

Evaluación del riesgo estructural de muros ordinarios diseñados con ACI 318-19  
sometidos a amenaza sísmica intermedia

Por

María José Otero Jiménez

Tesis de grado presentada como requisito para optar por el título de

Magíster en Ingeniería Civil

en la

División de posgrados

de la

Fundación Universidad del Norte

Director de la investigación:

Profesor Carlos A. Arteta Torrents

2023

Evaluación del riesgo estructural de muros ordinarios diseñados con ACI 318-19  
sometidos a amenaza sísmica intermedia

Copyright 2023

By

María José Otero Jiménez

## RESUMEN

Evaluación del riesgo estructural de muros ordinarios diseñados con ACI 318-19 sometidos a amenaza sísmica intermedia

María José Otero Jiménez

Tesis de grado presentada para optar por el título de

Magíster en Ingeniería Civil

Universidad del Norte

Esta investigación analiza el comportamiento de muros ordinarios de diferentes alturas (4, 8 y 12 pisos) ubicados en una zona de amenaza sísmica intermedia en los Estados Unidos. Estos muros forman parte de edificaciones asignadas a la categoría de diseño sísmico C, según la norma ASCE/SEI 7-16, debido a consideraciones como el uso de las edificaciones, el perfil del suelo y la amenaza sísmica local. Como resultado de esta categorización, los muros no están obligados a cumplir con los requisitos de detallado de estructuras sismo resistentes establecidos en el capítulo 18 de ACI 318-19. Tras completar la caracterización detallada de la amenaza sísmica y un análisis y diseño elástico lineal de arquetipos según ACI 318-19, se procedió a la evaluación del desempeño sísmico de los muros en cuestión. Para ello, se emplearon los resultados derivados de análisis no lineal estático y dinámico de modelos implementados en la plataforma OpenSees. Para el análisis dinámico se seleccionó un conjunto de acelerogramas consistentes con la amenaza, aplicando la metodología del escenario de espectros condicionales CSS. Se eligieron ocho niveles de amenaza para el sitio de estudio, abarcando períodos de retorno que varían desde 50 hasta 25,000 años. Finalmente, luego de llevar a cabo la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo estructural, se concluye que los muros ordinarios exhiben un comportamiento satisfactorio ante el nivel de demanda sísmica “intermedia”, cuando se evalúa la deriva máxima de techo y las deformaciones unitarias máximas de los materiales. Entre las conclusiones más relevantes de la investigación se encuentra que se observa una mayor probabilidad de exceder el umbral de colapso debido a la falla por cortante en muros con relaciones de aspecto bajas y altas cargas axiales. Se destaca también que la metodología de análisis bajo código resulta en altas probabilidades de excedencia de la demanda de corte de diseño.

*A mis abuelas Candelaria y Sol, quienes han sido mis mayores ejemplos de fuerza, valentía y resiliencia.*

## **AGRADECIMIENTOS**

---

Agradezco en primer lugar a Dios por haberme dado la salud y la fortaleza para avanzar durante mis estudios de maestría.

A mi amada familia: Marlene, Enrique, Marleis Sofia y Marisol, agradezco el amor y apoyo incondicional que me han brindado no solo durante la elaboración de esta tesis de maestría, sino a lo largo de toda mi vida. Su compañía incluso en la distancia ha representado un sostén invaluable en mi camino académico y personal. Saber que contaba con su respaldo y su apoyo en cada paso me dio la fuerza necesaria para superar cada obstáculo.

A mi tutor Carlos Arteta le agradezco por ser mi guía en esta investigación. Su conocimiento y orientación fueron fundamentales para alcanzar este logro. Gracias por su paciencia y por brindarme el apoyo académico necesario para superar los retos que este trabajo supuso. Ha sido un privilegio contar con su acompañamiento en este importante paso de mi formación académica.

A la profesora Margareth Dugarte le agradezco por creer en mí, por estar atenta durante el proceso y por animarme en los momentos en los que más lo necesité. Su motivación y aliento con palabras de cariño se sintieron como las de una madre.

A Alberto Ospino, agradezco de corazón su amor y compañía incondicional durante esta etapa, especialmente en los momentos difíciles. Gracias por transmitirme seguridad y confianza en mí en los días en los que yo misma dudaba de mis capacidades.

A Gustavo Araújo, Nicolás Quintero, Verónica Abuchar, Jefferson Piedrahita, César Pájaro y en general a todos mis compañeros y amigos de ARG, agradezco por su valioso tiempo, conocimientos y disposición invertidos en colaborar conmigo durante esta investigación. Sus aportes y perspectivas enriquecieron este trabajo. Gracias por brindarme ánimo en los momentos difíciles y celebrar conmigo cada avance.

# TABLA DE CONTENIDO

<b>Introducción</b> .....	<b>10</b>
<b>Objetivos</b> .....	<b>11</b>
1.1 Objetivo general .....	11
1.2 Objetivos específicos.....	11
<b>Motivación</b> .....	<b>12</b>
<b>Organización</b> .....	<b>13</b>
<b>Capítulo 1. Metodología</b> .....	<b>14</b>
<b>Capítulo 2. Marco Teórico</b> .....	<b>15</b>
2.1 Parámetros que influyen en el comportamiento de los muros RC .....	15
2.2 Comportamiento a flexión de muros RC.....	17
2.3 Modos de falla de muros RC.....	18
2.4 Muros RC especiales.....	19
2.5 Muros RC ordinarios.....	20
2.6 Elementos de borde en muros RC .....	20
2.7 Normativa sobre muros RC.....	21
<b>Capítulo 3. Descripción de los Arquetipos</b> .....	<b>24</b>
<b>Capítulo 4. Representación de la Amenaza Sísmica</b> .....	<b>28</b>
4.1 Espectro de diseño elástico según ASCE 7 .....	29
4.2 Escenario de Espectros Condicionales (CSS).....	29
<b>Capítulo 5. Diseño Elástico Lineal</b> .....	<b>33</b>
<b>Capítulo 6. Modelo No Lineal</b> .....	<b>38</b>
6.1 Configuración del modelo no lineal .....	38
6.2 Materiales .....	41
6.3 Objetividad en la respuesta local y global.....	42
6.4 Validación del modelo no lineal.....	45
<b>Capítulo 7. Resultados</b> .....	<b>49</b>
7.1 Criterios de falla .....	49
7.2 Respuesta análisis estático no lineal <i>'Pushover'</i> .....	50
7.3 Respuesta dinámica .....	52
<b>Capítulo 8. Riesgo Estructural</b> .....	<b>57</b>
<b>Capítulo 9. Conclusiones</b> .....	<b>65</b>
<b>Referencias</b> .....	<b>67</b>
<b>Apéndice A – Resultados Pushover</b> .....	<b>71</b>
<b>Apéndice B – Resultados Análisis Dinámico No Lineal</b> .....	<b>73</b>
<b>Apéndice C – Fragilidad</b> .....	<b>80</b>

## TABLA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Esquema de la metodología de investigación.....	14
<b>Figura 2.</b> Requerimiento de elementos de borde para muros diseñados con método basado en esfuerzos (ACI Committee 318 , 2019). .....	23
<b>Figura 3.</b> Disposición de arquetipos de muros de corte RC (NIST, 2010). .....	24
<b>Figura 4.</b> Planta y alzado de los arquetipos de 4 pisos (medidas en metros). .....	26
<b>Figura 5.</b> Planta y alzado de los arquetipos de 8 pisos (medidas en metros). .....	26
<b>Figura 6.</b> Planta y alzado de los arquetipos de 12 pisos (medidas en metros). .....	27
<b>Figura 7.</b> ubicación del sitio de interés dentro de zonas de amenaza sísmica intermedia en EE. UU., categoría de diseño sísmico C. (Modificado de Padilla, 2023). .....	28
<b>Figura 8.</b> Espectros elásticos de pseudo - aceleraciones. ....	29
<b>Figura 9.</b> Espectros de amenaza uniforme. ....	31
<b>Figura 10.</b> Selección de acelerogramas del CSS. <b>(a)</b> HazLv 1; <b>(b)</b> HazLv 2; <b>(c)</b> HazLv 3; <b>(d)</b> HazLv 4; <b>(e)</b> HazLv 5; <b>(f)</b> HazLv 6; <b>(g)</b> HazLv 7; <b>(h)</b> HazLv 8. ....	32
<b>Figura 11.</b> Demanda FHE. (a) Derivas de piso; (b) Fuerza cortante de piso. ....	34
<b>Figura 12.</b> Resultado de diseño de secciones críticas según ACI 318-19. <b>(a)</b> Muros de 4 pisos carga alta; <b>(b)</b> Muros de 4 pisos carga baja. ....	35
<b>Figura 13.</b> Resultado de diseño de secciones críticas según ACI 318-19. <b>(a)</b> Muros de 8 pisos carga alta; <b>(b)</b> Muros de 8 pisos carga baja. ....	35
<b>Figura 14.</b> Resultado de diseño de secciones críticas según ACI 318-19. <b>(a)</b> Muros de 12 pisos carga alta; <b>(b)</b> Muros de 12 pisos carga baja. ....	35
<b>Figura 15.</b> Diagramas de momento-curvatura de las secciones diseñadas <b>(a)</b> 4 pisos, <b>(b)</b> 8 pisos y <b>(c)</b> 12 pisos. ....	37
<b>Figura 16.</b> Modelo de cortante para muros controlados por flexión. ....	40
<b>Figura 17.</b> Esquema del modelo no lineal desarrollado. ....	40
<b>Figura 18.</b> Modelo del concreto implementado en OpenSees. ....	41
<b>Figura 19.</b> Modelo del acero de refuerzo implementado en OpenSees. ....	42
<b>Figura 20.</b> Dimensiones y refuerzo longitudinal de especímenes <b>(a)</b> R1 - Oesterle et al. (1980), <b>(b)</b> WSH4 - Dazio (1999), y <b>(c)</b> SHW1 - Tasnimi (2000) (Los esquemas no se encuentran escalados). ....	46
<b>Figura 21.</b> Historias de desplazamiento lateral de carga superior de los especímenes <b>(a)</b> R1 - Oesterle y otros (1980), <b>(b)</b> WSH4 - Dazio (1999), y <b>(c)</b> SHW1 - Tasnimi (2000). ....	48
<b>Figura 22.</b> Respuesta <i>Pushover</i> de los arquetipos en términos de cortante basal normalizado por peso sísmico y deriva de techo. <b>(a)</b> 4 pisos carga alta; <b>(b)</b> 4 pisos carga baja; <b>(c)</b> 8 pisos carga alta; <b>(d)</b> 8 pisos carga baja; <b>(e)</b> 12 pisos carga alta; <b>(f)</b> 12 pisos carga baja. ....	51
<b>Figura 23.</b> Dispersiones resultado del análisis dinámico no lineal. <b>(a)</b> $S_a(T_1)$ vs RDR max – 8S_HL; <b>(b)</b> $S_a(T_1)$ vs RDR max – 8S_LL; <b>(c)</b> RDR max vs Rotación en la base max – 8S_HL; <b>(d)</b> RDR max vs Rotación en la base max – 8S_LL; <b>(e)</b> RDR max vs $\epsilon_{max}@0.25lw$ – 8S_HL; <b>(f)</b> RDR max vs $\epsilon_{max}@0.25lw$ – 8S_LL. ....	54

<b>Figura 24.</b> Dispersiones resultado del análisis dinámico no lineal. <b>(a)</b> $S_a(T_1)$ vs $M_{max}/M_y - 8S_{HL}$ ; <b>(b)</b> $S_a(T_1)$ vs $M_{max}/M_y - 8S_{LL}$ ; <b>(c)</b> $S_a(T_1)$ vs $V_{max}/V_{diseño} - 8S_{HL}$ ; <b>(d)</b> $S_a(T_1)$ vs $V_{max}/V_{diseño} - 8S_{LL}$ ; <b>(e)</b> $S_a(T_1)$ vs $V_{max}/1.5V_n - 8S_{HL}$ ; <b>(f)</b> $S_a(T_1)$ vs $V_{max}/1.5V_n - 8S_{LL}$ . ....	56
<b>Figura 25.</b> Tasas de ocurrencia para vs $S_a$ asociados a cada muro.....	57
<b>Figura 26.</b> Curvas de riesgo para $RDR$ max. <b>(a)</b> 4 pisos; <b>(b)</b> 8 pisos; <b>(c)</b> 12 pisos. ....	59
<b>Figura 27.</b> Curvas de riesgo para $\epsilon_s$ max @0.25lw. <b>(a)</b> 4 pisos; <b>(b)</b> 8 pisos; <b>(c)</b> 12 pisos. ....	60
<b>Figura 28.</b> Curvas de riesgo para $\epsilon_c$ max @0.25lw. <b>(a)</b> 4 pisos; <b>(b)</b> 8 pisos; <b>(c)</b> 12 pisos. ....	61
<b>Figura 29.</b> Curvas de riesgo para $V_{max}/1.5V_n$ . <b>(a)</b> 4 pisos; <b>(b)</b> 8 pisos; <b>(c)</b> 12 pisos. ....	62
<b>Figura 30.</b> Curvas de riesgo para $V_{max}/V_{diseño}$ . <b>(a)</b> 4 pisos; <b>(b)</b> 8 pisos; <b>(c)</b> 12 pisos.....	64



## TABLA DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Resumen de parámetros de arquetipos.....	27
<b>Tabla 2.</b> Parámetros de demanda sísmica 5% de amortiguamiento, según ASCE 7-16.....	29
<b>Tabla 3.</b> Niveles de amenaza sísmica.....	31
<b>Tabla 4.</b> Parámetros del diseño elástico - lineal de los arquetipos.....	33
<b>Tabla 5.</b> Resultados del diseño lineal - elástico. ....	35
<b>Tabla 6.</b> Momento de agrietamiento, de fluencia y probable para cada sección. ....	36
<b>Tabla 7.</b> Esquema de integración utilizado en el primer piso. ....	39
<b>Tabla 8.</b> Expresiones para el cálculo de longitud de rótula plástica en muros de concreto reforzado. ....	44
<b>Tabla 9.</b> Características de especímenes para validación del modelo no lineal.....	46
<b>Tabla 10.</b> Comparación entre respuestas globales medidas y simuladas. ....	47
<b>Tabla 11.</b> Criterios de falla para muros esbeltos.....	50
<b>Tabla 12.</b> Periodos de retorno para RDR max 2% y 5%.....	58
<b>Tabla 13.</b> Periodos de retorno para $\epsilon_s$ max @ $0.25lw = 2\%$ y 5%. ....	59
<b>Tabla 14.</b> Periodos de retorno para $\epsilon_c$ max @ $0.25lw = 0.6\%$ .....	61
<b>Tabla 15.</b> Periodos de retorno para $V_{max}/1.5V_n = 1$ . ....	62
<b>Tabla 16.</b> Periodos de retorno para $V_{max}/V_{diseño} = 1$ .....	63
<b>Tabla 17.</b> Periodos de retorno de colapso. ....	63

# **EVALUACIÓN DEL RIESGO ESTRUCTURAL DE MUROS ORDINARIOS DISEÑADOS CON ACI 318-19 SOMETIDOS A AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA**

## **INTRODUCCIÓN**

---

Los códigos de construcción actuales presentan disposiciones para lograr una respuesta dúctil de las estructuras de concreto reforzado ante un evento sísmico. Sin embargo, a pesar del avance en los conocimientos de la amenaza sísmica de las zonas y la evolución en las técnicas de diseño estructural, los recientes eventos sísmicos han revelado un desempeño inadecuado de las estructuras diseñadas bajo los códigos de construcción vigentes, como es el caso de los edificios con muros de corte de concreto reforzado (Arteta, et. al, 2018).

Debido a su rigidez, resistencia y ductilidad, los muros de corte de concreto reforzado son frecuentemente usados como sistema principal de resistencia a fuerzas laterales, por lo que caracterizar su desempeño sísmico y evaluar su riesgo resulta de gran importancia para la comunidad investigativa de la ingeniería estructural. Cuando los muros de corte son sometidos a fuerzas sísmicas con intensidades tales que los llevan a su rango inelástico de comportamiento, sus extremos pueden ser sometidos a altas demandas de compresión, requiriendo en algunos casos un detallado de acero transversal que proteja estas zonas garantizando un soporte lateral adecuado para las barras longitudinales. Sin embargo, de acuerdo con la normativa norteamericana ACI 318 (ACI Committee 318, 2019), esta provisión de elementos de borde solo aplica para muros especiales (usados típicamente en zonas de amenaza sísmica alta), mientras que en zonas de amenaza sísmica baja e intermedia se permite el uso de muros ordinarios, en los cuales no existe requisito de confinamiento del concreto en los bordes.

En esta investigación se estudia el comportamiento de muros ordinarios de 4, 8 y 12 pisos que se encuentran ubicados en el estado de Montana (Estados Unidos), considerada una zona de amenaza sísmica intermedia. De acuerdo con el uso de las edificaciones, el perfil de suelo y la amenaza sísmica del sitio, los edificios de los que hacen parte los muros en mención se encuentran asignados a la categoría de diseño sísmico C según ASCE/SEI 7-16, por lo que no deben cumplir con los requisitos de detallado de estructuras sismo resistentes del capítulo 18 de ACI 318-19. El objetivo de este trabajo investigativo es evaluar el desempeño sísmico de muros ordinarios a partir de resultados de análisis no lineal, utilizando un juego de acelerogramas consistentes con la amenaza sísmica, seleccionados con base en la metodología del escenario de espectros condicionales CSS (Arteta & Abrahamson, 2019), respondiendo a la pregunta de si se necesitan o no muros con detallado mejor que el ordinario para zonas de amenaza sísmica intermedia en los Estados Unidos.

# **OBJETIVOS**

---

## **1.1 Objetivo general**

Evaluar el nivel de desempeño sísmico garantizado por las provisiones de ACI 318-19 de muros ordinarios de concreto reforzado en zona de amenaza sísmica intermedia en Estados Unidos.

## **1.2 Objetivos específicos**

- Seleccionar arquetipos de muros ordinarios que representen las configuraciones típicas de edificaciones en los Estados Unidos en zona de amenaza sísmica intermedia, con sistemas de pórticos de concreto para resistir las cargas gravitacionales y muros de corte para cargas laterales.
- Calibrar la respuesta estructural de los muros ordinarios seleccionados con un modelo matemático no lineal desarrollado en OpenSees.
- Evaluar el riesgo estructural de diferentes arquetipos de muros ordinarios en zona de amenaza sísmica intermedia en Estados Unidos utilizando un juego de acelerogramas consistentes con la amenaza sísmica con base en la metodología CSS.

## MOTIVACIÓN

---

Los terremotos representan una amenaza significativa para las comunidades y las infraestructuras en muchas regiones del mundo. En este contexto, es fundamental evaluar y comprender cómo las estructuras responden a las cargas sísmicas y determinar su capacidad para resistir estos eventos. No obstante, la presencia de daños en los extremos de los muros estructurales en edificios de concreto reforzado después de los terremotos más recientes deja en evidencia deficiencias en el diseño de estas estructuras (Arteta, et. al, 2018).

El sismo ocurrido en Chile en el año 2010 proporcionó evidencia concluyente de que los muros delgados de concreto reforzado, cuando son sometidos a deformaciones significativas de compresión en los extremos, no exhiben necesariamente un comportamiento dúctil. Este comportamiento se atribuye, en parte, a la ausencia de confinamiento adecuado del concreto, lo cual hace que el muro sea susceptible a fallas frágiles por aplastamiento incluso a deformaciones unitarias relativamente bajas. Además, se presentan dos fenómenos adicionales: por un lado, la inestabilidad lateral del refuerzo longitudinal que puede sufrir pandeo debido a la falta de restricción proporcionada por los estribos, lo que a su vez puede provocar la rotura de las barras a bajas deformaciones unitarias al reversar la carga; y por otro lado, la inestabilidad lateral global del elemento, particularmente en los bordes de los muros delgados y esbeltos, después de experimentar desplazamientos moderados de tracción (Arteta, et. al, 2018).

Dado que estos daños pueden explicarse en parte por un detallado pobre del refuerzo transversal en los bordes de los muros, merece la pena el estudio del comportamiento de muros estructurales de concreto reforzado en una región sísmica intermedia durante un evento extremo, con el objetivo de evaluar la capacidad de los muros ordinarios (diseñados sin detallado especial), para resistir y responder adecuadamente a dichas demandas sísmicas. Este estudio adquiere relevancia puesto que históricamente, la normativa ACI 318-19 (ACI Committee 318 , 2019) no ha contemplado disposiciones explícitas para el diseño y detallado de muros de una región sísmica intermedia, suponiendo que un muro para esta zona no requiere provisiones especiales de elementos de borde.

# ORGANIZACIÓN

---

Este documento de tesis se compone de diez capítulos que describen la respuesta sísmica de muros ordinarios de concreto reforzado en zona de amenaza sísmica intermedia, con el objetivo de evaluar la necesidad de adicionar un detallado intermedio en los códigos de construcción.

**Capítulo 1:** Se describe la metodología seguida en la investigación.

**Capítulo 2:** Se presenta la revisión bibliográfica sobre muros de concreto reforzado, incluyendo parámetros que influyen en su comportamiento, modos de falla y requerimientos de detallado según ACI 318-19.

**Capítulo 3:** Se describen las bases de la selección de arquetipos de muros de interés para este estudio y se resumen los principales parámetros dimensionales, de carga y modelado de cada uno.

**Capítulo 4:** Se describe la amenaza sísmica del sitio y su representación bajo la metodología de escenarios de espectros condicionales (CSS).

**Capítulo 5:** Se presenta el diseño elástico prescriptivo según ACI 318-19 para cada uno de los arquetipos y se muestran los resultados de diseño de sus secciones críticas.

**Capítulo 6:** Se describen los elementos del modelo bidimensional desarrollado en la plataforma OpenSees para simular el comportamiento no lineal de los muros de concreto reforzado y se valida el modelo con resultados experimentales obtenidos por distintos autores.

**Capítulo 7:** Se definen los criterios falla para muros de concreto reforzado y se presentan los resultados para el análisis estático no lineal '*Pushover*' y análisis dinámico no lineal.

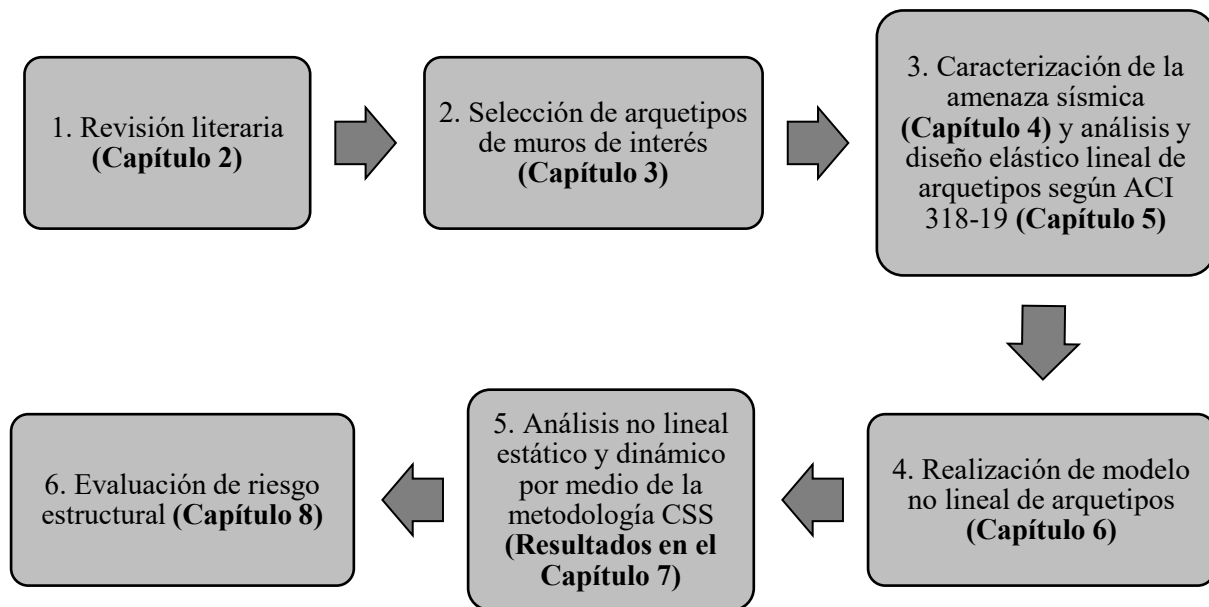
**Capítulo 8:** Se construyen las curvas de riesgo para deriva de techo, deformación última del concreto, deformación última del acero, relaciones de cortante máximo en la base y momento máximo.

**Capítulo 9:** Se presentan de forma resumida los resultados obtenidos en la investigación, sus conclusiones y las posibles direcciones para la investigación futura.

# CAPÍTULO 1. METODOLOGÍA

---

La metodología para la investigación propuesta se desarrolla en cuatro fases. En primer lugar, se aborda el desarrollo del modelo lineal de muros ordinarios de concreto reforzado, los cuales representan configuraciones típicas de edificios en los Estados Unidos. Para ello, se emplea la normativa ACI-318 19 (ACI Committee 318 , 2019) como guía para el diseño prescriptivo de estos muros, garantizando su cumplimiento normativo. Una vez obtenido el diseño prescriptivo de los muros, se procede a generar modelos en la plataforma OpenSees (Mckenna , Scott, & Fenves, 2010) que sean capaces de simular de manera adecuada la respuesta no lineal de los mismos, incluyendo algunos modos de falla. Se consideran los comportamientos no lineales geométricos, y los inherentes a los materiales, como la deformación del concreto y el comportamiento plástico del acero de refuerzo. Estos modelos permiten obtener una representación realista del comportamiento estructural ante cargas cíclicas. En la tercera fase se aplica la metodología CSS (Arteta & Abrahamson, 2019) para evaluar el desempeño sísmico de los muros. Esta metodología implica la selección de acelerogramas que sean consistentes con la amenaza sísmica de la zona de estudio. Por último, a partir de los resultados obtenidos del análisis no lineal, es posible evaluar la respuesta sísmica de los muros en términos de desplazamientos, deformaciones y fuerzas internas con el objetivo de cuantificar su vulnerabilidad y riesgo ante eventos sísmicos, y así concluir sobre el uso de muros ordinarios de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica intermedia. En la **Figura 1** se presenta un resumen de la metodología expandida llevada a cabo en esta investigación.



**Figura 1.** Esquema de la metodología de investigación.

## CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

---

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica sobre muros de concreto reforzado, elementos de borde y los requerimientos de la normativa ACI (ACI Committee 318 , 2019) aplicable a dichos elementos.

### 2.1 Parámetros que influyen en el comportamiento de los muros RC

Los muros estructurales desempeñan un papel fundamental en la resistencia de una estructura frente a las fuerzas sísmicas. Durante un terremoto, las fuerzas sísmicas generadas pueden causar movimientos laterales y vibraciones en un edificio. Los muros estructurales están diseñados específicamente para resistir estas fuerzas y proporcionar estabilidad a la estructura ante estos eventos, absorbiendo y disipando las fuerzas sísmicas a lo largo de su extensión. Por otro lado, al aumentar la rigidez y estabilidad del edificio proporcionando una estructura vertical continua, se evitan los desplazamientos y las deformaciones excesivas durante un evento extremo, lo que ayuda a reducir las posibilidades de colapso o daños graves en la estructura.

De acuerdo con distintas investigaciones, los parámetros que más influyen en el comportamiento de los muros de concreto reforzado (RC por sus siglas en inglés) son la presencia de elementos de borde, la relación de aspecto ( $AR$  por sus siglas en inglés), la relación de carga axial ( $ALR$  por sus siglas en inglés), la cuantía de refuerzo transversal ( $\rho_h$ ) y la cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_v$ ).

- **Presencia de elementos de borde:** gracias a que proveen confinamiento, los elementos de borde en muros mejoran su capacidad de deformación. Los estribos en los bordes forman una "jaula" en los extremos de los muros, proporcionando restricción lateral al concreto y acero longitudinal, y retrasando la expansión del material, proceso que lo agrieta y hace que pierda su masa. Esto permite que los muros sean capaces de absorber energía durante la acción cíclica y mantener su capacidad de carga incluso después de deformaciones significativas. Los muros que no cuentan con elementos de borde presentan una ductilidad limitada ante cargas laterales (Oesterle, et. al, 1980; Thomsen & Wallace, 2004; Moehle, 2015). Thomsen & Wallace (2004) llevaron a cabo experimentos en dos muros rectangulares con configuraciones iguales, excepto por la cantidad de refuerzo transversal (estribos) en el borde. Con estos experimentos se confirmó la suposición de que el espaciado más estrecho de los estribos retrasa el inicio del pandeo del refuerzo longitudinal.
- **Relación de aspecto ( $AR$ ):** el comportamiento de los muros RC frente a cargas laterales y desplazamiento, así como los modos de falla asociados, se ve afectado por la relación de aspecto (proporción entre altura y longitud). La influencia de esta relación se puede determinar al analizar la relación de resistencia flexión-cortante. Según Chiou et al. (2003); Lestuzzi & Bachmann (2007) y Wood (1989), en general, los muros RC con relaciones de aspecto moderadas ( $1.0 <$

$AR < 2.0$ ) y esbeltos ( $AR > 2.0$ ) presentan una baja resistencia flexión-cortante y tienden a exhibir un comportamiento dominado por la flexión, con una concentración de comportamiento inelástico en la base del muro. Por otro lado, de acuerdo con Li & Xiang (2011), los muros sólidos y bien reforzados ( $AR < 1.0$ ) suelen desarrollar un mecanismo de puntal-tensor en el plano para resistir fuerzas laterales, siendo el modo de falla principal un mecanismo de corte caracterizado por patrones de grietas diagonales. Seguidamente se mencionan tendencias del comportamiento de muros estructurales influenciadas por la relación de aspecto.

- La capacidad de desplazamiento tiende a aumentar a medida que aumenta la relación de aspecto en muros RC esbeltos (Hines, Seible, & Priestley, 2002).
  - No existe una correlación clara entre la capacidad de desplazamiento y la relación de aspecto en los muros RC compactos y moderados ( $AR < 2.0$ ) (Kuang & Ho, 2007); (Lefas, Kotsovovs, & Ambraseys, 1990); (Liang et al., 2010).
  - Los muros RC compactos no necesariamente exhiben un comportamiento dominado por el corte, especialmente si tienen un refuerzo ligero. La razón de este comportamiento se encuentra en la resistencia inherente al corte del concreto en comparación con la fuerza lateral que podría generarse en muros compactos con refuerzo ligero y carga baja (Kuang & Ho, 2007).
- **Relación de carga axial ( $ALR$ ):** se define como la proporción entre la carga axial aplicada a un elemento estructural y la capacidad de carga axial nominal de su sección bruta de concreto:  $ALR = P/A_g f'_c$ . La mayoría de los estudios indican que los muros esbeltos con una baja relación de carga axial presentan una falla dúctil por flexión, mientras que aquellos con una mayor relación de carga axial presentan una falla a compresión más frágil debido al aumento de la profundidad del eje neutro y, por lo tanto, al incremento de las deformaciones a compresión y la disminución de la capacidad de curvatura última (Dazio, Beyer, & Bachmann, 2009; Greifenhagen & Lestuzzi, 2005; Lefas et al., 1990; Su & Wong, 2007; Alarcón, Hube, & De La Llera, 2014). Además, Su & Wong (2007) demostraron que a medida que aumenta la relación de carga axial, la tasa de deterioro de la resistencia al corte de los muros también se incrementa. Estas conclusiones concuerdan con otras investigaciones realizadas en columnas de concreto ligeramente reforzadas (Wibowo, 2012).
  - **Cuantía de refuerzo transversal ( $\rho_h$ ):** se refiere a la cantidad o proporción de barras de refuerzo colocadas en la dirección perpendicular al eje principal de un elemento estructural. A medida que se incrementa la cuantía de refuerzo transversal total, se observa un aumento en el desplazamiento último de los muros RC, siendo este efecto más pronunciado en los elementos de borde en comparación con las regiones del alma.



- **Cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_v$ ):** se refiere a la cantidad o proporción de barras de refuerzo colocadas a lo largo del eje principal de un elemento estructural. Cárdenas & Magura (1975) concluyeron que los muros que tienen una concentración de refuerzo longitudinal en los bordes tienen una mayor capacidad de curvatura última en comparación con aquellos que tienen una distribución uniforme de refuerzo longitudinal. Los estudios experimentales reafirman que al concentrar el refuerzo longitudinal en los bordes se incrementa el desplazamiento último, no obstante, un estudio de prueba realizado por Kuang & Ho (2007) reveló que los muros con acero longitudinal concentrado en los bordes presentan más grietas diagonales de corte, un comportamiento histérico más limitado y un menor efecto de endurecimiento por deformación, lo que implica que es menos probable que tengan un buen desempeño en comparación con los muros que tienen una distribución uniforme de refuerzo longitudinal. Adicionalmente, los muros ordinarios con capacidad de momento último inferior al momento de agrietamiento (análisis que depende de las cuantías de refuerzo vertical suministradas) terminan mostrando una única grieta con toda la plasticidad concentrada en la grieta, generando una acción de balanceo (Wibowo et al., 2013).

## 2.2 Comportamiento a flexión de muros RC

En muros que presentan una relación altura-longitud superior a 2.0 y carecen de aberturas significativas, se considera razonable aproximar que las deformaciones por flexión varían de manera lineal a lo largo de la profundidad. Sin embargo, en muros más compactos, con aletas, y en aquellos con aberturas, las deformaciones axiales pueden exhibir un comportamiento marcadamente no lineal a lo largo de la sección. A pesar de ello, la suposición de una variación lineal de las deformaciones es común en muros con diferentes relaciones de aspecto, excepto cuando las aberturas significativas distorsionan los patrones de deformación.

De acuerdo con Moehle, J.P. (2015), la resistencia a la flexión de un muro simétrico es relativamente insensible a la distribución del refuerzo, lo cual implica que, desde el punto de vista de la resistencia a la flexión, es igualmente aceptable: a) proporcionar el refuerzo distribuido mínimo requerido y concentrar el refuerzo longitudinal restante en los bordes, o b) distribuir uniformemente todo el refuerzo longitudinal a lo largo de la longitud del muro. Este último enfoque puede ser preferible en el caso de muros compactos, donde las demandas de desplazamiento son relativamente pequeñas y se requiere refuerzo distribuido para resistir esfuerzos de corte, incluyendo el cortante por deslizamiento en las juntas de construcción en la base. En el caso de muros esbeltos, se puede optar por ambos enfoques, sin embargo, existen beneficios al concentrar el refuerzo en los límites, como los siguientes:

- Los elementos de borde concentrados proporcionan una zona conveniente para fijar el refuerzo transversal destinado al confinamiento, lo cual es especialmente crucial en los bordes del muro donde se presentan deformaciones de compresión significativas.

- La capacidad de curvatura se mejora de manera moderada al emplear refuerzo concentrado en los bordes, dado que el refuerzo longitudinal en el borde de compresión soporta una mayor parte de la fuerza de compresión, aliviando así las exigencias sobre el concreto.
- Cuando el refuerzo se distribuye de forma uniforme, es probable que la cuantía local de refuerzo en el borde del muro sea baja. Al concentrar el refuerzo en el borde, se incrementa la cuantía local de refuerzo en el borde del muro, lo que fomenta una mejor distribución de las grietas de flexión a lo largo de la altura del muro y una mayor capacidad de desplazamiento. (Wood, 1989; SESOC, 2011).

Los muros con una baja relación de carga axial suelen exhibir un comportamiento de endurecimiento por deformación, mientras que los muros con una carga axial más alta suelen presentar un comportamiento de ablandamiento por deformación. Este último comportamiento debería evitarse al concebir los muros en el proceso de diseño, ya que conllevaría a la localización de curvaturas inelásticas y una capacidad de desplazamiento reducida. Para incrementar el endurecimiento por deformación de la sección transversal, se puede aumentar la relación de refuerzo longitudinal o incrementar la cantidad de confinamiento en los elementos de borde.

### 2.3 Modos de falla de muros RC

Oesterle (1980) llevó a cabo una serie de ensayos experimentales que involucraron diversos tipos de muros de concreto reforzado. Estos muros abarcaban arquetipos tanto especiales como ordinarios, con configuraciones rectangulares, de tipo *'flanged'* y de tipo *'barbell'*, con diferentes cantidades de refuerzo en bordes y alma, y sometidos a distintos niveles de carga axial. Durante el estudio, Oesterle (1980) identificó cinco modos distintos en los cuales los especímenes de muros estructurales experimentaron una reducción en su capacidad de carga. Estos modos se describen a continuación.

- **Fractura de la barra:** se refiere a la rotura o fisura extendida de una de las barras de refuerzo principal dentro del muro. Esta fractura puede ocurrir debido a diferentes factores, como cargas excesivas, cargas monotónicas, defectos en la calidad del refuerzo o debilidades en la unión entre la barra y el concreto circundante. La fractura de las barras principales puede comprometer significativamente la capacidad de carga y la integridad estructural del muro.
- **Pandeo “inelástico” de la barra:** Oesterle (1980) observó este tipo de falla en muros sometidos a bajos esfuerzos nominales a cortante. El pandeo a compresión del refuerzo principal ocurre típicamente en la zona más baja de los elementos. Este pandeo es denominado como “inelástico” porque este resulta de ciclos de deformaciones inelásticas dentro de la zona de articulación plástica. El pandeo de las barras es causado por la alternancia de la fluencia de tracción y de compresión. A medida que aumenta el número de ciclos inelásticos, se pierde el concreto no

contenido por el refuerzo transversal, lo que reduce el soporte lateral de las barras. Además, el aumento de las distorsiones por cortante provoca fuerzas de compresión excéntricas en las barras. Tras varios ciclos, se produce el pandeo y la rotura de las barras. Además, Oesterle (1980) observó que los estribos poco espaciados retrasan, pero no impiden el pandeo inelástico de las barras.

- **Inestabilidad en la zona de compresión:** El tercer modo de falla identificado por Oesterle (1980) fue la inestabilidad fuera del plano de la zona de compresión del muro. Este modo se generó debido a la fractura de las barras de refuerzo longitudinal seguida de posteriores inversiones de carga en el rango inelástico.
- **Aplastamiento del elemento de borde:** Uno de los muros observados por Oesterle (1980) presentó un aplastamiento completo del elemento de borde. Esta falla puede ocurrir cuando el muro está sometido a cargas que provocan la compresión y deformación excesiva del elemento. El aplastamiento estuvo acompañado por el pandeo de las barras de refuerzo verticales, y puede ocurrir de forma precipitada por la presencia de zonas sin concreto adecuadamente consolidado, conocidas como '*honeycombing*', dentro de la jaula de refuerzo del elemento de borde.
- **Aplastamiento del alma:** Este modo es común en muros con grandes aletas y almas relativamente delgadas sometidos a grandes esfuerzos cortantes. El aplastamiento del alma se produce cuando se forma una zona localizada de compresiones elevadas en el alma del elemento, cerca de la interfaz entre el alma y el elemento de borde, donde convergen las bielas de compresión. A medida que se aumenta la carga lateral y se generan grandes deformaciones inelásticas, una o varias de las bielas se comprimen y colapsan. Según la observación de Oesterle (1980), la carga que había sido soportada por las bielas que se aplastaron se redistribuye hacia las bielas restantes, ya sea superiores o inferiores, dependiendo de la rigidez del elemento de borde de compresión. A medida que esta carga adicional es transferida, las bielas restantes experimentan fuerzas de corte cada vez mayores, lo que podría resultar en la formación de un plano de falla horizontal o vertical.

## 2.4 Muros RC especiales

Los muros estructurales destinados a ser utilizados en edificios localizados en regiones de alta sismicidad se conocen como muros estructurales especiales o, equivalentemente, como muros de corte especiales en la práctica de diseño de Estados Unidos y otros países.

Según Moehle, J. (2015), los muros estructurales especiales se diseñan y se detallan para resistir las fuerzas combinadas de cortante, momento y carga axial que se generan cuando un edificio se balancea debido a múltiples ciclos de desplazamiento durante un terremoto intenso. Estos muros cuentan con elementos de borde, que son zonas en los extremos del muro en las que se proporciona una mayor cuantía de refuerzo longitudinal y disposición de barras de refuerzo

transversal (estribos), que al envolver y confinar el concreto y las barras verticales, aumentan la resistencia y ductilidad del muro, al facilitar una fluencia en compresión estable. Los requisitos de diseño y detallado especial garantizan que el muro pueda resistir el impacto de un sismo de alta intensidad sin sufrir una pérdida crítica de rigidez o resistencia. En algunos casos, los muros estructurales especiales pueden incluir vigas de acoplamiento.

## **2.5 Muros RC ordinarios**

En áreas de baja a moderada actividad sísmica, los códigos de construcción permiten la disposición muros de concreto ligeramente reforzados en edificios, es decir muros ordinarios. Aunque existen numerosos análisis teóricos sobre el comportamiento de carga lateral-desplazamiento en muros estructurales, se ha prestado menos atención a los muros de concreto ligeramente reforzados. Estos muros presentan un comportamiento y mecanismos de falla distintos a los muros de concreto fuertemente reforzados (muros especiales), sobre todo en términos de capacidades de desplazamiento (Wibowo et al., 2013).

A diferencia de los muros especiales, los muros RC ordinarios no cuentan con elementos de borde, por lo que todo su concreto se encuentra confinado. Se considera entonces que estos muros con un nivel mínimo de refuerzo tienen una ductilidad limitada, lo que representa una capacidad de desplazamiento lateral reducida. Según diseño, los valores de capacidad de desplazamiento son mucho más bajos para los muros ordinarios en comparación con elementos tipo viga o columna, debido a las altas deformaciones compresivas y de tracción que se esperan en los bordes del muro, especialmente en secciones de muro asimétricas.

## **2.6 Elementos de borde en muros RC**

La parte del borde de un muro o de una abertura que se refuerza con refuerzo longitudinal y transversal se conoce como elemento de borde. Cuando las cargas sísmicas y de gravedad combinadas generan altas demandas de compresión en el borde, el código ACI 318-19 (ACI Committee 318 , 2019) requiere un elemento de borde especial. Estos elementos tienen un refuerzo transversal estrechamente espaciado que rodea las barras verticales de para aumentar la capacidad de deformación por compresión del concreto del núcleo y para evitar el pandeo de las barras longitudinales.

De acuerdo con Wang, C. K., & Salmon, C. G. (2013), los elementos de borde en muros estructurales son elementos constructivos que se ubican en los extremos de los muros para proporcionar continuidad, resistencia y rigidez a la estructura en general. Estos elementos se diseñan específicamente para resistir las demandas axiales en los extremos de los muros durante un sismo. La importancia de los elementos de borde en la resistencia sísmica radica en su capacidad para proporcionar confinamiento a la estructura ante cargas sísmicas.

A partir de una serie de ensayos de compresión axial a prismas rectangulares cuya geometría modelaba los elementos de borde rectangulares de muros delgados, Arteta & Moehle (2023) concluyeron que la capacidad de respuesta a la flexión de muros delgados que cumplen con las prácticas de detallado de los códigos de construcción vigentes es relativamente frágil si la

falla está controlada por el aplastamiento de los elementos de borde. Además, encontraron que el daño bajo compresión que involucró la ruptura del concreto y el pandeo del refuerzo longitudinal se concentraba en una zona con una altura de aproximadamente 2 a 3 veces el espesor del prisma.

Por otro lado, Valles, R.E., & Moehle, J.P. (2011) concluyen en su investigación que los elementos de borde actúan como puntos de unión y transmisión de cargas entre los muros y otros componentes estructurales, como columnas y vigas. Esta conexión asegura una distribución adecuada de las fuerzas y evita desplazamientos o deslizamientos indeseables. Además, contribuye a la capacidad global de resistencia y rigidez del sistema.

ACI 318-19 (Building Code Requirements for Structural Concrete) y ASCE 7-22 (Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures) establecen requisitos y directrices para el diseño sísmo resistente, incluyendo lo referente a la implementación de elementos de borde para la mitigación de los efectos sísmicos. Según ACI 318-19, los elementos de borde son componentes estructurales que se utilizan en sistemas de muros especiales para proporcionar resistencia y estabilidad durante eventos sísmicos. Estos elementos son fundamentales para el desempeño sísmico adecuado de los muros especiales y se definen en la sección S18.10 del ACI 318-19, titulada "Muros Estructurales Especiales".

## **2.7 Normativa sobre muros RC**

El Código de Construcción del American Concrete Institute para el Concreto Estructural ACI 318-19 y su Comentario establecen los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos estructurales de concreto reforzado (ACI Committee 318, 2019). Según ACI 318-19 en su sección 4.4.6.1, la Categoría de Diseño Sísmico (SDC por sus siglas en inglés) se selecciona de acuerdo con ASCE 7. Las SDC se determinan considerando un factor de importancia asignado a la estructura y la intensidad anticipada del movimiento sísmico en el sitio donde se localiza la estructura (ASCE/SEI 7-22, 2022). Para las estructuras asignadas a las SDC D, E y F, se aplican las disposiciones del Capítulo 18 de ACI 318-19 a los sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, así como a los elementos estructurales no designados como parte de dicho sistema, pero que deben soportar otras cargas mientras experimentan deformaciones asociadas con los efectos sísmicos. En el caso de las estructuras asignadas a las SDC B y C, el Capítulo 18 solo se aplica a los sistemas estructurales designados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas (ACI Committee 318, 2019). Sin embargo, los muros estructurales ordinarios RC (permitidos en zona de amenaza sísmica intermedia) no necesitan cumplir con los requisitos de detallado del Capítulo 18.

Las disposiciones del Capítulo 18 se consideran los requisitos mínimos para que una estructura de concreto elaborado en sitio o prefabricado pueda soportar una demanda cíclica en el rango inelástico sin sufrir un deterioro crítico en su resistencia (es decir, con una baja probabilidad de colapso). Con la excepción de las estructuras asignadas a la SDC A, para las cuales no se aplica el Capítulo 18, se requiere que los muros estructurales especiales (designación de ACI 318-19) cumplan con los requisitos de dimensionamiento y detalle especificados en S18.10 (ACI Committee 318, 2019) para elementos de borde. Estos requisitos

abordan aspectos como la resistencia del concreto, el refuerzo longitudinal y transversal, las dimensiones y la continuidad de los elementos de borde, entre otros. También se incluyen pautas para el confinamiento adecuado del concreto en estos elementos, con el objetivo de mejorar la capacidad del muro especial para resistir las cargas sísmicas.

En cuanto al diseño, Moehle, J.P. (2015) menciona que los muros deben ser dimensionados de manera que cumplan con los requisitos de resistencia y límites de desplazamiento establecidos en el código de construcción, a menos que se apruebe un enfoque alternativo. Según ASCE 7, los muros son diseñados considerando combinaciones de carga en las cuales las fuerzas sísmicas  $E$  se determinan utilizando un factor de reducción de fuerza  $R$ . El valor de  $R$  depende de si el muro forma parte de un sistema dual, un sistema de estructura de pórticos o un sistema de muros de carga. Para muros ordinarios RC, los valores de  $R$  para estos tres sistemas son 6, 5 y 4 respectivamente (ASCE/SEI 7-22, 2022). En esta investigación se estudian muros que forman parte de un sistema de estructura de pórticos ( $R = 5$ ).

Siguiendo un enfoque de diseño basado en desplazamientos, ACI 318-19 especifica que son necesarios elementos de borde en los muros en los que la profundidad de la zona de compresión  $c$  satisface la **Ecuación (1)**, donde  $l_w$  es la longitud del muro,  $h_w$  es la altura total desde la base hasta el techo, y  $\delta_u$  es el desplazamiento superior de diseño. El valor de  $\delta_u/h_w$  en no debe ser menor al 0.7%. El desplazamiento  $\delta_u$  se calcula mediante la **Ecuación (2)**, donde  $\theta_{p,u}$  es la rotación plástica en la zona de articulación. Suponiendo una distribución de curvatura uniforme a lo largo de una longitud de rótula plástica esperada  $L_p$ , la rotación plástica puede expresarse en términos de la curvatura en la sección crítica  $\phi_u$ , la profundidad de compresión  $c$  y la deformación a compresión de la fibra más extrema  $\varepsilon_{cu}$  siguiendo la **Ecuación (3)**.

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (1)$$

$$\delta_u = \theta_{p,u} h_w \quad (2)$$

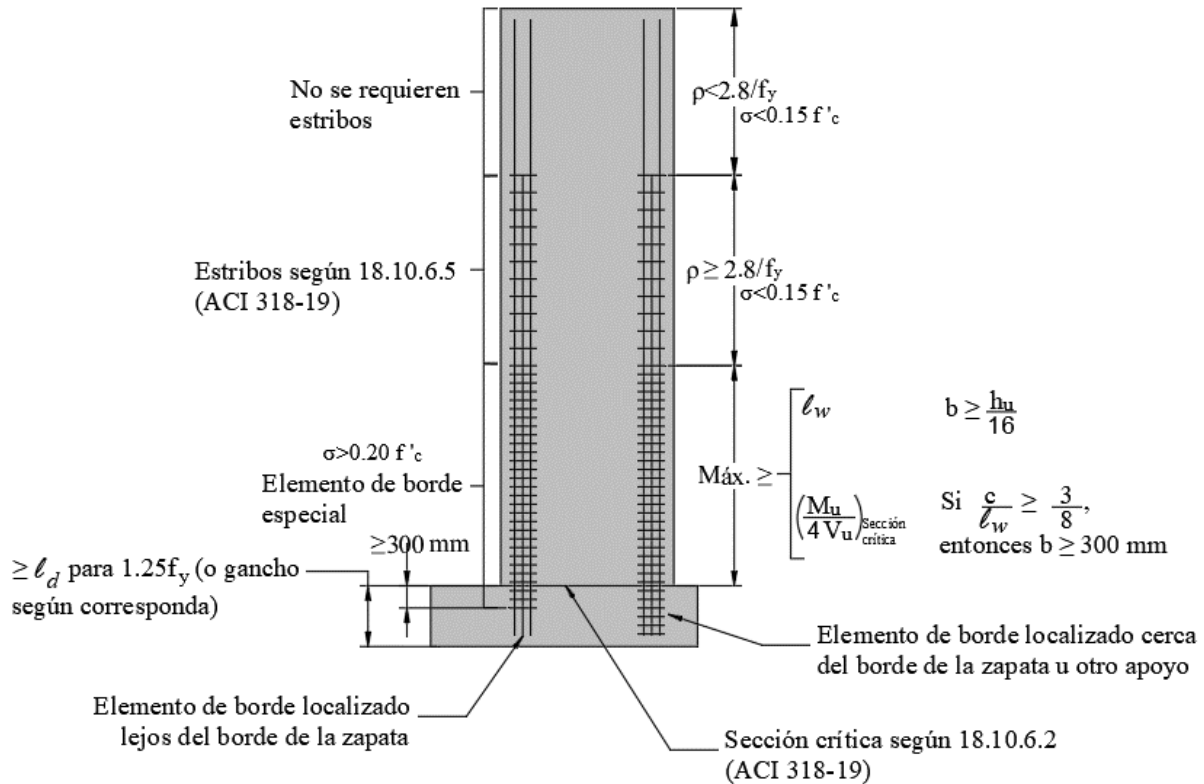
$$\theta_{p,u} = \phi_u L_p = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \right) L_p \quad (3)$$

La demanda impuesta a nivel de sección transversal debida a un desplazamiento de techo puede estimarse al combinar las **ecuaciones (2) y (3)**. Suponiendo  $\varepsilon_{cu} = 0.003$  y  $L_p = 0.5l_w$ , la profundidad límite de la zona de compresión  $c_{limit}$  se calcula mediante la **Ecuación (4)**. Nótese que el análisis utilizado hasta llegar a la **Ecuación (4)** es la base de la estimación de la profundidad de la zona de compresión  $c$  (**Ecuación (1)**) de ACI 318-19 (Arteta C. A., 2015).

$$c_{limit} = \frac{0.003(0.5l_w)}{\delta_u/h_w} = \frac{l_w}{667(\delta_u/h_w)} \quad (4)$$

ACI 318-19 ofrece un enfoque de análisis basado en el esfuerzo como alternativa al método basado en desplazamiento para determinar los requisitos de confinamiento. En primer lugar, se dimensiona y analiza el sistema resistente a las fuerzas sísmicas para determinar las

fuerzas axiales y momentos bajo combinaciones de carga críticas. Aunque el método basado en el esfuerzo puede emplearse en cualquier muro, su aplicación se sugiere para muros irregulares o discontinuos en los cuales el método basado en el desplazamiento no es válido. Utilizando un modelo de sección bruta de la sección transversal del muro, se calcula el esfuerzo nominal en los bordes del muro.



**Figura 2.** Requerimiento de elementos de borde para muros diseñados con método basado en esfuerzos (ACI Committee 318 , 2019).

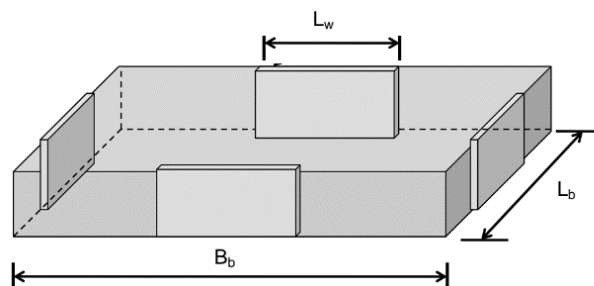
Mediante este procedimiento, se considera que el muro está sometida a cargas de gravedad y al máximo cortante y momento inducido por un terremoto en una dirección determinada. Bajo esta carga, el borde comprimido en la sección crítica se opone a la carga gravitacional aferente más la resultante de compresión asociada al momento flector. En caso de que el esfuerzo nominal en el muro supere los  $0.20 f'_c$  (donde  $f'_c$  es el máximo esfuerzo nominal a compresión del concreto), se requiere un elemento de borde especial que debe extenderse verticalmente (hacia arriba y hacia abajo) hasta que el esfuerzo a compresión calculado descienda por debajo de  $0.15 f'_c$  tal como se muestra en la **Figura 2**. En casos donde las demandas de compresión son más bajas, no se requieren elementos de borde especiales, pero aún se requiere armadura transversal para los elementos de borde si la relación de armadura longitudinal en el extremo del muro es mayor a  $2.8/f_y$ , MPa (ACI Committee 318 , 2019).

## CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LOS ARQUETIPOS

---

Entre las configuraciones posibles de muros de concreto utilizadas en los edificios de los Estados Unidos se encuentran los muros en voladizo, los muros acoplados, los muros centrales y los muros perimetrales. Cada una de estas configuraciones puede presentar diversas secciones transversales, como formas rectangulares, en forma de T, en forma de C o en forma de mancuerna. Además, estos sistemas pueden ser muros perforados, con aberturas regulares o irregulares, y pueden estar acoplados de manera fuerte o débil con los muros adyacentes. Sin embargo, El Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST, por sus siglas en inglés), desarrolló un estudio sobre estructuras de muros de corte RC, que proporcionó la base para la selección de los arquetipos en el contexto de la presente investigación. Dada la amplia variedad de muros, el NIST (2010) decidió enfocar su estudio de muros RC en una sola configuración: muros en voladizo con sección transversal rectangular. Esta configuración se utilizó para investigar los resultados en diferentes alturas de edificios y parámetros de diseño, y fue adoptada también en el presente estudio.

Esta selección se basó en el hecho de que la mayoría de los datos de prueba y las comparaciones entre resultados experimentales y analíticos informados en la literatura se centran en este tipo de configuración. Según ASCE/SEI 7-05, los muros de corte de concreto reforzado son utilizados tanto en sistemas de muros de carga como en sistemas de pórticos. Sin embargo, para reducir aún más el espacio de diseño, los arquetipos se configuraron como muros de corte dentro de un sistema de pórticos, lo cual define su R en 5. La decisión se tomó debido a la dificultad de variar las principales variables de diseño y mantener configuraciones de arquetipos que se asemejaran a sistemas de muros de carga. La disposición elegida para los arquetipos de muros de corte de concreto reforzado se representa en la **Figura 3**. En esta configuración, el sistema central de pórticos de concreto resiste las cargas gravitacionales y dos muros perimetrales en cada dirección se disponen para soportar las fuerzas laterales



**Figura 3.** Disposición de arquetipos de muros de corte RC (NIST, 2010).

Además de estas consideraciones, se tuvieron en cuenta otras variables clave de diseño, como el detalle especial versus ordinario, la altura del edificio, la relación de aspecto del muro, el nivel de carga axial, el nivel de esfuerzo cortante y la cantidad de refuerzo transversal proporcionada en el borde del muro. Los arquetipos se configuraron de manera que se maximizara el esfuerzo cortante y se ajustaran los niveles de carga axial para controlar otros comportamientos de importancia.



Con el propósito de estimar las cargas gravitatorias de diseño, en la investigación de NIST (2010) se consideró que los sistemas de piso y techo consistían en losas de concreto vaciado in situ. La carga muerta típica se estableció en 150 psf (7.2 kPa), y la viva en 50 psf (2.4 kPa). Para abordar el posible impacto de la carga axial en el comportamiento de colapso, se incluyeron dos niveles de carga axial en los muros: un nivel bajo de carga correspondiente al 7.5% de su capacidad bruta y un nivel alto de carga del 20.0% de su capacidad. Se exploraron diferentes alturas de edificio, desde 1 hasta 12 pisos, ya que a partir de esta altura se considera que el uso de muros en voladizo no es económicamente viable en aplicaciones prácticas. Las alturas de piso seleccionadas fueron de 13 pies en el primer piso y 12 pies en los pisos restantes, aunque este parámetro no tuvo un efecto crítico en el diseño. Se eligieron relaciones de aspecto de los muros específicas para cada altura de piso, con el objetivo de abarcar comportamientos controlados por corte, por flexión-corte o netamente flexión. El esfuerzo nominal a compresión del concreto de los muros  $f'_c$  es de 42 MPa, y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo  $F_y$  de 470 MPa.

El dimensionamiento y el detalle de los muros RC tratados por NIST (2010) se realizó siguiendo las especificaciones de ACI 318-08, con las modificaciones del Capítulo 14 de ASCE/SEI 7-05. Para los muros ordinarios de concreto reforzado, se emplearon las pautas del Capítulo 14 de ACI 318-08. Las necesidades de cortante y anclaje para la armadura de refuerzo transversal también se basaron en el Capítulo 14 (incluido el Capítulo 11 para el diseño de cortante) para los muros ordinarios de concreto reforzado. El objetivo principal del estudio tomado como base no era reiterar o validar los factores de desempeño sísmico ( $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ ) para los sistemas de muros de corte RC especiales y ordinarios, más bien el enfoque se centró en identificar posibles mejoras en la metodología o en las disposiciones de esa época de diseño de muros de corte RC, al tratar estos sistemas como si fueran nuevos. Los arquetipos especiales fueron diseñados para la SDC  $D_{max}$  y SDC  $D_{min}$ , mientras que los arquetipos ordinarios fueron diseñados para SDC  $C_{max}$  y SDC  $C_{min}$ . Los arquetipos de muros se organizaron en grupos de desempeño, los cuales se definieron según características y comportamientos comunes, tales como la SDC, el nivel de carga gravitacional y el período de diseño basado en el código de construcción.

Los muros arquetípicos de la investigación presentada en este documento son un subconjunto de los 40 muros objeto de investigación por parte del NIST (2010). Dentro de este conjunto, se encontraban 20 muros clasificados como especiales y 20 muros considerados como ordinarios. Para este estudio en particular, se seleccionaron seis muros del grupo de muros ordinarios para su análisis detallado, correspondientes a los grupos de desempeño 20 y 60.

Para el estudio presentado a continuación, se modelaron edificios de 4, 8 y 12 pisos (i.e., 4S, 8S, 12S), con carga axial baja (LL) y alta (HL). Los parámetros principales de los arquetipos de muros de corte RC seleccionados se presentan de forma resumida en la **Tabla 1**. En las **Figura 4**, **Figura 5** y **Figura 6** se muestran secciones en planta y altura de cada uno de los edificios a los que pertenecen dichos muros. En color rojo se muestran los arquetipos de estudio.

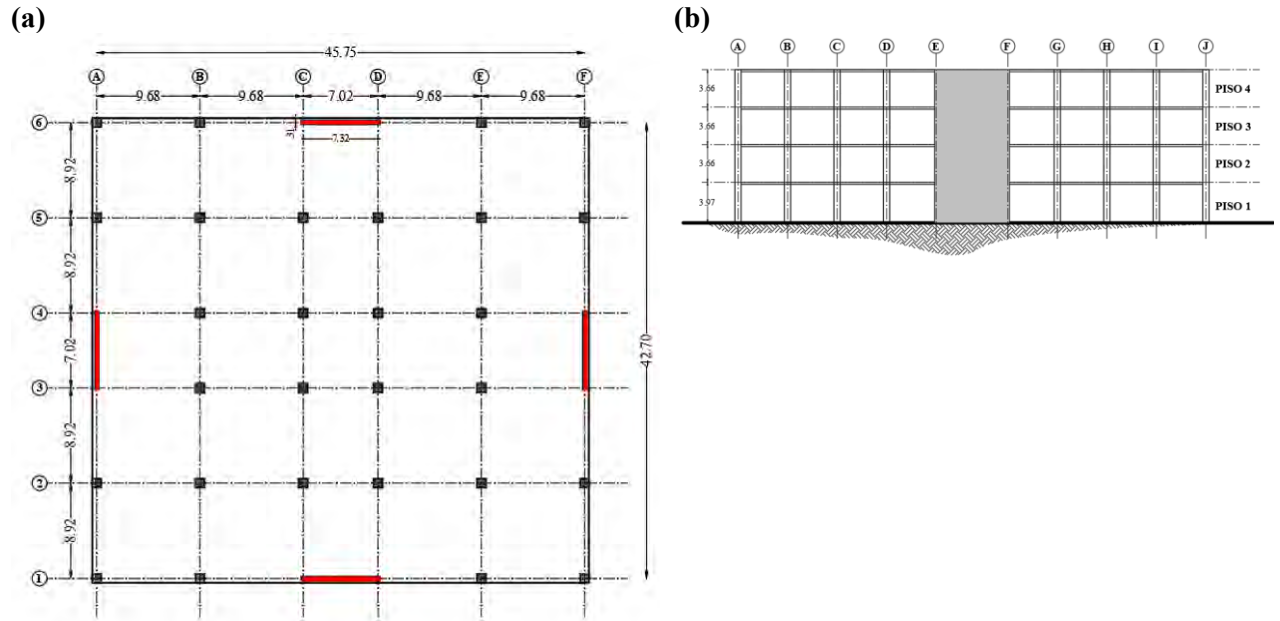


Figura 4. Planta y alzado de los arquetipos de 4 pisos (medidas en metros).

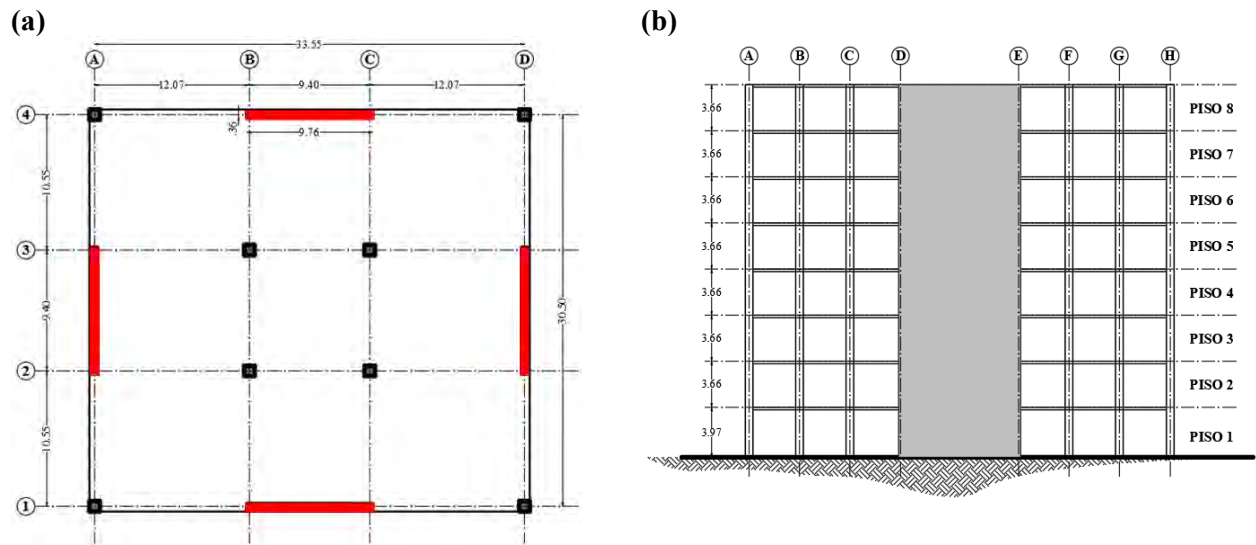


Figura 5. Planta y alzado de los arquetipos de 8 pisos (medidas en metros).

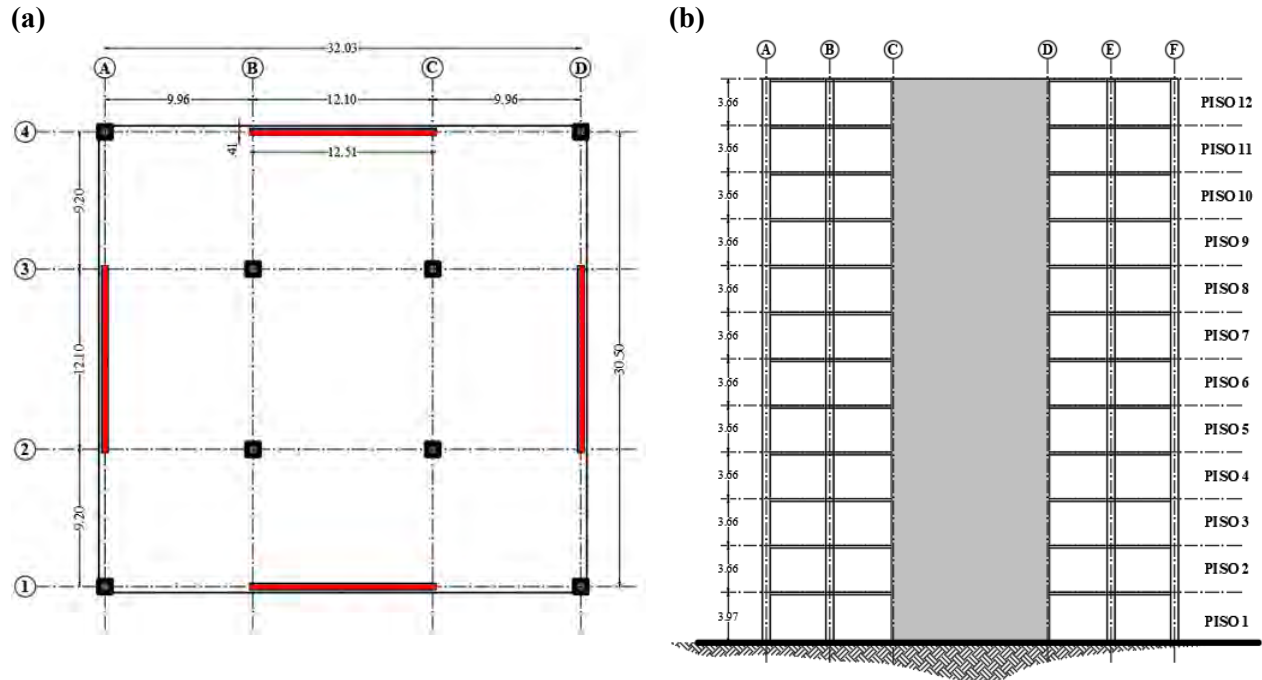


Figura 6. Planta y alzado de los arquetipos de 12 pisos (medidas en metros).

Tabla 1. Resumen de parámetros de arquetipos.

ID	Pisos	ALR [%]	$l_w$ [m]	$t_w$ [m]	$B_b$ [m]	$L_b$ [m]	$h_w$ [m]	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	AR
4S_LL	4	7.5	7.32	0.31	45.8	42.7	14.95	1956	2.0
4S_HL	4	20	7.32	0.31	45.8	42.7	14.95	1956	2.0
8S_LL	8	7.5	9.45	0.36	33.6	30.5	29.59	1025	3.0
8S_HL	8	20	9.45	0.36	33.6	30.5	29.59	1025	3.0
12S_LL	12	7.5	12.50	0.41	32.0	30.5	44.23	976	3.5
12S_HL	12	20	12.50	0.41	32.0	30.5	44.23	976	3.5

$l_w$ : Longitud del muro

$t_w$ : Espesor del muro

$B_b$ : Longitud de la planta del edificio

$L_b$ : Ancho de la planta del edificio

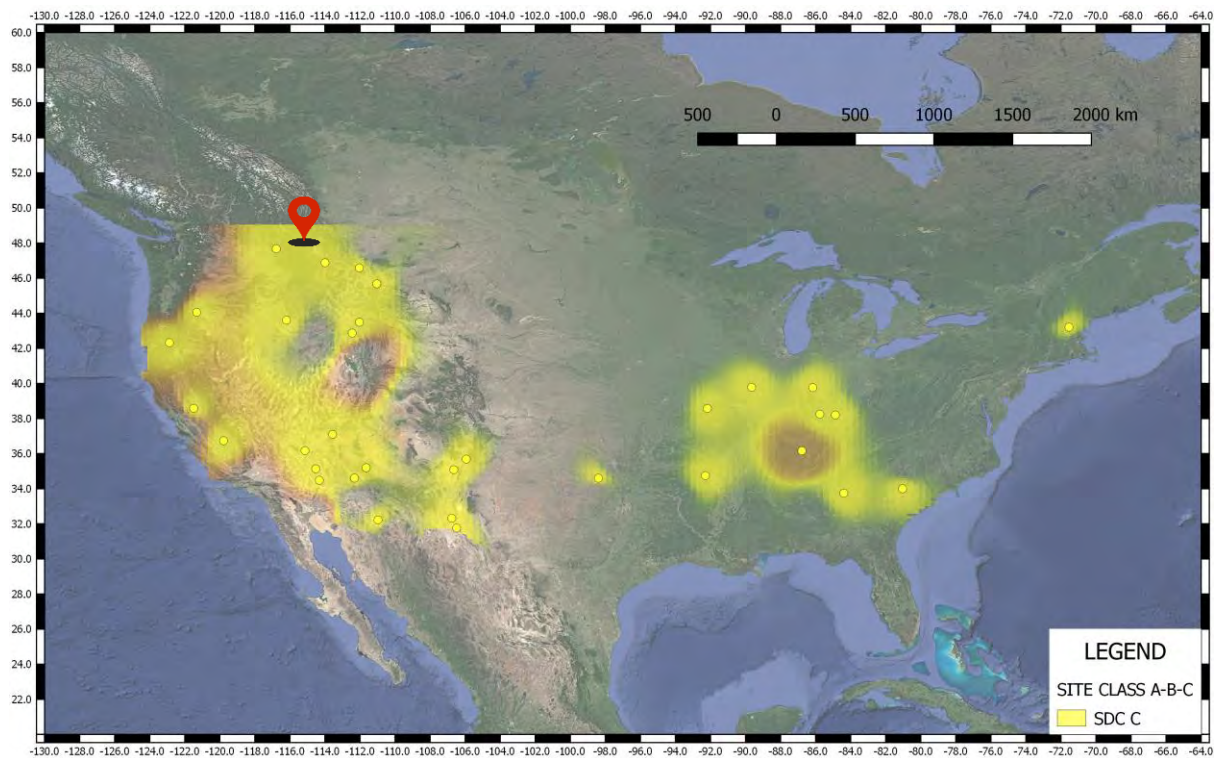
$h_w$ : Altura total del edificio

AR: Relación de aspecto del muro (por sus siglas en inglés)

$A_b$ : Área de la planta del edificio

## CAPÍTULO 4. REPRESENTACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

Los arquetipos utilizados en esta investigación se encuentran ubicados en el estado de Montana, Estados Unidos, en las coordenadas  $48^{\circ} 47' 13.2''$  N y  $115^{\circ} 10' 51.599''$  W. Esta elección de ubicación se realizó con el propósito específico de la investigación, tomando en cuenta que, según ASCE 7 (ASCE/SEI 7-16, 2016), estas coordenadas son consistentes con niveles de intensidad de diseño que se puede describir de manera informal como una zona de amenaza sísmica intermedia, pues en los Estados Unidos tal distinción no existe. La **Figura 7** muestra los sitios cuyas construcciones podrían ser clasificadas como SDC tipo C, de acuerdo con lo establecido en ASCE 7-16. Por lo tanto, de acuerdo con las disposiciones ACI 318-19, estos sitios permiten la implementación de muros ordinarios como sistema principal de resistencia ante fuerzas sísmicas.



**Figura 7.** ubicación del sitio de interés dentro de zonas de amenaza sísmica intermedia en EE. UU., categoría de diseño sísmico C. (Modificado de Padilla, 2023).

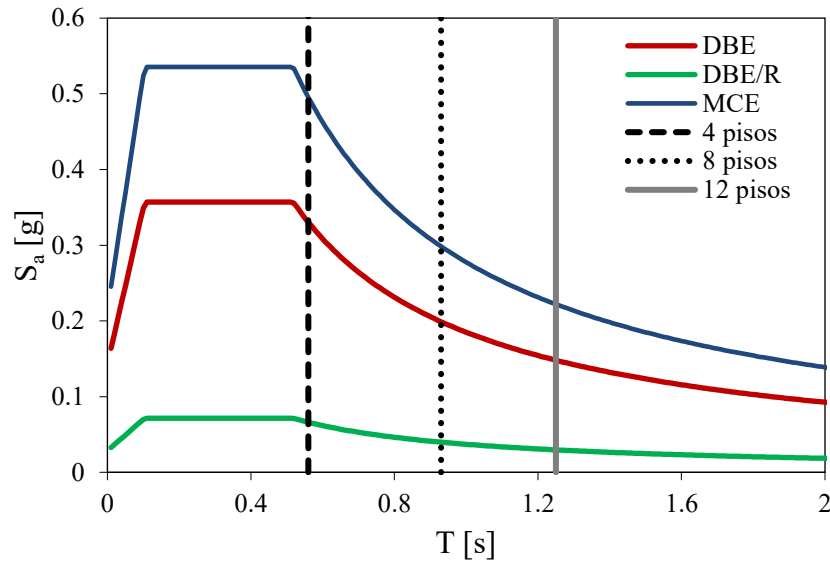
Para el diseño elástico de los arquetipos se empleó la demanda calculada con el espectro de aceleraciones de ASCE 7-16, y posteriormente, para la evaluación del riesgo se empleó una selección de acelerogramas consistente con la amenaza, como se describe en las siguientes líneas.

## 4.1 Espectro de diseño elástico según ASCE 7

El espectro de diseño elástico representa la demanda sísmica en términos de la aceleración espectral plausible a la que estaría sometida una estructura debido a la ocurrencia de un sismo. De acuerdo con ASCE 7 (ASCE/SEI 7-16, 2016), los parámetros que definen el espectro de diseño elástico para la ubicación seleccionada, con clasificación de suelo D y una categoría de riesgo II se presentan en la **Tabla 2**. La **Figura 8** presenta los espectros de aceleraciones espectrales calculados según ASCE 7 (ASCE/SEI 7-16, 2016), y los períodos fundamentales de cada uno de los arquetipos seleccionados según su altura.

**Tabla 2.** Parámetros de demanda sísmica 5% de amortiguamiento, según ASCE 7-16.

Variable	Descripción
$S_{DS} = 0.375$	Aceleración de respuesta espectral en períodos cortos
$S_{D1} = 0.185$	Aceleración de respuesta espectral en período de 1 segundo
$T_0 = 0.20 S_{D1}/S_{DS} = 0.10 \text{ s}$	Menor período de vibración del tramo de aceleraciones espectrales constantes
$T_S = S_{D1}/S_{DS} = 0.52 \text{ s}$	Periodo de vibración a partir del cual las aceleraciones espectrales dejan de ser constantes
$R = 5$	Coefficiente de modificación de la respuesta
$C_d = 4.5$	Factor de amplificación de la deriva



**Figura 8.** Espectros elásticos de pseudo - aceleraciones.

## 4.2 Escenario de Espectros Condicionales (CSS)

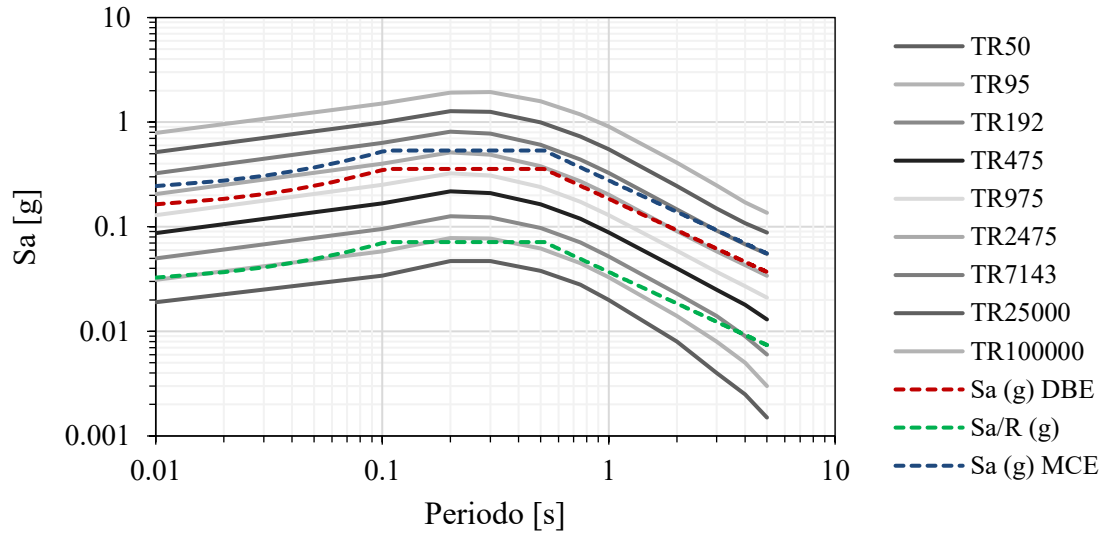
Los factores que afectan el desempeño sísmico de las edificaciones son variables aleatorias, por lo que la naturaleza de la respuesta estructural es también aleatoria. Una de las mayores fuentes de incertidumbre está asociada a la demanda sísmica, lo que dificulta una evaluación objetiva del riesgo de excedencia en la respuesta de los parámetros de ingeniería de interés. Para la

representación de la amenaza sísmica en esta investigación se empleó la metodología CSS, que consiste en la selección de un conjunto de espectros realistas con tasas de ocurrencia asignadas que reproducen el peligro en un sitio sobre varios niveles de amenaza (espectros de amenaza uniforme UHS) y sobre un rango de periodos (Arteta & Abrahamson, 2019). Esta selección permite estimar la respuesta del parámetro de ingeniería de interés (EDP por sus siglas en inglés) como deriva máxima de techo, rotación plástica en la base, deformación por compresión en los extremos del concreto, entre otros, lo que permite obtener parejas correlacionadas de medida de intensidad IM y EDP necesarias para construir curvas de excedencia de respuesta estructural condicionadas a IM (e.g.  $P(EDP > edp|IM)$ ).

La evaluación coherente con la amenaza de un sistema de ingeniería implica la vinculación del comportamiento sísmico simulado del sistema con la tasa de ocurrencia esperada. Esta vinculación permite realizar evaluaciones más completas del comportamiento sísmico, mejorando la interpretación de los resultados.

El procedimiento para estimar el CSS inicia seleccionando espectros candidatos que sean consistentes con escenarios de desagregación sísmica basados en la magnitud (M) y distancia (R), y la forma espectral en un período condicional específico ( $T_0$ ). Si la desagregación varía para diferentes periodos espectrales, se amplía el rango de M y R utilizados para capturar todos los periodos relevantes. Luego se construyen los UHS objetivo (ver **Figura 9**) mediante la utilización de múltiples periodos de retorno que son representativos de los niveles de amenaza de interés, para posteriormente calcular el Espectro de Respuesta Medio Condicional (CMS, por sus siglas en inglés) utilizando el punto medio entre los UHS consecutivos en el  $T_0$ . Cada UHS implica de manera conservadora que los valores espectrales de gran amplitud ocurrirán en todos los periodos dentro de un solo movimiento del suelo, lo que se contrasta con el CMS, que proporciona el espectro de respuesta esperado (es decir, el promedio), condicionado a la ocurrencia de un valor objetivo de aceleración espectral en el periodo de interés. El CMS se calculó siguiendo el procedimiento propuesto por Carlton & Abrahamson (2014). Adicionalmente, fue necesario realizar el cálculo de la variabilidad del CMS utilizando el enfoque propuesto por Jayaram et al. (2011). La selección de acelerogramas empleada para el análisis dinámico en esta investigación fue realizada para el período condicional específico  $T_0 = 1$  s, cercano a los periodos fundamentales estimados para los arquetipos de estudio.

El CSS se construye a partir de subconjuntos de este conjunto de espectros seleccionados inicialmente, donde un mismo acelerograma puede ser seleccionado en más de un nivel de amenaza, pero con diferentes factores de escala y tasas de retorno. Es importante mencionar que generalmente el Conjunto de Espectros Sísmicos Condicionales (CSS) no muestra una alta sensibilidad al  $T_0$  debido a que la distribución de la intensidad en los espectros de respuesta de los registros seleccionados tiende a ser coherente con las curvas de riesgo de sismos específicos del lugar para todos los periodos relevantes. Esta consistencia implica que la variación en el período condicional tiene un impacto limitado en la forma y características de los espectros seleccionados en el CSS (Lin, Haselton, & Baker, 2013). Fueron seleccionados y escalados un subgrupo de acelerogramas candidatos que se encontraran dentro de un rango  $\pm 2.5$  alrededor del CMS condicionado en  $T_0$ .



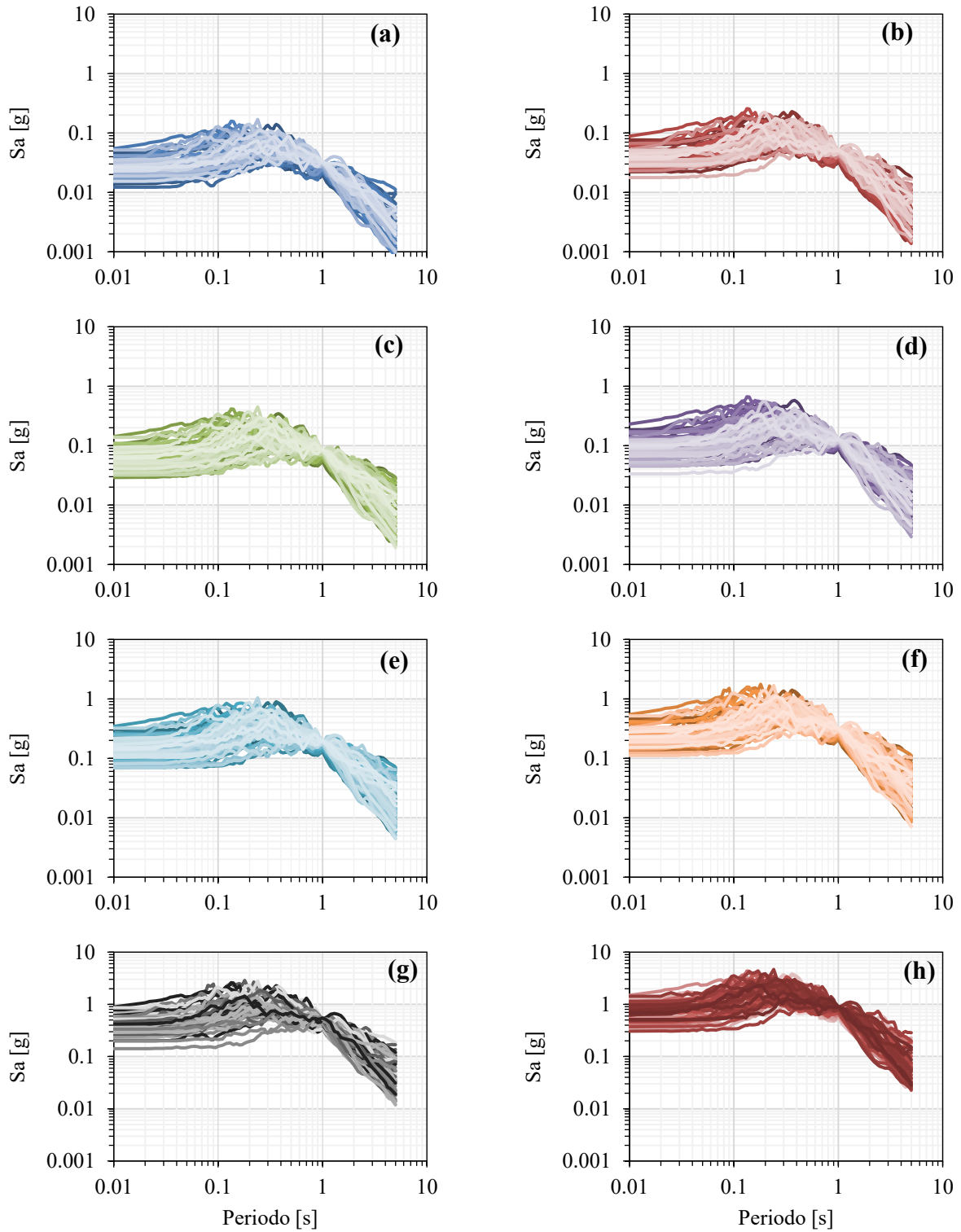
**Figura 9.** Espectros de amenaza uniforme.

A partir de dicho subgrupo, se procedió a la selección aleatoria de N acelerogramas, sobre los cuales se aplicó el cálculo de una función con el fin de evaluar cuan adecuados son estos registros de tiempo para reproducir de manera precisa la mediana y la desviación estándar del CMS dentro del rango objetivo de períodos espectrales. Finalmente, se realizó un proceso de ajuste de la tasa de ocurrencia de cada acelerograma con el objetivo de reducir al mínimo la discrepancia entre la amenaza compuesta obtenida a partir de la serie de tiempo y el análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA), según lo propuesto por Arteta & Abrahamson (2019).

Para el sitio de interés se seleccionaron ocho niveles de amenaza que van de periodos de retorno de 50 a 25000 años. Estas series temporales, diseñadas específicamente para la localización de los muros ordinarios RC se encuentran estructuradas en ocho niveles de amenaza, como se presenta en la **Tabla 3**. Por último, en la **Figura 10** se muestran los acelerogramas seleccionados en el marco de este análisis.

**Tabla 3.** Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de amenaza	Periodo de Retorno	Cantidad de acelerogramas
Hazard level 1	TR50	110
Hazard level 2	TR95	118
Hazard level 3	TR195	138
Hazard level 4	TR475	154
Hazard level 5	TR975	156
Hazard level 6	TR2475	140
Hazard level 7	TR7150	120
Hazard level 8	TR25000	128



**Figura 10.** Selección de acelerogramas del CSS. (a) HazLv 1; (b) HazLv 2; (c) HazLv 3; (d) HazLv 4; (e) HazLv 5; (f) HazLv 6; (g) HazLv 7; (h) HazLv 8.



## CAPÍTULO 5. DISEÑO ELÁSTICO LINEAL

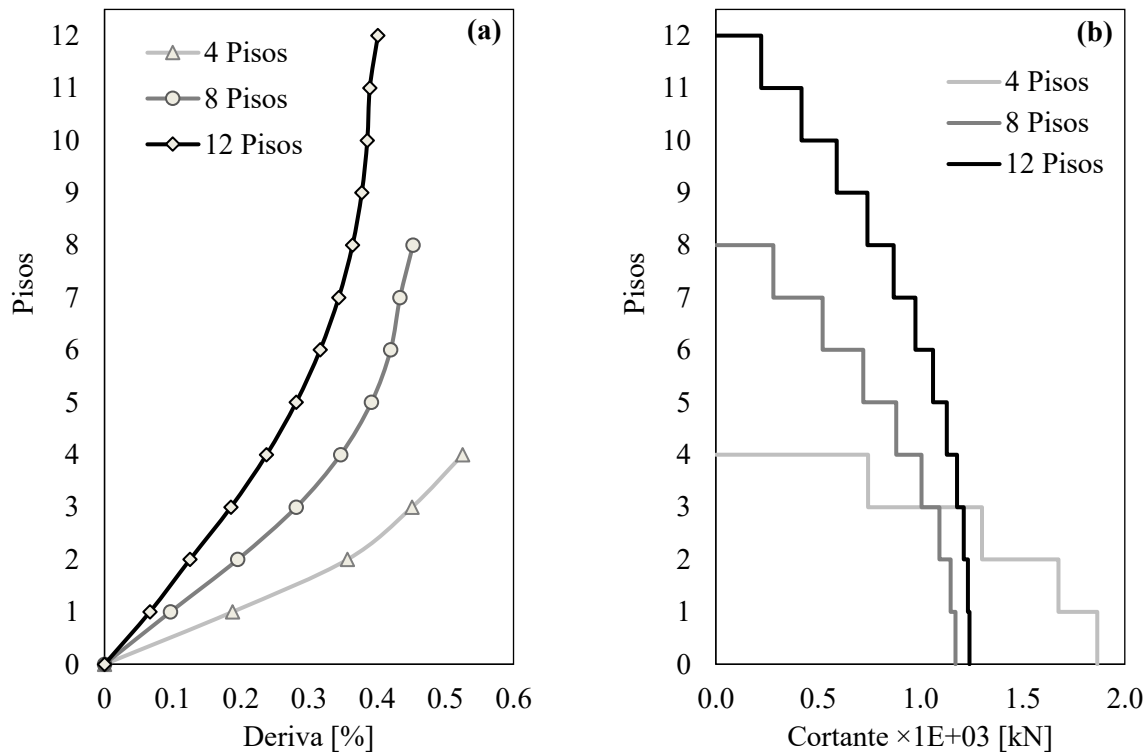
Los arquetipos seleccionados fueron analizados y diseñados utilizando un modelo lineal-elástico bidimensional (2D) bajo cargas estáticas en el software ETABS (Computers and Structures, Inc., 2019). Para cada modelo, las fuerzas sísmicas se obtuvieron mediante el procedimiento de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) de acuerdo con el capítulo 12 de ASCE/SEI 7-16 (ver 4.1). Estas fuerzas fueron asignadas en el centro de masa de la estructura por cada nivel. Adicionalmente, las cargas gravitacionales correspondientes al nivel de carga axial bajo o alto fueron asignadas a cada nodo. Con el fin de no afectar la relación ALR, no fue tomada en cuenta la carga muerta correspondiente al peso propio del muro. Los efectos de fisuración de los elementos fueron considerados modificando las propiedades de rigidez de estos, definiendo una rigidez efectiva de flexión en el plano del muro  $EI_{eff} = 0.5EI_g$ . También se implementó un análisis modal para el cálculo de los periodos de los edificios. En este caso se asignó una masa sísmica concentrada en cada nivel de piso, equivalente a la mitad de la masa total del edificio, teniendo en cuenta el 100% de la carga muerta  $D$ . El concreto utilizado para el diseño de los muros ordinarios tiene una resistencia a la compresión  $f'_c = 42 \text{ MPa}$  y un módulo de elasticidad asumido  $E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$ . El acero de refuerzo tiene una resistencia a la fluencia  $F_y = 470 \text{ MPa}$  y una resistencia última  $F_u = 690 \text{ MPa}$ .

El cálculo del cortante basal de diseño, los periodos fundamentales calculados según ASCE 7 (T) y los obtenidos mediante el análisis modal de ETABS ( $T_1$ ), el peso sísmico de cada edificio, la demanda de deriva de techo RDR (por sus siglas en inglés) y el coeficiente de cortante de diseño  $C_s$ , se presentan en la **Tabla 4**. Se observa que los periodos estructurales obtenidos mediante el uso del software ETABS muestran valores superiores a los estimados según las prescripciones de ASCE 7, debido a que se ha considerado el agrietamiento de la sección al modificar la inercia.

La demanda sísmica en términos de deriva y distribución de fuerza cortante en altura se muestra en la **Figura 11**. El comportamiento típico de los muros en voladizo se caracteriza por presentar derivas mayores en la punta superior de los mismos. En el caso de los arquetipos analizados, se observa este patrón de comportamiento, donde los valores más altos de deriva se concentran en la parte superior de los muros. Los valores obtenidos de deriva se encuentran en un rango de 0.4% a 0.5%. Se destaca que estos valores son considerablemente menores al límite de 1.43% propuesto en la norma ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019).

**Tabla 4.** Parámetros del diseño elástico - lineal de los arquetipos.

Arquetipos	Período fundamental (ASCE 7) $T = C_u T_a \text{ [s]}$	Período análisis modal ETABS $T_1 \text{ [s]}$	Peso sísmico asociado a cada muro $W \text{ [kN]}$	Cortante base de diseño $V_b \text{ [kN]}$	Coficiente de cortante de diseño $C_s \text{ [%]}$
4 pisos	0.56	0.66	28024	1868	6.7
8 pisos	0.93	1.03	29358	1170	4.0
12 pisos	1.25	1.33	42036	1241	3.0



**Figura 11.** Demanda FHE. (a) Derivas de piso; (b) Fuerza cortante de piso.

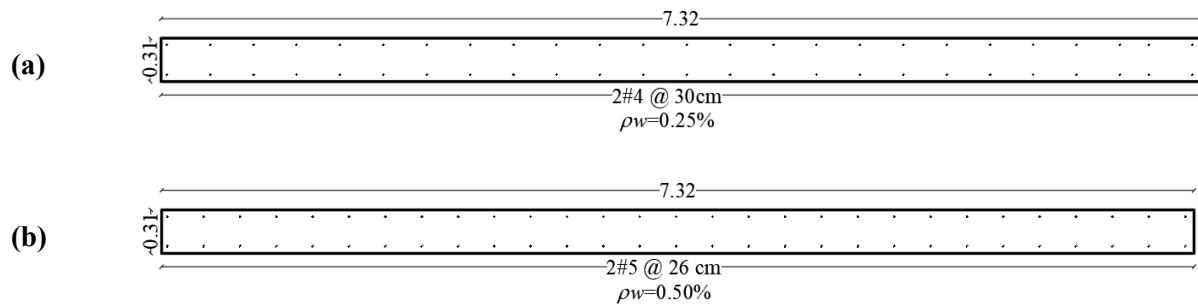
Ante la demanda estimada, los requerimientos de acero de refuerzo para las secciones críticas ubicadas en la base de los muros se satisfacen con cuantías de refuerzo mínimo en la sección del alma en las direcciones longitudinal y transversal ( $\rho_l = \rho_t = 0.0025$ ). Teniendo en cuenta que los muros estructurales ordinarios RC (permitidos en zona de amenaza sísmica intermedia) no necesitan cumplir con los requisitos de detallado del Capítulo 18 de ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019), el refuerzo requerido para cada arquetipo se suministra por medio de dos cortinas de barras de acero dúctil laminadas en caliente uniformemente distribuidas a lo largo de la longitud del muro, sin estribos de confinamiento en los bordes.

A pesar de que el diseño lineal elástico ante la demanda sísmica estimada define una cuantía requerida mínima, en esta investigación se decidió aumentar la cuantía longitudinal de los muros de carga baja en la sección crítica al 0.5%. Esto se debe a que, al realizar un análisis de sección tipo  $M-\phi$  de la sección crítica de estos muros con la cuantía de diseño, el momento de fluencia no era mayor que el de agrietamiento. Con el aumento de la cuantía, se pudo observar una mejora significativa en el comportamiento de los muros de carga baja (ver **Figura 15**). El diseño de las secciones críticas para cada uno de los arquetipos se presenta en la **Figura 12** (4 pisos), **Figura 13** (8 pisos) y **Figura 14** (12 pisos). La resistencia nominal a cortante calculada según ACI 318 (**Ecuación (5)**) y la resistencia nominal a momento de las secciones de muro diseñadas se muestran en la Tabla 5.

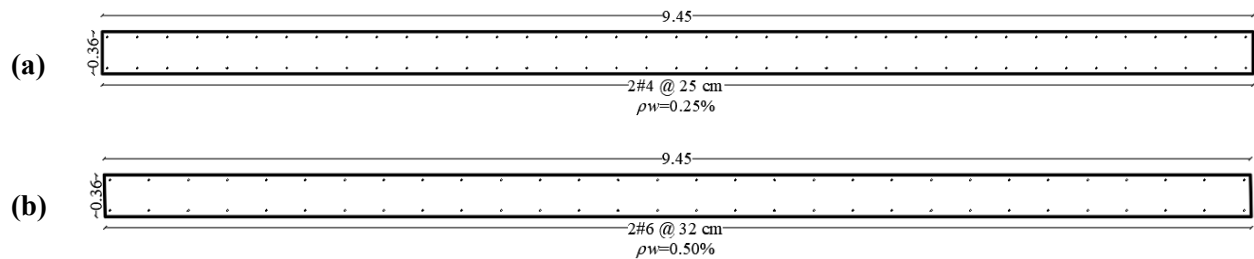
$$V_n = (\alpha_c \lambda + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (5)$$

**Tabla 5.** Resultados del diseño lineal - elástico.

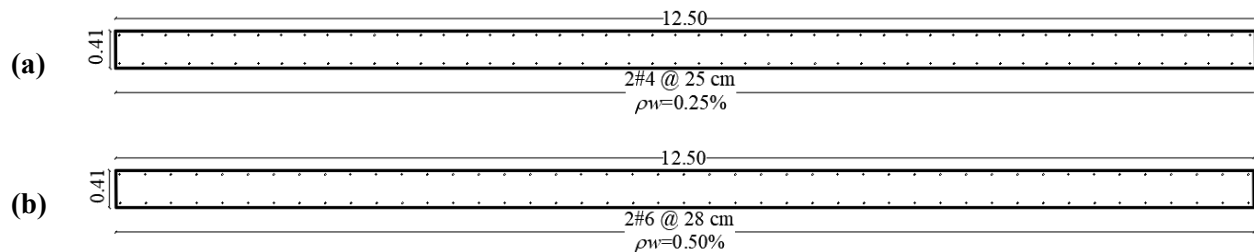
Arquetipo	Cuantía transversal $\rho_t$	Cuantía longitudinal requerida $\rho_{lreq}$	Cuantía longitudinal suministrada $\rho_l$	Cortante nominal $\phi V_n$ [kN]	Momento nominal $\phi M_n$ [kN m]
4 pisos – carga baja	0.0025	0.0025	0.0050	2215	32800
4 pisos – carga alta	0.0025	0.0025	0.0028	2215	54000
8 pisos – carga baja	0.0025	0.0025	0.0050	3320	65000
8 pisos – carga alta	0.0025	0.0025	0.0028	3320	106000
12 pisos – carga baja	0.0025	0.0025	0.0050	5000	128000
12 pisos - carga alta	0.0025	0.0025	0.0028	5000	208000



**Figura 12.** Resultado de diseño de secciones críticas según ACI 318-19. (a) Muros de 4 pisos carga alta; (b) Muros de 4 pisos carga baja.



**Figura 13.** Resultado de diseño de secciones críticas según ACI 318-19. (a) Muros de 8 pisos carga alta; (b) Muros de 8 pisos carga baja.



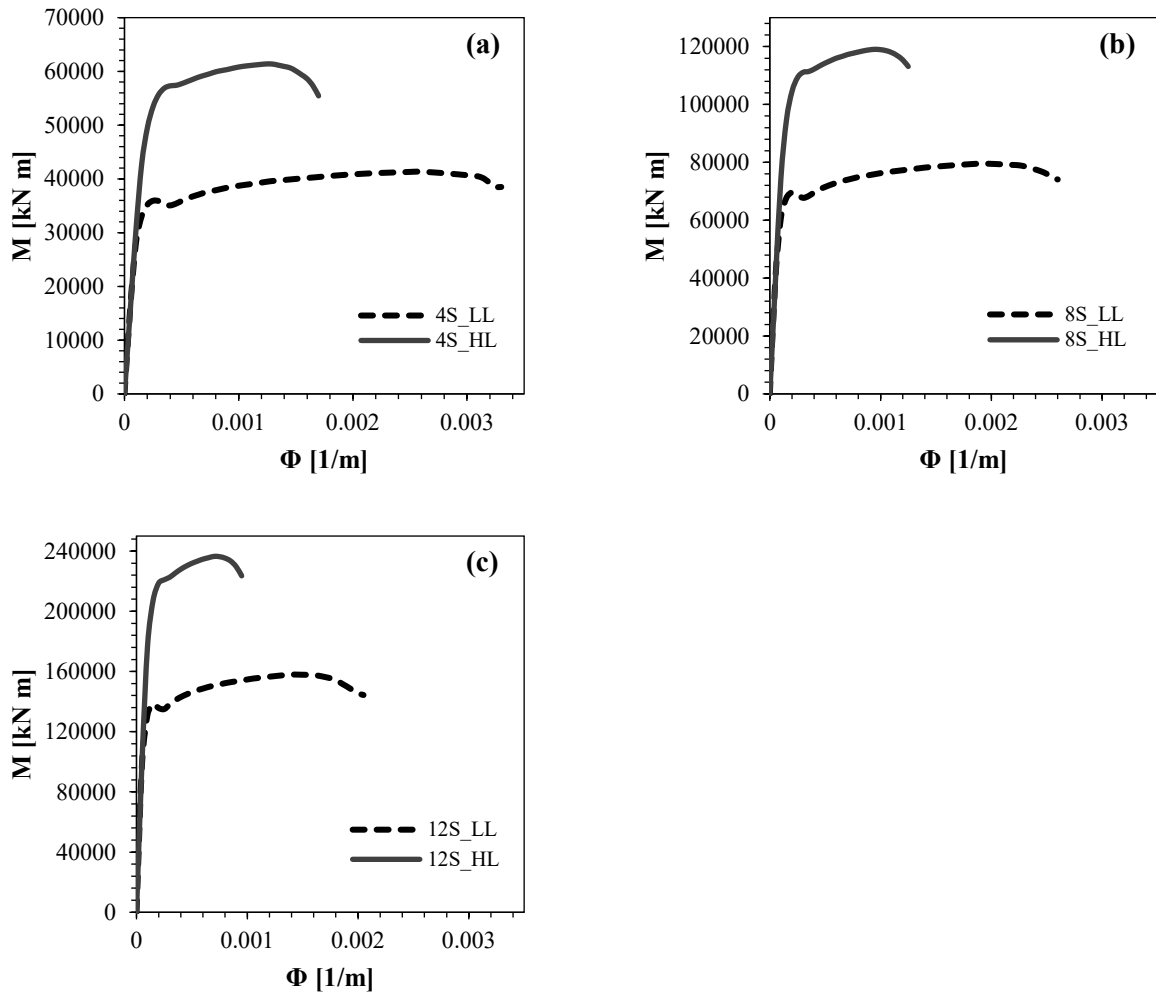
**Figura 14.** Resultado de diseño de secciones críticas según ACI 318-19. (a) Muros de 12 pisos carga alta; (b) Muros de 12 pisos carga baja.

Por último, se realizan en OpenSees los diagramas de momento-curvatura correspondientes a cada una de las secciones, los cuales representan de manera gráfica la

variación de la respuesta local de la sección ante la aplicación de un momento. Estos diagramas se presentan en la **Figura 15**. Se observa que los arquetipos de carga alta exhiben una ductilidad limitada en comparación con los arquetipos de carga baja. Esto típico en secciones con alta pre-compresión antes de iniciar la flexión, pues se propician el agotamiento de la capacidad del concreto anticipadamente. En una sección sometida a mayores esfuerzos de compresión, es posible que se produzca un fenómeno conocido como pandeo localizado en los extremos. El momento de agrietamiento  $M_{cr}$ , momento de fluencia  $M_y$  (calculado como el mínimo entre el momento en el cual la primera barra de refuerzo alcanza la fluencia y el momento en el que la fibra extrema de concreto a compresión alcanza una deformación unitaria de 0.002 (Moehle, 2015)) y momento probable  $M_{pr}$  para cada sección se muestran en la **Tabla 6**.

**Tabla 6.** Momento de agrietamiento, de fluencia y probable para cada sección.

Arquetipo	Momento de agrietamiento $M_{cr}$ [kN m]	Curvatura de fluencia $\phi_y$ [1/m]	Momento de fluencia $M_y$ [kN m]	Momento probable $M_{pr}$ [kN m]
4S_LL	11184	0.00050	35898	41350
4S_HL	11184	0.00060	58531	61393
8S_LL	21647	0.00040	69613	79574
8S_HL	21647	0.00045	113309	119049
12S_LL	43135	0.00030	138153	157963
12S_HL	43135	0.00035	225390	236483



**Figura 15.** Diagramas de momento-curvatura de las secciones diseñadas (a) 4 pisos, (b) 8 pisos y (c) 12 pisos.

## CAPÍTULO 6. MODELO NO LINEAL

---

Con el fin de evaluar el comportamiento sísmico de los arquetipos de muros descritos en el **Capítulo 3**, se llevaron a cabo análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, utilizando modelos matemáticos bidimensionales (2D) implementados en la plataforma OpenSees. De acuerdo con el análisis lineal realizado, se consideró la agrupación de la masa en cada nivel de muro, representando el 50% de la masa total de los edificios, teniendo en cuenta la distribución de los muros de corte en la configuración de la planta de los arquetipos estudiados. A cada muro se le asignó una carga axial alta o baja, correspondiente a un nivel de carga axial del 20% o 7.5%, respectivamente. Para simular las no linealidades geométricas, se ha implementado una columna inclinada con formulación PDelta (*leaning column*) que representa al sistema de carga gravitacional del interior de los edificios. Esta técnica de modelación reduce la rigidez tangente del sistema al considerar la influencia de la carga axial en la forma deformada lateralmente del modelo. El enfoque de modelado adoptado en este estudio no considera los efectos de la interacción suelo-estructura. Sin embargo, se tuvieron en cuenta las deformaciones relacionadas con el deslizamiento de la barra de la base y el corte mediante la inclusión de resortes rotacionales elásticos y de cortante inelásticos.

### 6.1 Configuración del modelo no lineal

En la plataforma de código abierto OpenSees se desarrollaron modelos inelásticos bidimensionales simulando los muros ordinarios de concreto reforzado con elementos tipo viga-columna con formulación basadas en fuerzas (FBC por sus siglas en inglés), con secciones de fibra. En esta formulación hace cumplir el equilibrio en los nodos de manera exacta, y permite reproducir adecuadamente el comportamiento altamente no lineal de los elementos de concreto reforzado bajo combinaciones de carga cíclica de momento y carga axial (Spacone, Filippou, & Taucer). Las masas asignadas a los nodos del modelo corresponden a la mitad de la masa sísmica de cada planta, presentadas en la **Tabla 4**. En la **Figura 17** se muestra el esquema del modelo no lineal desarrollado para los arquetipos. Los elementos empleados en la modelación se describen en las siguientes líneas.

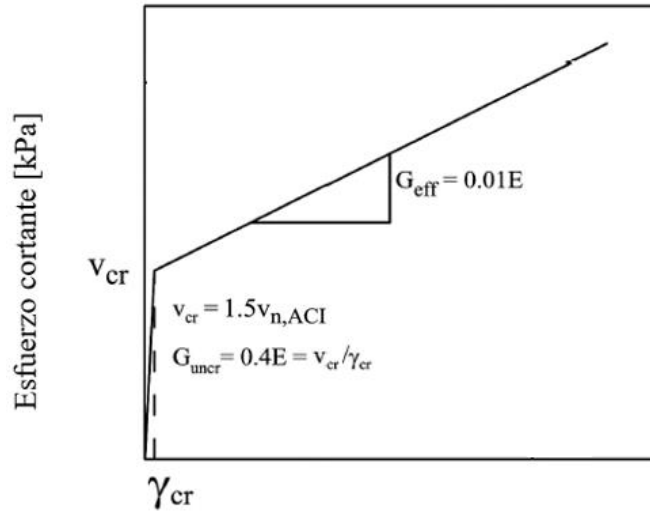
- **Elementos del muro:** elementos viga-columna con formulación de rigidez basada en el equilibrio de fuerzas, que permiten una distribución de la plasticidad a lo largo del elemento. Esta formulación asume que las secciones planas permanecen planas y perpendiculares al eje longitudinal, por lo que no son considerados los efectos de corte y deslizamiento de adherencia de barra. A estos elementos se les asignaron secciones de fibra con el refuerzo obtenido a partir del diseño elástico de los muros presentado previamente en el **Capítulo 5**. El número de fibras empleado varía dependiendo de la longitud de cada muro. En el elemento de primer piso se empleó el esquema de integración *'User Defined'*, que permite la especificación por parte del usuario de las ubicaciones y pesos de cada punto de integración. Este esquema de integración representa una alternativa a los esquemas de integración clásicos (*Lobatto*, *Radau*, *Legendre*, entre otros), y su escogencia se basó en el hecho de que permiten darle un mayor

peso a la zona en donde se espera que se produzca la mayor demanda. Para la modelación se emplearon cuatro puntos de integración para capturar la respuesta en la base del muro (donde se presentan los mayores esfuerzos), con las localizaciones y pesos que se presentan en la **Tabla 7** y en los pisos superiores el esquema de integración ‘*Gauss Legendre*’ con tres puntos de integración, disposición que se encontró adecuada para realizar los análisis ( Parra, Arteta, & Moehle, 2019).

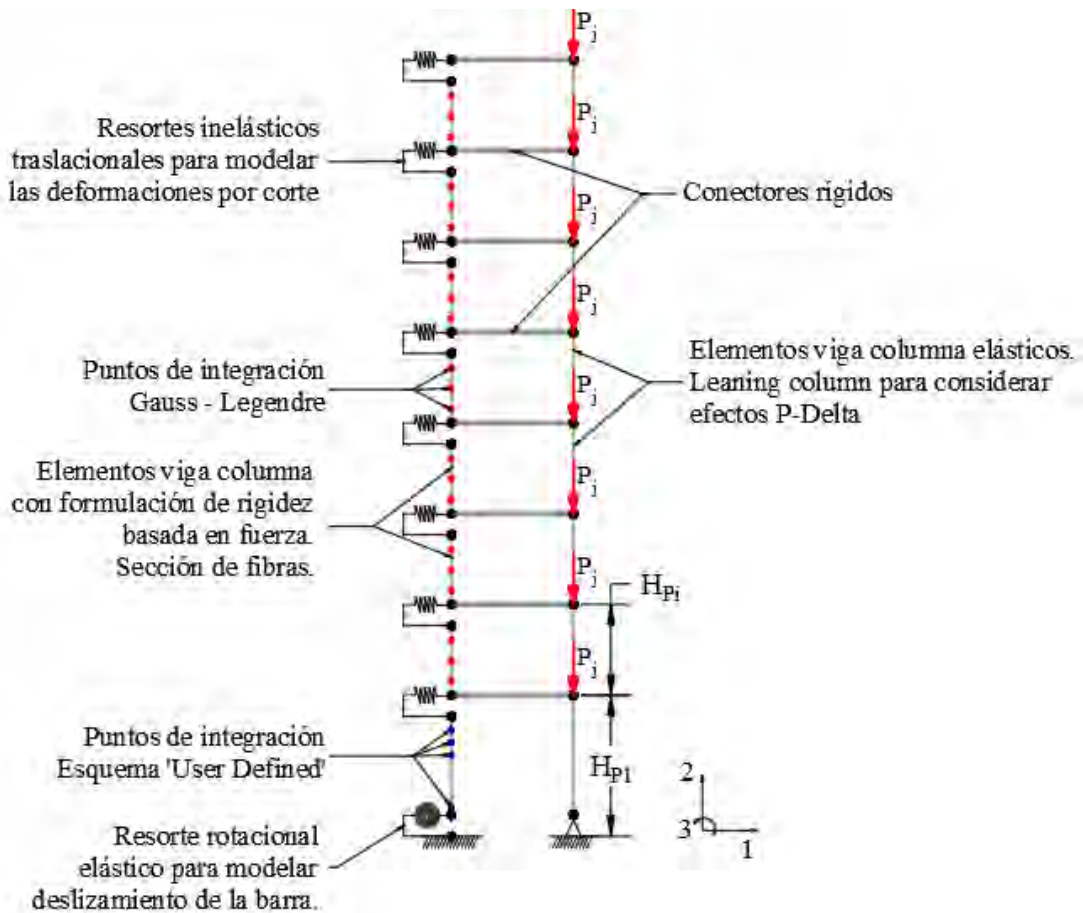
**Tabla 7.** Esquema de integración utilizado en el primer piso.

<b>Punto de integración (IP)</b>	<b>Peso (<math>w_{IP}</math>)</b>	<b>Localización</b>
1	0.70	0.00
2	0.10	0.70
3	0.10	0.83
4	0.10	0.95

- **Leaning column:** elementos columna-viga elásticos. La ecuación de rigidez que relaciona las acciones en los extremos y la deformación dentro de los sistemas de coordenadas locales es la correspondiente a la teoría de la ley de elasticidad de Hooke. Estos elementos se conectan a los nodos del muro por medio de conectores axialmente rígidos tipo ‘*truss*’, lo que permite considerar los efectos asociados a las cargas gravitacionales del edificio por fuera de la aferencia de cargas de cada muro.
- **Resorte rotacional:** en la base del muro se dispuso un resorte rotacional con el fin de modelar el ‘slip’ o deslizamiento de las barras de refuerzo en la base del muro debido a grandes rotaciones. El resorte consiste en un material constitutivo elástico, con rigidez  $M_y/\theta_y$ , donde  $M_y$  es la capacidad de momento a fluencia de la sección y  $\theta_y$  la rotación de fluencia del muro (Gogus & Wallace, 2015). El resorte se asigna en la dirección 3 de un elemento de tipo ‘*zeroLength*’, que representa una conexión o una relación de rigidez entre dos nodos sin tener una longitud física.
- **Resortes de corte:** para los resortes de cortante se utilizó un modelo de corte generalizado bilineal (ver **Figura 16**) cuya pendiente inicial en el rango elástico es de  $0.4Ec$ , donde  $Ec$  es el módulo de elasticidad del concreto. La capacidad de fluencia se estableció como  $1.5V_n$  ( $V_n$  definido en **Ecuación (5)**), y el módulo efectivo a corte post agrietamiento como el 2.5% de la pendiente inicial.,. De la misma forma en la que se creó el resorte rotacional, el material de resortes de cortante se asigna a elementos de tipo ‘*zeroLength*’, dispuestos en la parte superior de cada elemento del muro, en la dirección 1. Se establecen restricciones en las direcciones 2 y 3 usando el comando ‘*equalDOF*’ entre el nodo final de cada elemento del muro y su correspondiente nodo copia creado para la creación del resorte de cortante.



**Figura 16.** Modelo de cortante para muros controlados por flexión.

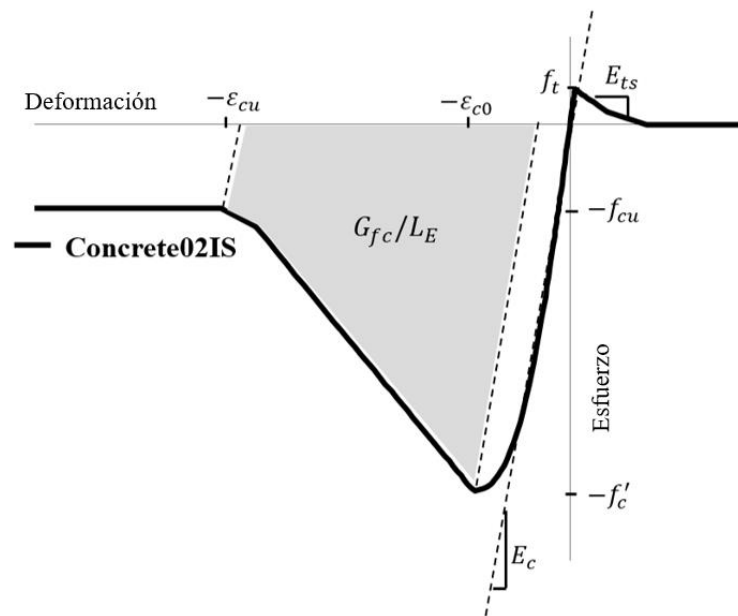


**Figura 17.** Esquema del modelo no lineal desarrollado.



## 6.2 Materiales

El comportamiento histerético no lineal de los elementos FBC se deriva de las relaciones constitutivas del concreto y el acero de refuerzo que componen las fibras en las que se divide cada sección (Spacone, Filippou, & Taucer). *Concrete02* es un modelo de material implementado en OpenSees, utilizado para la simulación del comportamiento del concreto en condiciones de carga uniaxial. La formulación de *Concrete02* se basa en la relación propuesta por Kent y Park (1971), la cual fue posteriormente modificada por Scott, Park, & Priestley (1982) para incluir el comportamiento a tensión del concreto. Esta formulación considera aspectos relevantes como la resistencia a la tracción, el endurecimiento por tensión y los ciclos de descarga/recarga en compresión. El modelo *Concrete02* sigue las reglas de Mohd Yassin (1994), los cuales abarcan la degradación gradual de la rigidez durante los ciclos de descarga y recarga en compresión. Sin embargo, *Concrete02* carece de una función que permita controlar la rigidez inicial, la cual se fija en un valor constante de módulo de elasticidad inicial  $E_c = 2f'_c / \epsilon_{c0}$ , donde  $f'_c$  corresponde a la resistencia a compresión del concreto y  $\epsilon_{c0}$  a la deformación unitaria correspondiente al límite elástico convencional del concreto en compresión. Con el fin de superar esta limitación, el Dr. Nasser Marafi desarrolló *Concrete02IS* (*Concrete02* con control de la rigidez inicial) y, posteriormente, lo incorporó a la plataforma OpenSees en el año 2018 (Scott M. H., 2021). Esta modificación permite especificar la rigidez inicial del concreto como parte de los argumentos de entrada, siguiendo los parámetros estándar de *Concrete02*. En la **Figura 18** se muestra el modelo de concreto *Concrete02IS*, implementado en la modelación no lineal de los arquetipos.

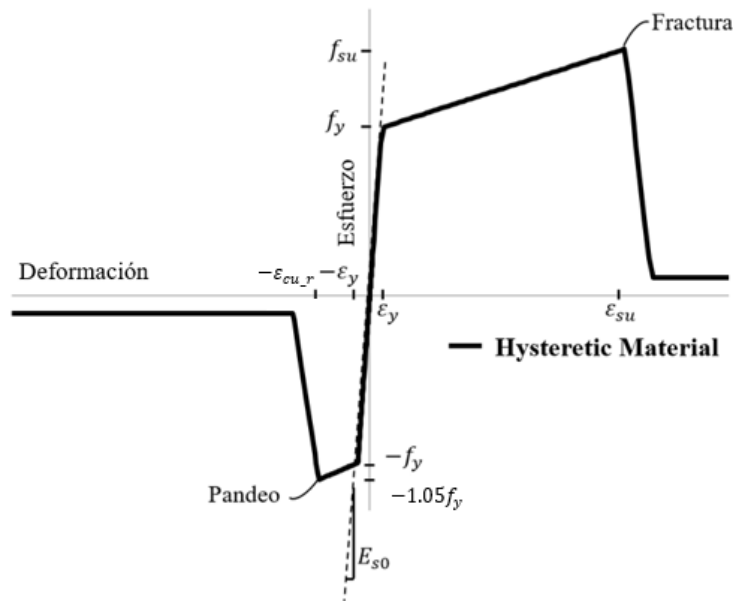


**Figura 18.** Modelo del concreto implementado en OpenSees.

Para modelar el comportamiento histerético de las barras de acero en los muros se utilizó el *Hysteretic-Material* de OpenSees, cuya formulación requiere parámetros de entrada como la

resistencia máxima, la deformación última, la rigidez inicial y los parámetros de fluencia, endurecimiento y ablandamiento. Este modelo se ajusta a las curvas monotónicas experimentales (en tensión o compresión) utilizando tres pares de coordenadas de la curva de esfuerzo-deformación. En particular, los parámetros  $\$PinchX$  y  $\$PinchY$  de la formulación de materiales histeréticos en OpenSees permiten ajustar la rigidez y el endurecimiento del material en cada dirección para capturar de manera precisa el comportamiento no lineal y la capacidad de disipación de energía de los elementos. El parámetro  $\$PinchX$  está asociado con la pendiente modificada en la dirección X, mientras que el parámetro  $\$PinchY$  está relacionado con la pendiente modificada en la dirección Y. La configuración de estos parámetros depende de las propiedades específicas del material, en el caso del acero de refuerzo, los valores de  $\$PinchX$  y  $\$PinchY$  que mejor simulan el comportamiento histerético de las barras son en 0.2 y 0.8 respectivamente (Mazzoni, McKenna, & Fenves, 2007). En la **Figura 19** se muestra el modelo de acero *Hysteretic-Material*, implementado en la modelación no lineal de los arquetipos.

Los valores de esfuerzo a compresión del concreto  $f'_c$ , esfuerzo último a compresión de concreto  $f_{cu}$ , deformación unitaria del concreto  $\epsilon_{c0}$  correspondiente al esfuerzo  $f'_c$ , deformación unitaria última del concreto  $\epsilon_{cu}$ , esfuerzo máximo a tracción del concreto  $f'_t$ , módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ , rigidez de ablandamiento a tracción del concreto  $E_{ts}$ , esfuerzo de fluencia del acero  $f_y$ , esfuerzo último a tracción y compresión del acero  $f_{su}$ , deformación unitaria de fluencia del acero  $\epsilon_y$  y deformaciones unitarias últimas del acero  $\epsilon_{su}$  corresponden a valores típicos obtenidos a partir de ensayos experimentales de muros.



**Figura 19.** Modelo del acero de refuerzo implementado en OpenSees.

### 6.3 Objetividad en la respuesta local y global

Cuando los elementos del muro se someten a cargas que alcanzan su capacidad se produce una degradación en la resistencia y rigidez del elemento conocida como *'softening'* o ablandamiento.

En este comportamiento, a medida que la carga sigue la ruta plástica, la curvatura del elemento sigue aumentando hasta alcanzar un punto máximo para luego iniciar con la pérdida de resistencia del material, lo que da lugar a deformaciones plásticas irreversibles del elemento. Coleman & Spacone (2001) desarrollaron una investigación sobre la modelación y predicción objetiva de la localización de deformaciones plásticas en elementos tipo viga-columna no lineales basados en fuerzas, en la que demostraron que en caso de que la longitud del primer punto de integración coincida con la longitud de la rótula plástica anticipada, es decir, si  $L_{PI} = L_p$ , no se requiere realizar un postprocesamiento de la curvatura, ya que no existe una pérdida de objetividad en la predicción de deformaciones locales. Sin embargo, por la geometría de la sección transversal de los muros evaluados no es posible hacer coincidir estas dos longitudes si se quiere mantener una longitud de elementos adecuada por cada piso. Por esta razón, para obtener una predicción objetiva de la demanda real se hace necesario un procesamiento de la curvatura, deformaciones y rotaciones. Coleman & Spacone (2001) explican que la curvatura total en la región de la rótula plástica puede separarse en componentes de curvatura elástica e inelástica  $\phi = \phi_e + \phi_i$ . En el caso en el que se sobrepase el límite del rango elástico, la curvatura debe ser corregida según la **Ecuación (6)**, donde el factor de escala se calcula para elementos con una única curvatura con la **Ecuación (7)**.

$$\phi = \phi_e + (\text{Factor de escala})\phi_{i \text{ modelo}} \quad (6)$$

$$\text{Factor de escala} = \frac{w_{IP}L^2(1 - w_{IP})}{L_p(L - L_p)} \quad (7)$$

$L$ : Longitud del primer piso

$w_{IP}$ : Peso del primer punto de integración utilizado

Al analizar la respuesta global de los elementos, Coleman & Spacone (2001) encontraron que la estimación de la capacidad de desplazamiento último de muros estructurales de concreto reforzado depende en gran medida de la longitud de la rótula plástica  $L_p$  asumida. En su investigación, utilizaron 3, 4 y 5 puntos de integración (IPs) para simular el comportamiento de una columna de concreto reforzado en voladizo sometido a carga lateral, y observaron que la respuesta global antes del pico del sistema fue consistente en los tres esquemas de integración. Sin embargo, tras pasar este punto, la respuesta global de corte-desplazamiento en la base perdieron objetividad, es decir que depende del tamaño del punto de integración donde se concentra la demanda máxima.

Para abordar este problema y lograr una respuesta global objetiva, Coleman y Spacone (2001) propusieron regularizar la relación esfuerzo-deformación del material. La idea principal del proceso de regularización consiste en suponer que la relación uniaxial de esfuerzo-deformación del concreto se define mediante la introducción de un parámetro adicional del material, conocido como la energía de fractura en compresión, denotada como  $G_f^c$ . Su magnitud es representada como el área bajo la porción plástica (post-pico) de la curva de esfuerzo-deformación de la respuesta del material, multiplicada por la longitud total efectiva del elemento (ver **Figura 18**). Esta relación constitutiva asume que la rama lineal de ablandamiento post-pico

en la zona a compresión se desarrolla hasta alcanzar un esfuerzo correspondiente al 20% de la resistencia máxima a la compresión del concreto en una deformación prescrita  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{20}$ . Así, para garantizar una energía de fractura constante, es necesario definir  $\varepsilon_{20}$  como se muestra en la **Ecuación (8)**. Según estudios experimentales y analíticos previos (Nakamura & Higai, 2001; Pugh, Lowes, & Lehman, 2015; Mohammed & Barbosa, 2019), se ha observado que, para el concreto no confinado, la energía de fractura a compresión  $G_f^c$  está relacionada con la resistencia a compresión del concreto  $f_c'$ . Se ha encontrado que una buena aproximación para el valor de  $G_f^c$  es 2 veces la resistencia a compresión del concreto ( $G_f^c = 2f_c' mm$ ).

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0.6f_c' L_{p1}} - \frac{0.8f_c'}{E_c} + \varepsilon_{c0} \quad (8)$$

Aunque se reconoce la necesidad de regularizar el comportamiento de ablandamiento lineal posterior al pico del concreto tanto en la respuesta a tracción como en la compresión, en este estudio se ha optado por aplicar este procedimiento únicamente en la respuesta a compresión. Esto se debe a que se ha determinado que la variabilidad en la energía de fractura a tracción no tiene un impacto significativo en la respuesta global simulada de los muros de este estudio.

Como se mencionó anteriormente, para evitar la pérdida de objetividad tanto en la respuesta local como en la global, es necesario definir la longitud del primer punto de integración  $L_{p1}$ , que a su vez corresponde para efectos de modelación con la longitud de la rótula plástica. Por esta razón, se llevó a cabo una revisión de literatura sobre las numerosas ecuaciones empíricas disponibles para el cálculo de la longitud de rótula plástica, presentadas en los avances investigativos de los últimos años. El resumen de la revisión se presenta en la **Tabla 8**.

**Tabla 8.** Expresiones para el cálculo de longitud de rótula plástica en muros de concreto reforzado.

Autor	Expresión para $L_p$	Términos y observaciones
Wallace & Moehle (1992)	$0.5L_w \leq L_p \leq L_w$	$L_w$ : Largo del muro
Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007)	$L_p = kH_e + 0.2L_w + 0.022f_{ye}d_{bl}$	$k = 0.2(f_u/f_y - 1) \leq 0.08$ $f_u$ : Esfuerzo último del acero $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero $f_{ye}$ : Esfuerzo de fluencia esperado del acero $H_e$ : Altura efectiva del muro $d_{bl}$ : Diámetro de las barras longitudinales $L_w$ : Largo del muro
Bohl & Adebar (2011)	$L_p = (0.2L_w + 0.05H_e)(1 - 1.5ALR) \leq 0.8L_w$	$L_w$ : Largo del muro $H_e$ : Altura efectiva del muro $ALR$ : Relación de carga axial del muro
ASCE 7-22	$L_p = 0.5L_w$	$L_w$ : Largo del muro

Eurocódigo 8	$L_p = \frac{H_e}{30} + 0.2L_w + 0.11 \left( \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$	$H_e$ : Altura efectiva del muro $L_w$ : Largo del muro $d_{bl}$ : Diámetro de las barras longitudinales $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero $f'_c$ : Esfuerzo a compresión del concreto
Takahashi, y otros (2013)	$L_p = 2.5t_w$	$t_w$ : Espesor del muro
Hoult, Goldsworthy, & Lumantarna (2017)	$L_p = (0.1L_w + 0.075H_e)(1 - 6ALR)$	$L_w$ : Largo del muro $H_e$ : Altura efectiva del muro $ALR$ : Relación de carga axial del muro
Alarcón, Hube, & De La Llera (2014)	$4t_w \leq L_p \leq 5t_w$	$t_w$ : Espesor del muro
Welt (2015)	$1.5t_w \leq L_p \leq 3t_w$	$t_w$ : Espesor del muro
Segura & Wallace (2018)	$1.5 \leq L_p \leq 2.5t_w$	$t_w$ : Espesor del muro
Blandón & Bonett (2019)	$t_w \leq L_p \leq 3t_w$	$t_w$ : Espesor del muro

Las últimas investigaciones presentadas han demostrado que el espesor de muro puede influir en la longitud de las rótulas plásticas de muros delgados debido a la distribución de esfuerzos y deformaciones a lo largo del espesor del muro. En general, se ha observado que a medida que aumenta el espesor del muro, las rótulas plásticas tienden a extenderse a lo largo de una mayor longitud. Los muros estudiados tienen espesores de 31 a 41 cm, por lo que se considera adecuado asumir una longitud de articulación plástica  $L_p = 0.5L_w$ , según ACI 318-19.

## 6.4 Validación del modelo no lineal

Para validar el modelo propuesto en la **Sección 6.1** se emplearon datos experimentales de ensayos de muros llevados a cabo por Oesterle et al. (1980), Dazio (1999) y Tasnimi (2000). Estos ensayos se realizaron en muros ordinarios de concreto reforzado rectangulares, con relaciones de aspecto entre 2 y 3, cargas axiales bajas que oscilan entre 0.0% y 6.5%, refuerzo vertical del alma entre 0.2% y 0.5%, y refuerzo vertical en los bordes en el rango de 1.5% a 2.5%. Los datos experimentales obtenidos de estos prototipos se utilizaron como referencia para comparar y validar el modelo propuesto.

La evaluación del modelo no lineal se basó en su capacidad para simular la respuesta de fuerza lateral-desplazamiento en la parte superior de los especímenes, así como para predecir su capacidad de desplazamiento último y modo de falla. En la **Tabla 9** se presentan las principales características de los especímenes seleccionados.

**Tabla 9.** Características de especímenes para validación del modelo no lineal.

Especímen	Altura [mm]	AR	Escala	ALR [%]	$f'_c$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$A_{cv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_u/A_{cv}\sqrt{f'_c}$
R1 - Oesterle et al. (1980)	4470	2.34	1:3	0.4	44.8	511.6	156000	0.12
WSH4 - Dazio (1999)	4560	2.28	1:2	6.3	40.9	576.0	240000	0.28
SHW1 - Tasnimi (2000)	1500	3.00	1:8	0.2	22.5	276.0	20000	0.16

$A_{cv}$ : Área efectiva de resistencia al corte

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto

$f_y$ : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo en barras de elementos de borde

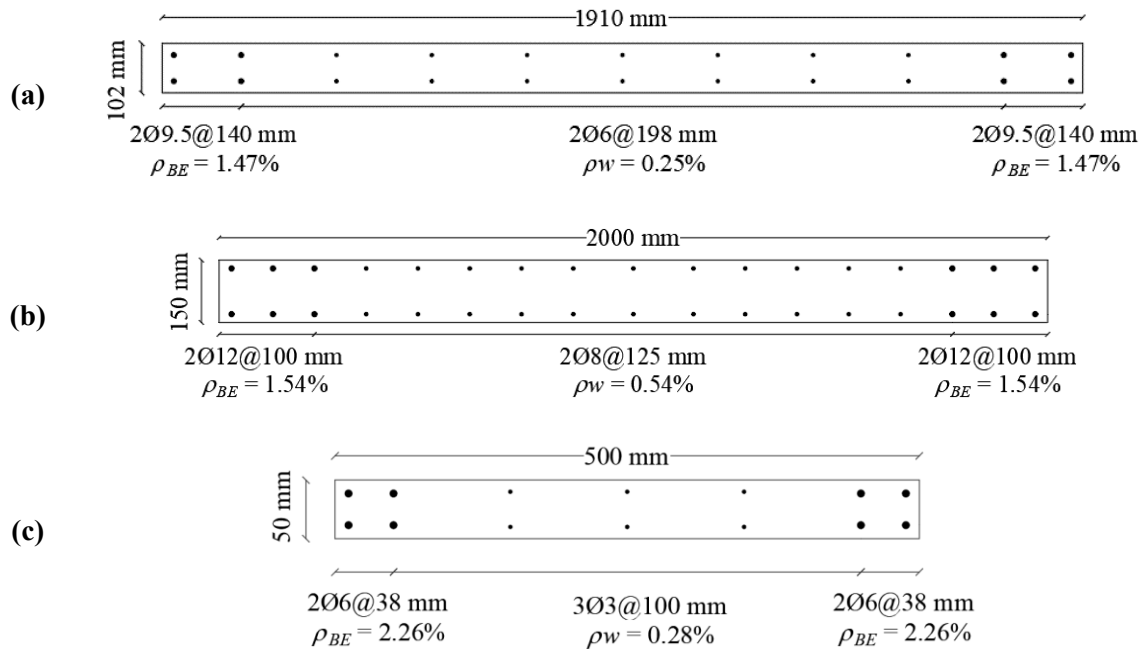
$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto

$V_u$ : Fuerza lateral máxima

AR: Relación de aspecto (por sus siglas en inglés)

ALR: Relación de carga axial (por sus siglas en inglés)

Las dimensiones de los muros, así como sus cuantías de refuerzo en elementos de borde y alma se muestran en las secciones transversales de la **Figura 20**.



**Figura 20.** Dimensiones y refuerzo longitudinal de especímenes (a) R1 - Oesterle et al. (1980), (b) WSH4 - Dazio (1999), y (c) SHW1 - Tasnimi (2000) (Los esquemas no se encuentran escalados).

Se muestra en la **Figura 21** una comparación de las respuestas de fuerza-desplazamiento en la parte superior de los muros, medidas y calculadas para los tres muros de prueba. En general, el modelo capturó de manera razonable la respuesta medida de los muros de prueba. La resistencia y rigidez de los muros se calcularon con precisión para la mayoría de los ciclos de desplazamiento lateral, y la respuesta de histéresis cíclica también se ajustó de cerca para la mayoría de los muros. La **Tabla 10** presenta una comparación entre puntos específicos de la respuesta global de los especímenes ensayados y los resultados simulados por medio del modelo no lineal desarrollado en esta investigación en la plataforma OpenSees.

**Tabla 10.** Comparación entre respuestas globales medidas y simuladas.

Especímen	$\frac{\Delta y_{sim}}{\Delta y_{exp}}$	$\frac{V_y_{sim}}{V_y_{exp}}$	$\frac{\Delta u_{sim}}{\Delta u_{exp}}$	$\frac{V_u_{sim}}{V_u_{exp}}$
	R1 - Oesterle et al. (1980)	1.05	0.97	1.01
WSH4 - Dazio (1999)	0.82	0.96	0.97	0.92
SHW1 - Tasnimi (2000)	1.12	0.84	0.99	1.13

$\Delta y_{sim}$ : Desplazamiento asociado al punto de fluencia de la sección, simulado con OpenSees.

$\Delta y_{exp}$ : Desplazamiento asociado al punto de fluencia de la sección, medido experimentalmente.

$V_y_{sim}$ : Fuerza lateral asociada al punto de fluencia de la sección, simulada con OpenSees.

$V_y_{exp}$ : Fuerza lateral asociada al punto de fluencia de la sección, medida experimentalmente.

$\Delta u_{sim}$ : Desplazamiento máximo, simulado con OpenSees.

$\Delta u_{exp}$ : Desplazamiento máximo, medido experimentalmente.

$V_u_{sim}$ : Fuerza lateral máxima, simulada con OpenSees.

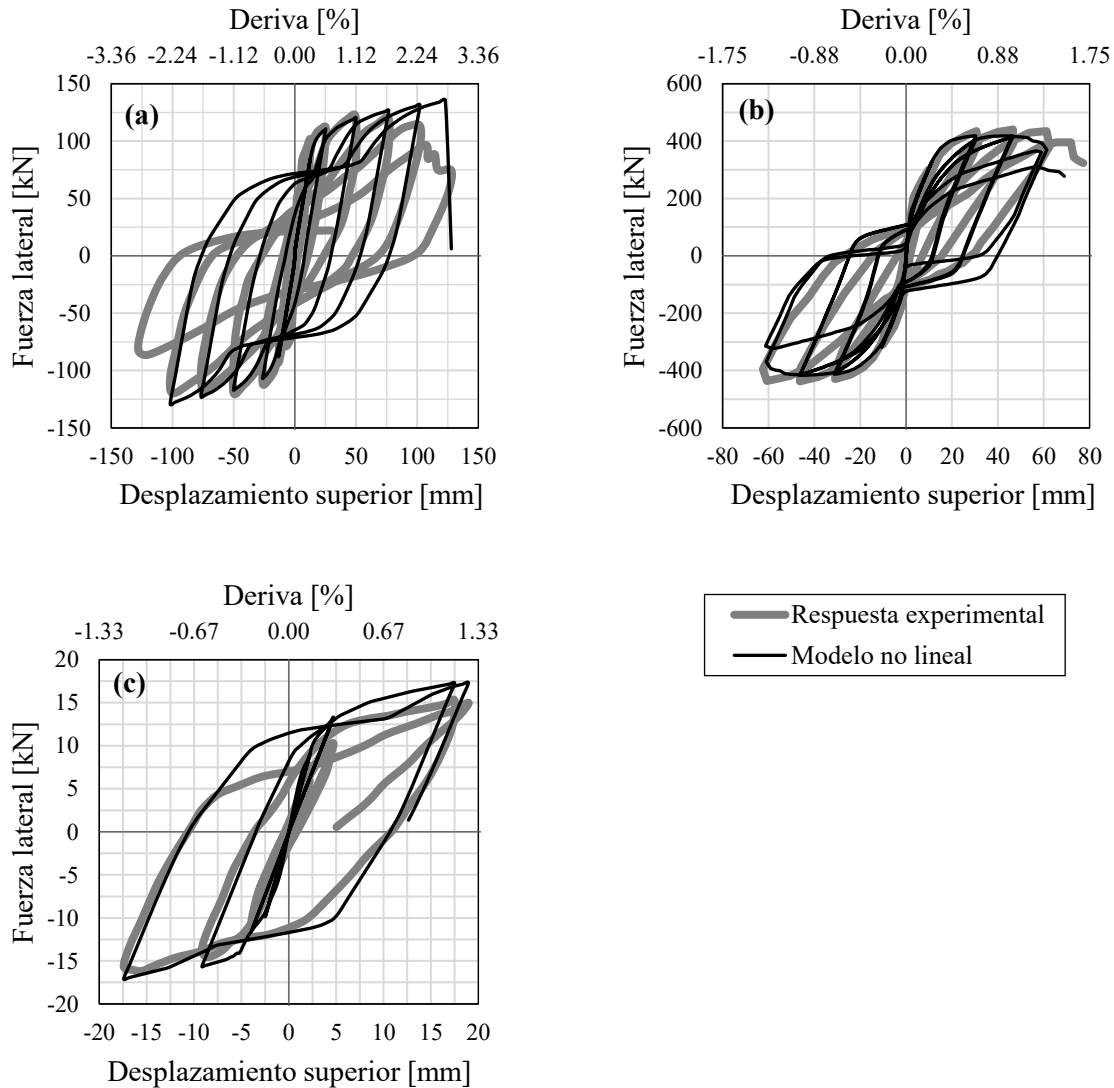
$V_u_{exp}$ : Fuerza lateral máxima, medida experimentalmente.

Con relación a los diferentes modos de falla, se pudo observar en el estudio del muro R1 (Oesterle et al., 1980) un fenómeno conocido como pandeo inelástico de las barras principales de acero de refuerzo en la zona de articulación plástica en los extremos de la base. Este modo de falla se manifestó después de ciclos repetidos de deformación inelástica a los que se sometió el muro. A medida que las deformaciones del espécimen aumentaron, se produjo un desprendimiento parcial del recubrimiento de concreto que brindaba apoyo a las barras de refuerzo. En consecuencia, debido a las altas demandas de compresión y la falta de estribos adecuadamente espaciados, se produjo la inestabilidad de las barras longitudinales en la zona de mayor demanda. Posteriormente, tras varios ciclos, el pandeo inelástico fue seguido por la fractura de algunas barras de refuerzo. El mismo comportamiento se observa en la respuesta simulada con el modelo no lineal: descascaramiento del concreto seguido del pandeo de barras de acero y posterior fractura.

Por otro lado, el muro WSH4 (Dazio, 1999) igualmente mostró una ruptura del acero de refuerzo en la zona a compresión atribuida a la pérdida del confinamiento en los bordes del muro por el descascaramiento del concreto. No obstante, a pesar de la detección en la respuesta del modelo no lineal del fenómeno de descascaramiento del concreto seguido de la inestabilidad de las barras de acero debido al pandeo, se observa que antes de la fractura de las barras de refuerzo se produce una falla por aplastamiento del concreto en la zona sometida a compresión.

Por último, la degradación del espécimen SHW1 (Tasnimi, 2000) inició con la aparición de grietas de flexión cerca de la parte inferior de la zona de tracción del muro. Posteriormente se observaron grietas inclinadas significativas en la zona de tracción que se generaron durante las cargas reversas sucesivas. Estas grietas se adentraron en el centro del muro hacia la zona de compresión, formando un patrón diagonal de grietas cruzadas que se ampliaron con los ciclos. Finalmente, aparecieron grietas semi-verticales en la zona de compresión y el recubrimiento de concreto en el borde inferior del muro se desprendió, resultando en la falla de la zona de compresión. En el caso del muro en cuestión, se observa que el modelo no lineal no reproduce la falla observada en los ensayos experimentales pues las deformaciones unitarias de los materiales de concreto confinado y acero de refuerzo no alcanzan los límites estimados para cada tipo de falla. Esta discrepancia puede atribuirse a varios factores, como la variabilidad de los materiales

utilizados con referencia a los modelados, la calidad de la construcción del ensayo y las simplificaciones inherentes en la formulación del modelo no lineal, entre otros aspectos. No obstante, es importante destacar que, en términos de la respuesta global de fuerza versus desplazamiento, el modelo muestra una eficiente simulación de los resultados experimentales.



**Figura 21.** Historias de desplazamiento lateral de carga superior de los especímenes (a) R1 - Oesterle y otros (1980), (b) WSH4 - Dazio (1999), y (c) SHW1 - Tasnimi (2000).



## CAPÍTULO 7. RESULTADOS

---

La respuesta no lineal de los arquetipos descritos en el **Capítulo 3** se obtuvo mediante la realización de un análisis estático tipo *'Pushover'* y un análisis dinámico aplicando la metodología CSS detallada en el **Capítulo 4**. Los parámetros seleccionados de demanda de ingeniería (EDPs por sus siglas en inglés) corresponden a las máximas relaciones de desplazamiento de techo (RDR), las deformaciones máximas del concreto y el acero en las fibras localizadas a  $0.25L_w$ , la máxima relación de cortante normalizado por 1.5 veces la resistencia nominal a corte de la sección ( $1.5V_n$ ), la máxima relación de cortante normalizado por el cortante basal de diseño y la máxima relación de momento normalizado por el momento de fluencia de la sección.

### 7.1 Criterios de falla








Para el filtrado y procesamiento de los resultados se definieron modos de falla para muros ordinarios RC, que se describen a continuación. NIST (2010) define varios criterios de falla a partir del análisis no lineal de los arquetipos. Estos criterios para muros ordinarios RC se presentan a continuación.

- **Pandeo y fractura de barras de refuerzo:** para establecer el punto de pandeo y fractura de una sola barra de refuerzo se estableció un límite de deformación unitaria de 0.05 para los muros sometidos a carga axial baja ( $ALR = 7.5\%$ ), y 0.02 para los muros con carga axial alta ( $ALR = 20\%$ ). Sin embargo, se llegó a la conclusión de que la falla de una sola barra no era suficiente para provocar el colapso, por lo que se estableció que se consideraría un colapso inminente cuando el acero de refuerzo se fracturara o pandeara en la cuarta parte de la longitud total del muro medida desde sus extremos (NIST, 2010). Para esta investigación se adopta el límite de fractura de barra a tracción mencionado, sin embargo, para el pandeo de las barras de refuerzo sometidas a compresión se establecen los límites de deformación unitaria del acero en  $\epsilon_{cu}$ , asumiendo que luego del aplastamiento del concreto, el acero queda sin soporte lateral que evite su pandeo.
- **Aplastamiento del concreto:** la deformación de aplastamiento se consideró como el valor de deformación en el cual el esfuerzo en la rama descendente lineal después del pico alcanza cero (NIST, 2010). Es decir, cuando las deformaciones unitarias a compresión del concreto no confinado alcanzan el valor  $\epsilon_{cu}$  en la cuarta parte de la longitud total del muro. El valor de deformación unitaria última a compresión corresponde al obtenido mediante la **Ecuación (8)**, que es función del proceso de regularización del material.
- **Falla axial (no simulada explícitamente):** para muros esbeltos se consideró un límite de deriva de techo de 5% que define la pérdida de capacidad debida a una falla axial (NIST, 2010).

- **Falla por cortante:** en (NIST, 2010) no existen pautas específicas para determinar la falla por cortante en muros esbeltos a pesar de que existe la posibilidad de que esta ocurra, como en las columnas. Aunque probablemente estos muros fluirán en flexión, se conoce que estarán sujetos a niveles moderados de esfuerzo cortante. Orakcal et al. (2009), Wood (1990) y Wallace (1996) indican que una buena estimación de la resistencia al corte es 1.5 veces la resistencia nominal predicha utilizando las ecuaciones en ACI 318 (ACI Committee 318, 2019). Este criterio ha sido adoptado en el presente estudio de investigación.

El resumen de criterios de falla considerados en el procesamiento de resultados se define en la **Tabla 11**.

**Tabla 11.** Criterios de falla para muros esbeltos.

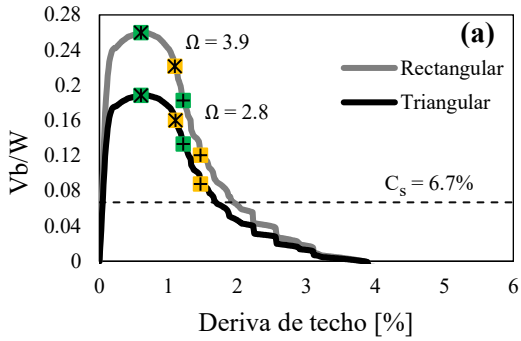
ID	Símbolo	Descripción	Criterio de falla
1		Inicio del descascaramiento del concreto en la fibra extrema	$\epsilon_c \geq 0.003$
2		Inicio del descascaramiento del concreto en la fibra localizada a $0.25L_w$ del borde	$\epsilon_c \geq 0.003$
3		Aplastamiento del concreto en la fibra extrema y pandeo del acero de refuerzo	$\epsilon_c \geq \epsilon_{cu}$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_{20} = 0.006$
4*		Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo en la fibra localizada a $0.25L_w$ del borde	$\epsilon_c \geq \epsilon_{cu}$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_{20} = 0.006$
5		Fractura del refuerzo a tracción en la fibra extrema	Alta carga axial: $\epsilon_s > 0.02$ Baja carga axial: $\epsilon_s > 0.05$
6*		Fractura del refuerzo a tracción en la fibra localizada a $0.25L_w$ del borde	Alta carga axial: $\epsilon_s > 0.02$ Baja carga axial: $\epsilon_s > 0.05$
7*		Falla axial	$RDR > 5\%$
8*		Falla por corte	$V_{max} > 1.5V_n$

\* Criterio de falla que genera colapso

## 7.2 Respuesta análisis estático no lineal ‘Pushover’

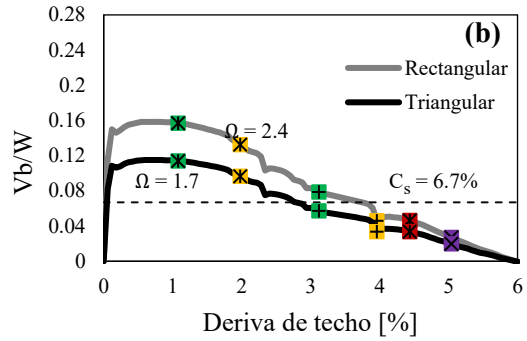
Una metodología empleada para evaluar la capacidad de resistencia y el comportamiento de las estructuras frente a cargas sísmicas es la realización de análisis de plastificación progresiva, también conocidos como análisis ‘Pushover’. Este análisis implica la aplicación de cargas monotónicas en puntos específicos de la estructura hasta que esta alcance cierto nivel de deformación. En esta investigación se realizó el análisis ‘Pushover’ a los 6 arquetipos de estudio, aplicando un patrón de carga proporcional al primer modo de vibración (patrón triangular) y un patrón de carga rectangular a cada muro, para simular la variación de la distribución de fuerzas

inerciales durante un análisis dinámico. En la **Figura 22** se presentan los resultados de este análisis para los arquetipos.



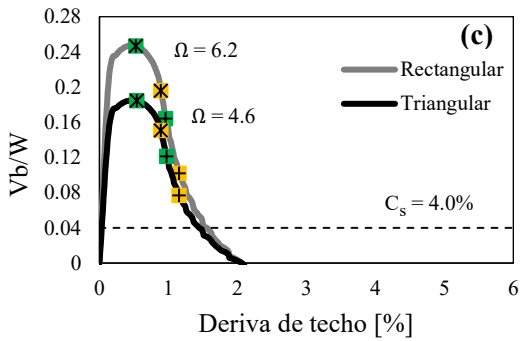
**Secuencia de fallas:** 1, 3, 2, 4

**Colapso:** Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo



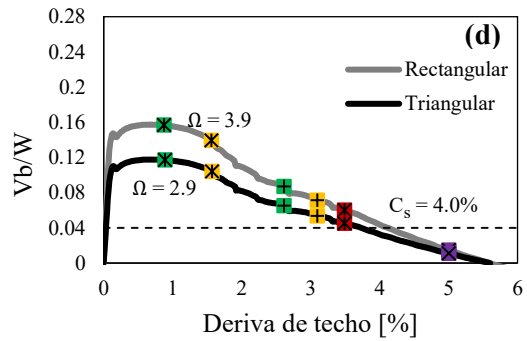
**Secuencia de fallas:** 1, 3, 2, 4, 5, 7

**Colapso:** Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo



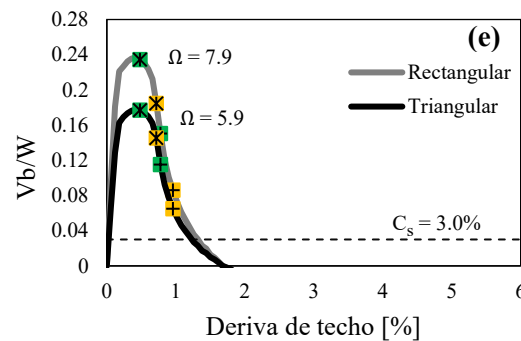
**Secuencia de fallas:** 1, 3, 2, 4

**Colapso:** Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo



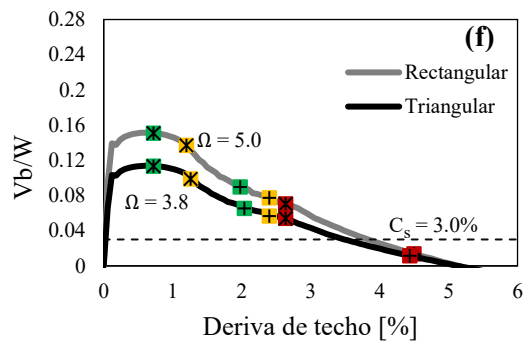
**Secuencia de fallas:** 1, 3, 2, 4, 5, 7

**Colapso:** Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo



**Secuencia de fallas:** 1, 3, 2, 4

**Colapso:** Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo



**Secuencia de fallas:** 1, 3, 2, 4, 5, 6

**Colapso:** Aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo

**Figura 22.** Respuesta *Pushover* de los arquetipos en términos de cortante basal normalizado por peso sísmico y deriva de techo. (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.

A partir del análisis *Pushover* cuyos resultados se muestran en **Figura 22** se observan varias tendencias en el comportamiento de los muros de carga axial alta y baja. Los muros de carga alta muestran una mayor capacidad de carga lateral, sin embargo, exhiben una ductilidad reducida debido a la alta pre-compresión antes de la flexión, lo que agota anticipadamente la capacidad del concreto. Antes de la pérdida súbita de la carga, los muros de carga alta alcanzan una relación de desplazamiento de techo máxima de 1%, aproximadamente. En contraste, los muros de carga baja llegan al rango 1.6-2%. En cuanto al patrón de cargas, se observa que el *Pushover* con cargas rectangulares muestra una capacidad aproximadamente un 40% mayor que el *Pushover* con cargas triangulares. Esto se debe a que el centroide de la carga se encuentra más cercano a la base, generando un mayor cortante basal al momento de fluir los muros. Sin embargo, la aplicación de cargas no afecta la respuesta de desplazamiento de los muros. En términos de la secuencia de fallas hasta el colapso, todos los muros, independientemente del nivel de carga axial, siguen una secuencia similar. Comienza con el descascaramiento del concreto en la fibra extrema, seguido del aplastamiento del concreto y el pandeo del acero de refuerzo en esa misma localización. Luego, se produce el descascaramiento en la fibra ubicada a  $0.25L_w$  y, finalmente, concluye la secuencia de fallas con el aplastamiento y pandeo de barras a esa profundidad de la sección. Esta secuencia de fallas es típica en muros sin elementos de borde, debido a las altas demandas de compresión en los extremos asociadas al aumento de la fuerza lateral y el desplazamiento, lo que provoca la inestabilidad de las barras longitudinales en la zona de mayor demanda (Oosterle, 1980).

En la **Figura A. 1** y **Figura A. 2** del **Apéndice A** se muestran las distribuciones de cortante y momento en altura para todos los muros en el punto donde se alcanza la máxima capacidad de carga en el *Pushover*, respectivamente. Al revisar el modo de falla por corte, se puede observar que el muro 4S\_HL supera el umbral de colapso para patrón de carga rectangular y triangular en el primer piso, y para rectangular en el segundo piso. Por otra parte, el muro 8S\_HL pisos se encuentra cercano a superar dicho umbral para carga rectangular en el primer piso. Los muros de 12 pisos y de todas las alturas con relación de carga baja se encuentran alejados de superar el umbral de colapso por falla a corte. Este comportamiento en general sugiere que el nivel de carga axial influye en la probabilidad de falla por corte, siendo más probable que elementos con carga axial alta superen el umbral de colapso, así como la relación de aspecto AR, teniendo en cuenta que los muros más altos presentan relaciones  $V_{max}/1.5V_n$  menores.

### 7.3 Respuesta dinámica

Los arquetipos fueron sometidos a cada una de las componentes horizontales de los registros de movimiento del suelo que constituyen el CSS, resultando en un total de 1064 análisis por muro. Al igual que en el análisis lineal, se asumió que la masa del edificio se concentra en cada nivel de piso, y corresponde a la mitad de la masa del edificio completo teniendo en cuenta la disposición de los muros en planta. Se incluye amortiguamiento Rayleigh proporcional a la masa y a la rigidez para simular las características de disipación de energía del edificio que no están representadas por el comportamiento no lineal de los elementos *forceBeamColumn*. El coeficiente de amortiguamiento utilizado para la modelación dinámica es  $\zeta = 2.5 \%$ .

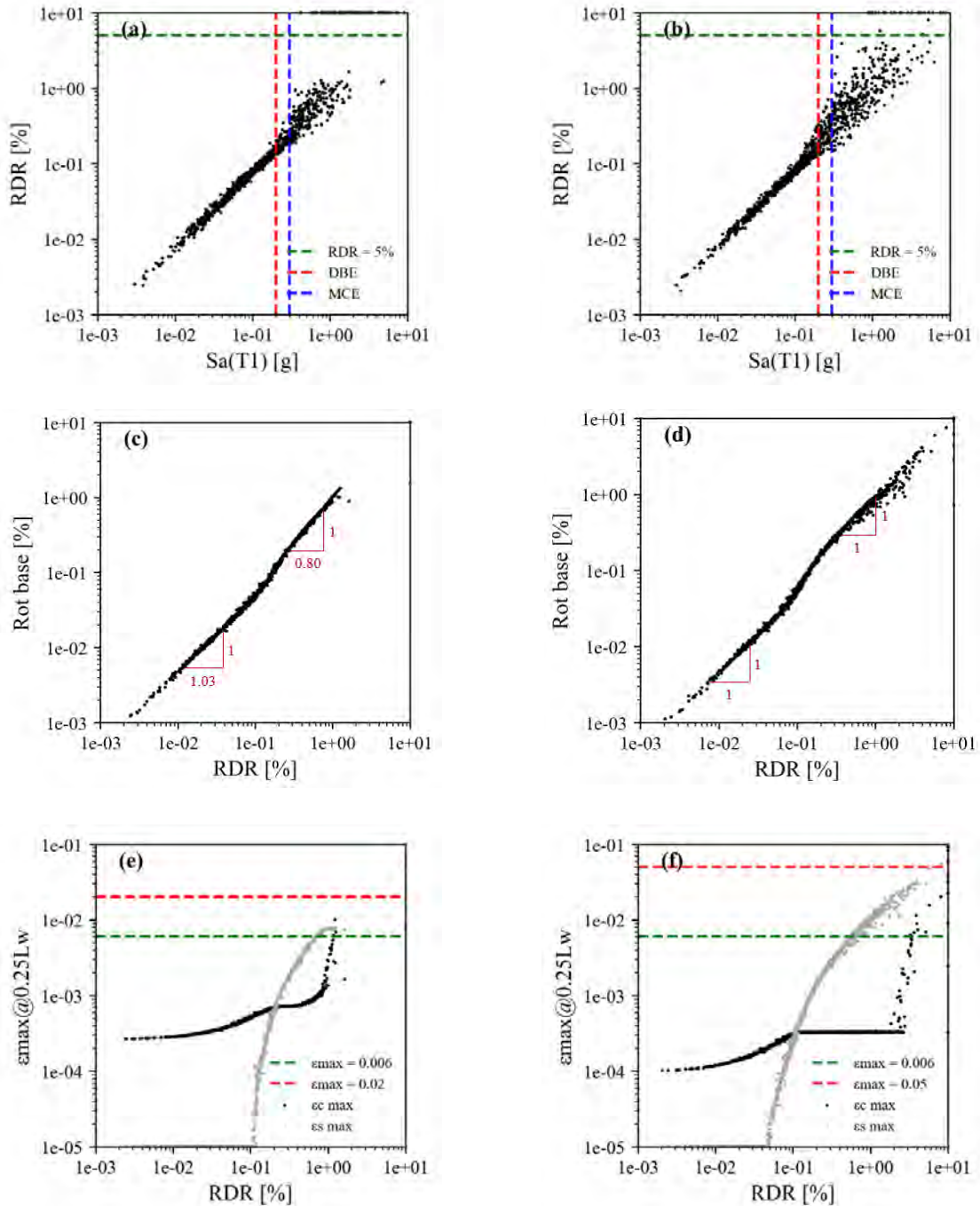
Los resultados de dispersiones obtenidos del análisis dinámico se muestran en el **Apéndice B**. En los gráficos log-log para cada uno de los EDPs se aprecia que la variabilidad de la respuesta aumenta a medida que incrementan la intensidad sísmica porque el sistema fluye, y las deformaciones dejan de ser proporcionales a  $Sa(T_1)$ . Como ejemplo de la respuesta típica, en la **Figura 23** y **Figura 24** se muestran las dispersiones de los EDPs de interés en esta investigación para los muros de 8 pisos (carga alta columna izquierda y carga baja columna derecha).

En general, los valores de RDR max se distribuyen en un intervalo comprendido entre 0.002% y 10% (valor de saturación impuesto para facilitar la interpretación de las figuras), como se muestra en la **Figura B. 1**). A partir de la misma figura se puede concluir que RDR max es proporcional a  $Sa(T_1)$  en todos los especímenes, hasta el punto de inestabilidad dinámica alrededor del 2% de RDR max para los muros de carga axial alta, y 5% para los de baja. Estos resultados son consistentes con lo observado en el análisis *Pushover*, en el que se evidencia una mayor ductilidad para arquetipos con un bajo nivel de carga axial.

Por otro lado, en la **Figura B. 2** se analiza la correlación entre la magnitud máxima de rotación en la base y la RDR máxima alcanzada. Los resultados estadísticos indican una tendencia significativa bilineal que muestra una relación positiva entre el aumento de RDR y el incremento en la magnitud de la máxima rotación en la base de los edificios analizados. Las dos pendientes observadas pueden atribuirse a la distribución de la plasticidad en la región próxima a la base, en contraste con el comportamiento de movimiento de cuerpo rígido fuera de la zona de daño o rótula plástica. Para todos los edificios se observa que para demanda baja (primera pendiente) la rotación en la base es aproximadamente el 50% de la deriva de techo, pero luego de que ocurre la plastificación bajo demanda alta de desplazamientos, la rotación se encuentra entre el 80 y 100% de RDR.

En cuanto a las gráficas de deformación máxima a  $0.25l_w$  del borde (ver **Figura B. 3**), se observa un comportamiento creciente, aunque de baja pendiente, en la deformación del concreto a medida que aumenta la intensidad sísmica, llegando al punto de aplastamiento del concreto cerca del 1% de RDR para carga axial alta, cerca del 2% para carga axial baja. En contraste, la relación entre la tracción del acero y la deriva de techo es más pronunciada, siguiendo una tendencia parabólica. Sin embargo, se visualizan pocas realizaciones que sobrepasan los límites de fractura de la barra para ambos niveles de carga. Aunque para los muros con carga axial baja se observa que la deformación unitaria del acero alcanza un valor cercano al 5% (umbral para colapso por fractura de barras a ese nivel de carga axial), para ambos niveles de carga resulta más probable que se exceda el límite de aplastamiento del concreto. Cabe explicar que, en los muros de carga baja, se puede apreciar que en un rango de aproximadamente 0.05% a 2% de deriva, la deformación máxima del concreto se mantiene constante. Esto se debe a que, durante ese intervalo, el concreto a  $0.25l_w$  pasa de estar en compresión a estar en tracción debido a la alta demanda de desplazamiento. Sin embargo, después del aplastamiento del concreto y el pandeo en las barras en el extremo de la sección, ocurre un cambio brusco en la profundidad del eje neutro, llevando a que la fibra a  $0.25l_w$  vuelva a estar en compresión hasta el colapso. En cuanto a la deformación del acero a  $0.25l_w$ , se observa que, para demandas bajas de desplazamiento, las barras en esa fibra siguen estando en compresión. A partir de un valor cercano a 0.05% de deriva

de techo, comienza la tracción en esa fibra para los muros de carga baja, mientras que para los muros de carga alta, la tracción del acero en esa fibra inicia en un valor de deriva cercano al 0.1-0.2%, debido a las altas precompresiones en ese nivel de carga.

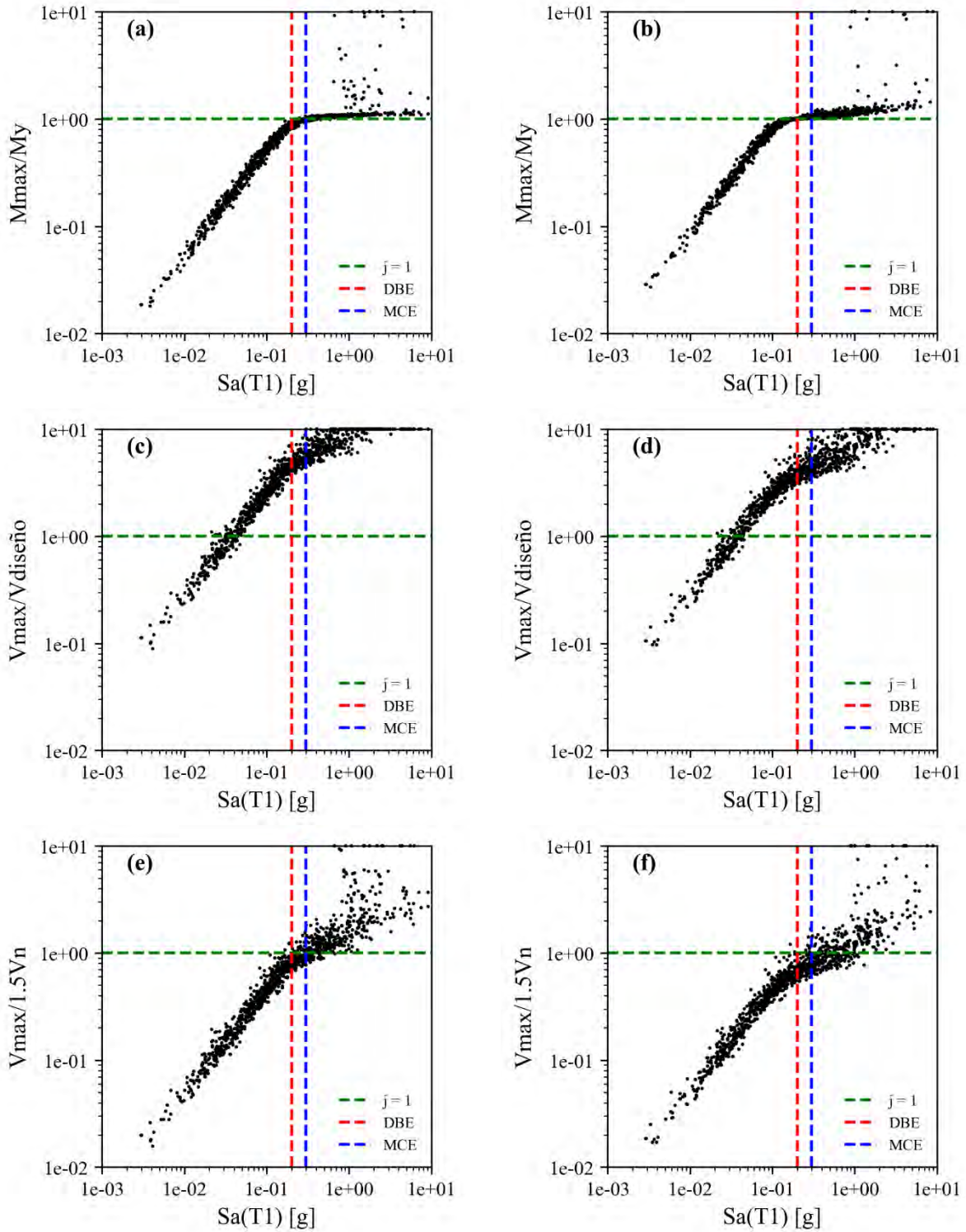


**Figura 23.** Dispersiones resultado del análisis dinámico no lineal. **(a)**  $S_a(T_1)$  vs RDR max – 8S\_HL; **(b)**  $S_a(T_1)$  vs RDR max – 8S\_LL; **(c)** RDR max vs Rotación en la base max – 8S\_HL; **(d)** RDR max vs Rotación en la base max – 8S\_LL; **(e)** RDR max vs  $\epsilon_{max}@0.25l_w$  – 8S\_HL; **(f)** RDR max vs  $\epsilon_{max}@0.25l_w$  – 8S\_LL.

El que los muros esbeltos alcancen la fluencia por flexión bajo demanda sísmica es parte de la filosofía de diseño por la que propende ACI318-19. La tendencia del comportamiento de la relación entre  $M_{max}$  y  $M_y$  vs  $Sa(T_1)$  es similar para edificios de diferentes pisos, tanto para cargas axiales altas como bajas. En el caso de cargas bajas, la relación  $M_{max}/M_y$  alcanza el umbral de 1.0 a niveles de intensidad DBE y MCE, lo que indica la fluencia de la sección para ese nivel de demanda. Para los edificios con cargas altas, bajo los niveles de intensidad de los mismos sismos, la relación  $M_{max}/M_y$  es ligeramente menor a 1.0 (Ver **Figura B. 5**).

Se encontró que los valores de  $V_{max}/V_{diseño}$  están dentro del rango de 0.1 y 10 (valor de saturación) para todas las alturas y distintos niveles de carga. Además, se observa que todos los casos presentan una mayor dispersión de valores a medida que aumenta  $Sa(T_1)$ . La observación más relevante para este EDP es que el umbral de 1.0 es superado por una gran cantidad de datos en todos los casos para niveles de demanda DBE y MCE, lo que sugiere que el cortante de diseño obtenido mediante el procedimiento de Fuerza Horizontal Equivalente puede resultar en valores considerablemente menores a los obtenidos si se realiza un análisis consistente con la amenaza. Estudios realizados por investigadores como Amaris (2002), Rutenberg (2004), y Kazaz & Gülkan (2015) han demostrado que en el caso de que se forme una rótula plástica en la base de un muro de hormigón armado, entran en juego los modos de vibración más altos y, como resultado, el esfuerzo cortante en esa región del muro puede ser significativamente mayor que el esfuerzo cortante obtenido mediante el método de análisis modal espectral, tal como se observa en la **Figura B. 6**, resultado del análisis dinámico. Los resultados presentados apuntan a que se pudiese requiere un coeficiente de amplificación dinámica para el diseño a corte de muros ordinarios, tal como está contemplado para muros especiales.

La relación  $V_{max}/1.5V_n$  define la falla por corte, y muestra una tendencia bilineal con quiebre cerca del punto de fluencia en flexión de los muros. De nuevo, a medida que aumenta  $Sa(T_1)$ , se observa una mayor dispersión de los datos en todas las muestras, siendo los modelos de 12 pisos los que presentan la menor dispersión. Se destaca que la relación  $V_{max}/1.5V_n$  muestra valores cercanos a 1, 0.7 y 0.7 para niveles de intensidad consistentes con DBE y MCE para 4, 8 y 12 pisos, respectivamente, sin diferenciación significativa entre los dos niveles de carga (Ver **Figura B. 7**). Esto confirma que los edificios bajos estudiados en esta investigación pueden ser vulnerables ante fallas por corte de observarse la demanda sísmica de diseño.

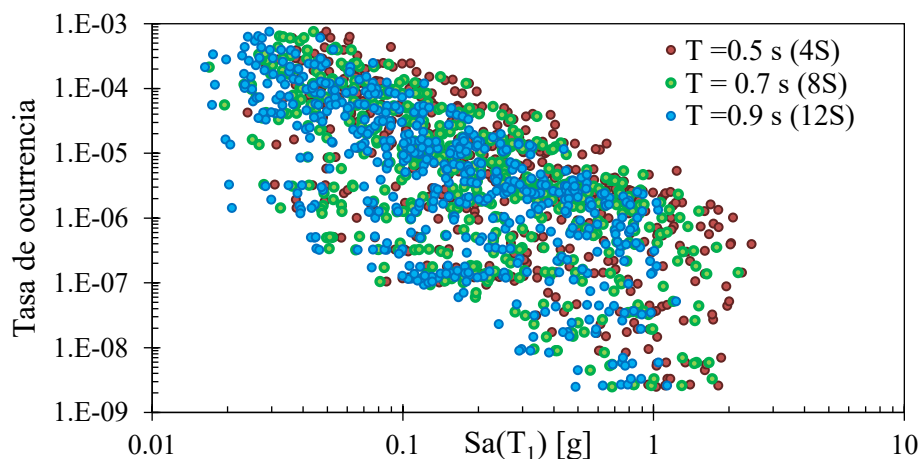


**Figura 24.** Dispersiones resultado del análisis dinámico no lineal. **(a)**  $S_a(T_1)$  vs  $M_{\max}/M_y - 8S_{HL}$ ; **(b)**  $S_a(T_1)$  vs  $M_{\max}/M_y - 8S_{LL}$ ; **(c)**  $S_a(T_1)$  vs  $V_{\max}/V_{\text{diseño}} - 8S_{HL}$ ; **(d)**  $S_a(T_1)$  vs  $V_{\max}/V_{\text{diseño}} - 8S_{LL}$ ; **(e)**  $S_a(T_1)$  vs  $V_{\max}/1.5V_n - 8S_{HL}$ ; **(f)**  $S_a(T_1)$  vs  $V_{\max}/1.5V_n - 8S_{LL}$ .



## CAPÍTULO 8. RIESGO ESTRUCTURAL

El riesgo estructural se calcula con el objetivo de estimar la frecuencia anual de excedencia o el periodo de retorno de EDPs de interés. De acuerdo con Baker (2015), el cálculo del riesgo implica establecer una relación entre una medida de intensidad del movimiento del suelo y los efectos que este produce, y esta conexión puede describirse mediante funciones de fragilidad y vulnerabilidad. El análisis dinámico se llevó a cabo utilizando una selección de acelerogramas basada en la metodología de CSS (Arteta & Abrahamson, 2019). Esta metodología permite obtener un par de medidas de intensidad (IM) y respuesta estructural correlacionadas. El enfoque de CSS asigna tasas de ocurrencia a la respuesta estructural con base en la intensidad y contenido frecuencial de los acelerogramas de excitación (ver **Figura 25**), lo que facilita la estimación del riesgo asociado. Estos 'rates' o tasas de ocurrencia posibilitan la estimación de la tasa anual de excedencia de cierto EDP o evento, y por ende de su inverso, es decir el período de retorno, que es una variable más fácil de explicar. Mediante este enfoque, se establece un marco imparcial que permite comparar diversos niveles de respuesta estructural, abarcando un rango de períodos de retorno que va desde 100 hasta 10,000 años. De este modo, el enfoque de CSS permite estimar la frecuencia o rareza de determinados niveles de demanda estructural. La estimación de las curvas de riesgo se basa en la **Ecuación (9)**.



**Figura 25.** Tasas de ocurrencia para vs Sa asociados a cada muro.

Estas tasas de ocurrencia también se aplican a la respuesta estructural, lo que posibilita la estimación de la tasa anual de excedencia, o su período de retorno. La estimación de las curvas de riesgo se basa en la **Ecuación (9)**.

$$\lambda(edp) \equiv v(EDP > d) = \sum_{i=1}^{\#recordings} Rate_{CSS,i} H(EDP - d) \quad (9)$$

donde  $v(EDP > d)$  representa la frecuencia anual de excedencia de un nivel de demanda y  $H(EDP - d)$  es la función de Heaviside, que toma el valor de 0 para valores negativos de x y

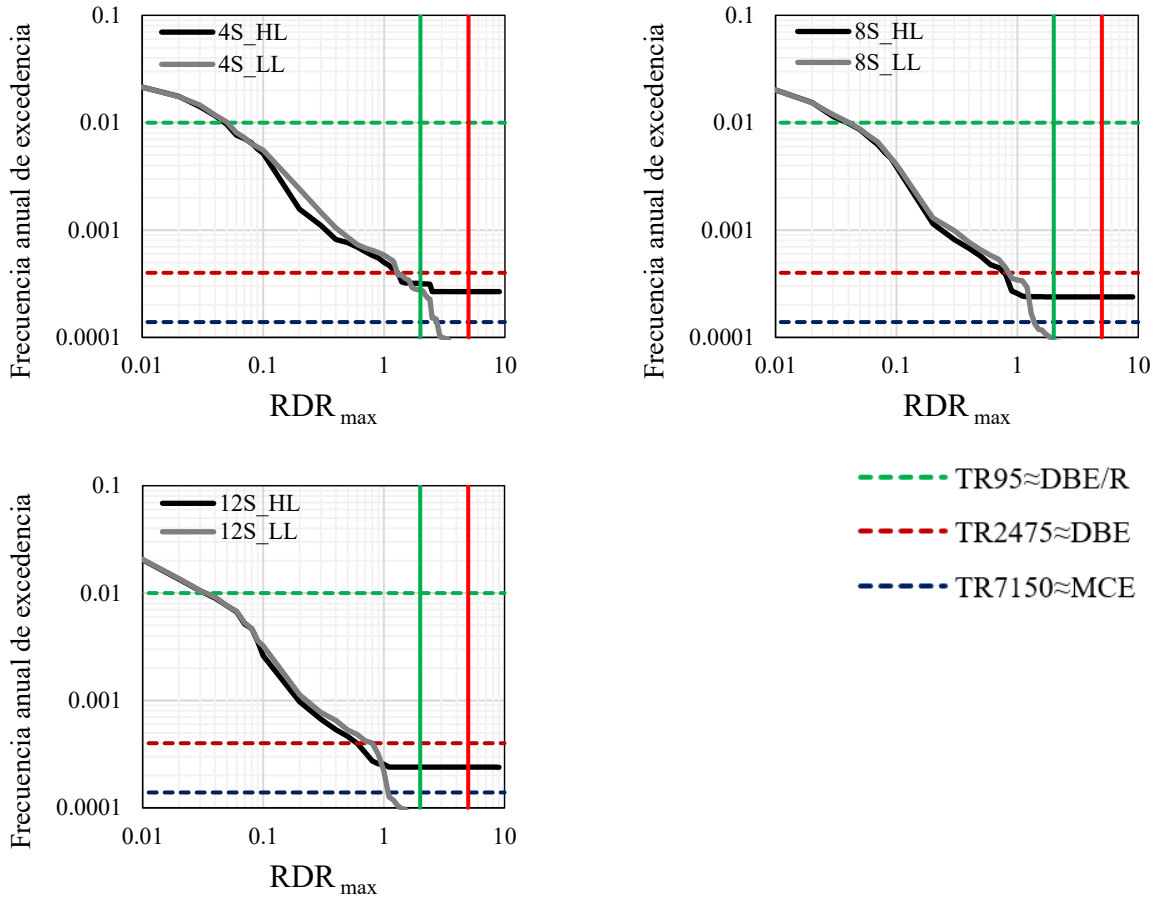
toma el valor de 1 para valores no negativos (incluyendo el valor de 0), esto es: 1 si  $EDP$  es mayor al valor  $d$ , o 0 en el caso contrario.

De la **Figura 26** a la **Figura 30** se presentan las curvas de riesgo para los EDPs de interés. En la curva, el eje horizontal representa el parámetro de demanda de ingeniería y el eje vertical representa la frecuencia anual de excedencia, que es aproximadamente igual a la probabilidad de que el parámetro de demanda supere cierto nivel durante un año. Se trazan líneas verticales que son umbrales de interés, por ejemplo,  $RDR = 5\%$ , que define el colapso por falla axial del muro. Entrando inicialmente por el eje horizontal, se debe detectar el punto en el que la curva de respuesta estructural se interseca con el umbral analizado, y se traza una línea horizontal en ese punto cuyo valor en el eje y representa la frecuencia anual de excedencia para ese nivel de demanda. Note que las figuras tienen líneas de referencia horizontal indicando periodos de retorno de 95, 2,475 y 7,150 años. Asimismo, de la **Tabla 12** a la **Tabla 17** se resumen los periodos de retorno en los que se estima se alcanzaría el umbral de cada EDP de interés a partir del análisis de riesgo.

Las curvas de riesgo para  $RDR_{max}$  revelan que los muros de carga axial alta presentan un menor riesgo que los de carga axial baja de sobrepasar valores de deriva hasta cerca del 1.0-1.5% de deriva de techo. Esto, debido a que tienen una mayor capacidad, y la demanda sísmica intermedia de periodos de retorno intermedio solo los excita en el rango elástico de comportamiento. Para los arquetipos de 4 y 8 pisos con alta relación de carga axial, se observa que para  $RDR_{max}$  mayor al 1% se mantiene constante el nivel de riesgo, cerca de 4,200 años, que es mayor que el período DBE pero menor que MCE. Esto se puede explicar debido a la inestabilidad dinámica que se presenta en los muros de carga alta alrededor de ese valor de deriva. Sin embargo, se considera este un periodo de retorno alto que no ofrece problemas de seguridad recurrente para estas estructuras. Adicionalmente, los periodos de retorno para  $RDR$  de 2 y 5% son mayores al periodo de retorno de DBE en todos los casos, pero inferiores al de MCE para los muros con carga axial alta. Para todos los edificios con muros de carga axial baja, el periodo de retorno para el colapso por falla axial es superior a 10,000 años, por lo que este modo de falla se considera improbable.

**Tabla 12.** Periodos de retorno para  $RDR_{max}$  2% y 5%.

Arquetipo	TR $RDR$ [años]	
	$RDR = 2\%$	$RDR = 5\%$
4S_LL	3,570	>10,000
4S_HL	3,230	3,570
8S_LL	>10,000	>10,000
8S_HL	4,170	4,170
12S_LL	>10,000	>10,000
12S_HL	4,170	4,170



**Figura 26.** Curvas de riesgo para  $RDR_{max}$ . (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos.

**Tabla 13.** Periodos de retorno para  $\epsilon_s \max @ 0.25l_w = 2\%$  y  $5\%$ .

Arquetipo	TR $\epsilon_s \max @ 0.25l_w$ [años]	
	$\epsilon_s \max = 2\%$ (carga alta)	$\epsilon_s \max = 5\%$ (carga baja)
4S_LL		>10,000
4S_HL	3,570	
8S_LL		>10,000
8S_HL	4,350	
12S_LL		>10,000
12S_HL	4,170	

La **Figura 27** presenta la curva de respuesta de la tracción del acero a  $0.25l_w$  del borde. Se observa que, hasta un periodo de retorno cercano a los 4,000 años, los muros de carga baja tienen mayor riesgo de demandas de tracción que sus análogos de carga alta. Esto ocurre a niveles de deformación mayores al 1%. Además, se observa que los muros de carga axial baja no exceden el umbral de colapso por fractura de barras del 5% para periodos de retorno inferiores a 10,000 años, sin embargo, los muros de carga alta para todas las alturas de edificios exceden dicho umbral (que para este nivel de carga es 2%) para periodos de retorno entre 3,500 y 4,400 años, aproximadamente. Los muros de 12 pisos tienen un menor riesgo de exceder el umbral de

colapso por falla axial para cualquier nivel de carga axial. Los resultados de curvas de riesgo para demanda de deformación unitaria a  $0.25l_w$  confirman que es poco probable que se produzca el colapso por la rotura del acero de refuerzo en esa localización para ambos niveles de carga axial.

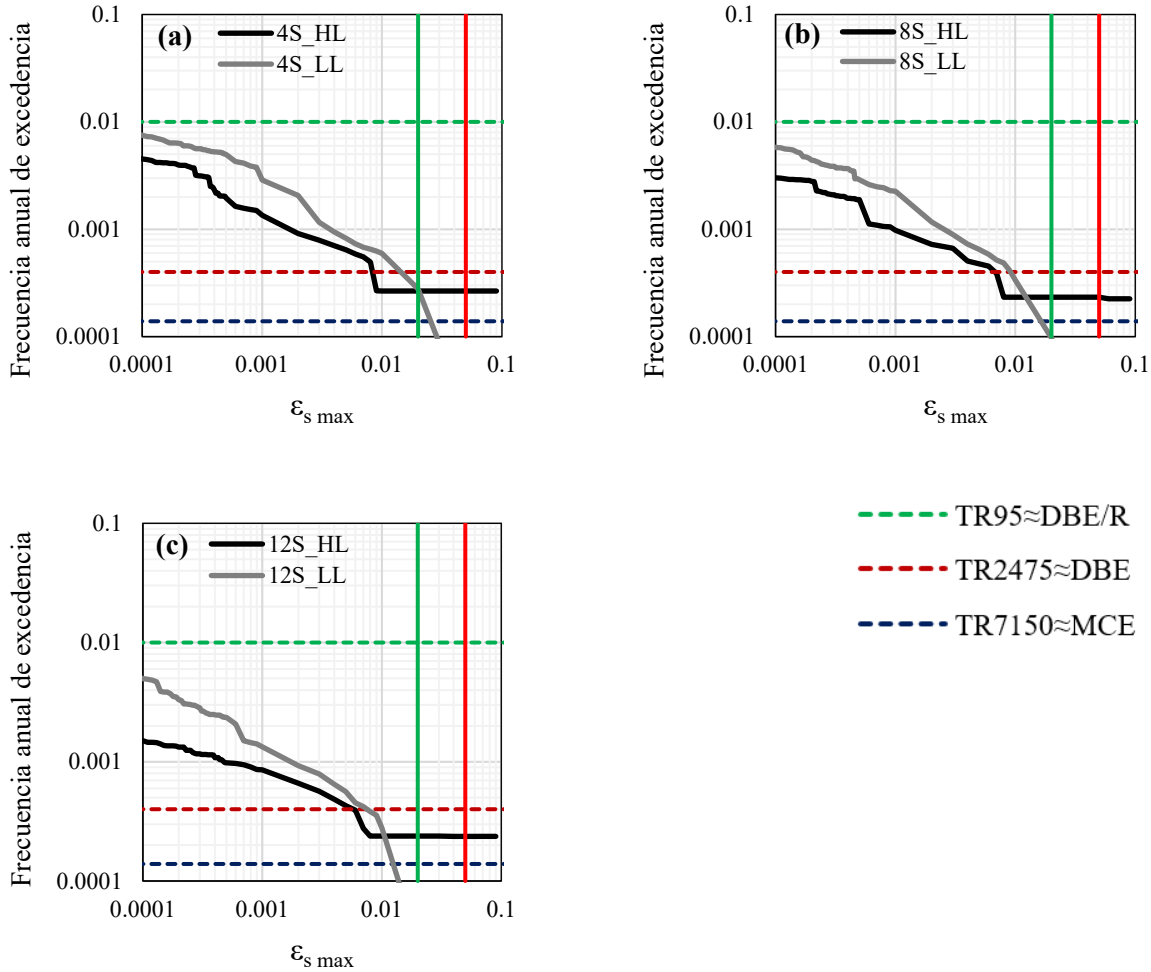
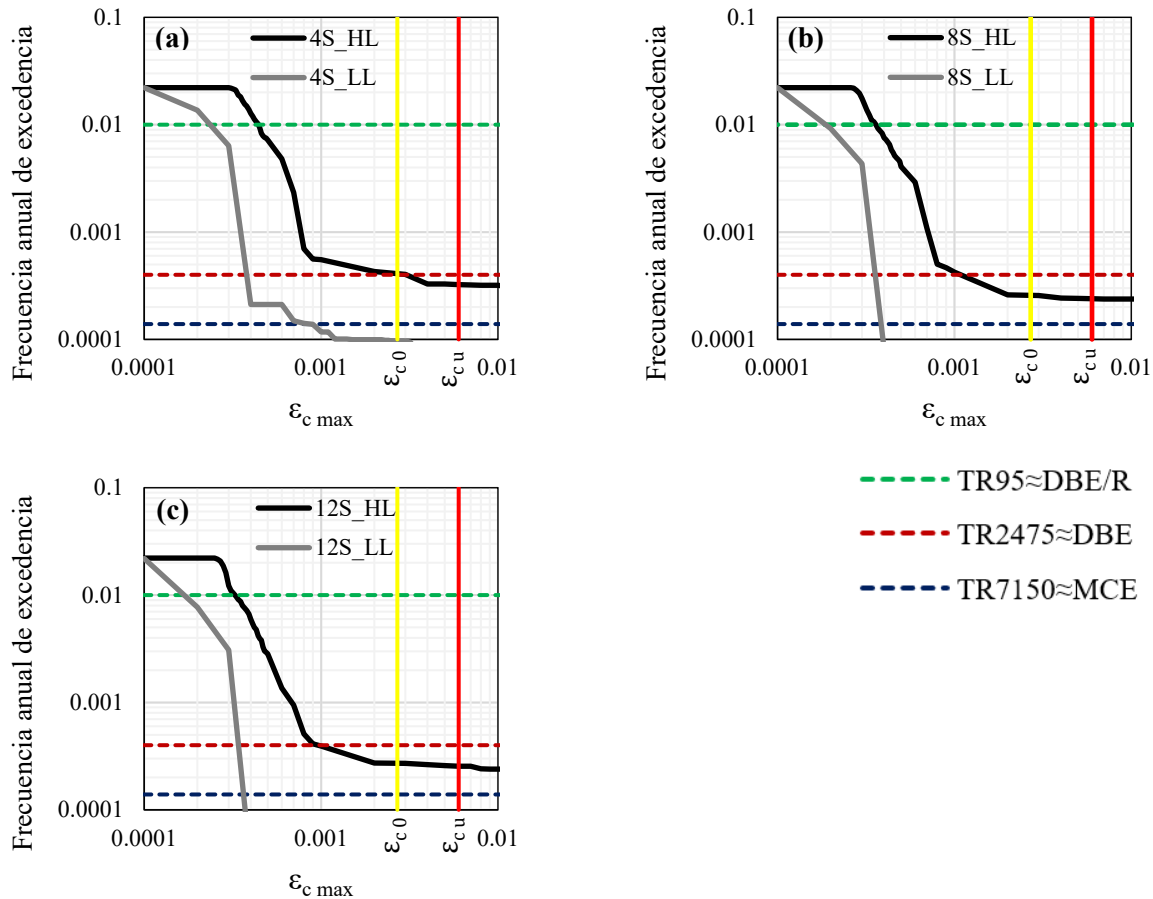


Figura 27. Curvas de riesgo para  $\epsilon_s \text{ max} @ 0.25l_w$ . (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos.

La Figura 28 presenta la curva de respuesta de compresión del concreto a  $0.25l_w$  del borde. Se observa los muros de carga axial alta tienen mayor riesgo de superar deformaciones unitarias del concreto de hasta 1.0%, debido a las altas precompresiones iniciales a las que se encuentran sometidos estos muros antes del análisis. El umbral de colapso por aplastamiento del concreto es excedido dentro los rangos presentados en la gráfica únicamente por los muros con alta carga axial, para periodos de retorno entre los 3,300 y 4,200 años (superiores al periodo de retorno aproximado de DBE). En todos los casos se tiene que el aplastamiento del concreto en la fibra localizada a  $0.25l_w$  resulta poco recurrente en los muros estudiados.



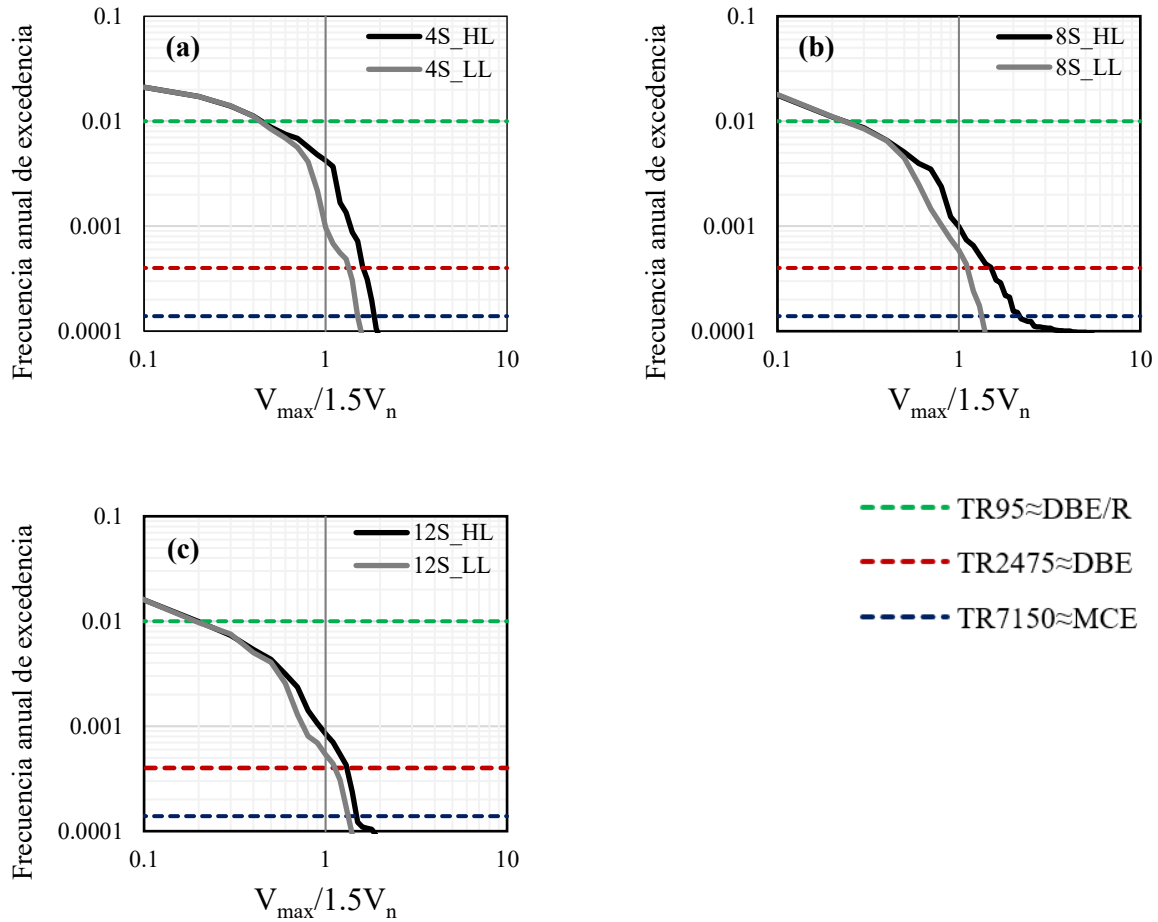
**Figura 28.** Curvas de riesgo para  $\epsilon_c \text{ max @}0.25l_w$ . (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos.

**Tabla 14.** Periodos de retorno para  $\epsilon_c \text{ max @}0.25l_w = 0.6\%$ .

Arquetipo	TR $\epsilon_c \text{ max @}0.25l_w$ [años]
	$\epsilon_c \text{ max} = 0.6\%$
4S_LL	>10,000
4S_HL	3,330
8S_LL	>10,000
8S_HL	4,170
12S_LL	>10,000
12S_HL	3,850

La **Figura 29** presenta las curvas de  $V_{\text{max}}/1.5V_n$ . Se observa que los muros con una relación de carga axial alta presentan un mayor riesgo de que el cortante máximo exceda 1.5 veces el cortante nominal calculado según ACI 318 (ACI Committee 318, 2019) (**Ecuación (5)**). Además, los muros con relaciones de aspecto menor presentan un mayor riesgo de exceder el umbral de colapso por falla de cortante. Por ejemplo, para los muros de 4 pisos, este umbral se excede con un periodo de retorno bajo de 250 años para carga alta y 1,000 años para carga baja. Se resalta que ambos periodos son menores al periodo de retorno del espectro DBE. Los muros de 8 y 12 pisos para ambos niveles de carga axial también exceden dicho umbral para periodos de retorno entre los 1,000 y los 2,000 años. En general, se podría decir que es muy recurrente que

los edificios estudiados superen el umbral de colapso por falla de corte. Los periodos de retorno para este EDP se presentan en la **Tabla 15**.



**Figura 29.** Curvas de riesgo para  $V_{\max}/1.5V_n$ . (a) 4 pisos; (b) 8 pisos; (c) 12 pisos.

**Tabla 15.** Periodos de retorno para  $V_{\max}/1.5V_n = 1$ .

Arquetipo	TR $V_{\max}/1.5V_n$ [años]
	$j = 1$
4S_LL	1,000
4S_HL	250
8S_LL	1,720
8S_HL	1,000
12S_LL	1,920
12S_HL	1,250

El análisis del riesgo de  $V_{\max}/V_{\text{diseño}}$  es de interés porque podría ayuda a definir valores de amplificación del cortante dinámico con fines de su inclusión en provisiones de diseño futuras. Para ello, se analiza a continuación tres umbrales arbitrarios de interés:  $V_{\max}/V_{\text{diseño}} = 1, 2, 3$ , los dos últimos asociados a valores plausibles de sobre resistencia de los sistemas estructurales,

como factores que puede ser útiles para amplificar la demanda de corte (Arteta & Moehle, 2018). De las curvas de riesgo para la relación  $V_{\max}/V_{\text{diseño}}$  (**Figura 30**) se tiene que todos los muros exceden el umbral de 1 y 2 para periodos de retorno bajo, inferiores a 330 años. Por otro lado, se observa el umbral de  $V_{\max}/V_{\text{diseño}} = 3$  se supera para menos de 240 años para todos los edificios de 8 y 12 pisos. En general, los datos indican además que los muros de mayor  $AR$  tienen un mayor riesgo de que el cortante de diseño sea excedido. De los resultados se puede inferir que factores de amplificación de corte de 3 solo protegen las estructuras de 4 pisos con baja carga axial más allá de DBE. Para el resto de alturas, se necesitarían factores mayores para proteger las estructuras a niveles de amenaza de DBE y MCE.

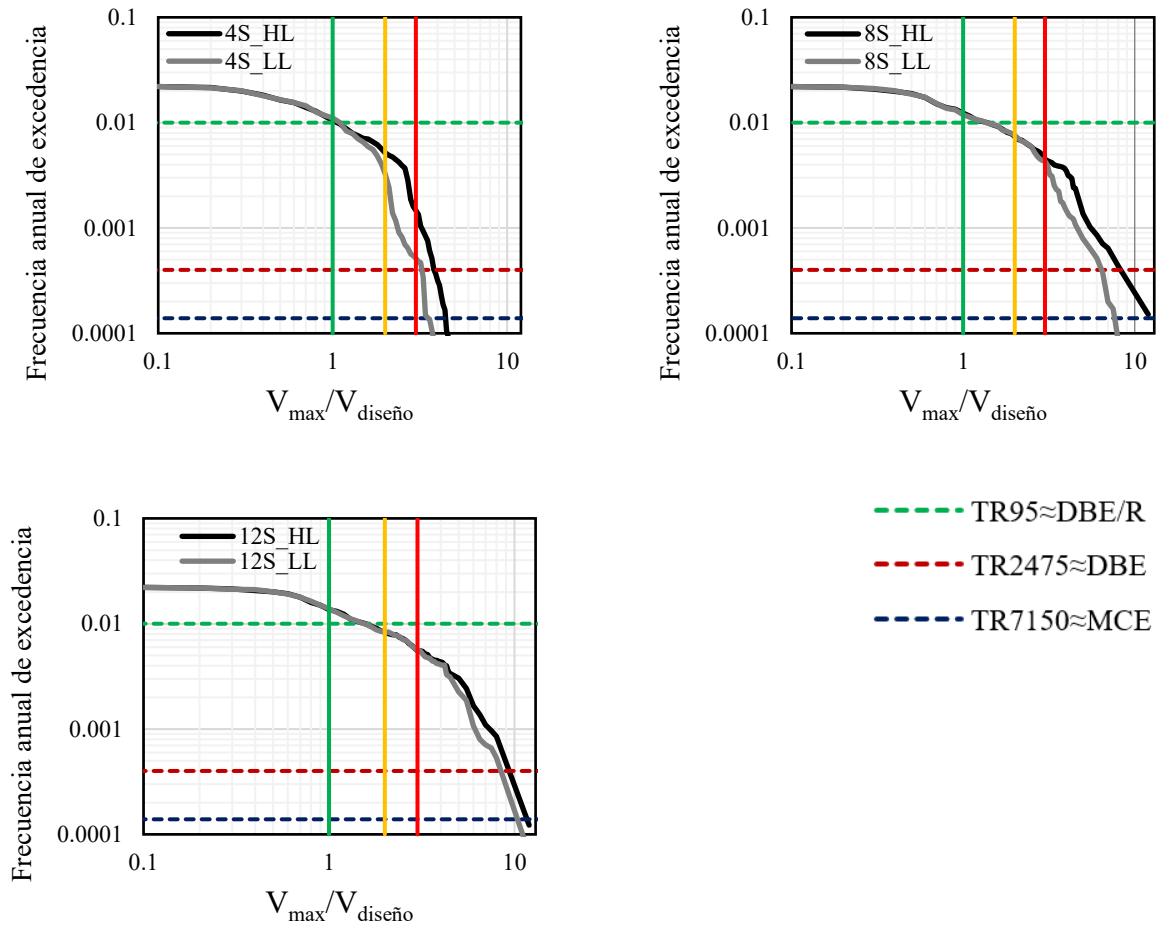
El análisis de riesgo por colapso consideró diversas fallas como el aplastamiento del concreto a  $0.25l_w$  (que lleva al pandeo de las barras de refuerzo longitudinal), fractura de barras de refuerzo a tracción, falla axial al superar el 5% del umbral de deriva, y falla por cortante. De la evaluación de riesgo por colapso cuyos periodos de retorno se presentan en la **Tabla 17**, se tiene que los periodos de retorno para todos los muros son inferiores al asociado a DBE, lo que implica un riesgo de colapso significativamente alto. Para muros de carga alta, el riesgo es mayor. Teniendo en cuenta el análisis de riesgo realizado para cada uno de los EDPs, se concluye que la falla con mayor probabilidad de colapso es la falla por corte, lo que es un aspecto a revisar por la normativa vigente.

**Tabla 16.** Periodos de retorno para  $V_{\max}/V_{\text{diseño}} = j$ .

Arquetipo	TR $V_{\max}/V_{\text{diseño}}$ [años]		
	$j = 1$	$j = 2$	$j = 3$
4S_LL	91	330	2500
4S_HL	91	200	667
8S_LL	77	133	240
8S_HL	77	133	222
12S_LL	67	125	182
12S_HL	67	125	182

**Tabla 17.** Periodos de retorno de colapso.

Arquetipo	TR Colapso [años]
4S_LL	1,036
4S_HL	237
8S_LL	1,697
8S_HL	1,010
12S_LL	1,875
12S_HL	1,184



**Figura 30.** Curvas de riesgo para  $V_{\max}/V_{\text{diseño}}$ . **(a)** 4 pisos; **(b)** 8 pisos; **(c)** 12 pisos.

En el **Apéndice C** a este documento se presenta un enfoque tradicional de estudio de las EDP de interés por medio de curvas de fragilidad. Se remite al lector a esta sección que contiene un análisis de las curvas de excedencia estructural de las EDP de interés.



## CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES

---

Las conclusiones que se expondrán a continuación son el resultado de los análisis estático y dinámico no lineal desarrollados para arquetipos de muros ordinarios de concreto reforzado de 4, 8 y 12 pisos sometidos a demandas consistente con amenaza sísmica intermedia. El estudio se hace de una perspectiva de riesgo de la respuesta estructural, que ofrece datos complementarios para decidir cuándo un comportamiento indeseado es de interés, o debe generar acciones de cambio.

Del análisis *Pushover* se observaron dos tendencias en el comportamiento de los muros de carga axial alta y baja. Los muros de carga alta muestran una mayor capacidad de carga lateral, pero a su vez presentan una ductilidad reducida debido a la alta pre-compresión antes de la flexión, lo cual agota anticipadamente la capacidad del concreto. Asimismo, antes de la pérdida súbita de la carga lateral, los muros de carga alta alcanzan una relación máxima de desplazamiento de techo RDR max cercana al 1%, mientras que los muros de carga baja llegan a un rango de aproximadamente 1.6-2%.

Para estudiar el desempeño sísmico de los sistemas de muros con carga axial alta y baja se llevaron a cabo una serie de análisis dinámicos empleando señales consistentes obtenidas de la metodología CSS. Este tipo de análisis somete a la estructura en cuestión a una serie de registros sísmicos seleccionados para representar distintos niveles de amenaza, desde un nivel de amenaza recurrente (sismos de baja intensidad, TR = 50 años) hasta un nivel de amenaza raro (sismos de alta intensidad, TR = 25000 años). Como medida de intensidad sísmica se usó la aceleración espectral en el modo fundamental de la estructura,  $S_a(T_1)$ .

Se observa que RDR es proporcional en escala logarítmica a  $S_a(T_1)$  en todos los muros hasta el punto de inestabilidad dinámica alrededor del 2% de RDR max para los muros de carga axial alta, y 5% para los de baja. Estos hallazgos concuerdan con los resultados obtenidos en el análisis *Pushover*, donde se pudo apreciar una mayor ductilidad en los arquetipos que presentaban niveles bajos de carga axial. La correlación entre la magnitud máxima de rotación en la base y la RDR máxima alcanzada muestra una relación positiva entre el aumento de RDR y el incremento en la magnitud de la máxima rotación en la base de los edificios analizados. Además, se observó que la mayor parte de la deriva de techo es debida a la rotación en la base de los muros una vez se alcanza la fluencia en la base. En el caso de los muros de carga axial baja, el periodo de retorno para el colapso por falla axial, asociado a una deriva de techo mayor a 5%, es superior a 10,000 años, por lo que este modo de falla se considera improbable. Para edificios con muros de carga axial alta, el período de retorno de colapso por falla axial es mayor que el asociado al sismo DBE, aunque menor el del sismo MCE. Estos muros tienen periodos de retorno mayores a 3,500 años, lo que se considera poco recurrente.

Respecto a la deformación máxima de tracción del acero o compresión del concreto a  $0.25l_w$  del borde del muro se concluye que el colapso estructural desencadenado por la rotura del acero o aplastamiento del concreto tiene periodos de retorno mayores a los asociados a la

intensidad DBE, y en el caso de los muros con carga axial alta, menor que MCE. En cualquier caso, tienen periodos de retorno mayores a 3,300 años, lo que se considera poco probable.

Los resultados obtenidos revelan que los muros estudiados pueden tener vulnerabilidades recurrentes asociadas a demandas por corte, siendo la situación crítica para los muros de menor relación de aspecto y carga axial alta. Por ejemplo, las fallas por corte tienen una recurrencia de menos de 250 años para edificios de 4 pisos con carga axial alta, y en general de menos de 2,000 años para todos los edificios. Estos resultados hacen pensar que se requieren provisiones que amplifiquen el cortante de diseño, con un factor amplificador de cargas dinámicas. Sin embargo, se encontró que amplificar el cortante de diseño por un factor de 3, solo protege a las estructuras de 4 pisos con carga axial baja, hasta periodos de retorno de 2,500 años. Para las demás estructuras, un cortante de diseño amplificado por un factor de 3, sería excedido cada 670 años para el edificio de 4 pisos de carga alta, y cada 180 a 250 años para el resto de los edificios. Este resultado es de interés en pro de proponer modificaciones a los códigos de construcción vigente con el fin de proteger el tipo de sistemas estructurales estudiados en esta investigación.

Después de llevar a cabo la evaluación del riesgo para diferentes EDPs que abarcan la deformación unitaria del concreto, deformación unitaria del acero, máxima deriva de techo, y cortante máximo, se han obtenido resultados que indican que, los muros estudiados presentan un comportamiento inadecuado frente a la amenaza sísmica intermedia, especialmente teniendo en cuenta la falla de colapso por corte, siendo crítica la situación para muros con carga axial alta y baja relación de aspecto. Por ejemplo, se concluyó que los periodos de retorno de colapso se encuentran entre los 230 y los 2,000 años (todos inferiores al período de retorno asociado a DBE), lo que implica un riesgo de colapso significativamente alto. Para muros de carga alta, el riesgo es mayor.

## REFERENCIAS

---

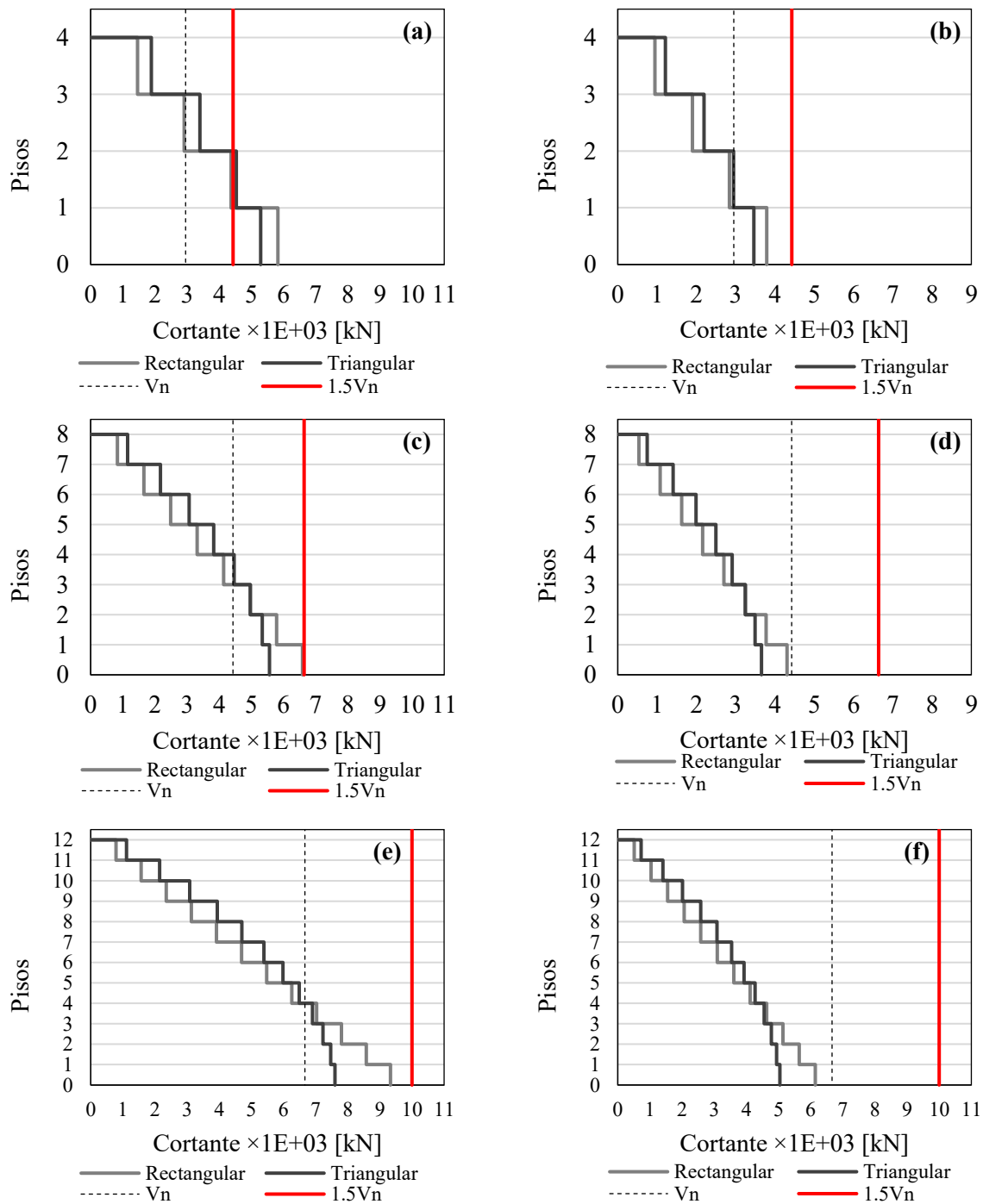
- Parra, P. F., Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2019). Modeling criteria of older non-ductile concrete frame–wall buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- ACI Committee 318 . (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- Alarcón, C., Hube, M., & De La Llera, J. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 73, 13-23.
- Amaris, A. (2002). Dynamic Amplification of Seismic Moments and Shear Forces in Cantilever Walls. (Tesis de magister, Rose School, Pavia, Italia).
- Arteta, C. A. (2015). Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls. (Ph.D. Dissertation). . *University of California, Berkeley*.
- Arteta, C. A., & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional Scenario Spectra (CSS) for Hazard-Consistent Analysis of Engineering Systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737-757.
- Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2018). Seismic performance of a building subjected to intermediate seismic shaking. *ACI Structural Journal*, 115(2), 299-309.
- Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2023). Compressive Behavior of Thin Rectangular Boundary Elements. *ACI Structural Journal*, 120(2).
- Arteta, C., Blandón, C., Bonett, R., & Carrillo, J. (2018). Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. *Reporte CEER*, (002-2018).
- ASCE/SEI 7-05. (2006). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*. Estados Unidos.
- ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*. Estados Unidos.
- ASCE/SEI 7-22. (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*. Estados Unidos.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599.
- Ballio, G., & Castiglioni, C. (1995). A Unified Approach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue. *Journal of Constructional Steel Research*, 34, 75-101.
- Blandón, C., & Bonett, R. (2019). Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*.
- Bohl, A., & Adebar, P. (2011). Plastic Hinge Length In High-Rise Concrete Shear Walls. *ACI Structural Journal*, 108(2), 148-157.
- Cardenas, A., & Magura, D. (1975). *Strength of High-Rise Shear Walls: Rectangular Cross Section*. Skokie, IL, USA: Portland Cement Association. RD029.01D.
- Carlton, B., & Abrahamson, N. (2014). Issues and approaches for implementing conditional mean spectra in practice. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104, 503–512.
- CEN. (2005). *European Standard EN 1998-3:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake*. Brusells: Comite Europeen de Normalisation.
- Chiou, Y. J., Mo, Y. L., Hsiao, F. P., Liou, Y. W., & Sheu, M. S. (2003). Experimental and analytical studies on large-scale reinforced concrete framed shear walls. *ACI Structural Journal*, 211(2), 201–222.

- Coleman, J., & Spacone, E. (2001). Localization Issues In Force-Based Frame Elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11).
- Computers and Structures, I. (2019). Structural Software for Building Analysis and Design. *ETABS (Version 18.0.2)*.
- Dazio, A. (1999). Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung (Ensayos en muros de carga de hormigón armado bajo acción cíclico-estática). *ETH, Zurich, Switzerland*.
- Dazio, A., Beyer, K., & Bachmann, H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures*, 37(1), 1556–1571.
- Gogus, A., & Wallace, J. W. (2015). Seismic Safety Evaluation of Reinforced Concrete Walls through FEMA P695 Methodology. *Journal of Structural Engineering*, 141(10).
- Greifenhagen, C., & Lestuzzi, P. (2005). Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls. *Engineering Structures*, 27(11), 1703–1712.
- Hines, E., Seible, F., & Priestley, M. (2002). Seismic Performance of Hollow Rectangular Reinforced Concrete Piers with Highly Confined Boundary Elements. Phase I: Flexural Tests. Phase II: Shear Tests. *Department of Civil Engineering, University of California, Report SSRP-99/15*.
- Hoult, R., Goldsworthy, H., & Lumantarna, E. (2017). Plastic Hinge Length for Lightly Reinforced Rectangular Concrete Walls. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Jayaram, N., Lin, T., & Baker, J. (2011). A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra*, 27, 797–815.
- Kazaz, I., & Gülkan, P. (2015). Dynamic shear force amplification in regular framewall systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25, 112–135.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(3), 1969-1990.
- Kuang, J., & Ho, Y. (2007). Inherent ductility of non-seismically designed and detailed reinforced concrete shear walls. *Hong Kong Institution of Engineers Transactions*, 14(1), 7–12.
- Lefas, I., Kotsovos, M., & Ambraseys, N. (1990). Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics, and failure mechanism. *ACI Structural Journal*, 87(1), 23–31.
- Lestuzzi, P., & Bachmann, H. (2007). Displacement ductility and energy assessment from shaking table tests on RC structural walls. *Engineering Structures*, 29(8), 1708–1721.
- Li, B., & Xiang, W. (2011). Effective stiffness of squat structural walls. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1470–1479.
- Liang, X., Yang, P., Cul, X., Deng, M., & Zhang, X. (2010). Experimental studies on seismic behavior of high strength concrete shear wall with boundary columns. *Journal of Building Structures*, 31(1), 23–32.
- Lin, T., Haselton, C., & Baker, J. (2013). Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 1847–1865.
- Mazzoni, S., McKenna, F., & Fenves, G. L. (2007). “Steel02 & Hysteretic -- Material Behavior,” OpenSees Comparison of Modelling Tools.

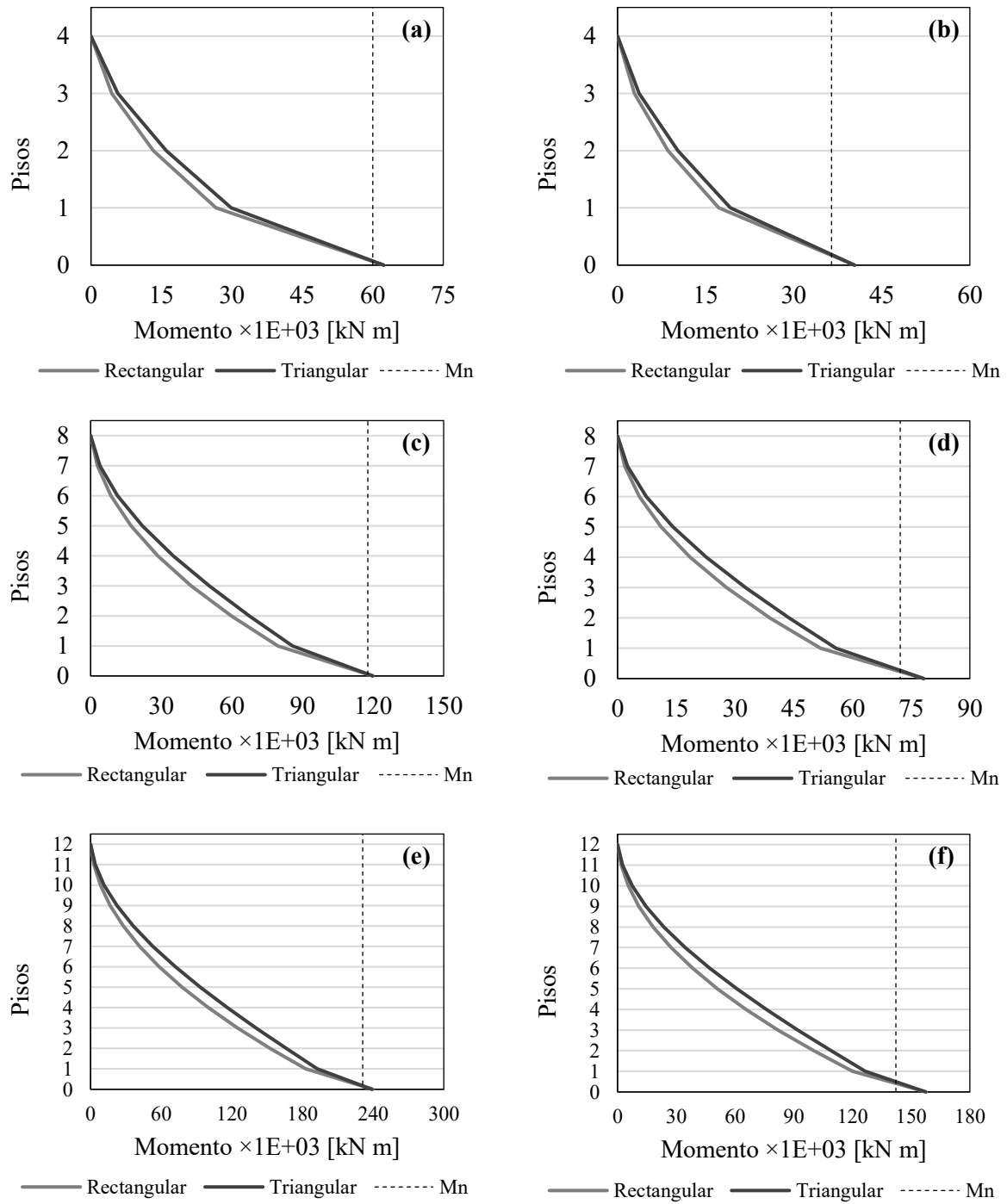
- Mckenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 95-107.
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Mohammed, M. A., & Barbosa, A. R. (2019). Numerical Modeling Strategy for the Simulation of Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Structural Walls. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 120(3), 583-627.
- Mohd Yassin, M. H. (1994). Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. *University Microfilms International, Ann Arbor*. .
- Nakamura, H., & Higai, T. (2001). Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete. *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, 471-487.
- NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Gaithersburg, MD: NIST GCR 10-917-8. NEHRP Consultants Joint Venture. Preparado para National Institute of Standards and Technology.
- Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Aristizabal-Ochoa, J. D., & Corley, W. G. (1980). Hysteretic Response of Reinforced Concrete Structural Walls. *ACI Special Publication*, 63, 243-273.
- Orakcal, K., Massone, L. M., & Wallace, J. W. (2009). Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels. *Structural Journal, ACI*, 106(4), 455-465.
- Padilla, J. C. (2023). Evaluación consistente con la amenaza del desempeño sísmico de pórticos intermedios diseñados de acuerdo con ACI 318-19. *Tesis de Maestría - Universidad del Norte*.
- Porter, K. (2015). A beginner's guide to fragility, vulnerability, and risk. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 235-260.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia: IUSS Press: Fondazione Eucentre, 2007.
- Pugh, J. S., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2015). Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 104, 174-192.
- Rutenberg, A. (2004). The Seismic Shear of Ductile Cantilever Wall Systems in Multistorey Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 881-896.
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. N. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *Journal Proceedings*, 79(1), 13-27.
- Scott, M. H. (2021). Concrete02 with Control of the Initial Stiffness. *Portwood Digital*.
- Segura, C. L., & Wallace, J. W. (2018). Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 115(3).
- SESOC. (2011). Practice Note—Design of Conventional Structural Systems Following the Canterbury Earthquakes, Version No. 4—21 . *Structural Engineering Society of New Zealand*.
- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (s.f.). Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7), 711-725.
- Su, R., & Wong, S. (2007). Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures*, 29, 1957-1965.

- Takahashi, S., Yoshida, K., Ichinose, T., Sanada, Y., Matsumoto, K., Fukuyama, H., & Suwada, H. (2013). Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement. *ACI Structural Journal*, 110(1).
- Tasnimi, A. A. (2000). Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal. *Engineering Structures*, 22, 311-322.
- Thomsen, J., & Wallace, J. (2004). Displacement based design of slender reinforced concrete structural walls – experimental verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(4), 618– 630.
- Valles, R., & Moehle, J. (s.f.). Seismic Behavior and Design of Precast Concrete Coupled Wall Systems with Boundary Elements. *Earthquake Spectra*, 27(2), 355-376.
- Wallace, J. W. (1996). Evaluation of UBC-94 provisions for seismic design of RC structural walls. *Earthquake Spectra*, 12(2), 327-348.
- Wallace, J. W., & Moehle, J. P. (1992). Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 1625-1644.
- Wang, C. K., & Salmon, C. G. (2013). *Reinforced Concrete Design*. Pearson Education.
- Welt, T. S. (2015). Detailing for Compression in Reinforced Concrete Wall Boundary Elements: Experiments, Simulations, and Design Recommendations (Ph.D. Dissertation). *University of Illinois, Urbana-Champaign*.
- Wibowo, A. (2012). Seismic Performance of Insitu and Precast Soft Storey Buildings. Melbourne, VIC, Australia.: PhD thesis, Swinburne University of Technology.
- Wibowo, A., Wilson, J., Lam, N., & Gad, E. (2013). Seismic performance of lightly reinforced structural walls for design purposes. *Magazine of Concrete Research*, 65(13), 809-828.
- Wood, S. (1989). Minimum tensile reinforcement requirements in walls. *ACI Structural Journal*, 86(5), 582–591.
- Wood, S. (1990). Shear strength of low-rise reinforced concrete walls. *Structural Journal ACI*, 87(1), 99-107.

## APÉNDICE A – RESULTADOS PUSHOVER



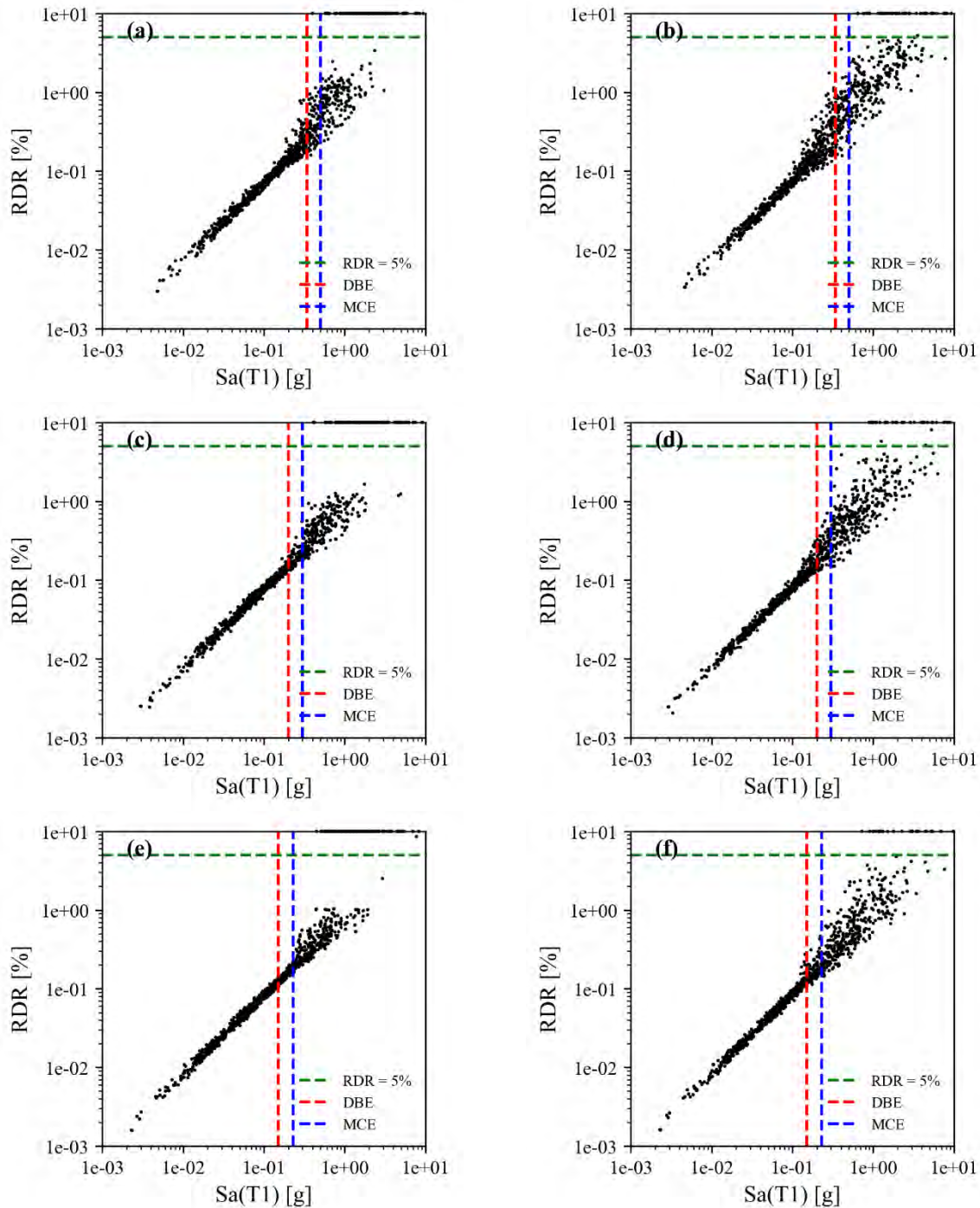
**Figura A. 1.** Distribución de cortante en altura correspondiente a  $V_{max}$  del *Pushover* de los arquetipos. (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



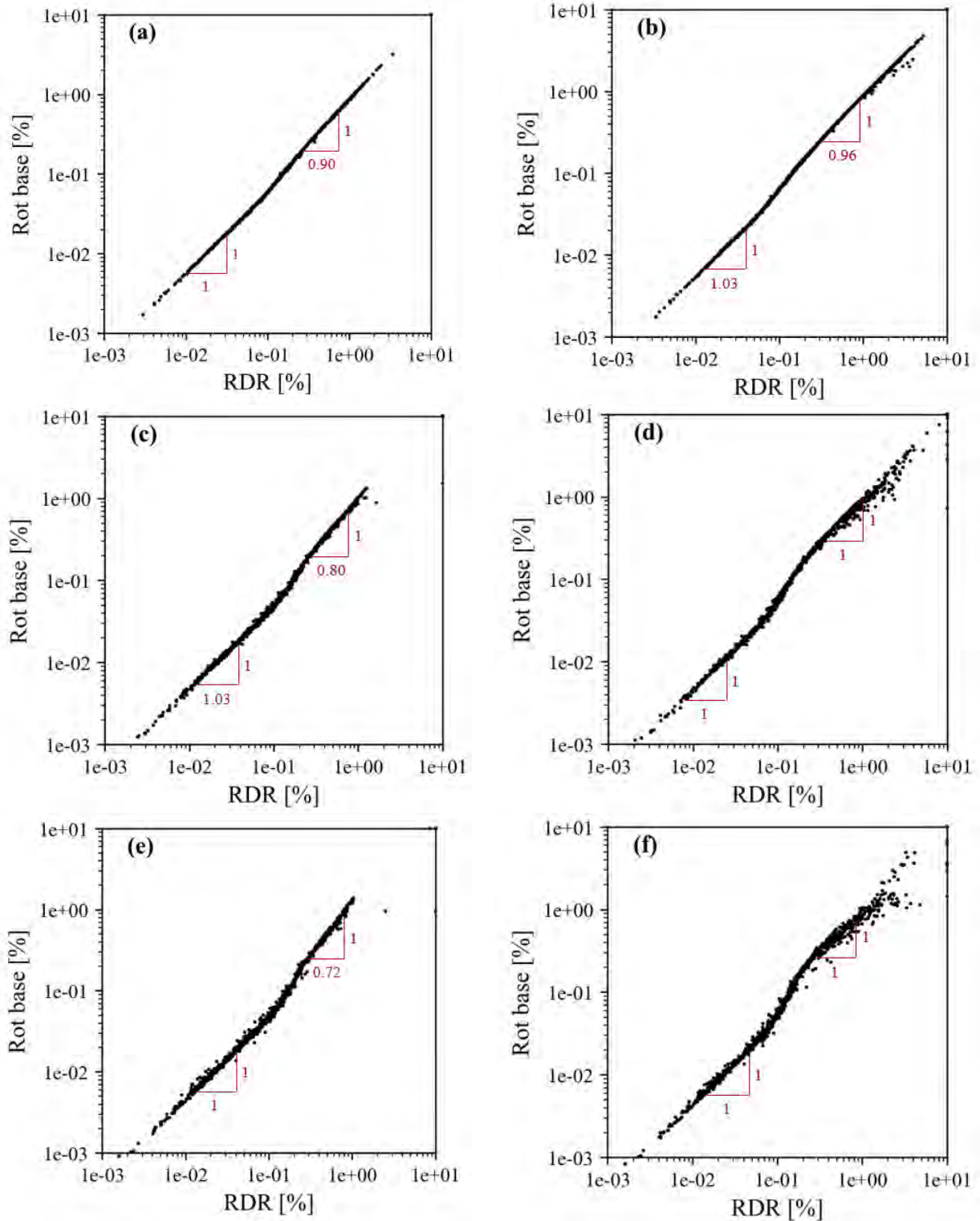
**Figura A. 2.** Distribución de momento en altura correspondiente a  $V_{max}$  del *Pushover* de los arquetipos. (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



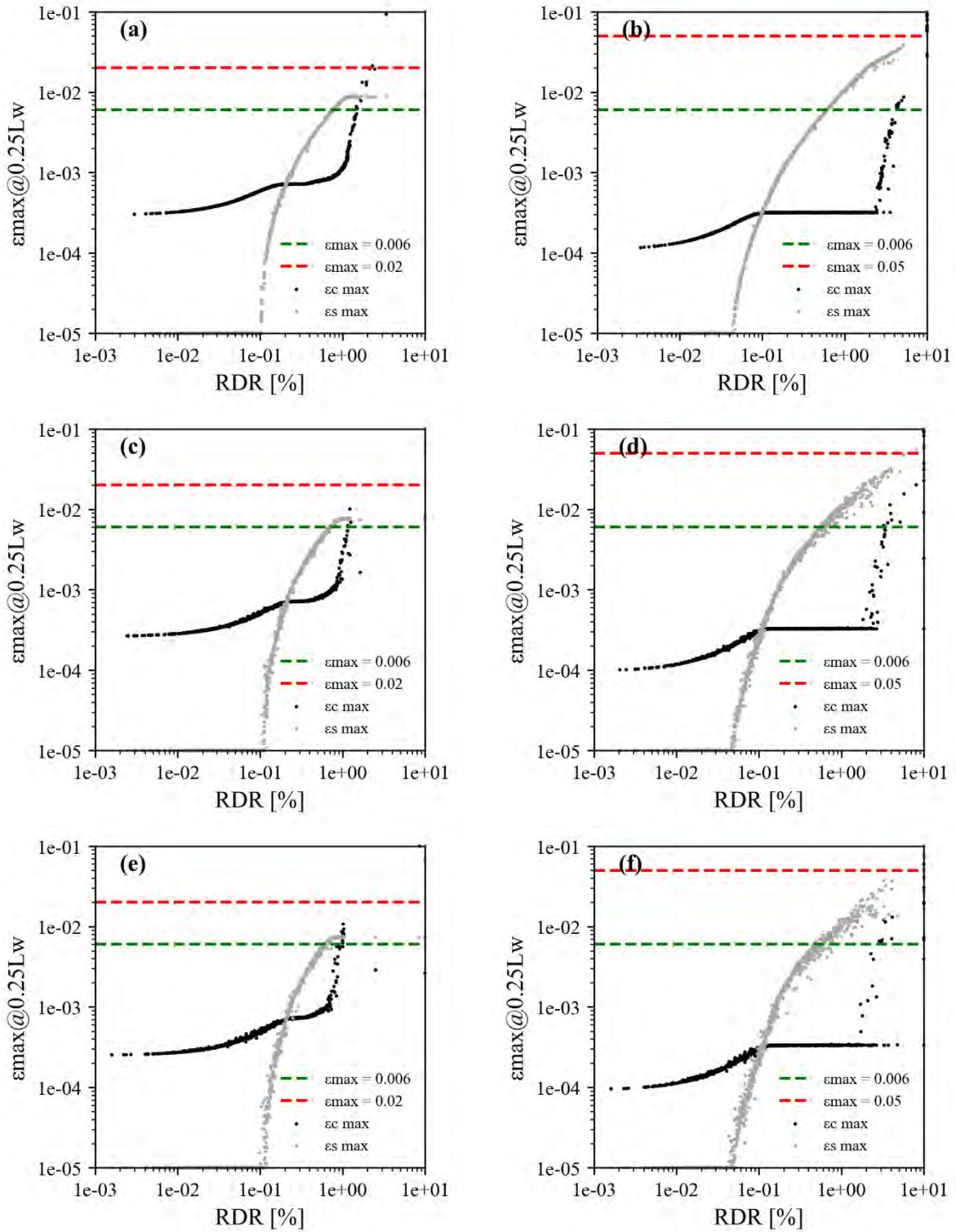
## APÉNDICE B – RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL



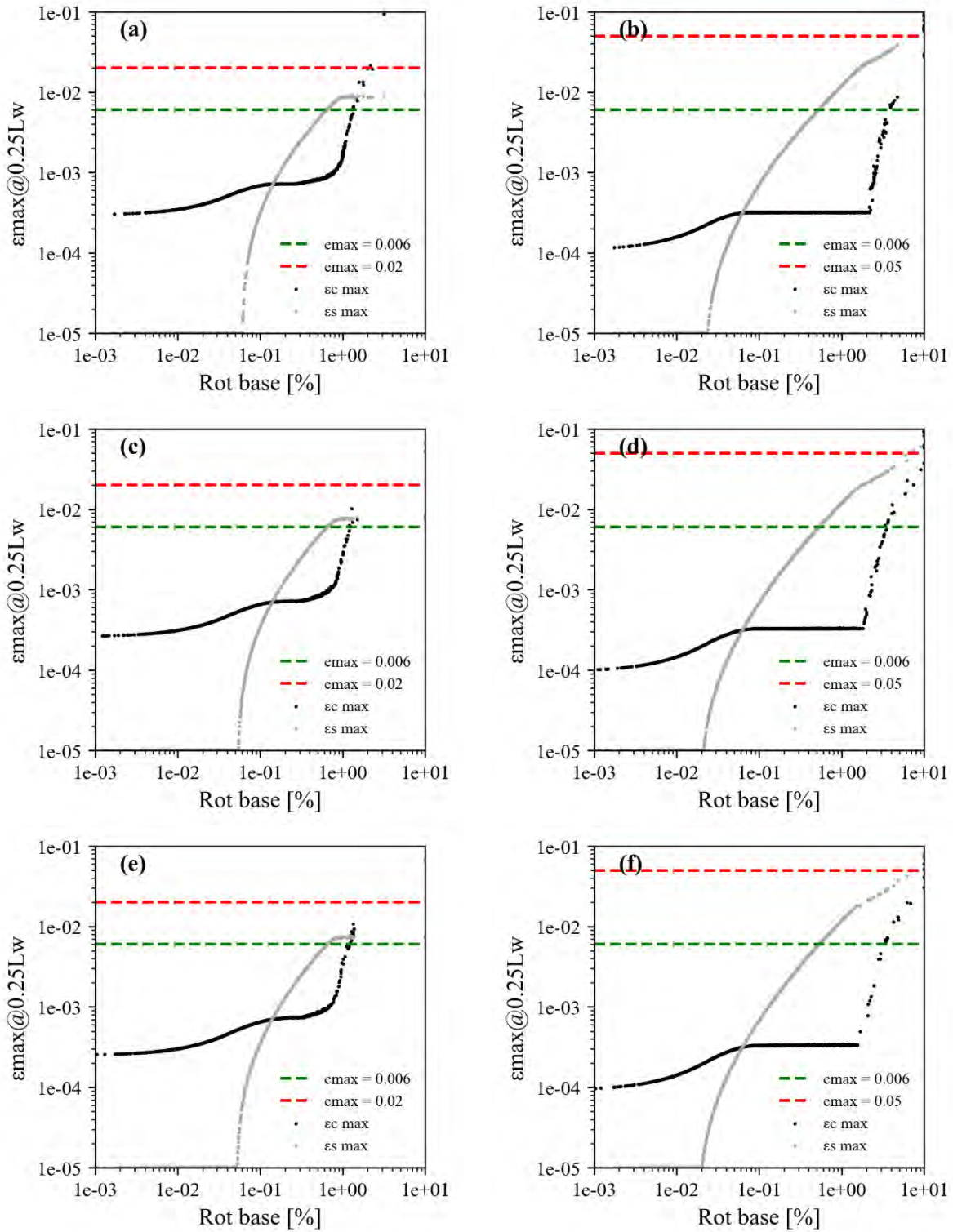
**Figura B. 1.**  $S_a(T_1)$  vs Máxima RDR. (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



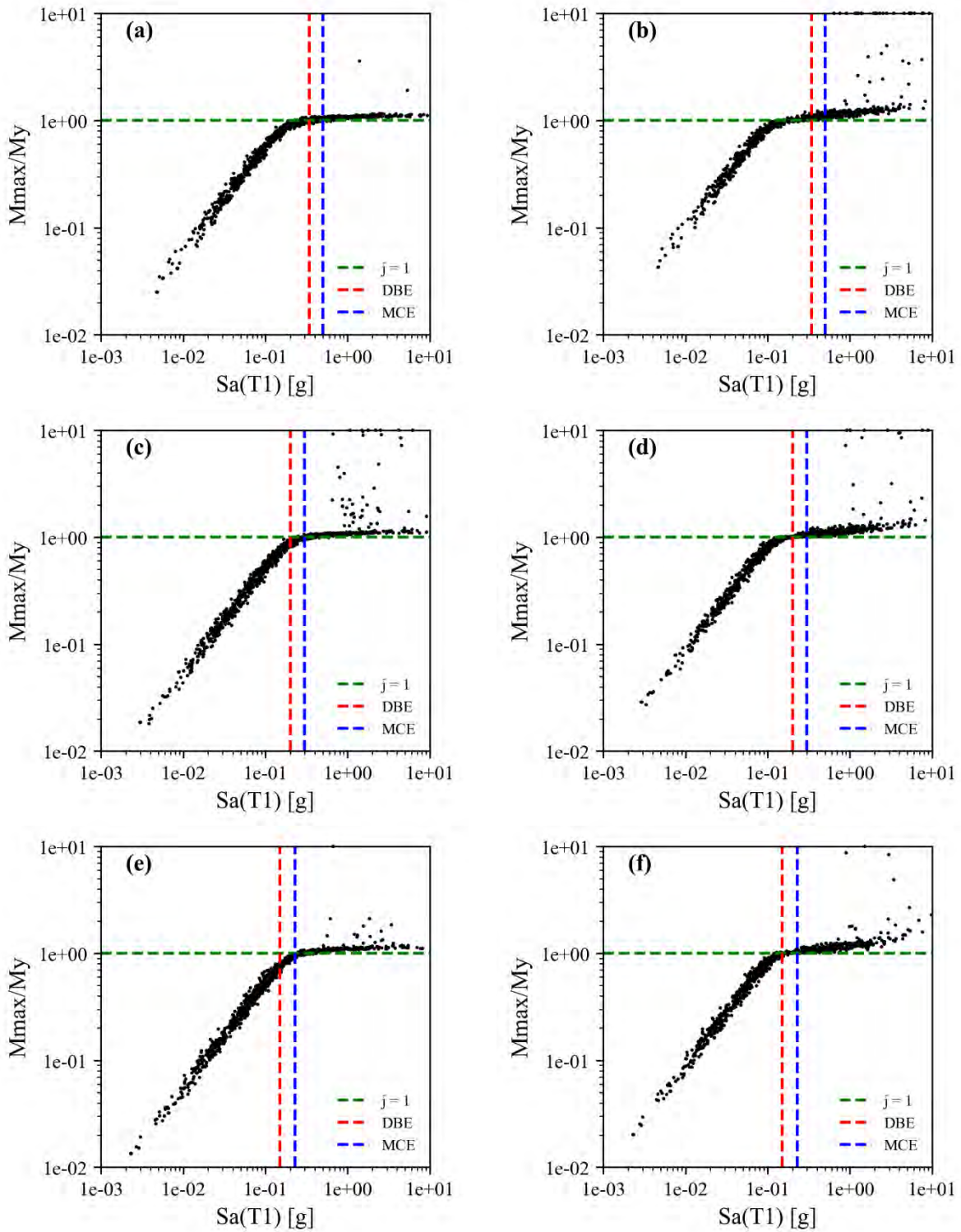
**Figura B. 2.** Máxima RDR vs Máxima rotación en la base. **(a)** 4 pisos carga alta; **(b)** 4 pisos carga baja; **(c)** 8 pisos carga alta; **(d)** 8 pisos carga baja; **(e)** 12 pisos carga alta; **(f)** 12 pisos carga baja.



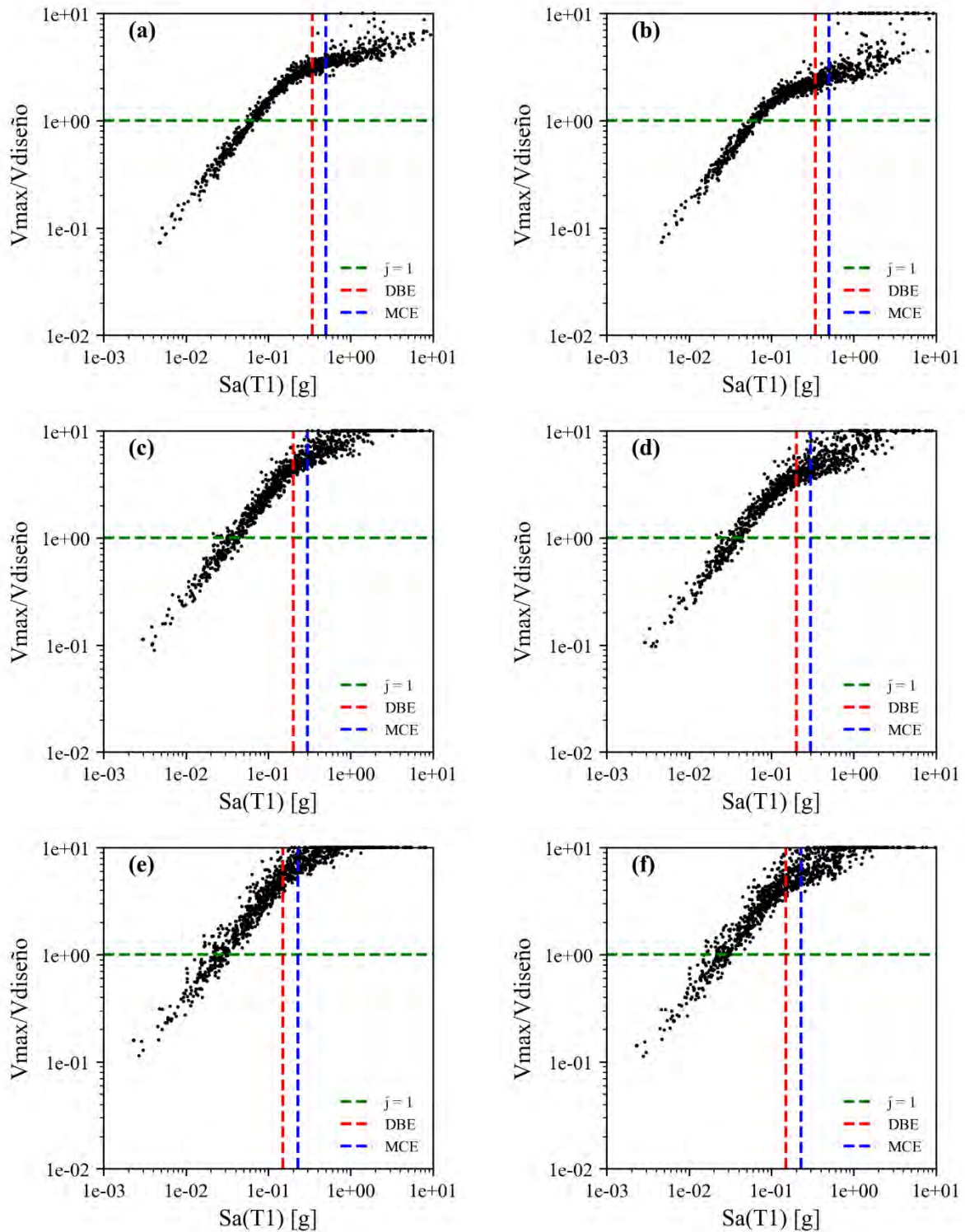
**Figura B. 3.** Máxima RDR vs Máxima deformación unitaria a  $0.25L_w$ . **(a)** 4 pisos carga alta; **(b)** 4 pisos carga baja; **(c)** 8 pisos carga alta; **(d)** 8 pisos carga baja; **(e)** 12 pisos carga alta; **(f)** 12 pisos carga baja.



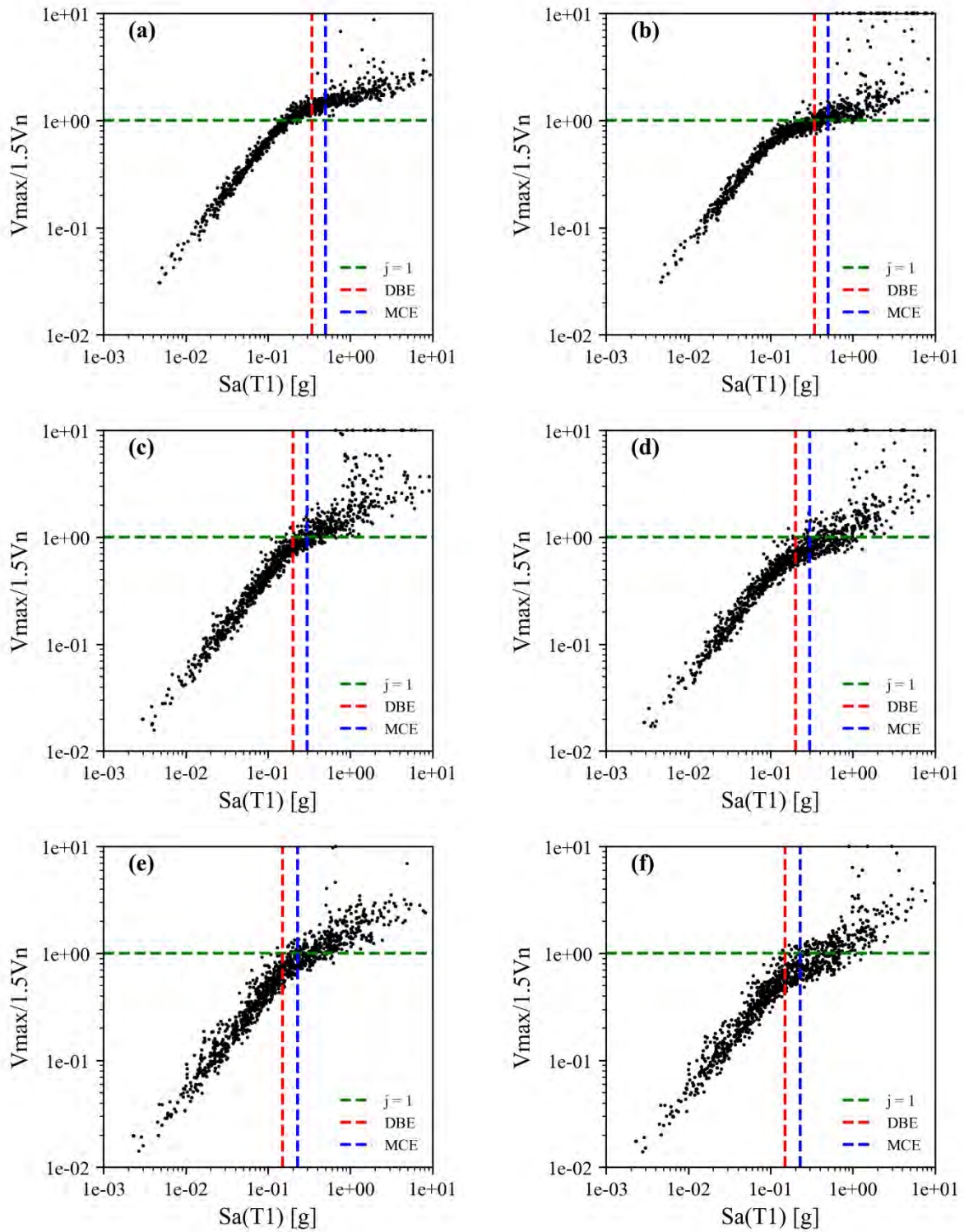
**Figura B. 4.** Máxima rotación en la base vs Máxima deformación unitaria a  $0.25L_w$ . **(a)** 4 pisos carga alta; **(b)** 4 pisos carga baja; **(c)** 8 pisos carga alta; **(d)** 8 pisos carga baja; **(e)** 12 pisos carga alta; **(f)** 12 pisos carga baja.



**Figura B. 5.**  $S_a(T_1)$  vs  $M_{max}/M_y$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



**Figura B. 6.**  $S_a(T1)$  vs  $V_{\max}/V_{\text{diseño}}$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



**Figura B. 7.**  $S_a(T1)$  vs  $V_{\max}/1.5V_n$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.

## APÉNDICE C – FRAGILIDAD

---

Los resultados del análisis dinámico consistente con la amenaza se pueden utilizar para construir curvas de fragilidad de diferentes parámetros de respuesta estructural.

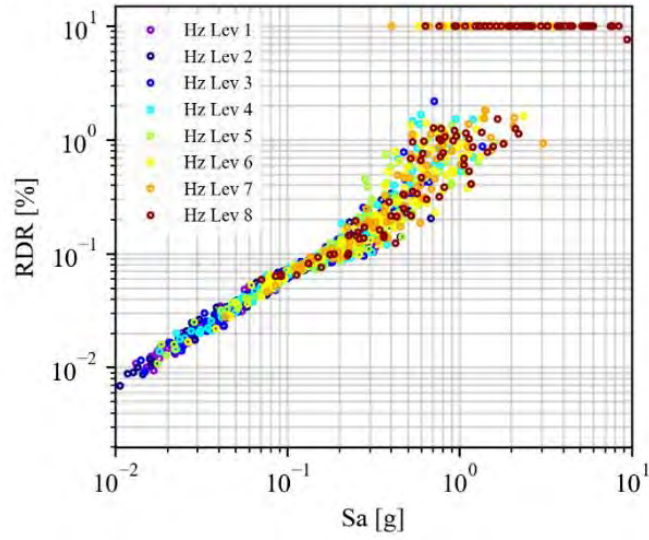
Las funciones de fragilidad se definen como expresiones matemáticas que representan la probabilidad de que ocurra un evento indeseable en relación con una medida de excitación del entorno (Porter, 2015). Estas funciones permiten realizar una predicción binaria que estima la probabilidad de que una estructura supere un determinado nivel de daño, por ejemplo, el colapso, dado un valor de la medida de intensidad ( $IM$ ) utilizada. Por lo general, estas funciones se ajustan mediante una función de distribución acumulada log normal, tal como se muestra en la **Ecuación (10)**.

$$P(EDP \geq edp | IM = x) = \Phi \left( \frac{\ln(x) - \ln(\theta)}{\beta} \right) \quad (10)$$

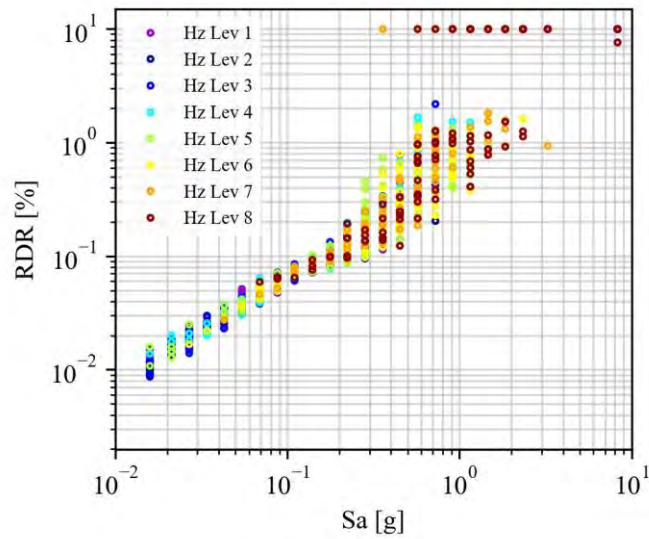
Donde  $P(EDP \geq edp | IM = x)$  es una función que representa la probabilidad de que se una  $EDP$  supere un valor umbral  $edp$ , condicionado a que una medida de intensidad  $IM$  (en este caso  $Sa(T_1)$ ) tome un valor  $x$ .  $\theta$  es la mediana de la función de fragilidad, que corresponde al valor de la medida de intensidad para el cual hay un 50% de probabilidad de exceder el umbral de interés.  $\beta$  es la desviación estándar del logaritmo natural de la medida de  $IM$  ( $\ln IM$ ).  $\Phi$  corresponde a la función de distribución acumulada estándar normal.

La **Figura C. 1** muestra la dispersión monotónicamente creciente entre  $EDP$  e  $IM$ . En la práctica, el primer paso para el cálculo de curvas de fragilidad es dividir los datos de intensidad en clases discretas, que resumen los valores de intervalos adyacentes (ver **Figura C. 2**). Estas clases representan diferentes niveles de intensidad sísmica y se utilizan para agrupar los datos de demanda estructural correspondientes a cada nivel. Posteriormente, para cada intervalo de intensidad, se cuenta el número de eventos en los que se sobrepasa un umbral especificado. Por último, para calcular la probabilidad de daño para cada clase se divide el número de eventos que sobrepasen el umbral de interés entre el número total de eventos en esa clase. La curva que se genera al graficar dicha probabilidad frente a cada  $IM$  se ejemplifica en la **Figura C. 3**.

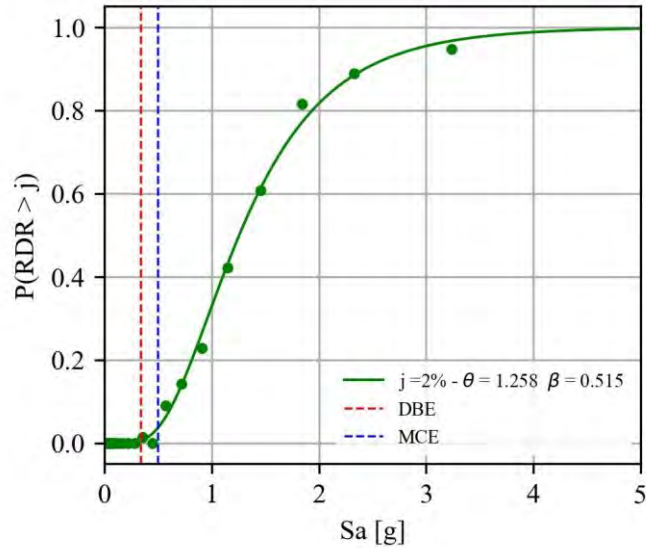




**Figura C. 1.** Dispersión de los datos por nivel de amenaza. Ejemplo curva de excedencia de RDR [%].



**Figura C. 2.** Agrupación de los datos en clases. Ejemplo curva de excedencia de RDR [%].



**Figura C. 3.** Curva de excedencia calculada. Ejemplo curva de excedencia de RDR [%].

Las curvas de fragilidad calculadas para todos los edificios se presentan de la **Figura C. 4** a la **Figura C. 10**. Los parámetros de las curvas de fragilidad para los EDPs seleccionados se muestra en la **Tabla C. 1** a **Tabla C. 6**.

**Tabla C. 1.** Probabilidad de excedencia de RDR max  $j = 5\%$  (colapso por falla axial).

Arquetipo	P(RDR>5%) [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	0.6	1.9	4.36	1.03
4S_HL	0.8	4.3	1.20	0.50
8S_LL	0.2	0.2	3.69	0.86
8S_HL	0.4	0.8	1.16	0.55
12S_LL	0.2	0.2	3.42	0.81
12S_HL	0.2	0.4	0.98	0.51

Las probabilidades obtenidas del análisis de fragilidad para el umbral de colapso por falla axial son menores al 4.3% para todos los arquetipos bajo los niveles de intensidad de diseño y máximo sismo considerado según ASCE 7. Además, no existe diferencia significativa para los distintos niveles de carga axial para las demandas mencionadas anteriormente. Sin embargo, las curvas de fragilidad para  $Sa(T_1)$  vs RDR (ver **Figura C. 4**) muestran que, para mayores valores de  $Sa(T_1)$ , los muros con un nivel de carga axial alto son más vulnerables. Es importante mencionar que en el caso de los muros de carga axial alta (**Figura C. 4(a)**, **Figura C. 4(c)** y **Figura C. 4(e)**), las curvas de fragilidad para  $j = 2\%$  y  $j = 5\%$  presentan una estrecha cercanía entre los valores de mediana y desviación estándar, esto debido a que la capacidad de desplazamiento de los muros de carga alta es reducida, y se encuentra alrededor del 2% de deriva de techo. Para los muros con carga baja, el valor de  $\theta$  se encuentra en un rango de 3.4 a 4.4. En contraste, los muros de carga alta presentan  $\theta$  3 veces más pequeños aproximadamente.

**Tabla C. 2.** Probabilidad de excedencia de  $\varepsilon_s@0.25l_w$  - j = 2% y j = 5% (colapso por fractura de las barras).

Arquetipo	$P(\varepsilon_s@0.25l_w>j)$ [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	0.6	1.7	3.55	0.90
4S_HL	0.8	4.3	1.20	0.50
8S_LL	0.2	0.4	4.50	0.94
8S_HL	0.2	1.3	1.25	0.62
12S_LL	0.2	0.2	4.40	0.87
12S_HL	0.2	0.8	1.09	0.62

**Tabla C. 3.** Probabilidad de excedencia de  $\varepsilon_c@0.25l_w$  j = 0.006 (colapso por aplastamiento del concreto).

Arquetipo	$P(\varepsilon_c@0.25l_w>0.006)$ [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	0.8	2.1	3.39	0.92
4S_HL	1.0	4.9	1.10	0.47
8S_LL	0.4	0.8	3.88	0.96
8S_HL	0.2	0.6	1.07	0.48
12S_LL	0.0	0.0	2.95	0.72
12S_HL	0.0	0.4	0.90	0.50

Las curvas de fragilidad para la deformación máxima del acero (**Tabla C. 2** y **Figura C. 5.**) y la deformación máxima del concreto (**Tabla C. 3** y **Figura C. 6.**) medidas en la fibra localizada a  $0.25l_w$  de cada muro exhiben un comportamiento similar al de las curvas de RDR max. Esto es: para los niveles de demanda de diseño y sismo máximo considerado, las probabilidades de excedencia son bajas, encontrándose en el rango de 0 a 4.9%. El rango de la mediana de la función de fragilidad para todos los muros es similar al de RDR max, mencionado anteriormente.

**Tabla C. 4.** Probabilidad de excedencia de  $M_{max}/M_y$  - j = 1.

Arquetipo	$P(M_{max}/M_y>1)$ [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	100.0	100.0	0.17	0.26
4S_HL	39.4	85.1	0.40	0.29
8S_LL	61.0	94.8	0.18	0.31
8S_HL	0.8	26.9	0.34	0.20
12S_LL	41.8	86.4	0.16	0.33
12S_HL	0.0	5.8	0.31	0.19

En cuanto a la probabilidad de fluencia ( $M_{max}/M_y$  para un j = 1), se tiene que las probabilidades son inversas a la altura de los edificios. El muro 4S\_LL presenta una probabilidad de fluencia de la sección para el MCE de 100%, contrastado con 5.8% para ese mismo nivel de demanda del muro 12S\_LL. Esta tendencia se mantiene para los muros de carga alta. Para este EDP se tienen valores de  $\theta$  relativamente bajos, que van de 0.16 a 0.18 en edificios de carga baja y de 0.31 a 0.40 en edificios de carga alta (**Tabla C. 4**), lo que indica una mayor probabilidad de fluencia para muros de baja carga axial con respecto a los muros de alta carga axial.

**Tabla C. 5.** Probabilidad de excedencia de  $V_{max}/1.5V_n - j = 1$  (colapso por falla a cortante).

Arquetipo	$P(V_{max}/1.5V_n > 1)$ [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	35.7	72.8	0.40	0.40
4S_HL	100.0	100.00	0.17	0.16
8S_LL	3.0	11.8	0.60	0.58
8S_HL	9.7	46.1	0.31	0.34
12S_LL	3.0	11.2	0.50	0.63
12S_HL	4.7	23.2	0.32	0.44

Se observa a partir del análisis de fragilidad que la relación  $V_{max}/1.5V_n$  es excedida en un alto porcentaje en el caso del muro 4S\_HL. Para el nivel de intensidad de los espectros DBE y MCE de ASCE 7 (ASCE/SEI 7-16, 2016), las probabilidades de excedencia de umbral de colapso por falla a cortante de este muro son de 100%. Este muro tiene una relación de aspecto de 2 (límite de  $AR$  para el cual el comportamiento a flexión es esperado en los muros). A excepción del muro de 4 pisos, los muros de carga baja axial presentan probabilidades de excedencia bajas en comparación con aquellos de mayor porcentaje de carga axial, sin embargo, las probabilidades en todos los casos son relativamente bajas, a excepción de los muros de 4 pisos (menor  $AR$ ). (Ver **Tabla C. 5** y **Figura C. 8**).

**Tabla C. 6.** Probabilidad de excedencia de  $V_{max}/V_{diseño} - j = 1$ .

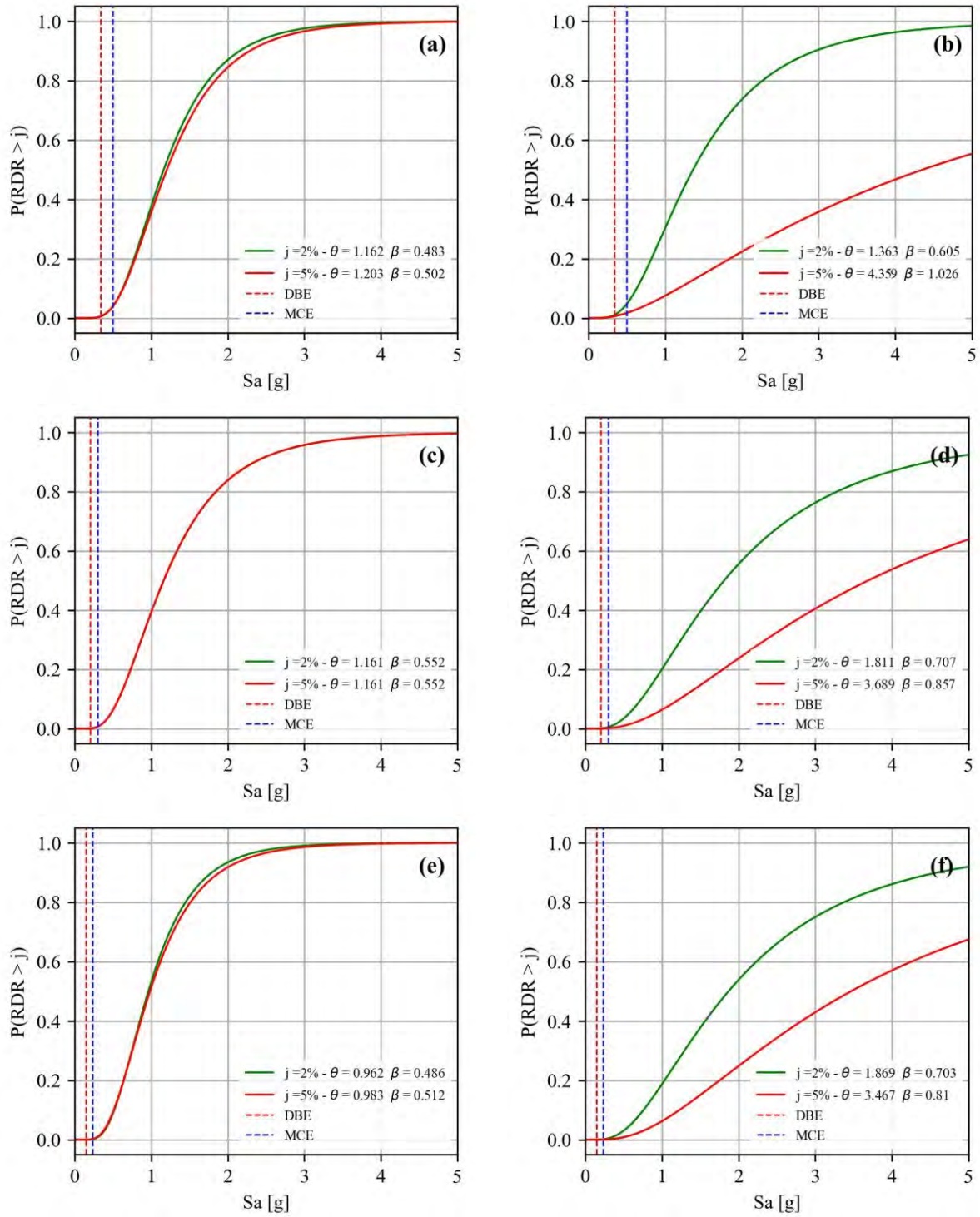
Arquetipo	$P(V_{max}/V_{diseño} > 1)$ [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	100.0	100.0	0.06	0.09
4S_HL	100.0	100.0	0.06	0.10
8S_LL	100.0	100.0	0.04	0.49
8S_HL	100.0	100.0	0.04	0.25
12S_LL	100.0	100.0	0.02	0.63
12S_HL	100.0	100.0	0.03	0.31

Para la relación  $V_{max}/V_{diseño}$ , las funciones de fragilidad calculadas tienen medianas  $\theta$  bajas para los dos niveles de carga axial, variando de 0.02 a 0.06. La probabilidad de excedencia de  $V_{max}/V_{diseño}$  a un  $j = 1$  tanto para el MCE como para el DBE en todos los casos es del 100% (**Tabla C. 6**). Esto se debe al fenómeno de amplificación dinámica de cortante asociada a la variación de las fuerzas inerciales durante el análisis dinámico.

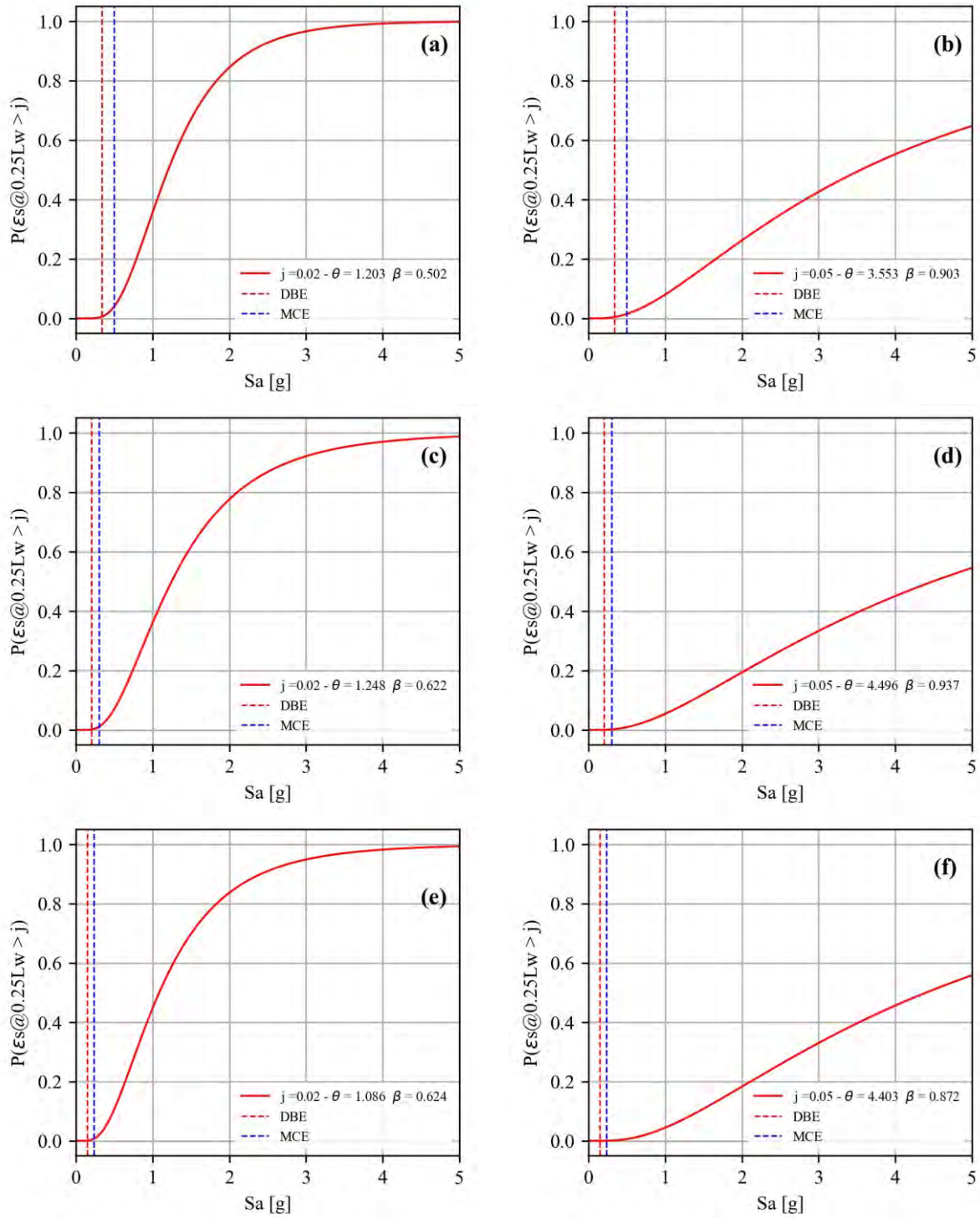
**Tabla C. 7.** Probabilidad de colapso.

Arquetipo	Probabilidad de colapso [%]			
	DBE	MCE	$\theta$ [g]	$\beta$
4S_LL	35.7	72.8	0.40	0.40
4S_HL	100.0	100.0	0.17	0.16
8S_LL	3.0	11.8	0.60	0.58
8S_HL	9.7	46.1	0.31	0.34
12S_LL	4.3	12.5	0.52	0.71
12S_HL	4.7	23.2	0.32	0.44

Para cada registro del análisis dinámico se evaluó si se superaba alguno de los umbrales de falla que generan colapso como se definió en la **Tabla 11**. Se observa que los resultados de probabilidad de colapso muestran una estrecha proximidad con los valores de excedencia de la relación  $V_{max}/1.5V_n$ . Esto sugiere que la mayoría de los colapsos se originan debido a fallas por corte en los muros (**Tabla C. 7**). En general, los muros de carga baja tienen una menor probabilidad de colapso con respecto a sus homólogos de carga alta. Además, se observa que para menores relaciones de aspecto, mayores probabilidades de colapso.



**Figura C. 4.**  $S_a(T_1)$  vs  $P(RDR \max > j)$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



**Figura C. 5.**  $S_a(T_1)$  vs  $P(\epsilon_s@0.25l_w > j)$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.

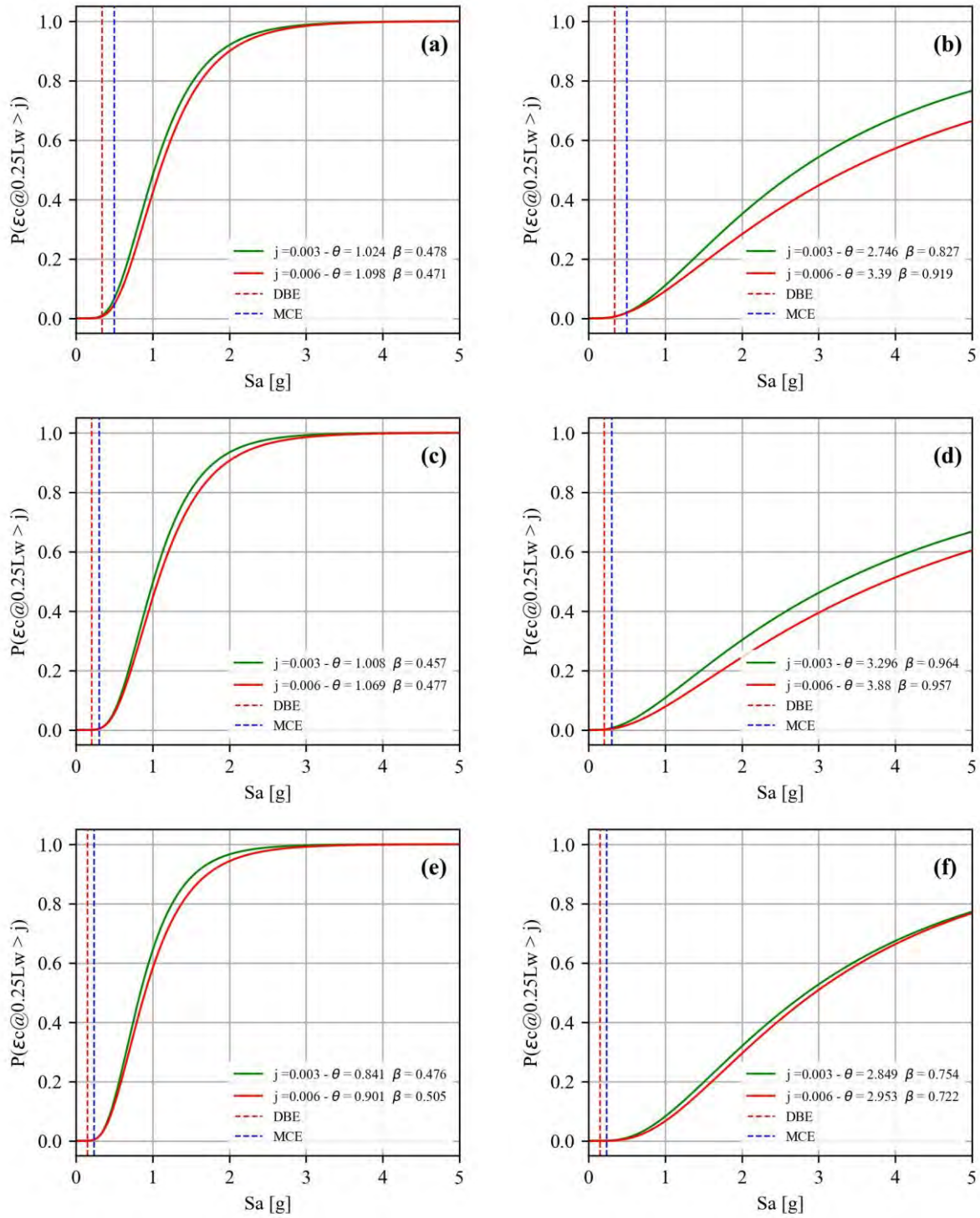
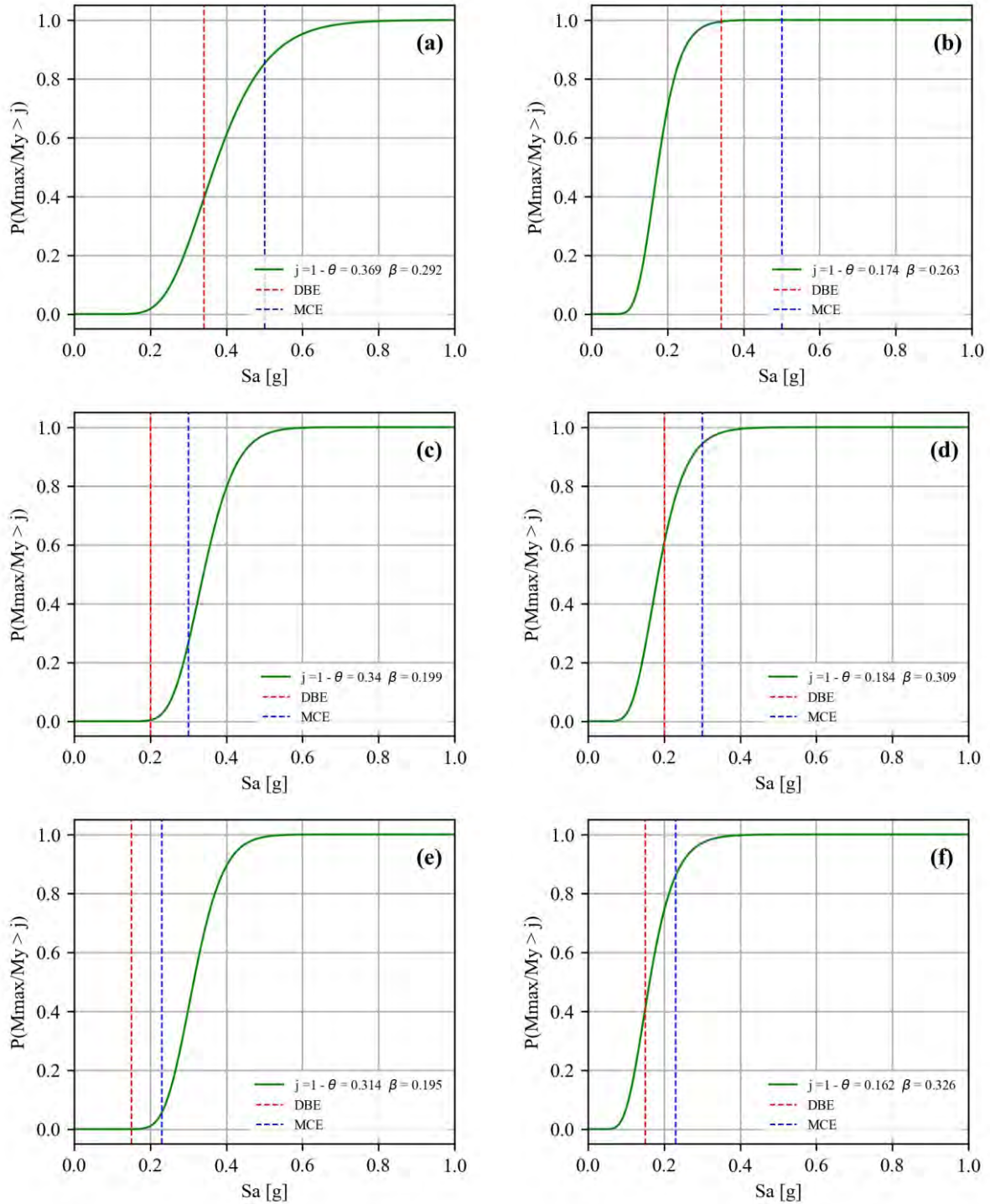
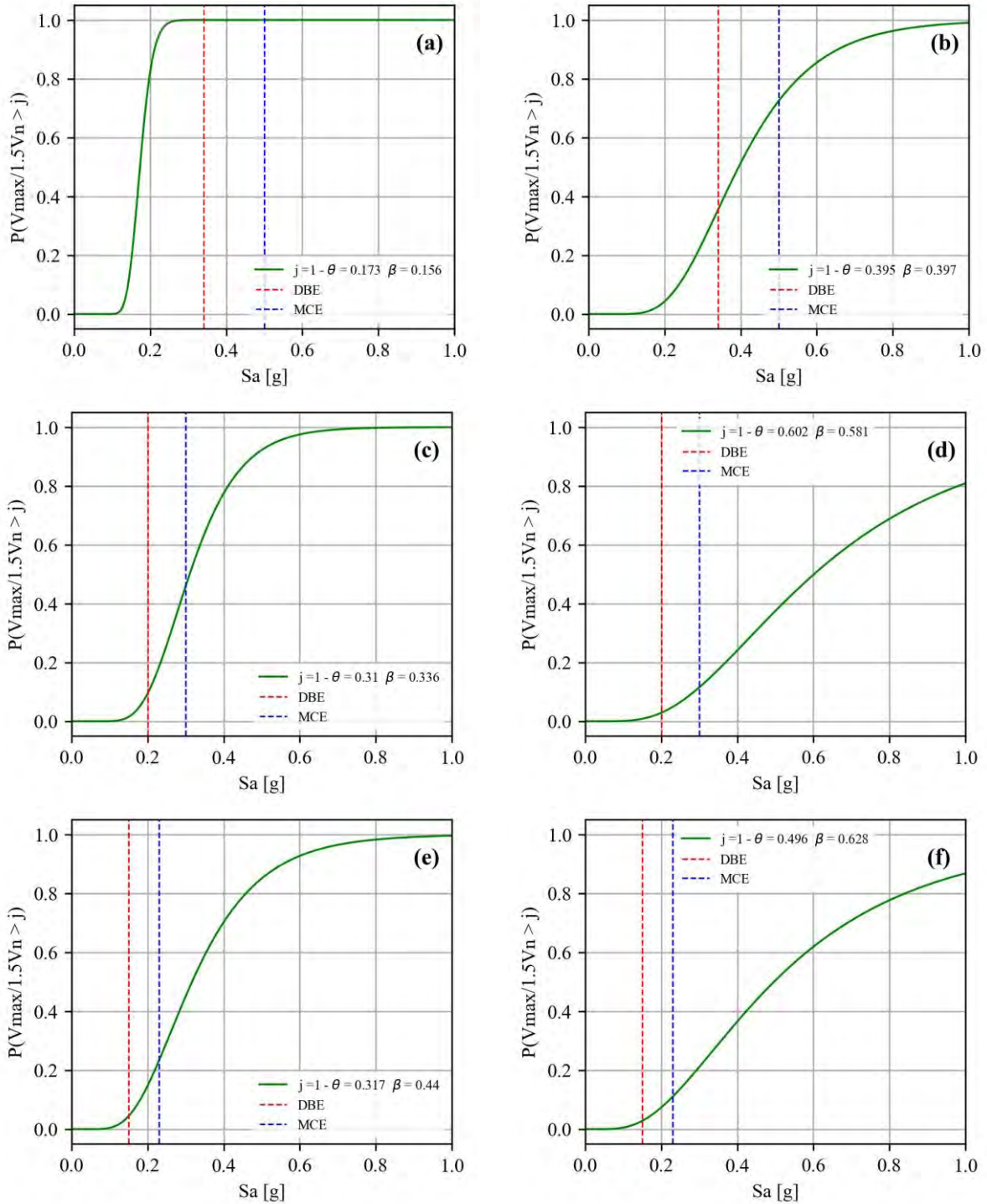


Figura C. 6.  $S_a(T_1)$  vs  $P(\epsilon_c @ 0.25L_w > j)$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.

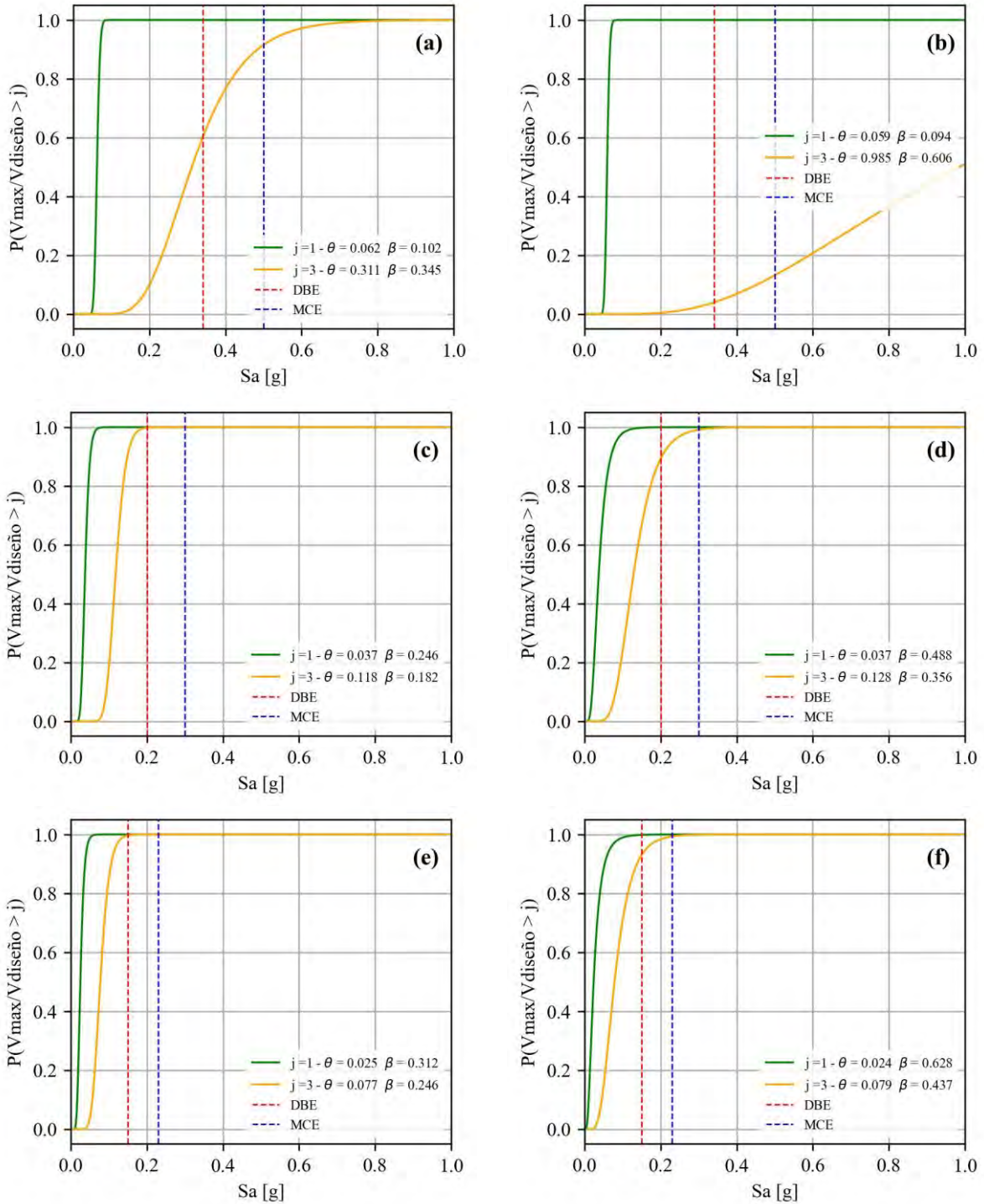




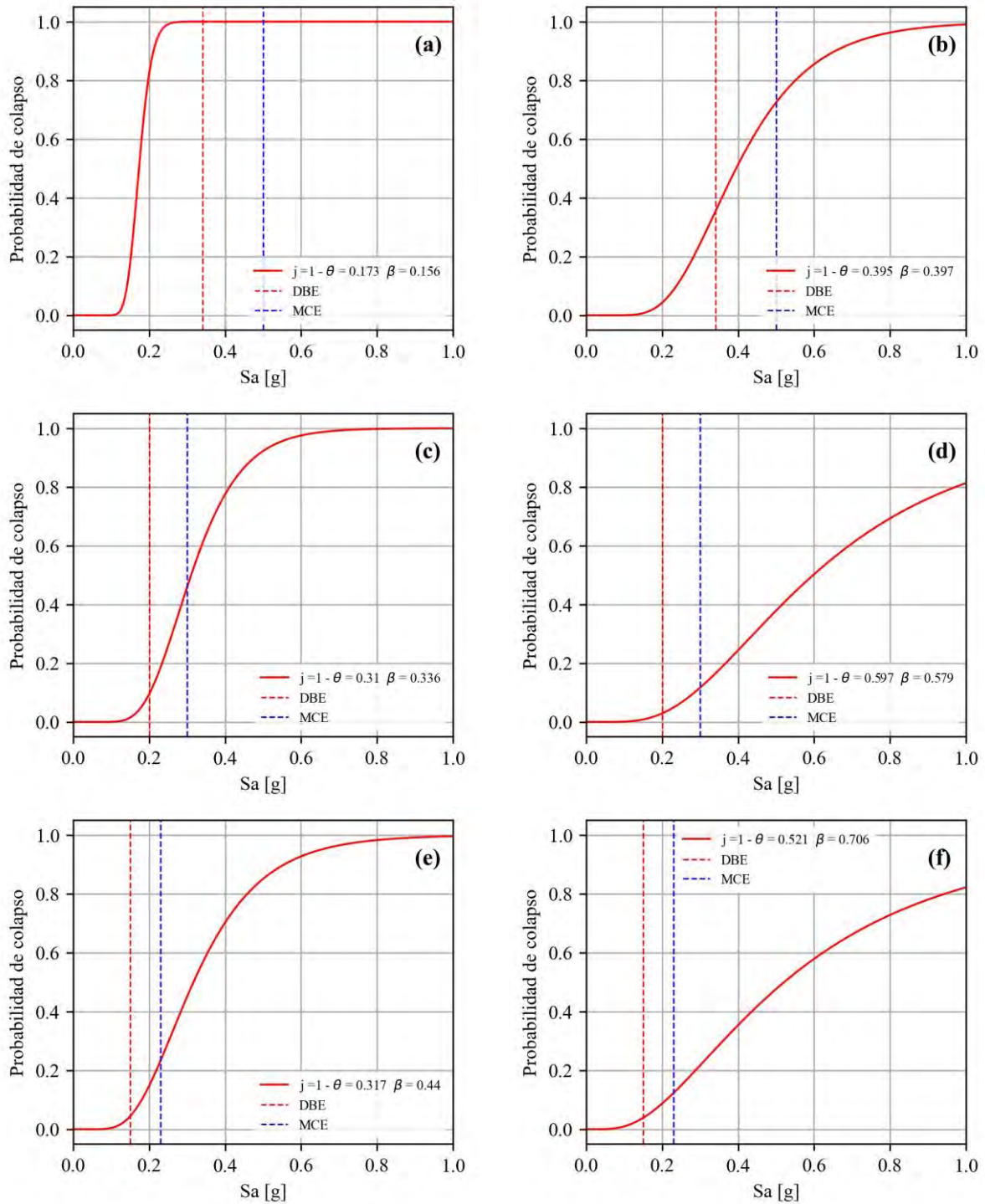
**Figura C. 7.**  $S_a(T_1)$  vs  $P(M_{max}/M_y > j)$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



**Figura C. 8.**  $S_a(T_1)$  vs  $P(V_{max}/1.5V_n > j)$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



**Figura C. 9.**  $S_a(T_1)$  vs  $P(V_{max}/V_{diseño} > j)$ . (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.



**Figura C. 10.**  $S_a(T_1)$  vs Probabilidad de colapso. (a) 4 pisos carga alta; (b) 4 pisos carga baja; (c) 8 pisos carga alta; (d) 8 pisos carga baja; (e) 12 pisos carga alta; (f) 12 pisos carga baja.