II y diseño posterior a 2010.

La Figura 10 compara las curvas de fragilidad de colapso de los modelos 1, 5 y 6, correspondientes a los arquetipos diseñados para evaluar el efecto de la variación en la rigidez lateral. Estos arquetipos fueron diseñados en zona sísmica II, sitio tipo C y código de diseño post 2010. Se observa que el modelo más flexible (modelo 5, índice de rigidez $H/T = 33$ m/s) presenta la mayor probabilidad de colapso para todo el rango de intensidades analizado. Los colapsos de este modelo están asociados, principalmente, a inestabilidad dinámica producto de los elevados valores de deriva entre pisos ($> 5\%$) registrados en los análisis no lineales. En contraste, el modelo más rígido (modelo 6, índice de rigidez $H/T = 66$ m/s) no experimenta colapso en ninguna de las franjas consideradas, por lo que no fue posible determinar su curva de fragilidad de colapso completa. Este comportamiento contrasta con lo reportado por Cando et al. (2020), donde el arquetipo más vulnerable correspondió al de mayor índice de rigidez ($H/T = 51.3$ m/s), debido a la ausencia de confinamiento y de elementos de borde en muros con sección T. En los muros con sección Y, en cambio, la geometría permite desarrollar mayores desplazamientos de techo antes de alcanzar colapso por aplastamiento del hormigón, lo que reduce la ocurrencia de colapsos locales. De hecho, el análisis seccional indica que se requiere un desplazamiento de techo cercano al 2% de la altura total para alcanzar la curvatura última de la sección, como se observa en la Figura 11. Por esta razón, los arquetipos con sección Y poseen pocos colapsos por flexión y el modelo más rígido, además de experimentar menores desplazamientos relativos, no colapsa en las franjas estudiadas.

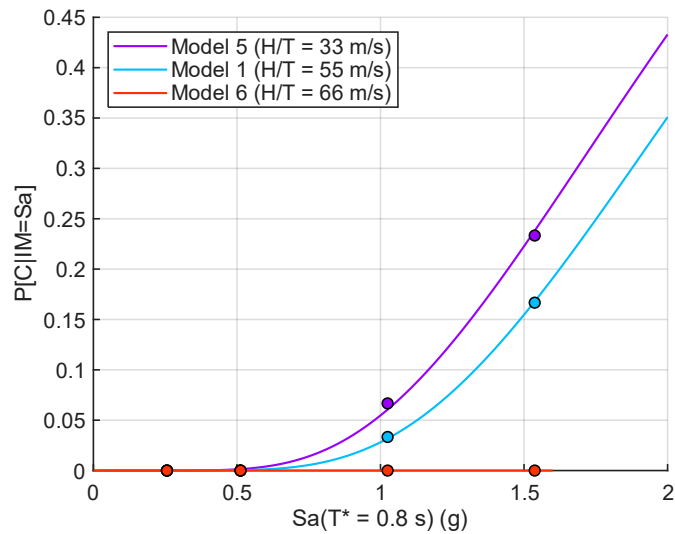


Figura 10: Curvas de fragilidad de colapso modelos 1, 5 y 6 con variación de rigidez.

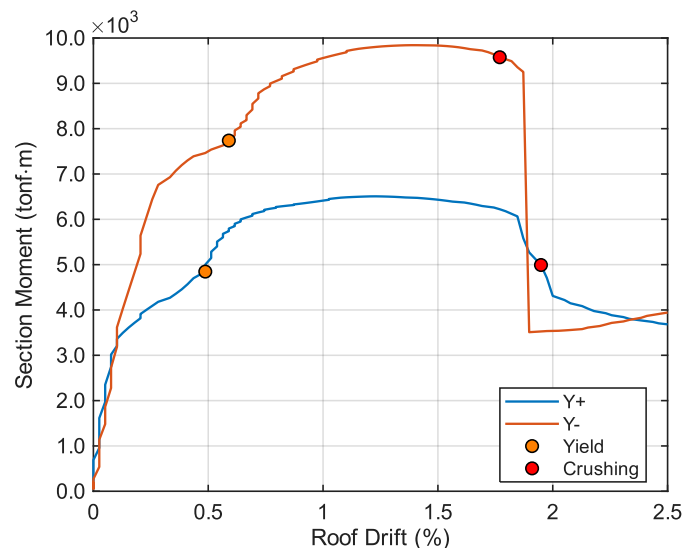


Figura 11: Curvas de momento vs desplazamiento de techo normalizado por la altura del muro Y para el modelo 1 (15 pisos, sitio C, zona sísmica II y diseño posterior a 2010).

La Figura 12 compara las curvas de fragilidad de colapso pre y post 2010 para los modelos de 10 (modelos 3 y 14), 15 (modelos 1 y 15) y 25 pisos (modelos 4 y 16), todos diseñados para zona sísmica II y sitio tipo C. El comportamiento es consistente en las tres alturas de edificios analizadas, observándose una reducción en la probabilidad de colapso hasta intensidades, aproximadamente, 2, 1.5 y 0.5 g, respectivamente. Esta mejora, aunque moderada, refleja el efecto de los ajustes normativos posteriores al terremoto del Maule 2010, particularmente la incorporación de confinamiento y elementos de borde que aumentan la ductilidad estructural. Sin embargo, dado que los arquetipos no colapsan mayoritariamente por efectos locales, sino por inestabilidad dinámica, esta mayor capacidad de deformación se traduce en derivas más altas y, en consecuencia, en un aumento de la vulnerabilidad a intensidades sísmicas elevadas, lo que genera este cambio de tendencia en la última franja.

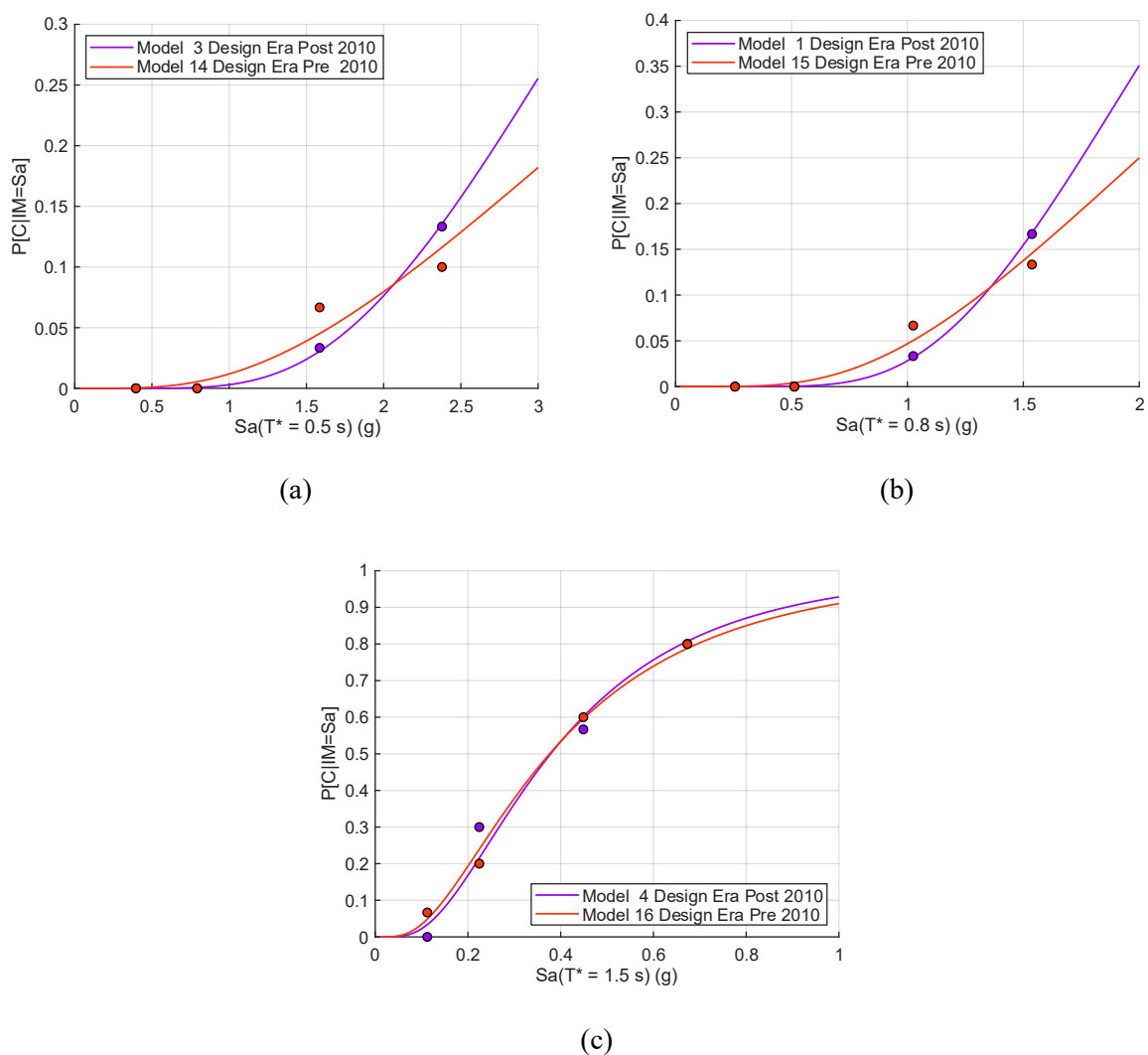


Figura 12: Curvas de fragilidad de colapso comparación era de diseño considerando sitio tipo C para modelos de 10 pisos (a), 15 pisos (b) y 25 pisos (c).

Los modelos 8, 10, 11 y 12 corresponden a edificios de 15 pisos diseñados conforme a normativa post-2010, definidos para las combinaciones de zona sísmica y clase de sitio: (i) zona sísmica 2 y sitio clase B (modelo 8) y (ii) zona sísmica 3 con sitios clase A, B y C (modelos 10, 11 y 12, respectivamente); en todos estos casos, los colapsos se observan únicamente en la última franja de análisis, tal como se muestra en las figuras 27, 29, 30 y 31, respectivamente, en el Anexo 11.2. En consecuencia, no es posible ajustar de manera confiable una curva de fragilidad de colapso, ya que se dispone únicamente de un punto que relacione la razón de colapsos observados con la intensidad. Con un solo punto, el ajuste queda indeterminado, es decir, múltiples curvas pueden reproducir ese valor sin definir de forma única la tendencia ni la dispersión del comportamiento.

8 Evaluación del riesgo sísmico

En este trabajo, el análisis de riesgo sísmico se centra en la probabilidad de colapso en 50 años $P_c(50)$ como un indicador del desempeño estructural. Esta métrica permite cuantificar el riesgo de alcanzar el estado límite de colapso bajo la amenaza sísmica definida para cada zona sísmica y clasificación de sitio. Adicionalmente, se evalúa la probabilidad de colapso asociada a intensidades sísmicas con periodo de retorno de 475 y 950 años.

8.1 Resultados de riesgo sísmico

En esta sección se presentan los resultados del análisis de riesgo sísmico, expresados en términos de la probabilidad de colapso en 50 años, tasa anual media de colapso y probabilidad de colapso para niveles de intensidad asociados a periodos de retorno de 475 y 950 años. Se evalúa el efecto de la rigidez lateral, la altura, la zona sísmica y la clasificación de sitio sobre estas métricas, a partir de la combinación de las curvas de fragilidad de colapso y de amenaza sísmica.

La Tabla 6 presenta los resultados del análisis de riesgo sísmico para los arquetipos evaluados. Independientemente de la era de diseño y de la zona sísmica, los modelos con mayor probabilidad de colapso en 50 años corresponden a los edificios de 25 pisos ubicados en sitio clase C, con valores del orden de 10 %, mientras que los edificios de 15 pisos presentan, en términos generales, las menores probabilidades de colapso. Este resultado sugiere que, dentro de los parámetros estudiados, la altura del edificio tiene una influencia especialmente importante sobre el riesgo de colapso.

En promedio, la probabilidad de colapso en 50 años de todos los arquetipos es 4.45 %, valor equivalente a 4.45 veces el umbral de referencia de 1 % establecido en la ASCE 7 (American Society of Civil Engineers, 2022). Si bien algunos modelos presentan valores individuales inferiores a este límite, otros lo superan ampliamente, lo que indica la necesidad de analizar con mayor detalle cómo influyen los requisitos normativos en este desempeño, especialmente considerando que esta situación se observa en modelos de 6 y 25 pisos. Además, la tasa media anual de colapso promedio es 9.5×10^{-4} 1/año, valor del mismo orden de magnitud que el reportado por Haselton et al. (2011) para edificios de marcos especiales de hormigón armado.

Tabla 6: Resultados de métricas de riesgo sísmico. Tasa anual media de colapso, probabilidad de colapso en 50 años y Probabilidad de colapso para intensidad con periodo de retorno de 475 y 950 años.

ID Model	λ_c ($10^{-3}/\text{yr}$)	Pc(50) (%)	Pc(IM(Pr=475 yr)) (%)	Pc(IM(Pr=950 yr)) (%)
1	0.18	0.91	0.46	2.58
2	0.77	3.79	9.58	20.61
3	0.14	0.72	0.78	3.16
4	2.90	13.49	38.68	57.24
5	0.26	1.29	1.21	5.09
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-	-	-	-
9	0.20	0.99	1.75	4.60
10	-	-	-	-
11	-	-	-	-
12	-	-	-	-
13	0.58	2.85	7.43	14.60
14	0.18	0.91	2.03	4.60
15	0.20	0.99	1.64	4.44
16	3.30	15.21	40.00	56.94
17	3.10	14.31	26.73	37.08

La Figura 13 presenta la probabilidad de colapso en 50 años de modelos de 15 pisos, diseñados con normativa post 2010, sitio clase C y zona sísmica II. Se observa que la probabilidad de colapso en 50 años disminuye a medida que aumenta la rigidez lateral de la estructura. Al contrastar estos resultados con el estudio de Cando et al. (2020), quienes analizan cuatro edificios de 20 pisos con índices de rigidez entre 29 y 51 m/s, sobrerresistencia Ω entre 2.11 y 2.66, y reportan Pc(50) = 1.3 % para el arquetipo más flexible y Pc(50) = 3.4 % para el más rígido, se aprecia una tendencia opuesta a la observada en este estudio. Una explicación plausible radica en la diferencia de tipología estructural y modo de falla: Cando et al. (2020) estudian muros tipo T, en los cuales los colapsos por flexo-compresión tienden a estar

controlados por el aplastamiento del hormigón en el borde del alma más alejado del ala, fenómeno asociado a la necesidad de desarrollar grandes deformaciones para equilibrar el par interno de compresión–tracción. Este mecanismo es particularmente sensible al grado de confinamiento en los elementos de borde, aspecto que es abordado explícitamente mediante los requisitos de confinamiento establecidos en el decreto supremo 61 (MINVU, 2011b). En contraste, para los muros con sección Y analizados en esta tesis, la diferencia de cuantía de acero entre elementos de borde resulta menos determinante y no gobierna la falla por flexo-compresión, lo que se evidencia en las figuras 20, 24 y 25 correspondientes a los modelos 1, 5 y 6, respectivamente. En consecuencia, la relación entre rigidez lateral y $P_c(50)$ puede variar significativamente entre estudios, ya que depende no solo del nivel de rigidez global, sino también de la configuración geométrica del muro, el detalle de confinamiento y el mecanismo de degradación que controla la pérdida de capacidad.

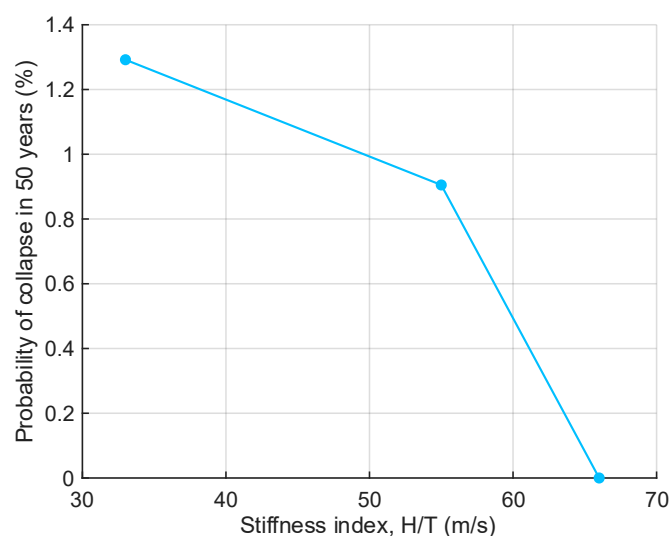


Figura 13: Probabilidad de colapso en 50 años variando la rigidez lateral, modelos de 15 pisos, era de diseño post 2010, sitio clase C y zona sísmica II.

La Figura 14 presenta la variación de la probabilidad de colapso en 50 años al considerar distintos tipos de sitios y zonas sísmicas: sin embargo, la interpretación debe realizarse considerando las limitaciones en el ajuste de curvas de fragilidad de colapso para algunos arquetipos, como fue explicado en la sección 7.5. En zona sísmica II, la tendencia observada en los casos evaluables indica que la probabilidad de colapso en 50 años aumenta a medida que disminuye la velocidad de propagación de onda de corte promedio en 30 metros (V_{s30}) del sitio de cimentación. Para el caso zona II y sitio clase B no fue posible estimar $P_c(50)$ debido a que los colapsos se registran únicamente en la última franja del MSA, no obstante, el hecho de que estos colapsos ocurran sugiere que la $P_c(50)$ sería reducida pero no nula. En zona sísmica III, dado que los modelos 10, 11 y 12 no se logró ajustar la curva de fragilidad de colapso, no es posible establecer una comparación consistente entre distintas clases de sitio para dicha zona. En consecuencia, la comparación entre zonas se restringe al caso en que existen resultados comparables, es decir, edificios de 15 pisos diseñados para sitio clase D en zona II y III, donde se observa una mayor $P_c(50)$ en zona sísmica III, lo cual es coherente con la mayor amenaza de dicha zona respecto de la zona II para una misma clase de sitio, tal como se evidencia en la Figura 19.

A modo de comparación, los resultados obtenidos del efecto de la zona sísmica y clase de sitio difieren de la tendencia reportada por Gallegos et al. (2023a, 2023b) quienes evaluaron edificios de oficinas con sistema dual (marcos y muros). Para sus modelos de 7 pisos, con factores de sobrerresistencia 2.5 a 2.6, documentan $P_c(50) = 0.36\%$ para zona sísmica II y sitio D y $P_c(50) = 0.18\%$ para zona sísmica III y sitio D. En cambio, para modelos de 16 pisos, con factores de sobrerresistencia entre 1.4 y 2.4, reportan $P_c(50) = 0.54\%$ en zona II y sitio D y $P_c(50) = 0.47\%$ en zona III y sitio D. Estos antecedentes sugieren que las diferencias en $P_c(50)$ entre zonas no está determinadas únicamente por la amenaza sísmica, sino

también por la tipología estructural, la altura y la reserva de capacidad incorporadas en el diseño reflejadas en Ω .

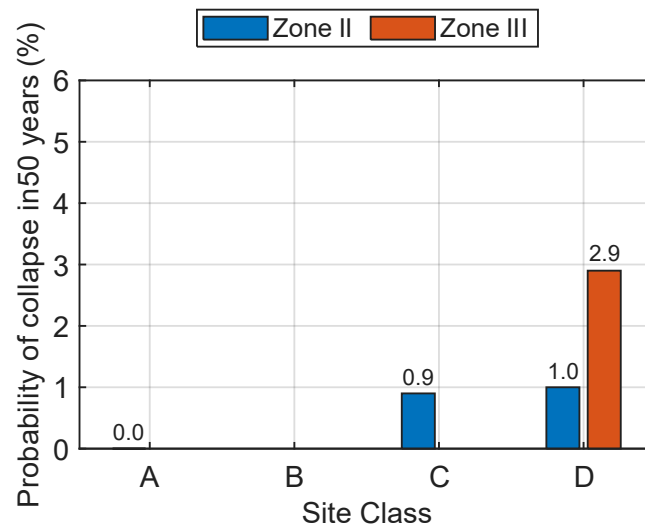


Figura 14: Probabilidad de colapso en 50 años variando zona sísmica y clase de sitio. Arquetipos de 15 pisos, era de diseño post 2010.

La Figura 15 compara la probabilidad de colapso en 50 años entre las eras de diseño pre y post 2010 para arquetipos de 10, 15 y 25 pisos, diseñados para zona sísmica II y sitio clase C. La normativa post 2010 reduce la probabilidad de colapso en todos los casos, con disminuciones de 21 %, 8 % y 11 % para los modelos de 10, 15 y 25 pisos, respectivamente (Tabla 7). No obstante, esta reducción es limitada, ya que el colapso sigue estando controlado principalmente por inestabilidad por deriva entre pisos. Esto sugiere que, si bien los cambios normativos mejoran la ductilidad y el control del daño local mediante confinamiento y elementos de borde, no generan modificaciones relevantes en la rigidez inicial de los muros. Por ello, las demandas de deriva y los modos de colapso se mantienen similares. Tanto en los modelos diseñados con normativa pre 2010 como en aquellos diseñados con normativa post 2010, la altura del edificio sigue siendo el parámetro que más influye en la probabilidad de colapso.

Tabla 7: Comparación de la probabilidad de colapso en 50 años respecto a la era de diseño (pre y post 2010) considerando modelos diseñados en zona sísmica II y sitio clase C, de 10, 15 y 25 pisos.

Stories	Pc50 (%)		Ratio (post/pre)
	Pre 2010	Post 2010	
10	0.91	0.72	0.79
15	0.99	0.91	0.92
25	15.21	13.49	0.89



Figura 15: Comparación de la era de diseño pre y post 2010 considerando la probabilidad de colapso en 50 años para modelos de 6, 10, 15 y 25 pisos, diseñados en sitio clase C y zona sísmica II.

9 Conclusiones

Este estudio evaluó la vulnerabilidad sísmica de edificios habitacionales de mediana y gran altura en Chile, caracterizados por sistemas estructurales de muros de hormigón armado con sección en Y. Se desarrollaron 17 modelos estructurales que incorporaron variaciones en altura, clase de sitio, zona sísmica y era de diseño (pre y post 2010). Se realizaron análisis estáticos no lineales (pushover) para estimar la capacidad resistente global de los arquetipos. También se realizaron análisis dinámicos no lineales para obtener curvas de fragilidad de colapso mediante análisis de múltiples franjas (MSA) y estimar métricas probabilísticas de desempeño, como la tasa anual media de colapso y la probabilidad de colapso en 50 años, entregando una caracterización cuantitativa de la respuesta sísmica de estas tipologías.

Los resultados del estudio evidencian que los edificios con muros de hormigón armado con sección en Y presentan, en promedio, una probabilidad de colapso en 50 años ($P_c(50)$) de 4.45 %, equivalente a aproximadamente 4.5 veces el valor objetivo establecido por ASCE 7 (American Society of Civil Engineers, 2022). El promedio de la tasa anual media de colapso de los 17 modelos (0.95×10^{-3}) se encuentra dentro del mismo orden de magnitud que la reportada por Haselton et al. (2011) para edificios con marcos especiales de hormigón armado. El análisis global muestra que la variable más influyente en el riesgo sísmico es la altura, siendo más críticas las edificaciones de 25 pisos. En cuanto al comportamiento estructural, los modelos de 10, 15 y 25 pisos presentan predominantemente colapsos asociados inestabilidad dinámica producto de derivas excesivas (mayores a 5%), mientras que el edificio de 6 pisos muestra fallas localizadas por aplastamiento del hormigón y fractura del acero de refuerzo en los elementos de borde, comportamiento consistente con su alta rigidez y limitada capacidad de deformación.

El análisis de los arquetipos muestra una relación directa entre la rigidez lateral y la probabilidad de colapso, donde los edificios con más rigidez presentan un mejor desempeño sísmico respecto a los más flexibles. El modelo 6, correspondiente al de mayor rigidez ($H/T = 66$ m/s), no registró colapsos por deriva ni por fallas locales en fibras, evidenciando una adecuada capacidad para limitar deformaciones laterales. En contraste, los modelos más flexibles exhibieron una mayor ocurrencia de colapsos por inestabilidad dinámica, siendo el caso más crítico el modelo 5, con un índice de rigidez $H/T = 33$ m/s, que presentó exclusivamente este tipo de falla. Estos resultados indican que, en muros de gran longitud (5.0 - 8.8 m), las demandas de desplazamiento necesarias para alcanzar los límites de aplastamiento del hormigón o fractura del acero de refuerzo son elevadas, por lo que se debe prestar atención en controlar

la flexibilidad lateral para controlar las derivas entre pisos, aun cuando se satisfacen los requisitos exigidos por la normativa vigente respecto a este t3pico.

Respecto a la zona s3smica y la clase de sitio se concluye que para edificios de 15 pisos dise1ados en zona s3smica II, la variaci3n en la clase de sitio de cimentaci3n presenta una tendencia clara: a medida que el sitio posee menor velocidad de propagaci3n de onda de corte promedio en 30 metros (V_{s30}), aumenta la probabilidad de colapso en 50 a1os $P_c(50)$. Adem3s, para sitios clase D la probabilidad de colapso en 50 a1os es mayor en edificios de 15 pisos dise1ados en zona s3smica III respecto a zona s3smica II.

La comparaci3n entre edificaciones dise1adas bajo la normativa pre 2010 y aquellas regidas por la normativa post 2010 muestra una reducci3n en la probabilidad de colapso a 50 a1os en edificios de muros de hormig3n armado con secci3n Y de 10, 15 y 25 pisos. No obstante, dicha reducci3n es limitada, alcanzando solo un 21 %, 8 % y 11 % para los modelos de 10, 15 y 25 pisos, respectivamente. Esto se debe a que los principales cambios introducidos en el DS60 y DS61 se enfocan en el confinamiento de bordes de muros, el corte m3nimo y la modificaci3n de los espectros de dise1o, sin abordar de forma directa las demandas de desplazamiento.

10 Referencias

- Abrahamson, N. A., & Gulerce, Z. (2022). Summary of the Abrahamson and Gulerce NGA-SUB ground-motion model for subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 38(4), 2638–2681. <https://doi.org/10.1177/87552930221114374>
- Alarcón, C., López, Á., & Vielma, J. C. (2023). Performance of Medium-Rise Buildings with Reinforced Concrete Shear Walls Designed for High Seismic Hazard. *Materials*, 16(5). <https://doi.org/10.3390/ma16051859>
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*.
- Applied Technology Council. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. US Department of Homeland Security, FEMA.
- 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>
- Bommer, J. J., Douglas, J., Scherbaum, F., Cotton, F., Bungum, H., & Fäh, D. (2010). On the Selection of Ground-Motion Prediction Equations for Seismic Hazard Analysis. *Seismological Research Letters*, 81(5), 783–793. <https://doi.org/10.1785/GSSRL.81.5.783>
- Bradley, B. A., & Dhakal, R. P. (2008). Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(15), 1721–1737.
- 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>
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of structures*. Pearson Education India.
- Committee ACI. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*.
- 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>
- 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>
- 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.*
- Guendelman, T., Saragoni, G. R., & Verdugo, R. (2012). Chilean emergency seismic design code for buildings after El Maule 2010 earthquake. *Proc. 15 WCEE.*
- 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.
- 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>
- 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/METRICS>
- INN. (2009a). *Norma Chilena Oficial Nch 433.Of1996 Modificada en 2009 Diseño sísmico de edificios.* 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.
- 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., 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>
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2018). New openses models for simulating nonlinear flexural and coupled shear-flexural behavior of RC walls and columns. *Computers and Structures*, 196, 246–262. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.10.010>
- Kolozvari, K., & Wallace, J. W. (2016). Practical nonlinear modeling of reinforced concrete structural walls. *Journal of Structural Engineering*, 142(12), G4016001.
- 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>
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R., & Yanez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 181–194.
- Lopez-Machado, N., Lopez-Garcia, D., Parra, P. F., & Araya-Letelier, G. (2025). Enhancing seismic performance of reinforced concrete dual wall-frame buildings: Integrating alternative modeling and design approaches. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-025-02144-7>

- 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, W., Gallagher, R. H., & Ziemian, R. D. (2000). *Matrix structural analysis*.
- 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. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000002](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002)
- MINVU. (2011a). *Diseño sísmico de edificios (DS61)*.
- MINVU. (2011b). *Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado (DS60)*.
- Moehle, J., Bozorgnia, Y., & Yang, T. (2007). *The Tall Buildings Initiative*.
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *Proc. 13 WCEE*.
- 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>
- Nebrijo, J., Jünemann, R., & Rossetto, T. (2025). Collapse probability assessment of mid- and high-rise shear wall buildings under earthquake events: sensitivity to floor flexibility and damping modelling. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-025-02314-7>
- NIST. (2017). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I - general*. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>
- Ojeda, J., Ruiz, S., del Campo, F., & Carvajal, M. (2020). The 21 May 1960 Mw 8.1 Concepción Earthquake: A Deep Megathrust Foreshock That Started the 1960 Central-South Chilean Seismic Sequence. *Seismological Research Letters*, 91(3), 1617–1627. <https://doi.org/10.1785/0220190143>
- 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>
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., & de la Llera, J. C. (2019). An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of Its Poisson Nature. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(1), 66–74. <https://doi.org/10.1785/0120170160>
- Pozo, J. D., Hube, M. A., & Kurama, Y. C. (2020). Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls. *Engineering Structures*, 224. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111190>
- Pozo, J. D., Hube, M. A., & Kurama, Y. C. (2023). Quantification of variability in simulated seismic performance of RC wall buildings. *Engineering Structures*, 295. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116872>
- Puentes, J., Parra, P. F., Magna-Verdugo, C. E., Cendoya, P., & Avudaiappan, S. (2023). Effects of Using High-Strength Reinforcement in the Seismic Performance of a Tall RC Shear Wall Building. *Buildings*, 13(4). <https://doi.org/10.3390/buildings13040960>
- 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. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), 37–64. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/tal.674>

- Ruiz, S., & Madariaga, R. (2018). Historical and recent large megathrust earthquakes in Chile. In *Tectonophysics*. Elsevier B.V. <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>
- Tall Buildings Initiative. (2010). *Seismic Design Guidelines for Tall Buildings*.
- Ugalde, D., & Lopez-Garcia, D. (2020). Analysis of the seismic capacity of Chilean residential RC shear wall buildings. *Journal of Building Engineering*, 31, 101369. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101369>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- Vera, A. (2025). *Selección y diseño de arquetipos representativos de muros de hormigón armado chilenos*. Universidad Técnica Federico Santa María .
- Yassin, M. H. M. (1994). *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. University of California, Berkeley.
- Zareian, F., & Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1901–1914.

11 Anexos

11.1 Curvas de Amenaza

En esta sección se muestran las curvas de amenaza sísmica utilizadas en este estudio.

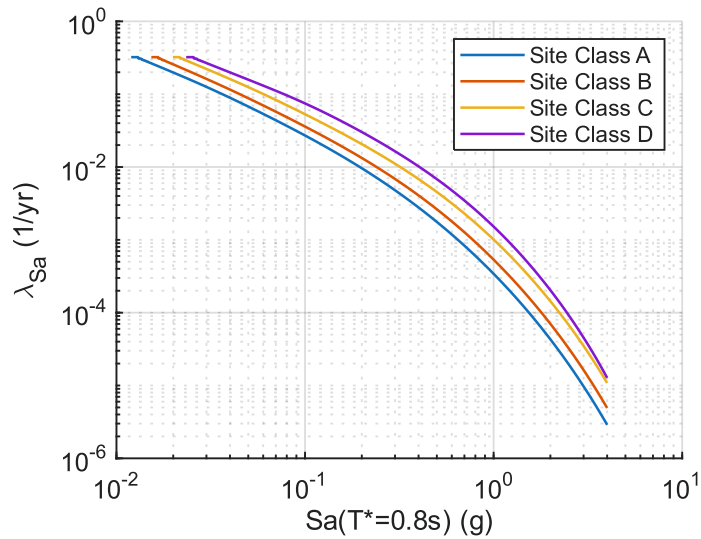


Figura 16: Curvas de amenaza sísmica para todas las clases de sitio definidas en DS61 considerando zona sísmica II.

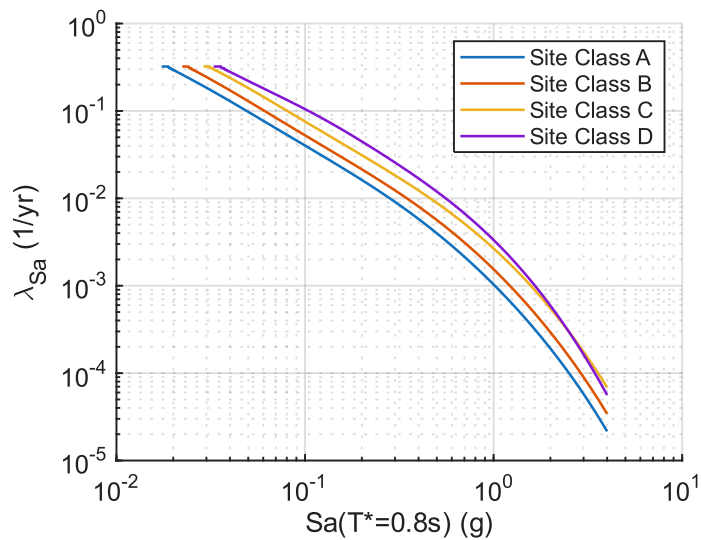


Figura 17: Curvas de amenaza sísmica para todas las clases de sitio definidas en DS61 considerando zona sísmica III.

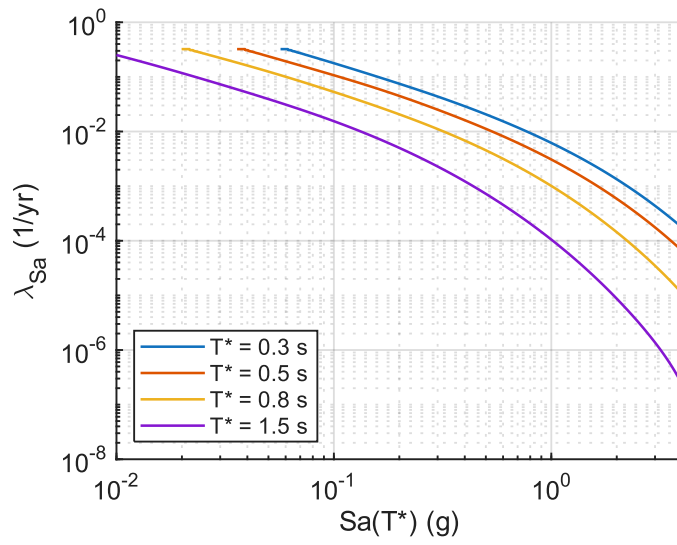


Figura 18: Curvas de amenaza sísmica para todos los periodos en estudio considerando zona sísmica II y sitio clase C.

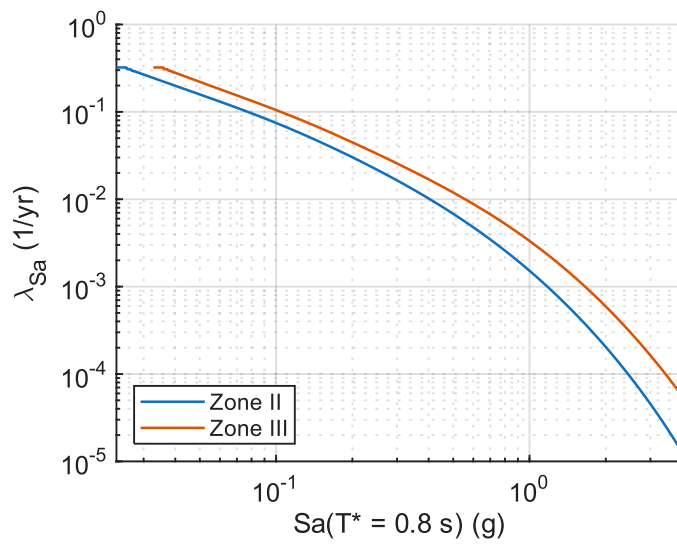


Figura 19: Curvas de amenaza sísmica para zona sísmica II y III considerando sitio clase D.

11.2 Análisis de múltiples franjas y curvas de fragilidad de colapso

Esta sección tiene por objetivo mostrar los análisis de múltiples franjas y curvas de fragilidad de colapso de los 17 modelos en estudio.

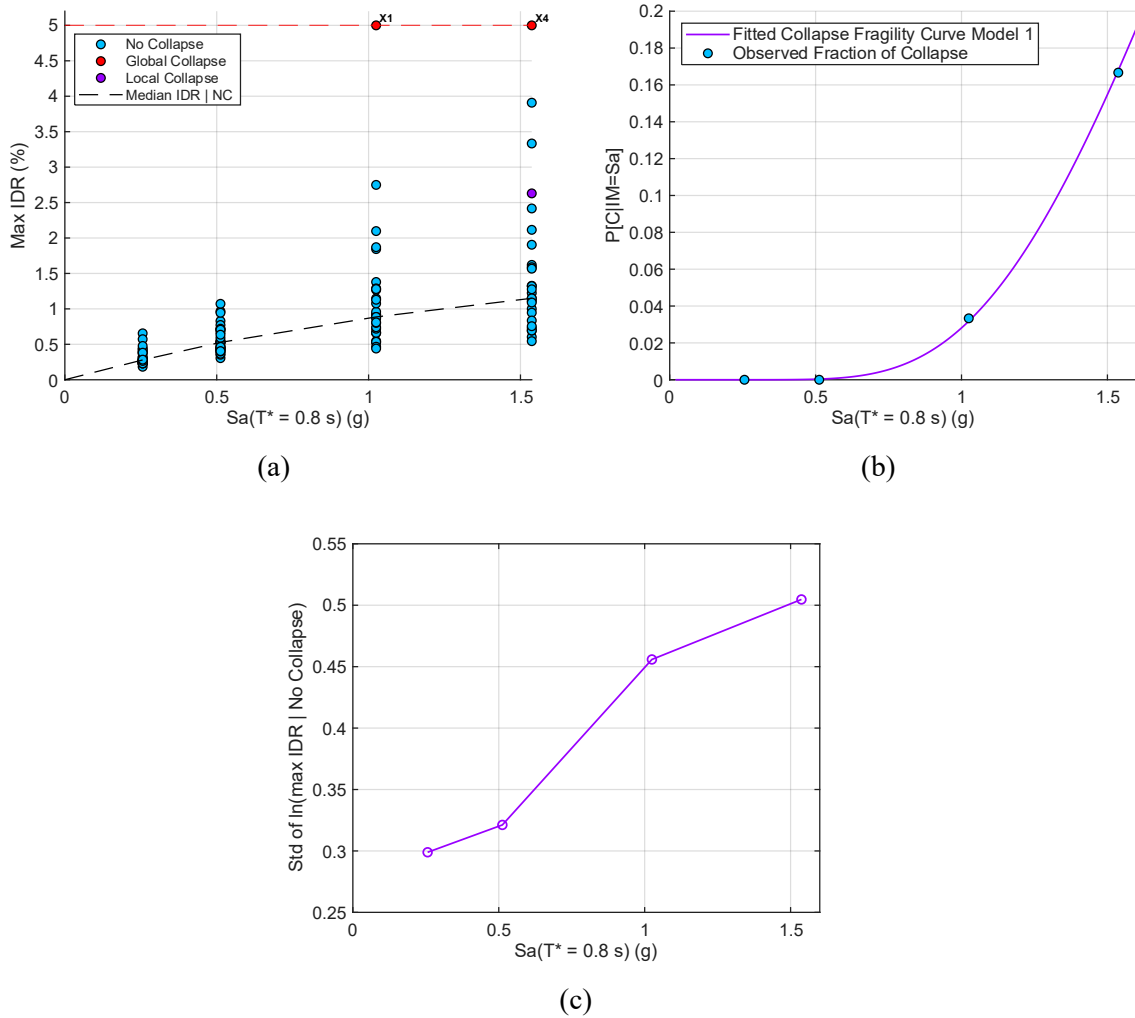
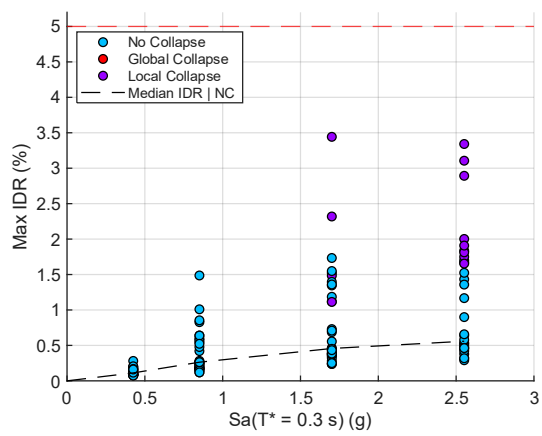
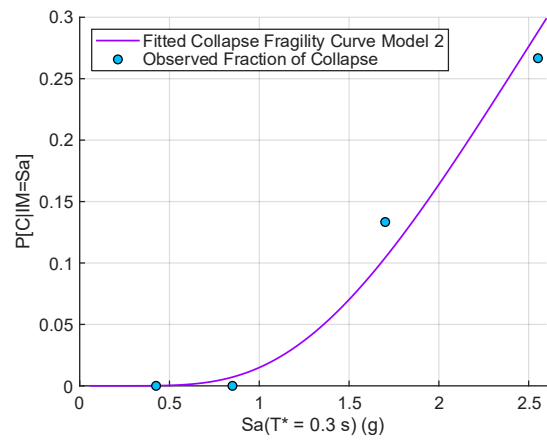


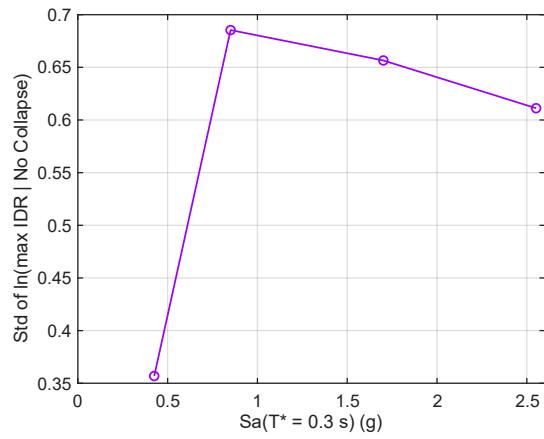
Figura 20: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 1 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.



(a)

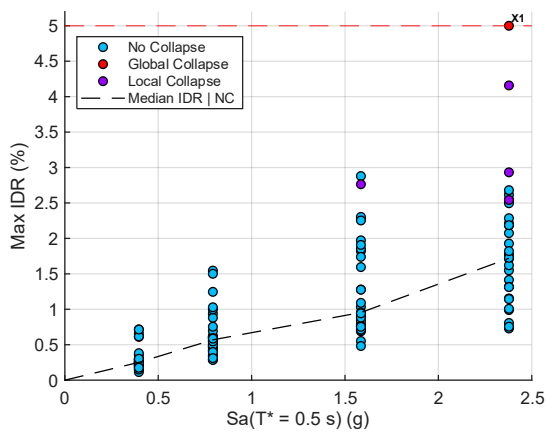


(b)

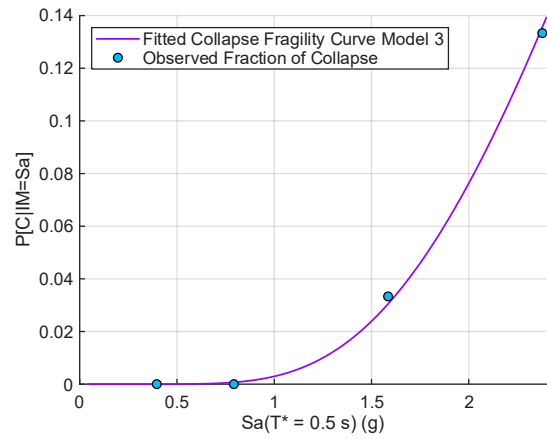


(c)

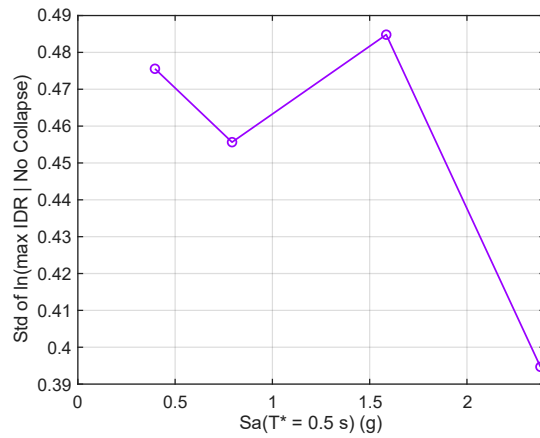
Figura 21: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 2 de 6 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.



(a)

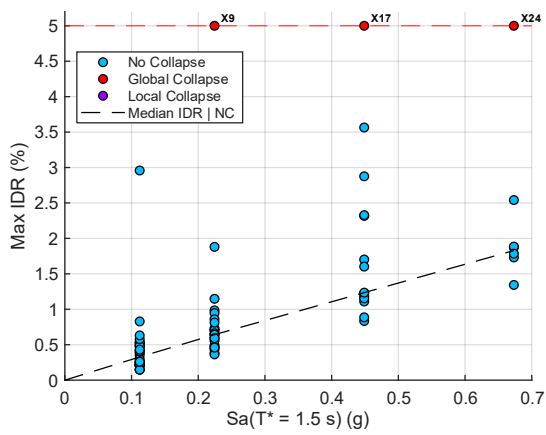


(b)

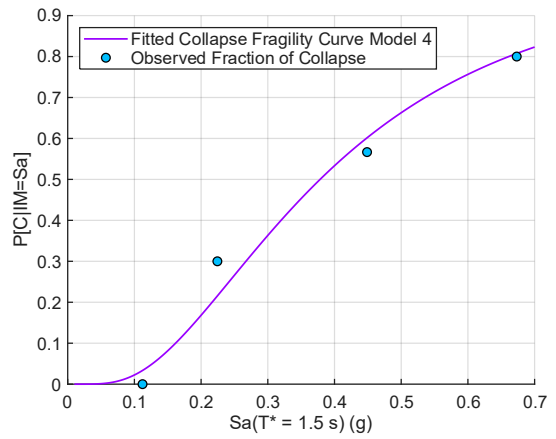


(c)

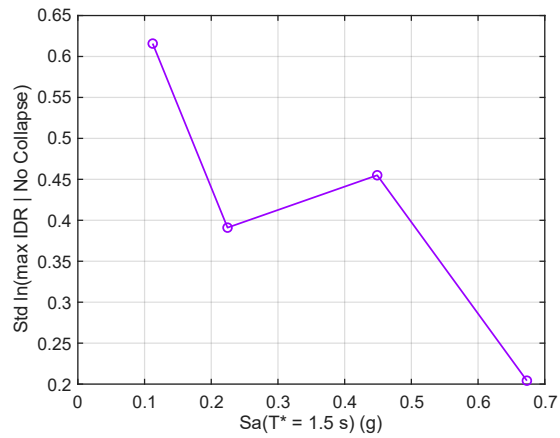
Figura 22: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 3 de 10 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.



(a)

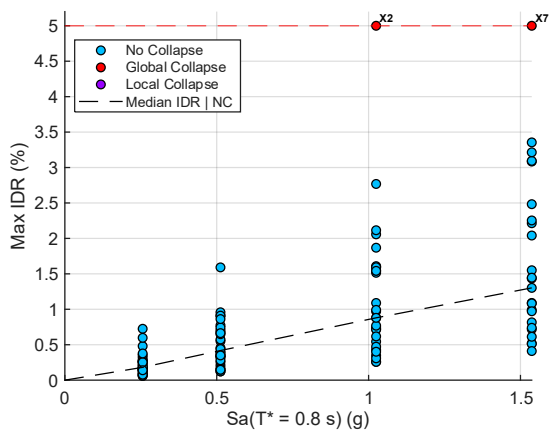


(b)

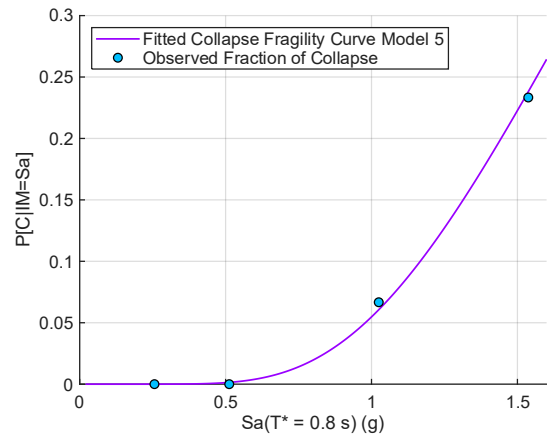


(c)

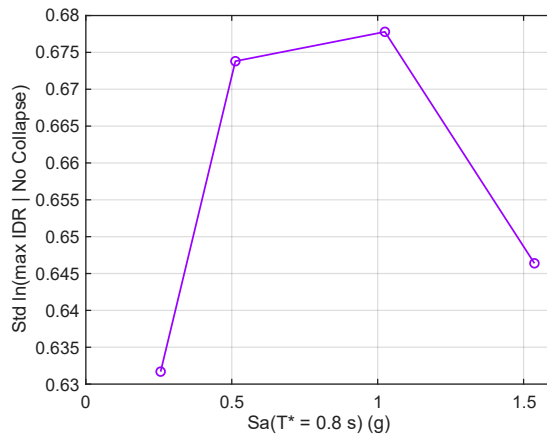
Figura 23: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 4 de 25 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010.



(a)



(b)



(c)

Figura 24: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 5 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010. Con disminución de rigidez lateral, índice de rigidez $H/T = 33 \text{ m/s}$.

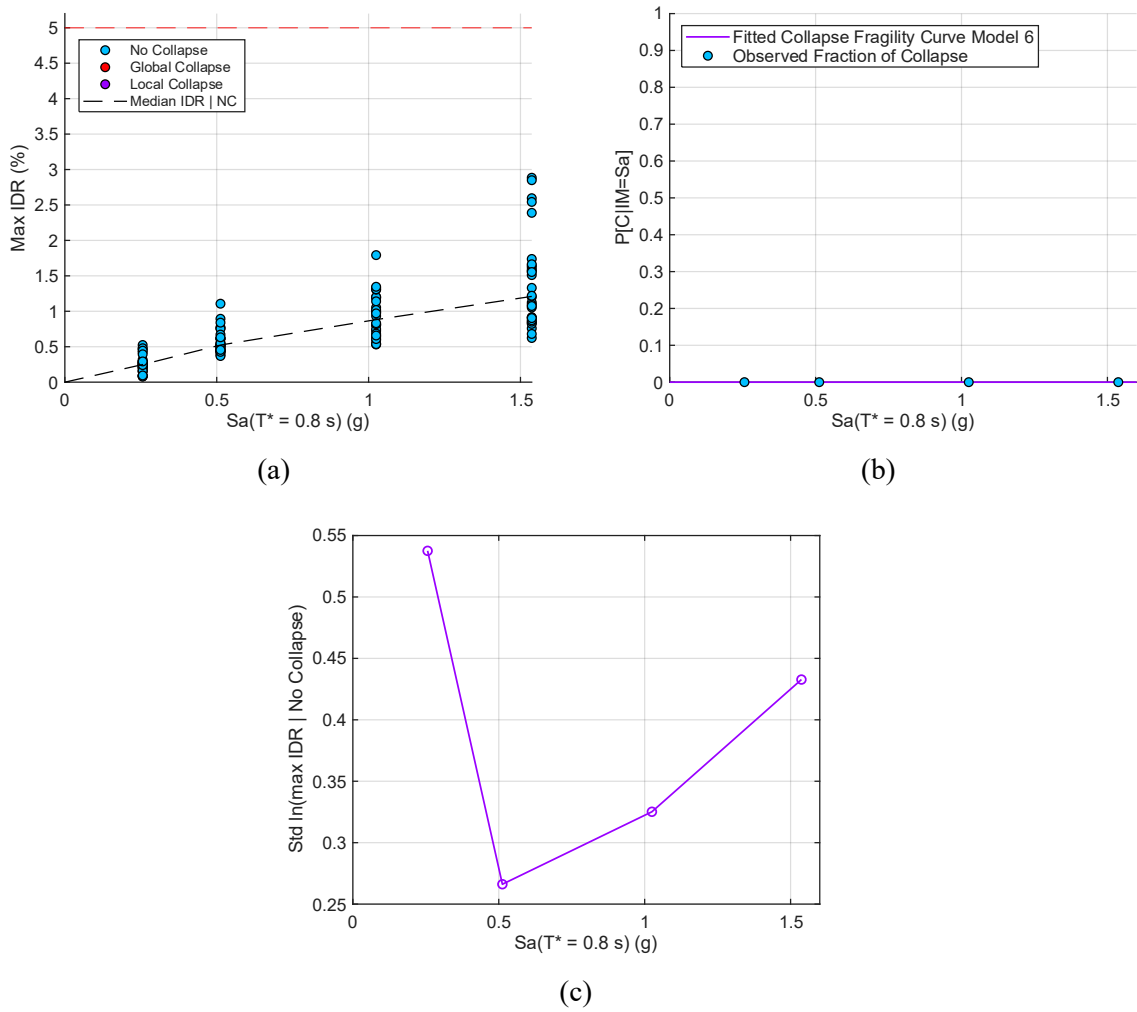
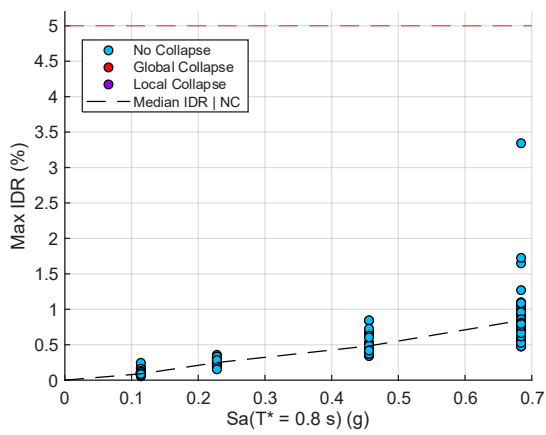
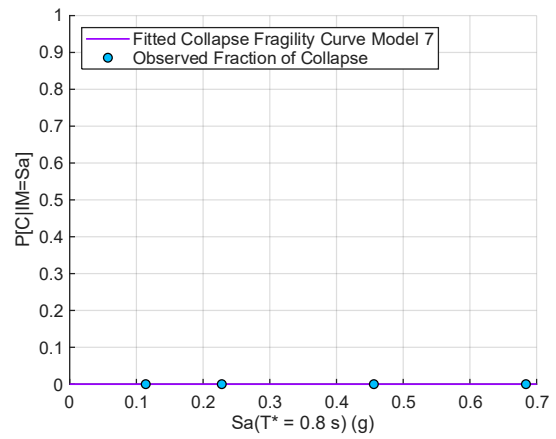


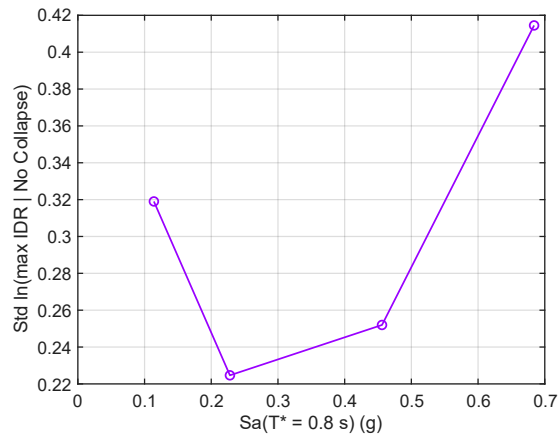
Figura 25: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 6 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase C y normativa post 2010. Con aumento de rigidez lateral, índice de rigidez $H/T = 66 \text{ m/s}$.



(a)

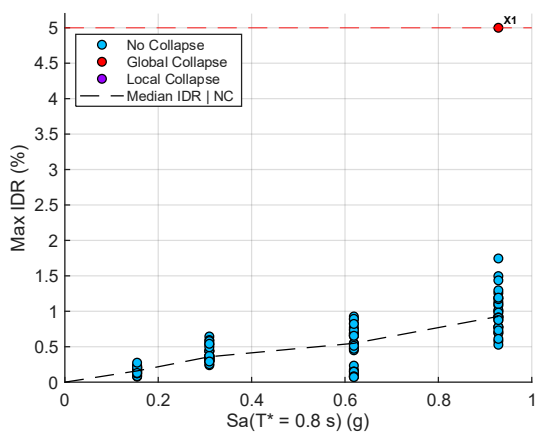


(b)

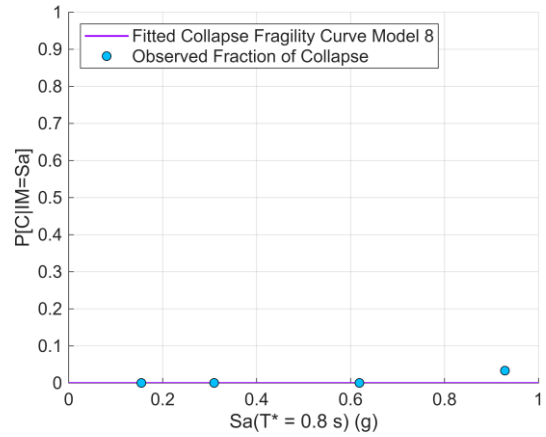


(c)

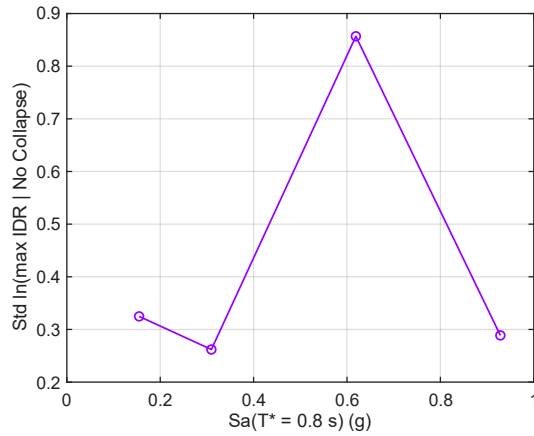
Figura 26: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 7 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase A y normativa post 2010.



(a)

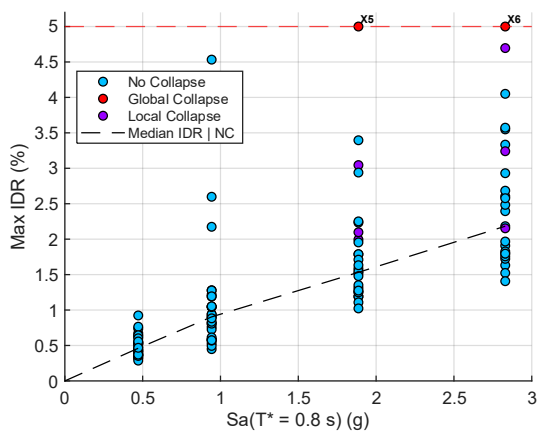


(b)

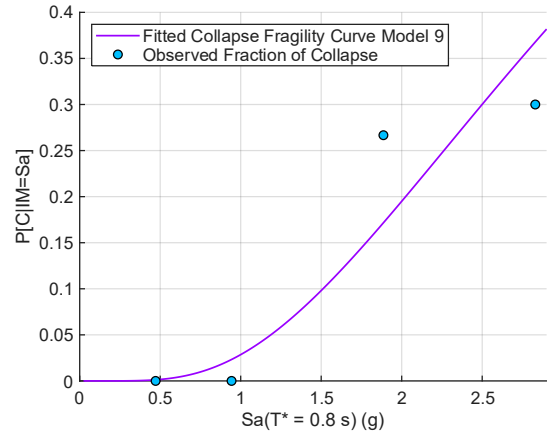


(c)

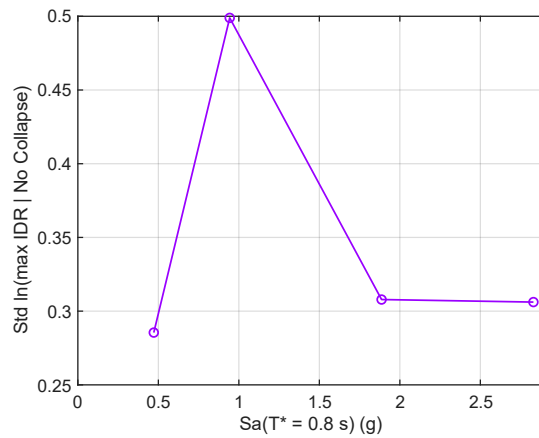
Figura 27: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 8 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase B y normativa post 2010.



(a)

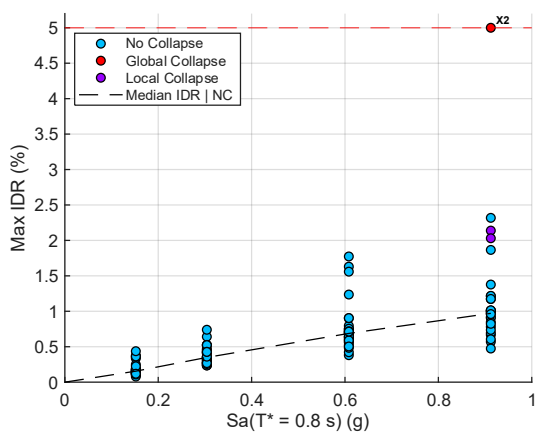


(b)

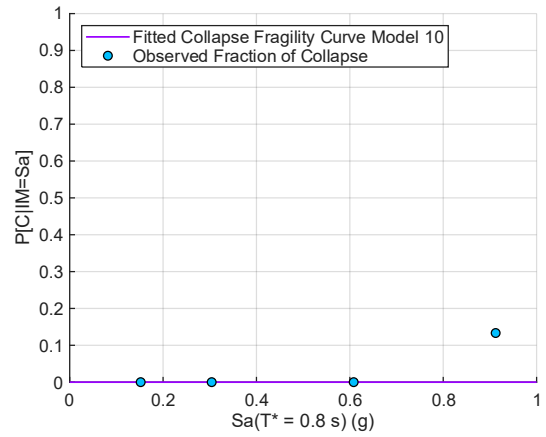


(c)

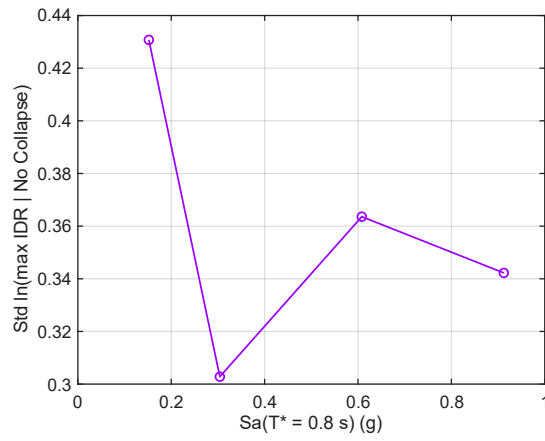
Figura 28: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 9 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase D y normativa post 2010.



(a)

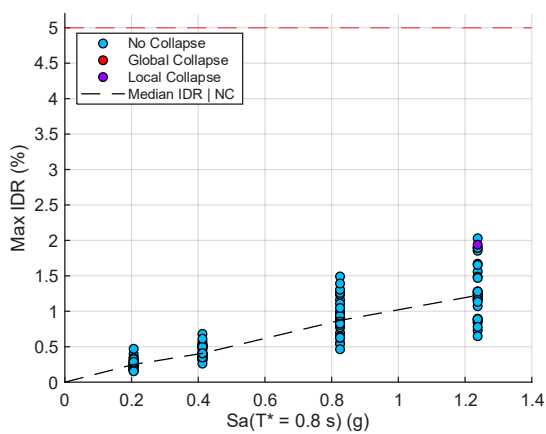


(b)

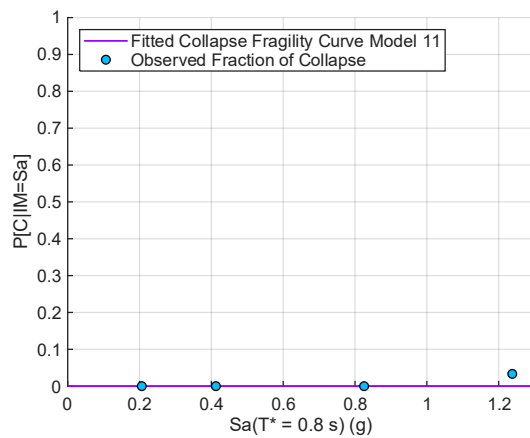


(c)

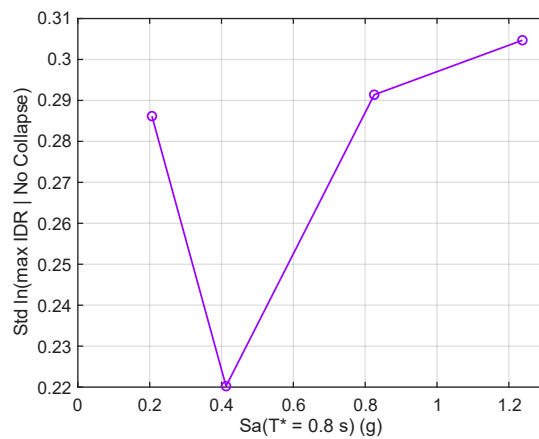
Figura 29: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 10 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase A y normativa post 2010.



(a)



(b)



(c)

Figura 30: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 11 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase B y normativa post 2010.

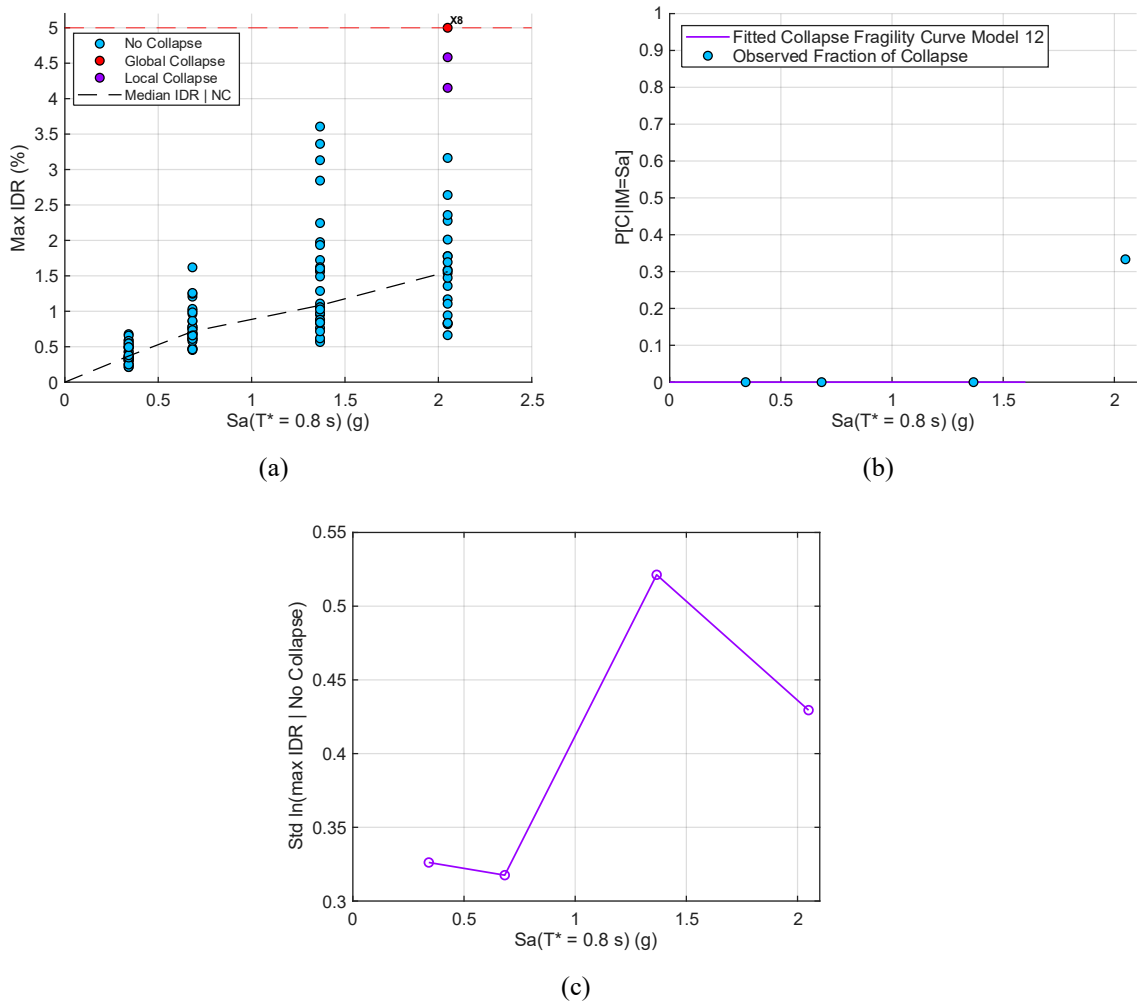
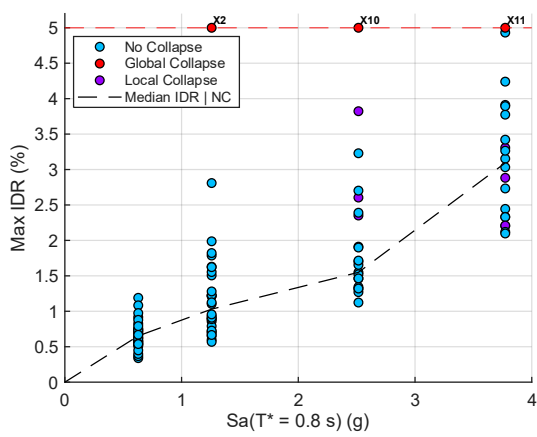
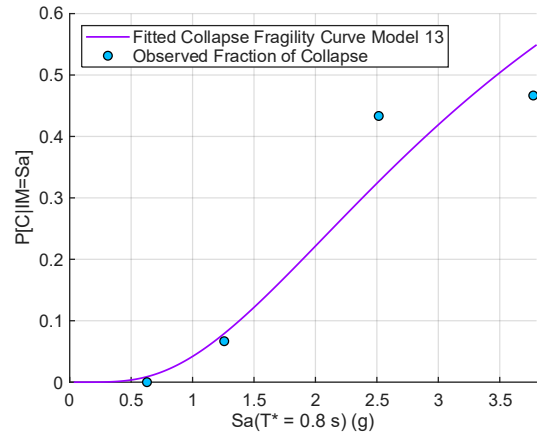


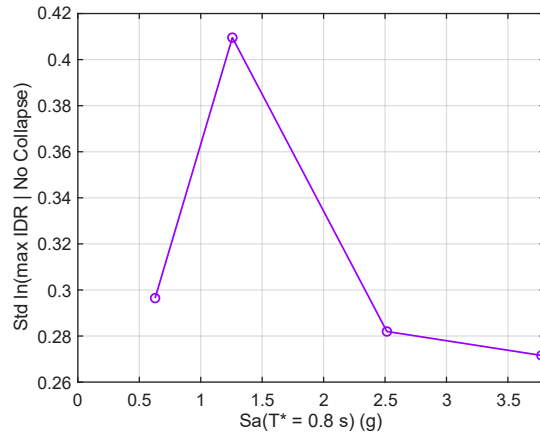
Figura 31: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 12 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase C y normativa post 2010.



(a)

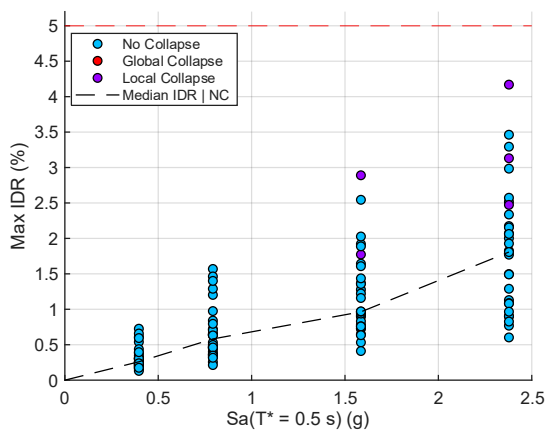


(b)

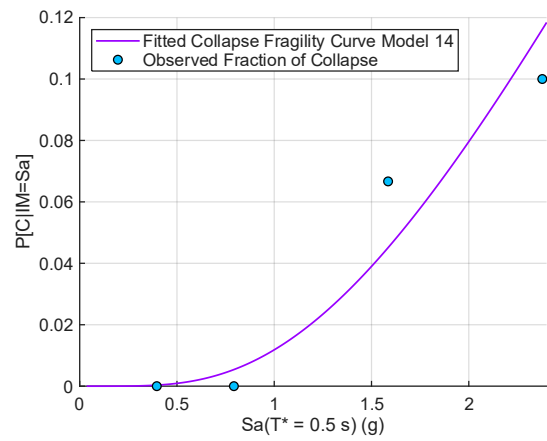


(c)

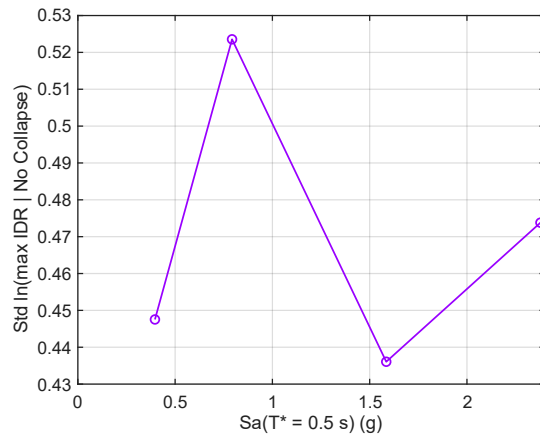
Figura 32: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 13 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica III, sitio clase D y normativa post 2010.



(a)



(b)



(c)

Figura 33: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 14 de 10 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase III y normativa pre 2010.

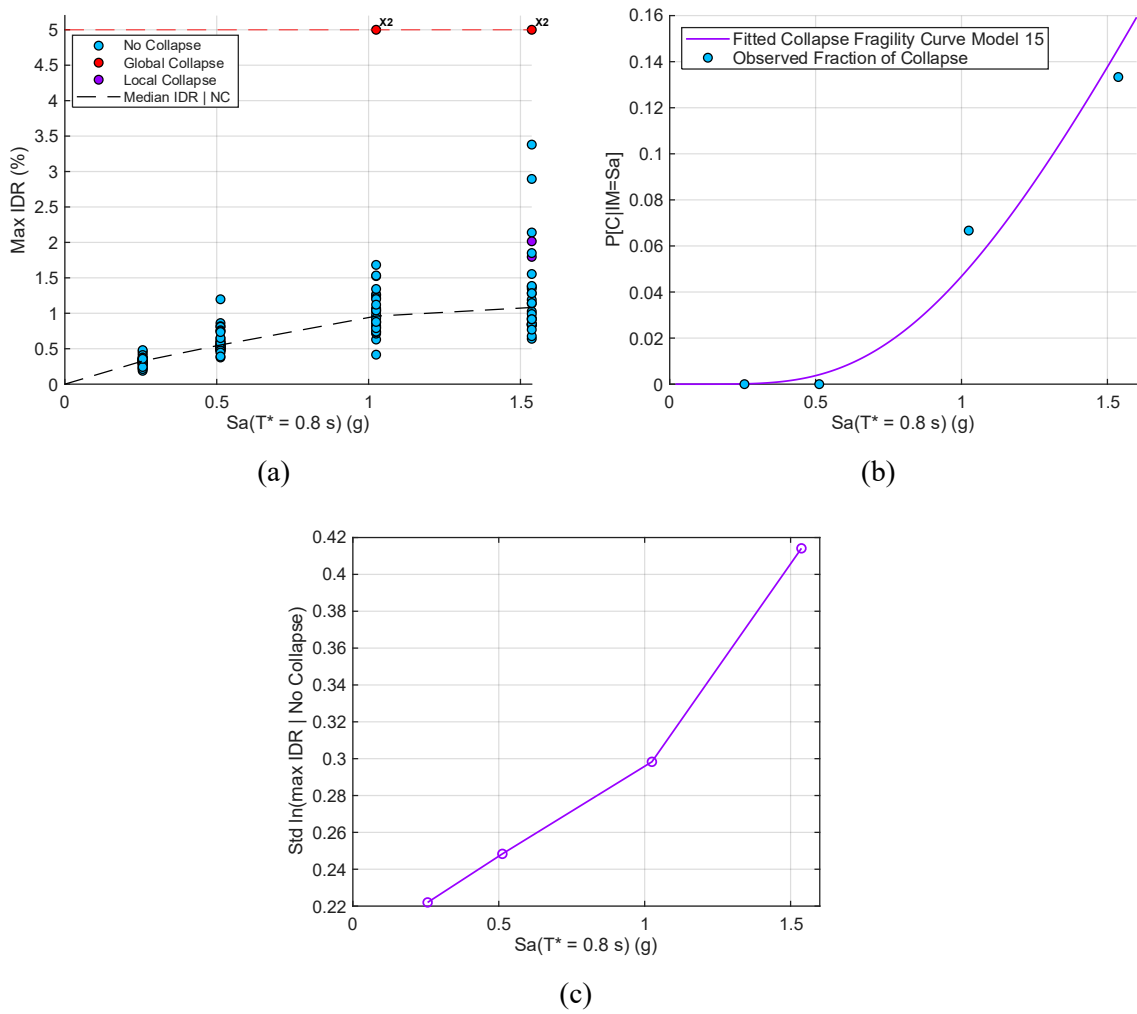
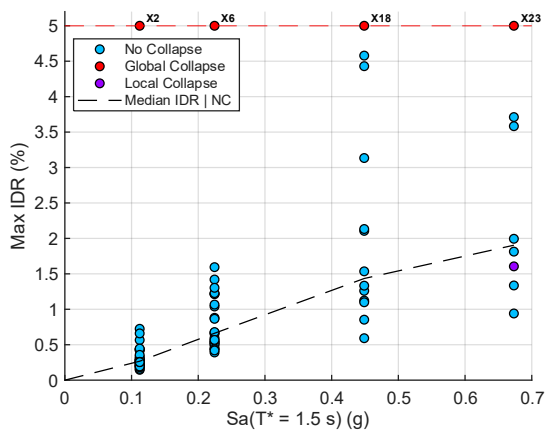
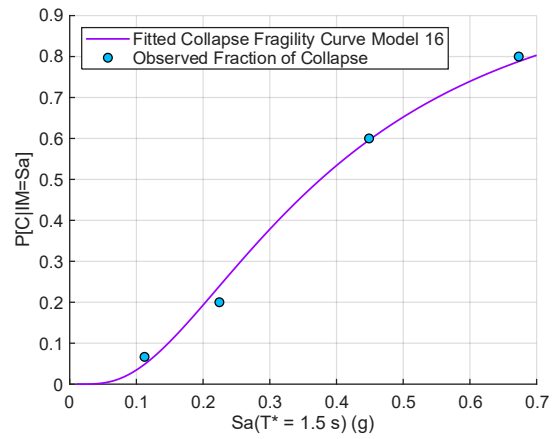


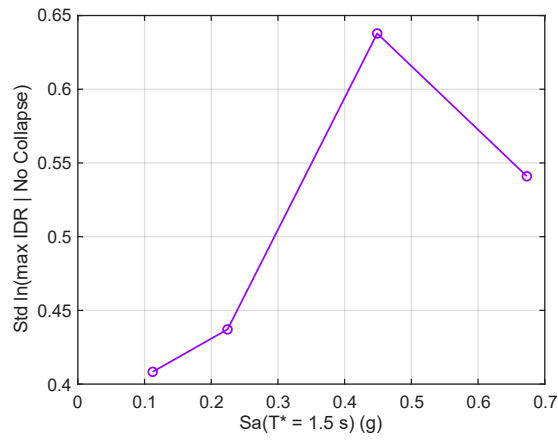
Figura 34: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 15 de 15 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase III y normativa pre 2010.



(a)

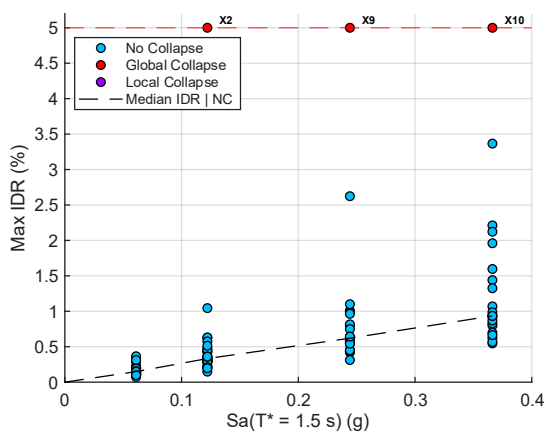


(b)

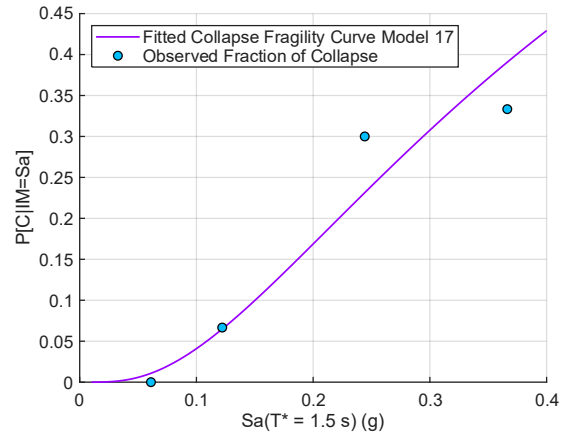


(c)

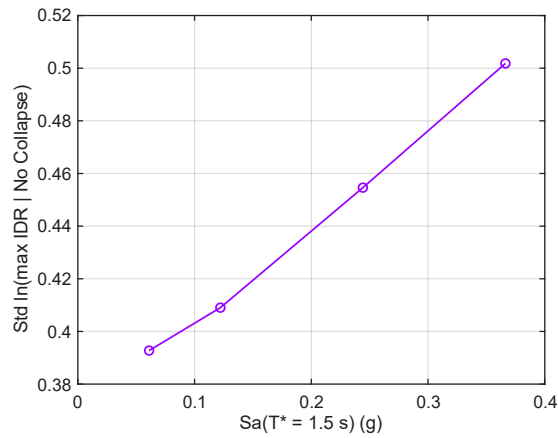
Figura 35: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 16 de 25 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase III y normativa pre 2010.



(a)



(b)



(c)

Figura 36: (a) Análisis de múltiples franjas, (b) Curva de fragilidad de colapso y (c) Desviación estándar del IDR máximo condicionado a no colapso, para el Modelo 17 de 25 pisos, diseñado para zona sísmica II, sitio clase II y normativa pre 2010.