

# **METODOLOGÍA PARA LA GENERACIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD**

**Aplicación a edificios de muros industrializados**

**AUTOR:**

Juan José Ocampo Bolívar

C.C. 1152704862

**TUTOR:**

Ricardo León Bonett Díaz

**CO-TUTOR:**

Orlando Daniel Arroyo Amell

**UNIVERSIDAD DE MEDELLÍN**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL MIXTA**

**2025**



**Universidad<sup>®</sup>  
de Medellín**  
Ciencia y Libertad

Resumen

Metodología para la Generación De Curvas De Fragilidad

Aplicación a Edificios de Muros Industrializados

By

Juan José Ocampo Bolívar

Maestría en Ingeniería Civil Mixta

Universidad de Medellín, Medellín, Colombia

Profesor Ricardo León Bonett Diaz, Tutor

Profesor Orlando Daniel Arroyo Amell, Co-Tutor

*AGRADECIMIENTOS Y RESUMEN*

*A ella y nada más que a ella.*

## AGRADECIMIENTOS

---

Todo lo que he vivido en la vida tiene un sentido profundo, pues ha permitido que hoy este trabajo de grado sea una realidad. Todo se resume en este presente, donde **todo** ha sido perfecto y necesario.

En primer lugar, quiero agradecer a **Dios**, por ser mi guía y respaldo. A mi valiosa compañera de vida, **Carolina**, por caminar siempre a mi lado. A mis padres, **Claudia** y **Diego**, por ser mi inspiración constante, por su legado de valores y sueños que han sido el motor de mi crecimiento.

A mis tutores, **Ricardo Bonett** y **Orlando Arroyo**, mi más profundo agradecimiento. Ustedes han sido pilares fundamentales en mi desarrollo espiritual, emocional y profesional. Gracias por desafiarme a ser más de lo que creía posible, por su paciencia y por cada enseñanza que ha dejado huella en mi formación. Sin su orientación, este trabajo no habría alcanzado el significado que hoy tiene.

A mis colegas y amigos, **Dirsa Feliciano** y **Frank Vidales**, quienes compartieron conmigo no solo conocimientos, sino también momentos de aprendizaje y complicidad. Esta investigación cobró aún más sentido gracias a nuestra pasión por la ingeniería y la confianza que nos permitió crecer juntos como “los tres grandes”.

Un agradecimiento especial al ingeniero **Rubén Gómez**, cuya guía y apoyo fueron clave en la etapa final de este trabajo. Gracias por escucharme, por compartir tu experiencia y por brindarme la claridad que necesitaba para concluir este proceso con éxito.

Por último, esta investigación no habría sido posible sin el respaldo financiero y logístico brindado en el marco del Convenio Especial de Cooperación No. 018 de 2021, suscrito entre el Servicio Geológico Colombiano (SGC) y la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI). Este convenio contó con recursos provenientes del Presupuesto General de la Nación y del Sistema General de Regalías, así como con valiosas contribuciones en especie de ACOFI y las universidades participantes.

Un reconocimiento especial a la Universidad de Medellín, cuyo respaldo institucional y decisión de contratarme como ingeniero de investigación hicieron posible mi participación en este proyecto. Su apoyo financiero y logístico dentro de los convenios establecidos permitió no solo el desarrollo de esta investigación, sino también el fortalecimiento de mi formación profesional. A través del

## *AGRADECIMIENTOS Y RESUMEN*

conocimiento adquirido y los desafíos enfrentados en mi proceso de maestría, pude construir un pensamiento crítico que ha sido clave en mi crecimiento como ingeniero.

A todos aquellos que, de una u otra forma, hicieron parte de este proceso, mi más sincera gratitud.

## RESUMEN

---

Este documento presenta una metodología para generar curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica específicas para edificios con muros delgados de concreto reforzado (TLRCW) en Colombia. Se trata de un sistema de construcción ampliamente adoptado por su rapidez y costo-efectividad, pero que enfrenta desafíos significativos en zonas de alta amenaza sísmica debido a su limitado refuerzo y alta esbeltez. A través de modelaciones no lineales y análisis probabilísticos, se evaluaron parámetros estructurales clave y se establecieron funciones de fragilidad que permiten cuantificar el riesgo sísmico y las pérdidas esperadas para estas estructuras. Los hallazgos se integraron al Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS), aportando información esencial para resaltar la importancia de este tipo de análisis en la mejora del diseño sismorresistente en el país.

Con el fin de brindar una guía de la investigación, a continuación, se presenta un resumen de los principales temas tratados en cada capítulo, destacando los aspectos más relevantes de cada sección.

**Capítulo 3: Marco Teórico** – En una primera etapa, se examina la evolución de la Ingeniería Basada en Desempeño Sísmico (PBEE) como marco integral para la evaluación de fragilidad estructural, amenaza sísmica y pérdidas económicas. El objetivo es mostrar la relevancia de integrar un enfoque probabilístico capaz de contemplar la incertidumbre, tanto en la intensidad sísmica (IM) como en los parámetros de demanda estructural (EDP) y los estados de daño (DS). De esta manera, se llega a estimaciones más realistas de las pérdidas económicas (DV).

A modo de contexto, se hace un recuento de los hitos que marcaron la consolidación de la PBEE, especialmente con la metodología PEER-PBEE en 2004. Este enfoque integra medidas de IM, EDP y DS para cuantificar la probabilidad de excedencia de ciertos niveles de daño y, en última instancia, las pérdidas asociadas. El desarrollo de la PBEE ha estado influenciado por eventos sísmicos relevantes (como el terremoto de San Fernando en 1971), así como por documentos técnicos pioneros (ATC-40 en 1996, FEMA-356 en 2000), que fueron sentando las bases para los análisis no lineales y para la definición de objetivos claros de desempeño estructural para la ocupación segura. La PBEE ha evolucionado desde enfoques deterministas hasta incorporar incertidumbre y flexibilidad, ofreciendo herramientas prácticas para el diseño sismorresistente y la mitigación de riesgos.

**Capítulo 4: Caracterización de Arquetipos y Modelación** - Tomando como base los fundamentos de la PBEE, la investigación se enfoca en la caracterización de los edificios con muros delgados de concreto reforzado (TLRCW) en Colombia. Se parte de la base de datos del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS), que integra información de 259 edificios construidos entre 1998 y 2020. Dicha base de datos, desarrollada originalmente por la Red Colombiana de Investigación en

## AGRADECIMIENTOS Y RESUMEN

Ingeniería Sísmica (CEER), fue enriquecida con información adicional de constructoras y consultoras, contemplando variables como la altura (baja, media y alta), la ubicación en zonas de amenaza sísmica (baja, intermedia y alta según la NSR-10) y la configuración geométrica (simétrica o asimétrica en planta). Asimismo, se incluyó el detalle del refuerzo estructural, las tipologías de cimentación y las propiedades de los materiales utilizados.

A partir de esta información, se definieron 45 edificios representativos, generando 77 arquetipos que agrupan diversas combinaciones de características geométricas, altura, nivel de disipación de energía (DMI, DMO, DES) y ubicación sísmica. Para su caracterización dinámica, se hicieron modelos tridimensionales en ETABS 17®, representando los muros como elementos tipo “Shell” y las losas como “Membrane”. Se aplicaron cargas gravitacionales y horizontales mediante el método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE). Una vez identificados los muros principales (aquellos que asumen entre el 40% y el 60% del cortante sísmico total en cada dirección), se procedió a un análisis más detallado de su comportamiento.

Con el fin de profundizar en la respuesta no lineal de los muros, se desarrollaron modelos en OpenSeesPy utilizando el método de Elementos de Múltiples Líneas Verticales (MVLEM). Este método facilita la representación del comportamiento axial, de flexión y al corte en muros de relación de aspecto mayor a 2, dividiéndolos en macrofibras horizontales con propiedades de material específicas para concreto confinado, no confinado, barras de acero dúctil y mallas electrosoldadas. Dicha aproximación resulta particularmente útil tanto para secciones regulares como para aquellas en “T”, “L” y “C”.

***Análisis Estático No-lineal Incremental (Pushover)*** - Para evaluar el desempeño estructural de los arquetipos, se realizaron análisis estáticos incrementales (PushOver) que permiten identificar cinco puntos de control en las curvas de capacidad: primer agrietamiento, primera fluencia del refuerzo, capacidad máxima a cortante, primera rotura del refuerzo y colapso. Esto aporta información sobre la ductilidad, rigidez y resistencia de los edificios cuando son sometidos a cargas sísmicas extremas. Se observó que los edificios de menor altura presentan mayor rigidez y menor capacidad de desplazamiento, mientras que los edificios altos, aunque más flexibles, presentan una dispersión mayor en su capacidad global debido a las variaciones geométricas y de materiales.

***Amenaza Sísmica*** - Para analizar la amenaza sísmica a la que están expuestos estos arquetipos, se recurre al enfoque de Espectros Condicionales de Escenario (CSS), el cual integra registros sísmicos específicos en zonas representativas: Barranquilla (amenaza baja), Bogotá y Medellín (amenaza intermedia) y Armenia (amenaza alta). Se tomaron períodos de retorno que van desde 75 hasta 9,975

años, escalando los movimientos sísmicos con factores adecuados para simular escenarios críticos. Esto permite comparar las demandas de aceleración espectral con los espectros de diseño normativos (DBE y MCE) establecidos por la NSR-10, dando un marco de referencia para interpretar los distintos niveles de amenaza sísmica.

***Análisis Dinámico No-Lineal y demanda estructural*** – Con la caracterización de la amenaza sísmica y el ajuste de los modelos no lineales, se procedió a ejecutar análisis dinámicos no lineales utilizando alrededor de 1,500 registros sísmicos. Para garantizar la precisión en los resultados, se emplearon métodos numéricos como Newton y Newmark, ajustando tolerancias para manejar la complejidad de las no linealidades. Los parámetros estructurales o EDP evaluados incluyeron desplazamientos, derivas de entrepiso máximas (RDR) y derivas de primer piso (1st-SDR).

De este proceso se desprende que, a mayor intensidad sísmica, aumenta la demanda estructural. En edificios bajos, la concentración de desplazamientos es más marcada en el primer nivel (1st-SDR, %), mientras que en edificios altos el desplazamiento se localiza principalmente en el techo (RDR, %) debido a la mayor flexibilidad. La representación gráfica de estos resultados, organizada por niveles de amenaza sísmica y clasificación de alturas, permitió una visión comparativa entre las demandas sísmicas y el comportamiento estructural observado en los análisis PushOver, lo cual contribuye a precisar la interpretación de la fragilidad estructural de cada arquetipo.

**Capítulo 5: Funciones de Fragilidad** - Con base en las respuestas obtenidas de los análisis estáticos y dinámicos, se desarrollaron funciones de fragilidad específicas para los edificios TLRCW, integrando modelos probabilísticos que relacionan medidas de intensidad sísmica (IM) con parámetros de demanda estructural (EDP) y estados de daño (DS). Para su construcción se emplearon metodologías avanzadas como el Multiple-Stripe Analysis (MSA) y el ajuste de distribuciones lognormales mediante máxima verosimilitud (MLE). Se definieron cuatro niveles de daño (leve, moderado, severo y colapso), calibrados con los resultados de los análisis y referencias de estudios previos adaptados a las características particulares de estos muros.

El estudio evidenció que los edificios altos y aquellos con sistemas de detallado mínimo (DMI) son más propensos a daños severos o al colapso ante eventos sísmicos extremos, mientras que los edificios con mayor disipación de energía (DES) responden mejor. Asimismo, se compararon las curvas de fragilidad desarrolladas con otras propuestas internacionales (e.g., Martins y Silva, 2021), encontrando que los estados de daño aquí definidos resultan más conservadores y presentan mayores probabilidades de excedencia. Dichas funciones de fragilidad, clasificadas por altura y por nivel de

detallado, se convierten en una herramienta de gran utilidad para interpretar la vulnerabilidad de los TLRCW y guiar estrategias de mitigación que se ajusten a las demandas sísmicas locales.

**Capítulo 6: Funciones de Vulnerabilidad** – La fase siguiente se concentra en traducir los estados de daño en pérdidas económicas, desarrollando funciones de vulnerabilidad específicas para estas edificaciones con muros delgados. Se aplicaron dos metodologías principales:

- Un método simplificado que combina las curvas de fragilidad con modelos de consecuencias adaptados a la realidad colombiana.
- Un método de componentes por piso, que detalla las pérdidas según los daños en elementos estructurales y no estructurales.

Ambos enfoques siguen el marco PEER-PBEE y permiten estimar costos de reparación, demolición y colapso para distintos niveles de intensidad sísmica. En este sentido, cobra especial relevancia la inclusión del criterio de deriva residual (RSDR); se establece un límite de 0.25% para considerar un edificio como no funcional, requiriendo su demolición. Esta consideración mejora la precisión en la estimación de pérdidas y subraya la necesidad de reforzar los primeros niveles de los edificios, donde se concentra buena parte de la demanda estructural.

Los resultados muestran que las pérdidas en niveles de diseño (DBE) se explican mayoritariamente por los costos de reparación, mientras que en escenarios de amenaza máxima (MCE) la demolición y el colapso cobran mayor peso, pudiendo llegar hasta un 13.6% del costo total en edificios altos. Estos hallazgos ilustran la trascendencia de incorporar metodologías basadas en desempeño durante la etapa de diseño, con el fin de minimizar la incertidumbre y elevar la confiabilidad estructural.

**Reflexión final** - El conjunto de procedimientos aplicados —desde la caracterización de arquetipos y el modelado no lineal, hasta la obtención de funciones de fragilidad y vulnerabilidad— confirma que los TLRCW presentan una alta vulnerabilidad sísmica en zonas de mayor amenaza. Estos resultados evidencian la urgencia de fortalecer la normativa local para regular espesores y niveles de refuerzo adecuados a estas demandas. La investigación ofrece un enfoque flexible que puede extenderse a otros contextos, siempre y cuando se disponga de bases de datos confiables y metodologías de modelado y análisis apropiadas. Con ello, se amplía el horizonte para mejorar continuamente el diseño sismorresistente en Colombia y otros países con alta sismicidad. La adopción de estos métodos permite, en última instancia, elaborar estrategias de mitigación más acertadas, diseñar estructuras más resilientes y reducir el impacto económico y social de los eventos sísmicos.

# TABLA DE CONTENIDO

---

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS</b> .....	<b>3</b>
2.1. OBJETIVOS GENERALES.....	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>3. MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>4</b>
3.1. METODOLOGÍA PBEE: EVOLUCIÓN Y APLICACIONES EN LA EVALUACIÓN DE FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD SÍSMICA. ....	5
3.1.1. Análisis de la Amenaza Sísmica.....	6
3.1.2. Análisis Estructural.....	6
3.1.3. Análisis de Daños .....	7
3.1.4. Análisis de Pérdidas.....	8
3.1.5. Marco Probabilístico e Implementación .....	8
<b>4. CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN</b> .....	<b>10</b>
4.1. BASE DE DATOS DE LOS ARQUETIPOS .....	10
4.2. CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL .....	12
4.2.1. Definición de los arquetipos representativos.....	14
4.2.2. Definición de taxonomía.....	18
4.3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL .....	19
4.3.1. Tipo de modelado .....	19
4.3.2. Elementos de modelado .....	20
4.3.3. Idealización mecánica de los materiales .....	21
4.3.4. Validación del modelo MVLEM .....	22
4.4. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO NO-LINEAL DEL ARQUETIPO .....	25

4.5.	AMENAZA SÍSMICA .....	29
4.5.1.	Selección y escalado de los registros del suelo .....	29
4.6.	EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DEL ARQUETIPO 34	
<b>5.</b>	<b>FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA .....</b>	<b>42</b>
5.1.	METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LAS FUNCIONES DE FRAGILIDAD.....	45
5.1.1.	Implementación de Multiple-Stripe Analysis (MSA).....	45
5.1.2.	Validación y Estimación de las Funciones de Fragilidad .....	46
5.2.	DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO .....	50
5.2.1.	Evidencia Experimental .....	53
5.2.2.	Bineado y definición de prevención de colapso numérico (DS4).....	55
5.2.3.	Umbral de daño ligero (DS1), moderado (DS2) y extensivo (DS3).....	57
	Donde, $i$ es el subíndice del parámetro que va de 1 a 3. ....	58
	La Figura 5-5, muestra la relación entre los puntos de control definidos en la curva de capacidad ( $P_i$ ) y el límite de “colapso” ( $P_4$ ) para diferentes coeficientes estructurales ( $K_1$ , $K_2$ , y $K_3$ ).....	58
5.3.	RESULTADOS DE LA FRAGILIDAD .....	60
<b>6.</b>	<b>FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA .....</b>	<b>67</b>
6.1.	ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DE UNA EDIFICACIÓN BASADA EN CURVAS DE FRAGILIDAD .....	69
6.1.1.	Función de vulnerabilidad y resultados.....	69
6.2.	ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DE UNA EDIFICACIÓN BASADA EN COMPONENTES POR PISO .....	70
6.2.1.	Modelo de componentes por piso y resultados.....	71
6.2.2.	Deriva residual como parte de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica .....	79
6.2.3.	Funciones de vulnerabilidad y resultados .....	81

6.2.4.	Análisis de resultados .....	86
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>91</b>
<b>8.</b>	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>94</b>
<b>9.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>104</b>
9.1.	HERRAMIENTAS PARA LA EVALUACIÓN DE FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD .....	104
9.1.1.	ALGORITMOS PARA MODELACIÓN, ANÁLISIS NO-LINEAL Y CÁLCULO DE PÉRDIDAS.....	104
9.1.2.	DASHBOARD PARA ANÁLISIS Y VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS DE FRAGILIDAD .....	107
<b>10.</b>	<b>APÉNDICE A: PARÁMETROS DE FRAGILIDAD (DS-IM) .....</b>	<b>113</b>
<b>11.</b>	<b>APÉNDICE B: PARÁMETROS DE PÉRDIDAS (DV-IM) .....</b>	<b>119</b>

## **LISTA DE FIGURAS**

---

Figura 3-1.	Línea de Tiempo de las Metodologías de Ingeniería Basada en Desempeño Sísmico.....	5
Figura 4-1.	Información general de la base de datos de los edificios, (a.) Distribución de TLRCW por ciudad, (b.) Distribución de TLRCW por número de pisos y categoría en altura. Y (c.) Distribución de edificios en las zonas de amenaza sísmica por categoría en altura.....	11
Figura 4-2.	Distribución típica de TLRCW con plano de planta simétrica. ....	12
Figura 4-3.	Distribución de los esfuerzos a compresión de (a.) muros y (b.) losas en la base de datos.....	13
Figura 4-4.	Figura 16 de Vidales Herrera (2024), Modelo estructural para TLRCW de (a.) baja altura, (b.) mediana altura y (c.) gran altura. ....	15
Figura 4-5.	Ejemplo de selección de muros principales en sentido longitudinal y transversal del edificio.	16
Figura 4-6.	Localización y Nomenclatura de Muros Principales en el Modelo Estructural.....	16
Figura 4-7.	Información arquetipos, (a.) Distribución de TLRCW por número de pisos y categoría en altura, (b.) Distribución de edificios en las zonas de amenaza sísmica por categoría en altura y (c.) Distribución de edificios de acuerdo con el nivel de disipación de energía.....	17
Figura 4-8.	Agrupación de la base de datos de los arquetipos analizados.....	18

Figura 4-9. Representación del enfoque MVLEM usado para representar los muros de CR. a) Elementos verticales uniaxiales con su respectiva idealización de momento, curvatura y rotación.....	20
Figura 4-10. Figura 36 de Vidales Herrera (2024), Idealización de un muro en concreto reforzado.....	20
Figura 4-11. Modelos constitutivos con sus respectivos límites para los dos tipos de refuerzo presentes en muros de CR y b) Sus respectivos ciclos de histéresis.....	22
Figura 4-12. a.) Geometría y b.) refuerzo del espécimen W6. ....	23
Figura 4-13. Geometría y refuerzo del espécimen RW-2.....	24
Figura 4-14. Historiales de desplazamiento de la parte superior de la carga lateral para los especímenes, la simulación utilizando el modelado propuesto, (a) Muro W6 y (b) Muro RW-2.....	25
Figura 4-15. Puntos de control en la curva de capacidad en edificios a.) bajos, b.) intermedios y c.) altos de la base de datos.....	27
Figura 4-16. Esquema representativo del conjunto de registros sísmicos incluidos en el análisis. ....	30
Figura 4-17. Asociación de ciudades con las del MNRS. ....	30
Figura 4-18. Dispersión de periodos fundamentales por ciudad.....	31
Figura 4-19. Registros seleccionados dentro del conjunto del MNRS para los periodos de retorno entre (a.) 225 a 475 años, (b.) 975 a 2475 años y (c.) 4975 a 9975 años en Medellín para un periodo de 1.08 segundos. ....	32
Figura 4-20. Estadísticos del valor de aceleración espectral para cada edificación en términos del periodo en las ciudades de (a.) Armenia, (b.) Bogotá, (c.) Medellín y (d.) Barranquilla.....	33
Figura 4-21. Tendencia de la aceleración espectral respecto a los periodos de retorno en las ciudades de (a.) Armenia, (b.) Bogotá, (c.) Medellín y (d.) Barranquilla. ....	34
Figura 4-22. Respuesta de los análisis cronológicos en Armenia para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, e, f) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a, d) 150-, (b, e) 475- (c, f) 2,475-años. ....	36
Figura 4-23. Respuesta de los análisis cronológicos en Bogotá para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, e, f) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a) 150-, (b) 475- (c) 2,475-años. ...	37
Figura 4-24. Respuesta de los análisis cronológicos en Medellín para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, f, e) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a, d) 150-, (b, e) 475- (c, f) 2,475-años.....	38
Figura 4-25. Respuesta de los análisis cronológicos en Barranquilla para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, e, f) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a, d) 150-, (b, e) 475- (c, f) 2,475-años.....	39

Figura 4-26. Dispersión de la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.2s$ ) y de la deriva del techo. ....	41
Figura 5-1. Esquema detallado del cálculo de curvas de fragilidad, donde (a) es EDP vs IM, (b) es el paso 1, (c) es el paso 2 y 3 y (d) es el paso 4.....	50
Figura 5-2. Funciones de distribución acumulada para los tres estados de daño definidas por Carrillo & Rincón 2023. ....	54
Figura 5-3. Definición del umbral del colapso con base en el bineado para el edificio 0056-TLRCW-ARM-05-T de 5 pisos ubicado en Armenia.....	56
Figura 5-4. Esquema de referencia de los puntos de control sobre el PushOver. ....	58
Figura 5-5. Distribución de los coeficientes $K_1$ , $K_2$ y $K_3$ . ....	58
Figura 5-6. Diagrama de flujo para la generación de funciones de fragilidad.....	60
Figura 5-7. Curvas de fragilidad lognormal: explicación de los parámetros clave.....	61
Figura 5-8. Variación de $\Theta_{ds4}$ de la función de fragilidad por número de pisos.....	62
Figura 5-9. Curvas de fragilidad del arquetipo (curvas solidas) y taxonomía (diagrama caja y bigotes) para (a.) 0042-MCR-BGT-06P-L (DMO/LR) y (b.) 0056-MCR-ARM-05P-T (DES/LR).....	63
Figura 5-10. Comparación entre valores medianos ( $\theta$ dsi) por categoría de disipación de energía.....	64
Figura 5-11. Comparación de curvas de fragilidad estimadas en Martins & Silva para arquetipos de 6 pisos con medida de intensidad de $S_a(0.30s)$ , (a) TLRCW/LR/DMI-6P, (b) TLRCW/LR/DMO-6P y (c) TLRCW/LR/DES-6P .....	65
Figura 6-1. Modelos de consecuencia usados para análisis de vulnerabilidad sísmica.....	68
Figura 6-2. Curvas de vulnerabilidad para los arquetipos.....	70
Figura 6-3. Diagrama de flujo para la generación de funciones de pérdidas.....	71
Figura 6-4. Localización de la rótula plástica en los arquetipos de la BD. ....	77
Figura 6-5. Funciones de piso EDP-DV por tipo de piso en edificio de 20 pisos. ....	79
Figura 6-6. Distribución de máxima deriva residual durante el análisis no lineal, para cada arquetipo. ....	81
Figura 6-7. Pérdidas económicas esperadas normalizadas como una función de una medida de intensidad, (a) arquetipo de 5 pisos, (b) arquetipo de 14 pisos y (c) arquetipos de 21 pisos. ....	84
Figura 6-8. Comparación entre arquetipos de las pérdidas esperadas normalizadas para el sismo de diseño de cada estructura. ....	85
Figura 6-9. Curvas de vulnerabilidad por arquetipo y taxonomía para CR/TLRCW/DMO-6P.....	87
Figura 6-10. Curvas de vulnerabilidad para TLRCW de (a.) 6 pisos con $S_a(0.30s)$ y (b.) 12 pisos con $S_a(1.0s)$ con diferentes detallado sísmico.....	88

Figura 6-11. Comparación de la vulnerabilidad obtenida para (a) arquetipo de 6 pisos, (b) arquetipo de 14 pisos y (c) arquetipos de 21 pisos, con los valores reportados por otros investigadores.....	89
Figura 9-1. Código fuente para modelado no lineal y análisis sísmico, (a.) archivos principales y (b.) librerías complementarias.....	107
Figura 9-2. Visualización de las características general de los edificios en TLRCW. ....	108
Figura 9-3. Visualización de atributos específicos de los arquetipos en TLRCW.....	109
Figura 9-4. Visualización de los resultados EDP vs IM.....	110
Figura 9-5. Visualización del análisis de fragilidad de los arquetipos.....	111

## **LISTA DE TABLAS**

---

Tabla 4-1. Características de los especímenes de prueba utilizados para la validación del modelo. ....	23
Tabla 4-2. Valor medio de RDR (%) de los puntos de control por categoría en altura. ....	28
Tabla 5-1. Resumen de estudios previos sobre fragilidad.....	44
Tabla 5-2. Resumen de estados de daño y valores umbrales disponibles en la literatura para MCR en función de RDR (%). ....	53
Tabla 6-1. Modelo de daño a pérdidas usado para cálculo de funciones de vulnerabilidad. ....	69
Tabla 6-2. Presupuestos para TLRCW. ....	72
Tabla 6-3. Distribución de costos por componentes para edificio de altura intermedia.....	73
Tabla 6-4. Asignación de funciones de fragilidad por componentes.....	74
Tabla 6-5. Descripción de los diferentes estados de daño asociados con cada componente recolectados en la literatura. ....	75
Tabla 6-6. Funciones de fragilidad por componentes. ....	76
Tabla 6-7. Resumen de estado de daño permanente valores disponibles en la literatura para MCR. ....	80
Tabla 6-8. Parámetros para definición de movimientos sísmicos de diseño. ....	82
Tabla 6-9. Valor de aceleración espectral de diseño para cada edificio. ....	82
Tabla 9-1. Descripción de la generación de la taxonomía del proyecto. ....	105
Tabla 10-1. Valores de los parámetros de las funciones de fragilidad para TLRCW con capacidad especial de disipación de energía (DES). ....	113
Tabla 10-2. Valores de los parámetros de las funciones de fragilidad para TLRCW con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). ....	114
Tabla 10-3. Valores de los parámetros de las funciones de fragilidad para TLRCW con capacidad mínima de disipación de energía (DMI). ....	115

Tabla 10-4. Valores de los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  para la generación de curvas de fragilidad reportadas en la Literatura..... 116

Tabla 11-1. Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad para TLRCW con capacidad especial de disipación de energía (DES). ..... 119

Tabla 11-2. Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad para TLRCW con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). ..... 121

Tabla 11-3. Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad para TLRCW con capacidad mínima de disipación de energía (DMI). ..... 122

Tabla 11-4. Valores de los parámetros de las funciones de pérdidas para taxonomías de TLRCW. .... 123

## 1. INTRODUCCIÓN

---

El sistema de muros delgados y ligeramente reforzados de concreto (TLRCW, Thin, Lightly-Reinforced Concrete Wall system, en inglés) en Colombia ha mostrado una tendencia significativa hacia el uso de muros delgados y esbeltos, empleando un proceso industrializado que permite la construcción de al menos un apartamento por día. Este proceso utiliza malla electrosoldada como refuerzo de alma. Las propiedades de resistencia y rigidez de los sistemas TLRCW, combinadas con la rapidez alcanzable mediante la construcción industrializada, han promovido el uso generalizado de este sistema estructural en Colombia.

Además, dado que los muros estructurales de concreto también sirven como particiones arquitectónicas, los tiempos de construcción son hasta un 50% más rápidos y los costos de construcción hasta un 20% más bajos en comparación con el sistema tradicional de pórticos de concreto. Las áreas de las unidades habitacionales varían entre 60 y 150 m<sup>2</sup>. El sistema de muros delgados también se utiliza comúnmente en Perú, donde se denomina "sistema de muros de ductilidad limitada" (Quiroz y Maruyama, 2013). La ausencia de disposiciones explícitas para controlar el espesor mínimo y la esbeltez de los muros (es decir, la relación entre su altura libre y el espesor,  $h_u/t_w$ ) en el código de construcción colombiano NSR-10, ha permitido el uso de muros extremadamente delgados y esbeltos en la construcción de edificios, dirigidos principalmente a abordar el déficit de viviendas de bajo costo.

El sistema TLRCW colombiano presenta características únicas que lo distinguen en el contexto internacional, como: 1) muros con espesores muy pequeños y alta esbeltez, con espesores que varían entre 100 mm y 150 mm; 2) muros que controlan derivas con longitudes cortas o alta relación de aspecto; 3) muros con mallas electrosoldadas (WWM) como refuerzo de alma, lo que limita su capacidad de deformación (Carrillo et al., 2019); y 4) confinamiento inadecuado o ausente en los bordes de los muros.

Este trabajo se enfoca en analizar cómo variables clave, como el índice de rigidez, la relación de aspecto de los muros, las proporciones de refuerzo distribuidas en las distintas regiones del muro y concentradas en los bordes, el tipo de refuerzo utilizado, y el número de pisos, influyen en el comportamiento de la fragilidad sísmica de los edificios TLRCW, enfocándose explícitamente en la probabilidad de colapso. Para lograrlo, se estudiaron 45 edificios representativos, diseñados según las normas colombianas para diferentes niveles de amenaza sísmica. Estos edificios, con alturas que varían entre 5 y 30 pisos y longitudes de muros de corte que oscilan entre 1.0 y 10 m, fueron seleccionados de la base de datos del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS). Se definió un arquetipo para cada edificio, el cual fue modelado utilizando la plataforma OpenSeesPy y el Modelo de Elementos de Línea Vertical Múltiple (MVLEM), conocido por su simplicidad, estabilidad numérica y precisión en la simulación de TLRCW. Cada arquetipo fue sometido a una serie de

## *CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN*

registros sísmicos consistentes con la amenaza de la región, permitiendo evaluar la respuesta estructural en términos de la relación de derivas en el techo. Posteriormente, se derivaron las funciones de fragilidad sísmica siguiendo la metodología del MNRS, como se describe en Arroyo et al. (2024). Los resultados obtenidos forman parte del proyecto del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico para Colombia, encargado por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) y la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI).

## 2. OBJETIVOS

---

### 2.1. OBJETIVOS GENERALES

Desarrollar e implementar una metodología para la generación de curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica basado en metodologías de estimación de pérdidas por componentes de los edificios en sistemas de muros delgados en concreto reforzado (TLRCW, *Thin Lightly Reinforced Concrete Wall*) usando una plataforma, que permita optimizar el análisis del desempeño sísmico de las estructuras.

### 2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar umbrales de daño asociados al sistema de muros delgados de concreto reforzado asociado a diferentes parámetros de demanda ingenieril (EDP), a partir de la información obtenida en el análisis simplificado de los arquetipos, ensayos de laboratorio, ensayos de modelación numérica y de los reportes de experiencias en crisis sísmicas en el estado del arte.
- Desarrollar una plataforma eficiente para la evaluación de la fragilidad sísmica de edificaciones arquetípicas, optimizando el análisis y la interpretación de su desempeño estructural ante eventos sísmicos.
- Implementar una metodología basada en componentes que permitan estimar la vulnerabilidad de los edificios de muros delgados en concreto reforzado en Colombia.

### **3. MARCO TEÓRICO**

---

La Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE) se posiciona como una respuesta integral a los retos que plantean los eventos sísmicos, especialmente en contextos donde la fragilidad de la infraestructura ha quedado en evidencia. En Colombia, eventos históricos como los terremotos de Popayán en 1983 y Armenia en 1999 demostraron que los códigos de construcción tradicionales, aunque necesarios, no fueron suficientes para garantizar un desempeño adecuado frente a sismos severos.

Estas experiencias, junto con desastres internacionales como el terremoto de Loma Prieta en 1989, los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, el terremoto en Santiago de Chile en 2010 y los impactantes sismos en Christchurch en 2011 y Kaikōura en 2016 en Nueva Zelanda, subrayaron la urgencia de implementar metodologías que reduzcan no solo el riesgo de colapso, sino también las pérdidas económicas, los tiempos de recuperación y los riesgos para la vida humana, estableciendo un nuevo estándar en la gestión del riesgo sísmico.

### 3.1. METODOLOGÍA PBEE: EVOLUCIÓN Y APLICACIONES EN LA EVALUACIÓN DE FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD SÍSMICA.

A lo largo de las últimas décadas, el desarrollo de metodologías para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras ha evolucionado significativamente. Esta línea del tiempo sintetiza los principales hitos en la creación de estándares y enfoques metodológicos, desde los primeros esfuerzos tras el terremoto de San Fernando en 1971 hasta la consolidación del marco metodológico PEER-PBEE en 2004. Cada etapa refleja avances clave en la comprensión de la fragilidad estructural, la incorporación de modelos analíticos avanzados y el enfoque probabilístico para evaluar y mitigar el riesgo sísmico.

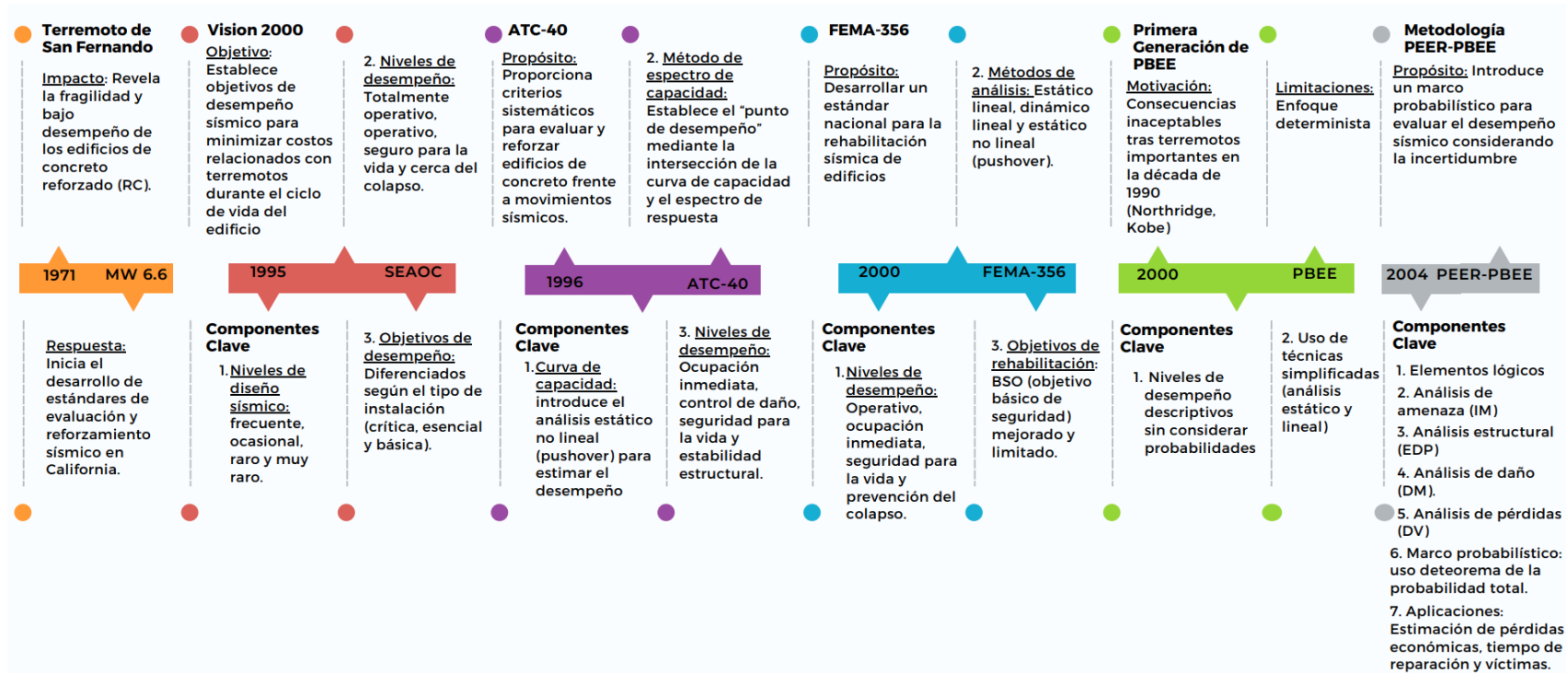


Figura 3-1. Línea de Tiempo de las Metodologías de Ingeniería Basada en Desempeño Sísmico

En esta sección se describe el procedimiento basado en la metodología Performance-Based Earthquake Engineering (PEER-PBEE) para generar curvas de fragilidad y vulnerabilidad de edificios. El objetivo es proporcionar un marco metodológico claro que pueda integrarse en el análisis de desempeño sísmico de estructuras, con un enfoque en la evaluación de daños y la estimación de pérdidas esperadas.

### 3.1.1. Análisis de la Amenaza Sísmica

El primer paso de la metodología consiste en la caracterización de la amenaza sísmica a la cual esta sometió el edificio. Esto se realiza a través de medidas de intensidad sísmica (IMs), como la aceleración espectral,  $S_a$ , que representa la severidad del movimiento del terreno.

#### Procedimiento:

- *Determinación de IMs relevantes:* Se seleccionan IMs que representen adecuadamente la amenaza sísmica y las demandas impuestas al edificio. Por ejemplo,  $S_a(T)$ , donde  $T$  corresponde al periodo fundamental del edificio, es comúnmente empleado debido a su relación directa con las demandas estructurales.
- *Análisis de Amenaza Probabilístico (PSHA):* Este enfoque integra escenarios sísmicos potenciales, considerando la incertidumbre en magnitudes, distancias y mecanismos de falla. Los resultados se presentan como curvas de amenaza, las cuales muestran la probabilidad anual de excedencia de una IM dada.
- *Selección de movimientos del terreno:* Se eligen registros sísmicos compatibles con los niveles de amenaza evaluados, garantizando representatividad estadística.

#### Resultados:

Como resultado de este procedimiento, se obtiene una curva de amenaza que cuantifica la probabilidad de ocurrencia de IMs específicas, utilizada como insumo para el análisis estructural.

### 3.1.2. Análisis Estructural

Una vez caracterizada la amenaza, se evalúa la respuesta del edificio mediante simulaciones estructurales, obteniendo parámetros de demanda estructural (EDPs) como derivas máximas (SDR) o aceleraciones de piso (PFA).

#### Procedimiento:

- *Modelado estructural:* Se desarrolla un modelo numérico para representar el sistema estructural del edificio. Simulando el comportamiento no lineal de los componentes, considerando las características geométricas y materiales específicas del sistema de muros industrializados.

- *Métodos de simulación:* Se utilizan métodos de simulación que permiten evaluar la respuesta del edificio frente a diferentes niveles de intensidad sísmica (IM), considerando su comportamiento estructural bajo distintas condiciones de carga. Entre estos métodos, destacan el Análisis Incremental Dinámico (IDA) Vamvatsikos & Cornell, 2002, 2004 y el Análisis de Múltiples Estratos (MSA) Baker, 2007, 2015. El IDA escala los registros sísmicos de manera continua hasta alcanzar niveles críticos de IM, lo que permite identificar el comportamiento estructural bajo cargas extremas y determinar los umbrales de colapso. Por otro lado, el MSA utiliza registros sísmicos escalados a valores discretos de IM, generando un conjunto de respuestas estructurales para cada nivel de intensidad, lo que facilita una evaluación sistemática y detallada del desempeño estructural en múltiples escenarios de carga. Ambos métodos son fundamentales para capturar el rango completo de respuestas estructurales y proporcionar insumos para las etapas posteriores de la metodología.
- *Propagación de incertidumbres:* El análisis estructural incorpora las incertidumbres asociadas con las propiedades del material, geometría y registros sísmicos. Estas incluyen variaciones en las características físicas y mecánicas de los elementos estructurales, como la resistencia del concreto o rigidez de las conexiones. Además, se prioriza la variabilidad del movimiento del terreno, que se considera la fuente más significativa de incertidumbre en los resultados globales (Lee & Mosalam, 2006).

### **Resultados:**

El procedimiento genera un conjunto de distribuciones probabilísticas de EDPs asociadas a cada nivel de IM. Estas distribuciones describen la respuesta estructural del edificio bajo distintos escenarios de carga, constituyendo un insumo esencial para los análisis de daños y pérdidas en las etapas siguientes de la metodología.

### **3.1.3. Análisis de Daños**

El análisis de daños traduce los parámetros de demanda estructural (EDPs) en estados de daño (DSs) discretos, definidos por los niveles de restauración necesarios para devolver el edificio a un estado funcional.

### **Procedimiento:**

- *Definición de estados de daño:* Se establecen umbrales para clasificar los niveles de daño, desde leve hasta colapso total. Estos umbrales se determinan a partir de normas existentes, datos experimentales o simulaciones analíticas (Lignos et al., 2010).

## CAPÍTULO 3 - MARCO TEÓRICO

- *Desarrollo de funciones de fragilidad:* Estas funciones representan la probabilidad de alcanzar o superar un DS específico, dado un valor de EDP y se ajustan distribuciones lognormales para describir la probabilidad acumulativa de daño.
- *Clasificación de componentes:* Se agrupan elementos similares en grupos de daño sensibles a un EDP común. Por ejemplo, los muros exteriores y particiones interiores pueden agruparse en un grupo sensible a derivas.

### Resultados:

Se obtienen funciones de fragilidad (DS-EDP) que permiten estimar la probabilidad de exceder estados de daño específicos.

#### 3.1.4. Análisis de Pérdidas

En este paso, los daños estructurales se traducen en variables de decisión (DVs) relevantes para los interesados, como pérdidas económicas, tiempo de reparación o víctimas potenciales.

### Procedimiento:

- *Desarrollo de curvas de pérdidas:* Se relacionan los DS con las DV mediante modelos económicos y funcionales. Por ejemplo, los costos de reparación se calculan con base en el porcentaje de daño estimado y las tasas unitarias de construcción.
- *Evaluación probabilística:* Se utiliza el marco probabilístico para combinar las probabilidades de daño con las de pérdida, obteniendo distribuciones acumulativas de pérdidas esperadas.

### Resultados:

El procedimiento genera curvas de pérdidas que estiman el impacto económico y funcional del daño estructural, proporcionando insumos para la evaluación del desempeño sísmico.

#### 3.1.5. Marco Probabilístico e Implementación

La metodología PEER-PBEE se estructura en un marco probabilístico basado en el teorema de probabilidad total, propagando las incertidumbres de forma sistemática en cada etapa de análisis.

El cálculo de la tasa media anual de excedencia,  $\lambda(DV)$ , de una variable de decisión (DV) se representa mediante la integral triple:

$$\iiint_{IM,EDP,DM} P(DV|DS) \cdot P(DS|EDP) \cdot P(EDP|IM) \cdot f(IM) dIM dEDP dDM \quad (1)$$

### CAPÍTULO 3 - MARCO TEÓRICO

Donde:

- $P(DV|DS)$ : Probabilidad condicional de exceder una DV dado un estado de daño (DS).
- $P(DS|EDP)$ : Probabilidad condicional de exceder un estado de daño dado un parámetro de demanda (EDP).
- $P(EDP|IM)$ : Probabilidad condicional de un EDP dado un nivel de intensidad (IM).
- $f(IM)$ : Función de densidad de probabilidad de la medida de intensidad seleccionada.

Una de las características distintivas de este marco, es que permite ajustar o modificar cada paso del análisis sin afectar el resto del proceso. Facilitando adaptar la metodología a los objetivos específicos del análisis e integrar contribuciones de diversas disciplinas (ingeniería estructural, geotecnia, costos, etc.).

Finalmente, se concluye que la metodología PEER-PBEE, con su estructura modular y marco probabilístico, se presenta como una herramienta integral y versátil para evaluar la fragilidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de muros industrializados. Su flexibilidad permite abordar incertidumbres inherentes en cada etapa, adaptándose a distintos contextos y generando insumos clave para la toma de decisiones fundamentadas en el desempeño sísmico. Este enfoque garantiza un análisis detallado y ajustado a las necesidades específicas de esta investigación.

Es fundamental destacar que el resumen de la evolución y aplicaciones en la evaluación de fragilidad y vulnerabilidad sísmica fue desarrollado a partir del marco teórico descrito en el estudio titulado "*Fragility and Vulnerability Functions for Residential Reinforced Concrete Frames in Colombia*" de Abuchar Soto (2024). Esta referencia sirve como un recurso fundamental para comprender el enfoque analítico empleado en esta investigación.

## **4. CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN**

---

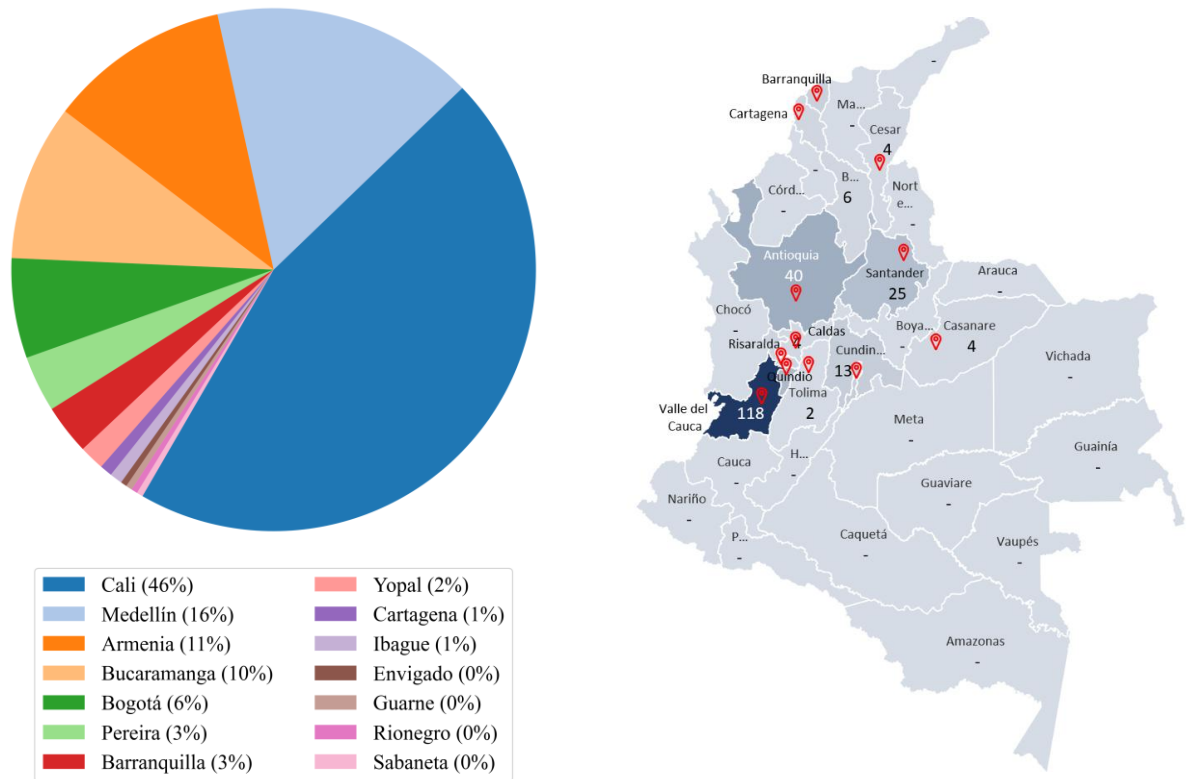
### **4.1. BASE DE DATOS DE LOS ARQUETIPOS**

Este estudio utilizó la base de datos del MNRS para los edificios de muros delgados de concreto reforzado, la cual consta de 259 edificios. Esta base de datos incluye información de edificios ubicados en diversas ciudades de Colombia y abarca los tres niveles de amenaza sísmica definidos para el territorio colombiano: baja, intermedia y alta, según las directrices del Código Colombiano de Diseño Sísmico, NSR-10.

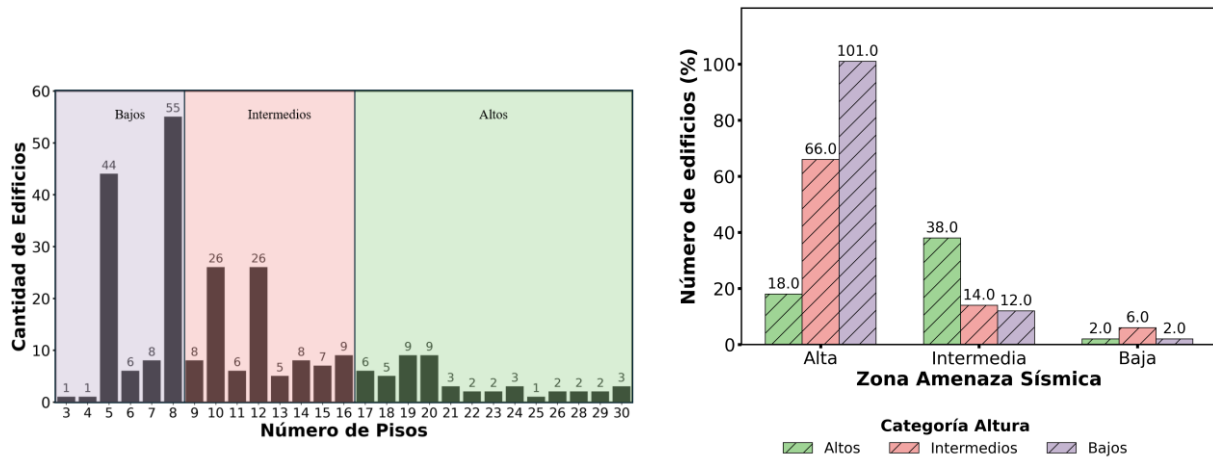
La base de datos original, desarrollada por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica (CEER), fue utilizada como punto de partida y contiene información detallada de 207 edificios construidos entre 1998 y 2020 (CEER Informe No. 002-2018). En el marco de esta investigación, se amplió con 52 edificios adicionales, recolectados a través de colaboraciones con empresas de consultoría y constructoras en distintas ciudades del país.

Esta base de datos permite analizar la distribución geográfica de los edificios en 14 ciudades y clasificar los edificios en tres categorías de altura: baja (hasta 8 pisos), media (de 9 a 15 pisos) y alta (más de 16 pisos). Además, se muestra la distribución de los edificios en función de su ubicación en zonas de amenaza sísmica alta, intermedia y baja en el país. En la Figura 4-1, se resume la información general asociada a la base de datos.

CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN



(a.)



(b.)

(c.)

**Figura 4-1.** Información general de la base de datos de los edificios, (a.) Distribución de TLRCW por ciudad, (b.) Distribución de TLRCW por número de pisos y categoría en altura. Y (c.) Distribución de edificios en las zonas de amenaza sísmica por categoría en altura.

Adaptado de Vidales Herrera (2024)

## 4.2. CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural de los edificios objeto del presente estudio corresponde a los muros delgados en concreto reforzado (TLRCW), concebido para soportar cargas gravitacionales y fuerzas laterales debidas a sismos. En este sistema, los muros de concreto tienen resistencias de compresión que varían en función de la altura del edificio, adaptándose a las diferentes demandas estructurales que impone la altura en edificios de bajos, medianos y altos. Las configuraciones en planta de estos edificios suelen ser rectangulares, con una distribución de muros simétrica o asimétrica dependiendo de los requisitos arquitectónicos. En términos de uso, las plantas generalmente albergan entre cuatro y ocho unidades residenciales, ajustándose a factores como el área del proyecto y el estrato económico.



**Figura 4-2.** Distribución típica de TLRCW con plano de planta simétrica.

Los muros delgados en concreto reforzado, un sistema de construcción ampliamente empleado en Colombia, presentan dos tipos principales de secciones transversales: secciones rectangulares y secciones no rectangulares. Las secciones rectangulares suelen reforzarse con una o dos capas de acero, las cuales pueden ser barras de acero dúctil o malla electrosoldada (no dúctil), mientras que las secciones no rectangulares incluyen configuraciones en forma de "L", "T" o "C", así como secciones irregulares. En edificios de media y gran altura, el refuerzo de acero dúctil tiende a concentrarse en los extremos de los muros, con o sin confinamiento mediante estribos cerrados y ganchos suplementarios.

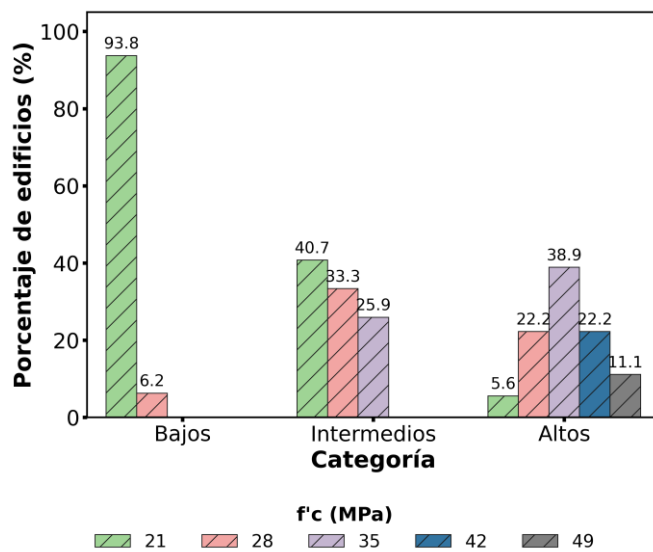
En cuanto al sistema de cimentación, se utilizan fundaciones profundas como pilotes y micropilotes excavados, según las características del terreno y las cargas estructurales. Los pilotes de concreto reforzado se construyen in situ con diámetros que superan el metro y profundidades que oscilan entre 7 y 20 metros, dependiendo de la altura del edificio y de las características geotécnicas del suelo. Los micropilotes excavados, en cambio, son de menor diámetro (entre 0.35 y 1 metro) y se extienden entre 5 y 15 metros de profundidad.

## CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN

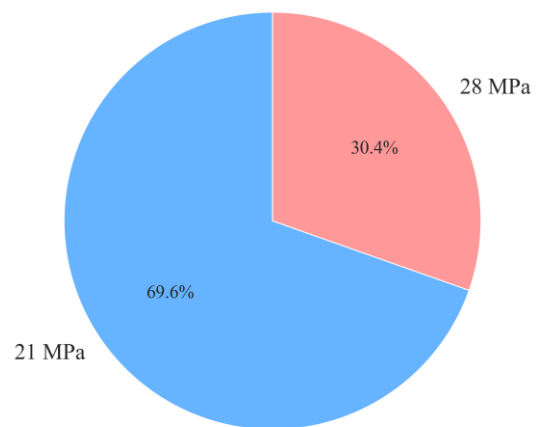
El sistema de entrepiso en estos edificios consiste principalmente en losas macizas de concreto, con espesores que van de 0.07 a 0.12 metros. Algunas tipologías presentan losas aligeradas en una dirección, donde el espesor puede alcanzar hasta 0.20 metros en bordes de gran longitud, mientras que en otros casos se complementan con una losa maciza adicional de 0.05 a 0.08 metros de espesor. Además, ambos tipos de entrepisos integran elementos conocidos como "vigas dintel" que optimizan la transferencia de cargas entre elementos verticales. Estos entrepisos son de concreto reforzado y tienen resistencias a la compresión ( $f_c$ ) entre 21 y 28 MPa, soportando cargas asociadas a elementos de acabado y divisiones.

El sistema de cubierta comparte características estructurales con el sistema de entrepiso, con diferencias menores en cargas muertas debido a la inclusión de capas de mortero de nivelación y materiales de impermeabilización para protección contra agentes externos. En ciertos casos, se utilizan cubiertas ligeras de acero o madera con tejas de arcilla o acero, diseñadas sin tráfico peatonal o almacenamiento.

Finalmente, las propiedades de los materiales son fundamentales en el desempeño del sistema estructural. El concreto utilizado tiene resistencias a la compresión que varían de 21 a 49 MPa según la altura de los edificios. En muros, la distribución de la resistencia a la compresión muestra que en edificios de baja altura predomina el  $f_c$  de 21 MPa, mientras que, en edificios de media y gran altura, la resistencia en la base aumenta hasta 49 MPa, disminuyendo en los niveles superiores. El acero de refuerzo incluye barras de acero dúctil de 420 MPa y malla electrosoldada con un límite de fluencia de 510 MPa, teniendo esta última un módulo de elasticidad de 200,000 MPa.



(a.)



(b.)

**Figura 4-3.** Distribución de los esfuerzos a compresión de (a.) muros y (b.) losas en la base de datos.

Adaptado de Vidales Herrera (2024)

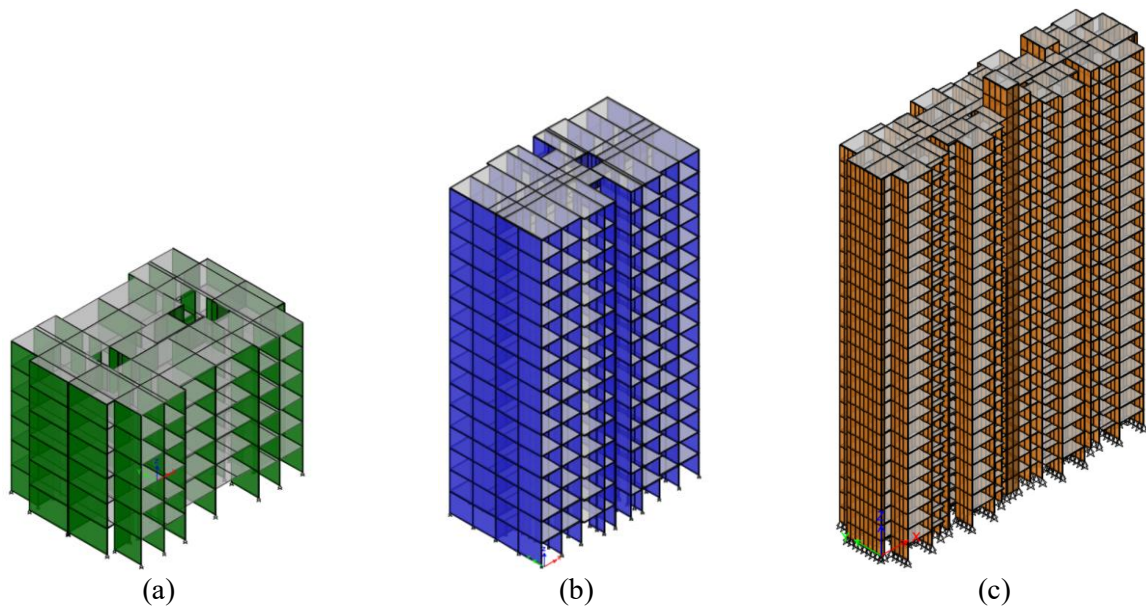
Adicionalmente, de acuerdo con el actual reglamento sismo-resistente (NSR-10), Colombia se ha dividido en tres zonas sísmicas: baja, intermedia y alta. Según la ubicación del edificio, estos deben cumplir con los requisitos de capacidad mínima (DMI), moderada (DMO) o especial (DES) de disipación de energía, respectivamente. Estos criterios garantizan una adecuada resistencia sísmica, adaptando el diseño a las características específicas de cada zona.

El trabajo de grado de Vidales Herrera (2024) proporciona un análisis detallado de estos sistemas estructurales y sus componentes, documentando cómo las características de diseño y selección de materiales responden a las necesidades estructurales de diferentes tipos de edificios en Colombia.

### **4.2.1. Definición de los arquetipos representativos**

La tipología de construcción analizada se refiere a edificios de muros delgados en concreto reforzado (TLRCW, *Thin Lightly Reinforced Concrete Wall*) entre 4 y 30 niveles. Se utilizó el software ETABS 17® para el análisis estructural y la caracterización dinámica de edificios representativos, un programa ampliamente usado por los diseñadores estructurales en Colombia. Para cada edificio seleccionado, se desarrolló un modelo tridimensional que representara su comportamiento dinámico y parámetros de comportamiento elástico.

En ETABS 17®, los dinteles y nervios fueron modelados como elementos tipo "Frame", los muros como elementos tipo "Shell" y las losas como elementos tipo "Membrane". Cada modelo incluyó cargas gravitacionales y cargas horizontales aplicadas mediante el método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), utilizando el valor del espectro de aceleración para el período de vibración de la estructura en cada dirección principal. La Figura 4-4 muestra el modelo estructural de edificios de baja, mediana y gran altura.



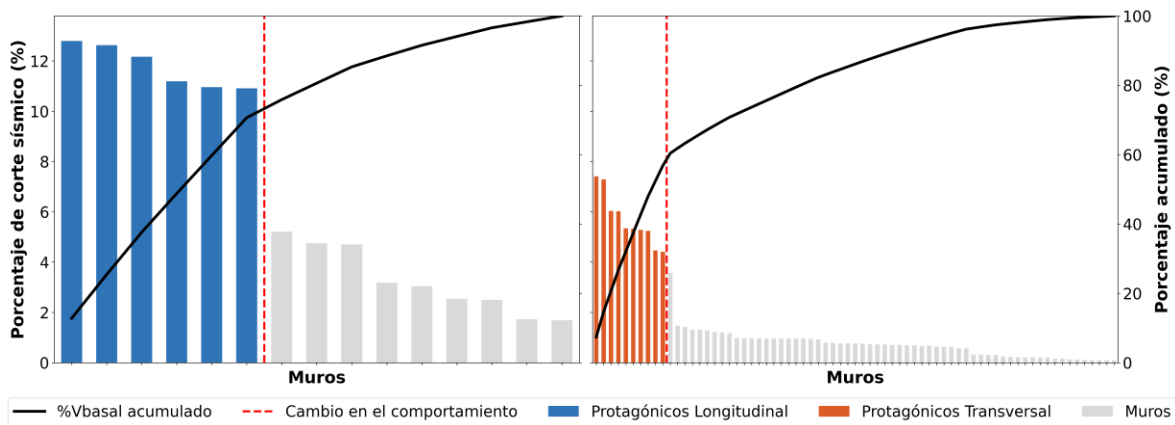
**Figura 4-4.** Figura 16 de Vidales Herrera (2024), Modelo estructural para TLRCW de (a.) baja altura, (b.) mediana altura y (c.) gran altura.

A partir de los resultados obtenidos, se definieron muros representativos en cada dirección principal, considerando la importancia de cada muro frente a las cargas horizontales. Según la Ec.(2) se calculó para cada dirección el porcentaje de cortante sísmico que asume cada muro ( $\%V_{bi}$ ) y se evaluó el cortante acumulado para identificar los muros principales.

$$\%V_{bi} = \frac{V_i}{\sum_{i=1}^n (V_i)} \quad (2)$$

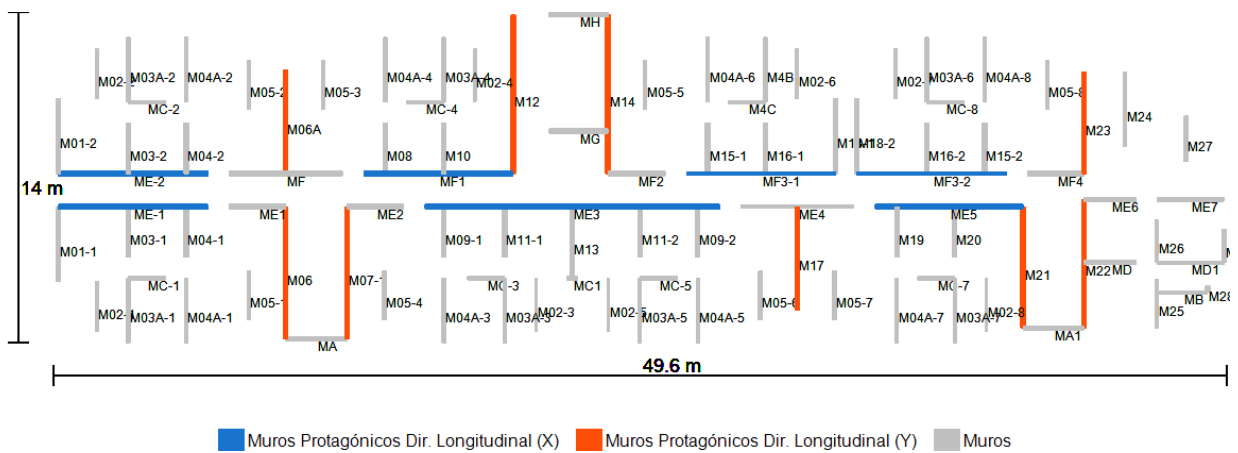
Aquellos muros que soportaron entre el 40-60% del cortante sísmico total en cada dirección fueron seleccionados, tal y como se muestra en la Figura 4-5. Allí se observa un cambio en la pendiente sobre la línea negra, atribuible a la variación del porcentaje de cortante sísmico que cada muro absorbe. Este comportamiento indica que los demás muros (representados con barras grises), aun con características similares, asumen una menor fracción del cortante. Los muros principales fueron identificados en la planta del edificio (ver Figura 4-6).

## CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN



**Figura 4-5.** Ejemplo de selección de muros principales en sentido longitudinal y transversal del edificio.

Adaptado de Vidales Herrera (2024)

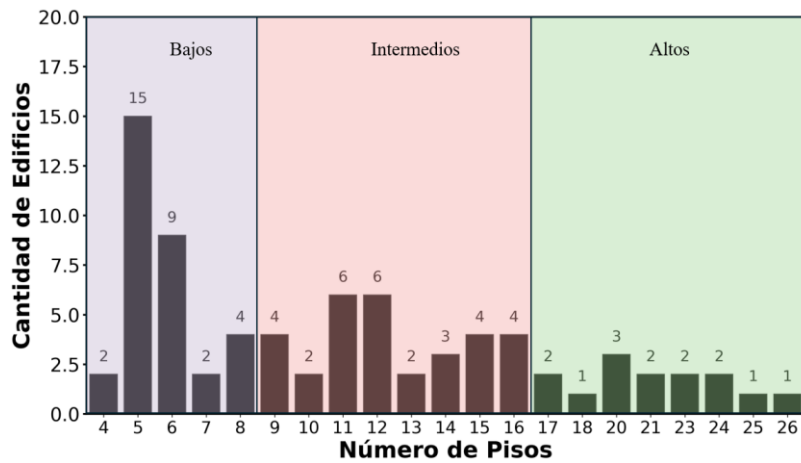


**Figura 4-6.** Localización y Nomenclatura de Muros Principales en el Modelo Estructural.

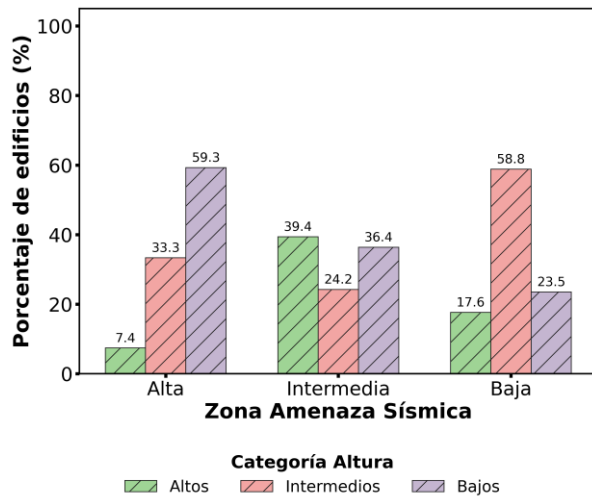
Adaptado de Vidales Herrera (2024)

En este estudio se analizaron un total de 45 edificios, generando 77 arquetipos representativos. Para cada edificio, se consideraron las dos direcciones principales (longitudinal y transversal); sin embargo, no fue posible obtener información completa de ambas direcciones en todos los casos debido a limitaciones específicas en los datos disponibles.

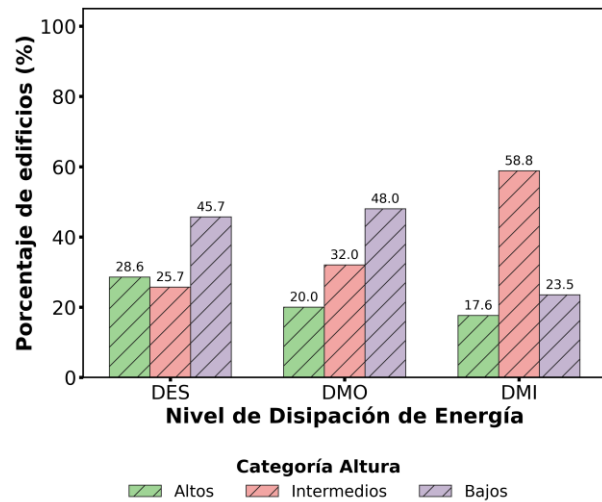
Las edificaciones fueron clasificadas según su diseño bajo la normativa NSR-10 y asociadas a los tipos de detallado DMI, DMO y DES. En la Figura 4-7 y Figura 4-8 se presenta un análisis estadístico detallado y agrupado, respectivamente, de cada categoría dentro de la base de datos analizada. Estos parámetros constituyen una base fundamental para los análisis subsecuentes, particularmente en la evaluación de escenarios de fragilidad y vulnerabilidad.



(a.)



(b.)



(c.)

**Figura 4-7.** Información arquetipos, (a.) Distribución de TLRCW por número de pisos y categoría en altura, (b.) Distribución de edificios en las zonas de amenaza sísmica por categoría en altura y (c.) Distribución de edificios de acuerdo con el nivel de disipación de energía.

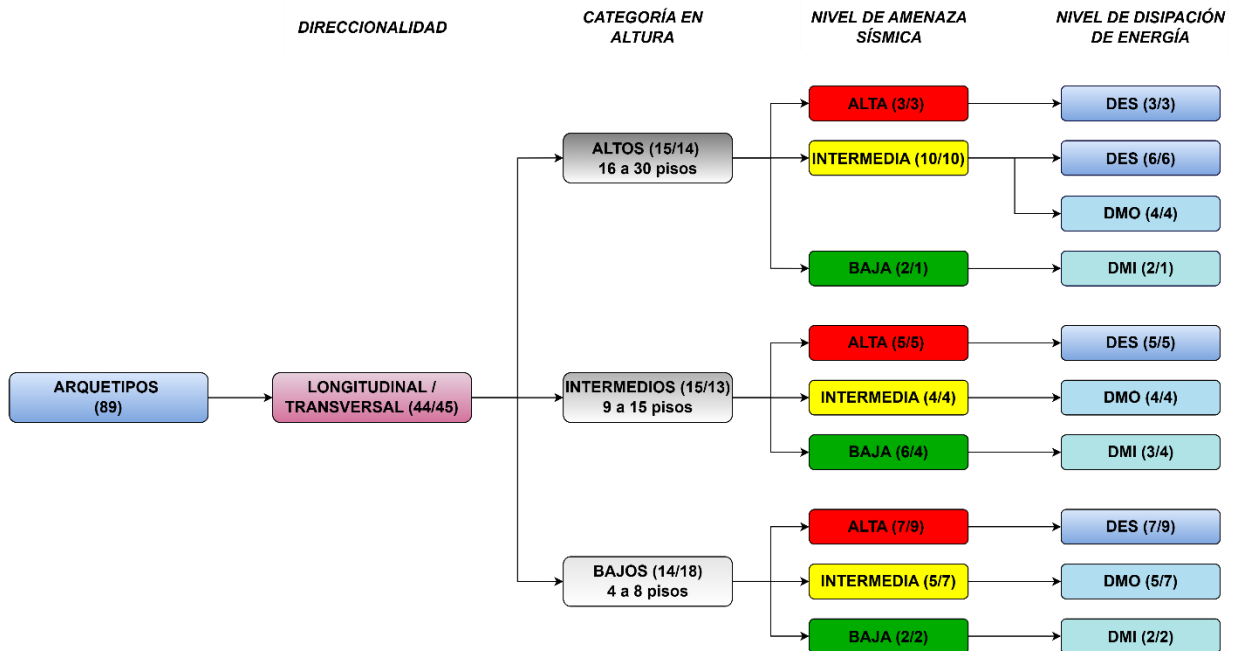


Figura 4-8. Agrupación de la base de datos de los arquetipos analizados

#### 4.2.2. Definición de taxonomía

Dado que el presente estudio se desarrolla en el marco del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS), el cual exige la generación de curvas de fragilidad y vulnerabilidad específicas para cada taxonomía de edificaciones. Estas taxonomías clasifican los edificios según su material, sistema estructural, nivel de detalle y número de pisos, utilizando una estructura de codificación estándar definida como MAT/SYS/DET/NUM. Los componentes de esta codificación son los siguientes:

- MAT: Material (e.g., CR para concreto).
- SYS: Sistema estructural (e.g., TLRCW para muros delgados en concreto reforzado).
- DET: Nivel de detalle (e.g., DMI, DMO, DES para arquetipos post-código).
- NUM: Número de pisos (rango de 5 a 30).

Este enfoque metodológico integra las respuestas de diferentes configuraciones geométricas y zonas sísmicas, incorporando la incertidumbre epistémica. En consecuencia, la información presentada en este documento se ha organizado de acuerdo con dicha estructura taxonómica. Es importante destacar que, para este estudio, se ajustó la taxonomía SYS de MCR a TLRCW, adaptándola al enfoque de muros delgados.

### **4.3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL**

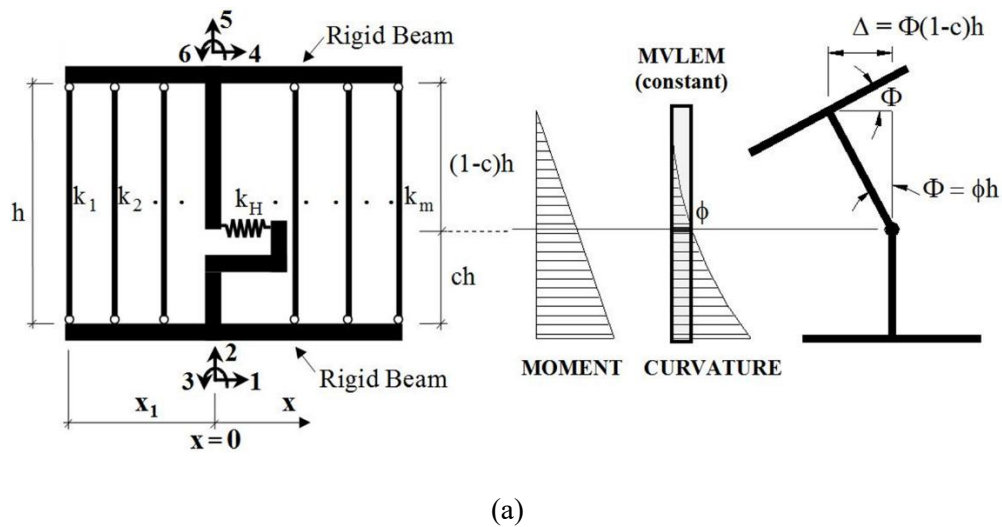
En esta sección se describe el enfoque adoptado para modelar los muros delgados de concreto reforzado (TLRCW) en el estudio titulado “Seismic-Structural Analysis Platform for Concrete Wall Buildings” de Vidales Herrera (2024). El modelado de los edificios se llevó a cabo en ambas direcciones (longitudinal y transversal) para cada arquetipo, priorizando los muros con mayor contribución al cortante basal sísmico de la estructura (ver sección 5.6 de Vidales Herrera (2024)).

Este capítulo presenta una visión detallada del proceso de modelación estructural, destacando los métodos y herramientas utilizadas para capturar el comportamiento de los TLRCW frente a demandas sísmicas representativas.

#### **4.3.1. Tipo de modelado**

El modelado analítico de los TLRCW se realizó utilizando modelos macroscópicos, debido a su eficiencia computacional (Pozo et al., 2020), estabilidad numérica y capacidad para predecir comportamientos inelásticos. Este enfoque simplifica la representación estructural al reducir los grados de libertad en comparación con los modelos de elementos finitos (MEF). Se emplearon elementos MVLEM (Modelo de Elemento Multivertical en Línea) formulado por Orakcal et al. 2004, ya que ofrecen un buen equilibrio entre simplicidad, eficiencia computacional y precisión (Haghi et al., 2020).

El MVLEM divide cada muro en macrofibras horizontales, donde los elementos verticales uniaxiales modelan el comportamiento axial y de flexión (Ver Figura 4-9a). Estos elementos están conectados mediante vigas rígidas en la parte superior e inferior del muro, y la respuesta al corte se modela mediante resortes horizontales en el centro de rotación. Este método captura el comportamiento de los TLRCW, especialmente en muros dominados por la flexión (relación de aspecto  $> 2$ ), como se observó en la mayoría de los arquetipos analizados.

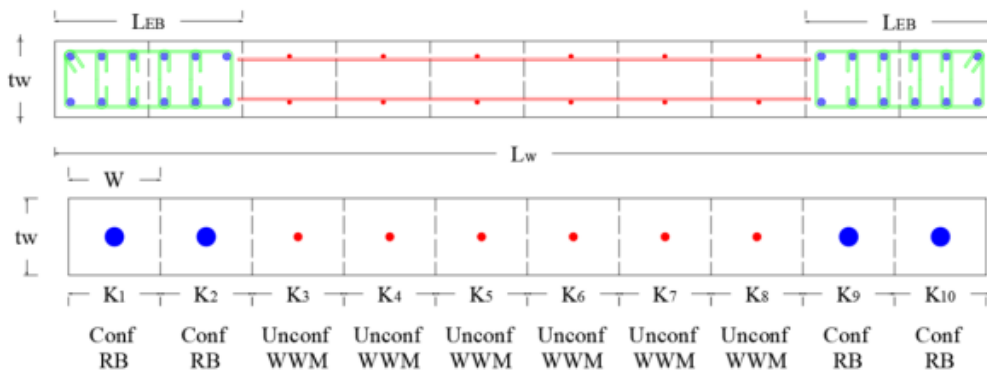


**Figura 4-9.** Representación del enfoque MVLEM usado para representar los muros de CR. a) Elementos verticales uniaxiales con su respectiva idealización de momento, curvatura y rotación.

Adaptado de Kolozvari et al., 2015

#### 4.3.2. Elementos de modelado

El MVLEM fue implementado por Kolozvari et al. 2018 en OpenSeesPy (Zhu et al., 2018), y cada macrofibra fue caracterizada por sus propiedades de material (concreto confinado/no confinado y acero de refuerzo). La Figura 4-10, tomada de Vidales Herrera (2024) ilustra la división de una sección de muro en macrofibras, donde las macrofibras de los extremos incluyen concreto confinado y refuerzo dúctil, mientras que las macrofibras interiores representan concreto no confinado y malla de alambre soldada. Esta subdivisión asegura que cada macrofibra represente con precisión las propiedades geométricas y de material del muro.



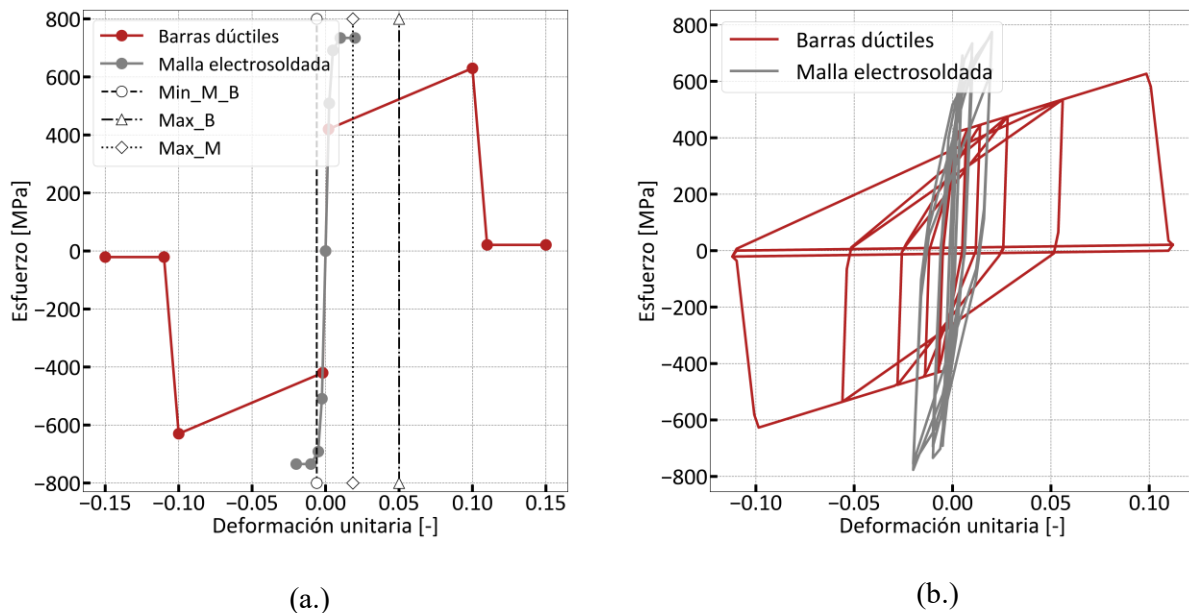
**Figura 4-10.** Figura 36 de Vidales Herrera (2024), Idealización de un muro en concreto reforzado.

Para los muros con secciones transversales irregulares, como muros en forma de "T" o "L", se realizaron adaptaciones al marco del MVLEM para capturar los elementos fuera del plano. Por ejemplo, los elementos tipo "T" fueron divididos en macrofibras con espesores equivalentes, manteniendo el área total de la sección y asegurando que el modelo fuera eficiente computacionalmente mientras capturaba el comportamiento de estos elementos irregulares. El enfoque adoptado está detalladamente documentado en el estudio realizado por Feliciano et al. (2023).

### 4.3.3. Idealización mecánica de los materiales

La representación de los materiales en el modelo numérico se realizó asignando propiedades constitutivas específicas al concreto y al acero de refuerzo, empleando los modelos disponibles en OpenSees, con el objetivo de capturar su comportamiento bajo carga de manera precisa.

- Concreto: Se modeló utilizando el material Concrete01, el cual representa una resistencia no lineal a compresión y una resistencia nula a tracción, adecuado para estructuras sometidas a cargas sísmicas.
- Refuerzo: El acero fue representado con el material Hysteretic, que simula la degradación cíclica, la pérdida de resistencia y la rigidez degradada bajo cargas repetitivas, capturando con precisión el comportamiento histerético.
- Macro-fibras con confinamiento: Las macrofibras ubicadas en los extremos de los muros, correspondientes a zonas de concreto confinado, se definieron con propiedades mejoradas basadas en los modelos de Mander et al. (1988). Por otro lado, las macrofibras centrales, que representan concreto sin confinar, se modelaron con propiedades estándar, reflejando las condiciones típicas de estas regiones.
- Refuerzo longitudinal: Los diámetros de refuerzo en cada macrofibra se determinaron a partir de planos estructurales y datos de estudios previos, como los reportados por Carrillo et al. (2019) y Miranda-Giraldo et al. (2022) para el refuerzo dúctil y malla electrosoldada. Adicionalmente, el comportamiento del refuerzo longitudinal se idealizó considerando el pandeo posterior al aplastamiento del concreto, simulado con el material MinMax en OpenSees (Marafi et al., 2019). Este modelo permite que el acero pierda resistencia a tensión y compresión cuando el concreto alcanza su deformación última (0.006), e incorpora la fractura del refuerzo al superar su deformación máxima a tensión (0.05 para barras y 0.015 para mallas).



**Figura 4-11.** Modelos constitutivos con sus respectivos límites para los dos tipos de refuerzo presentes en muros de CR y b) Sus respectivos ciclos de histéresis.

Adaptado de Vidales Herrera (2024)

- Corte: La respuesta al corte se modeló mediante resortes elásticos con un módulo de corte efectivo ( $G_{eff}$ ), calculado como  $G_{eff} = 0.6E_c$ , basado en lo recomendado por estudios de calibración con muros de concreto reforzado.

Este enfoque de idealización mecánica, basado en investigaciones previas, garantiza una representación robusta y confiable del comportamiento estructural de los muros delgados en concreto reforzado bajo condiciones sísmicas.

#### 4.3.4. Validación del modelo MVLEM

Con el fin de validar la capacidad predictiva del modelo MVLEM implementado en OpenSees, se seleccionaron dos especímenes representativos de muros delgados de concreto reforzado: el W6 (ver Figura 4-12), perteneciente al programa experimental desarrollado por Blandón et al. (2018), y el RW-2 (ver Figura 4-13), reportado por Thomsen & Wallace (1995) y modelado posteriormente por Kolozvari et al. (2018). Ambos especímenes presentan configuraciones típicas de muros estructurales utilizados en edificaciones de baja a mediana altura, con cuantías de refuerzo reducidas y esbelteces moderadas, condiciones similares a las observadas en la mayoría de las edificaciones incluidas en la base de datos analizada en este estudio.

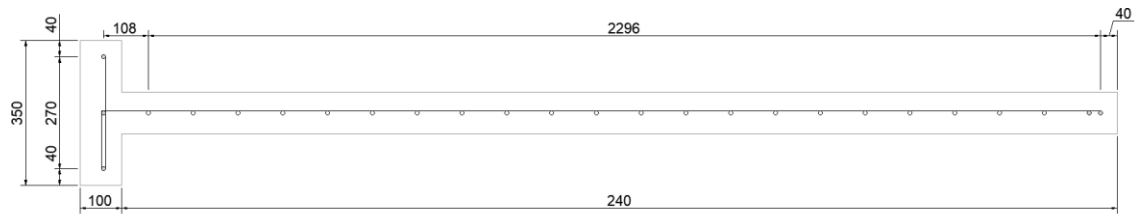
El espécimen W6 corresponde a un muro en T con altura de 2.4 m y una relación de esbeltez  $M/Vlw \approx 2.08$ , mientras que el espécimen RW-2 corresponde a un muro rectangular delgado con altura de 3.66 m. Las

*CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN*

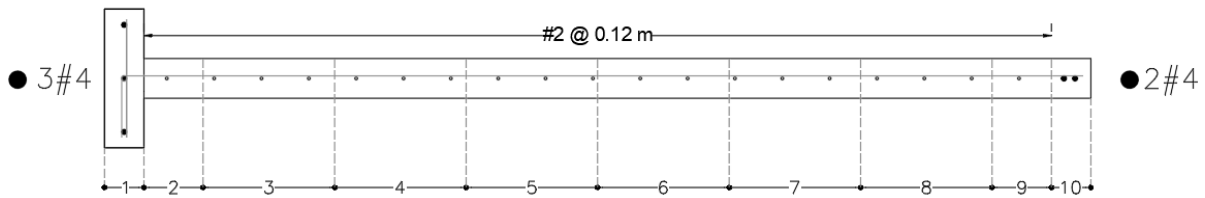
características geométricas y mecánicas de ambos especímenes se resumen en la Tabla 4-1, y sus configuraciones de refuerzo se ilustran en las Figura 4-12 y Figura 4-13.

**Tabla 4-1.** Características de los especímenes de prueba utilizados para la validación del modelo.

Espec.	$f'_c$ (MPa)	$t_w$ (mm)	$\rho_w$ (%)	Tipo Refuerzo alma	Refuerzo Zona Borde	Carga Axial, P (kN)	M/Vlw
W6	39.2	100	0.27	#2 @ 0.12 m	3 y 2 #4	470	2.08
RW-2	48.0	102	0.33	#2 @ 0.19 m	8#3	380	-



(a)



(b)

**Figura 4-12.** a.) Geometría y b.) refuerzo del espécimen W6.

Adoptado de Blandón et al. 2018

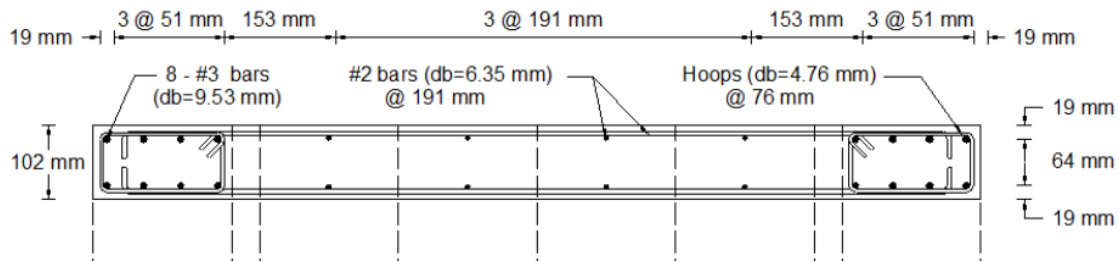


Figura 4-13. Geometría y refuerzo del espécimen RW-2.

Adoptado de Kolozvari et al. 2018

Los modelos fueron discretizados mediante elementos MVLEM con 15 divisiones en altura y 10 macrofibras en la sección transversal, tal como se recomienda en la literatura para representar adecuadamente muros delgados. Las propiedades de los materiales fueron definidas a partir de los valores experimentales reportados para el espécimen, incluyendo la resistencia a compresión del concreto y las características del refuerzo longitudinal de ductilidad intermedia.

En la simulación, se aplicó la carga axial constante y una historia de desplazamientos cíclicos en el tope del muro, replicando las condiciones del ensayo experimental. Los resultados obtenidos se comparan con los registros del laboratorio en términos de la curva fuerza-desplazamiento lateral. Asimismo, se ejecutó un análisis pushover con el mismo mallado, a fin de validar la rigidez inicial y la capacidad última en régimen monotónico.

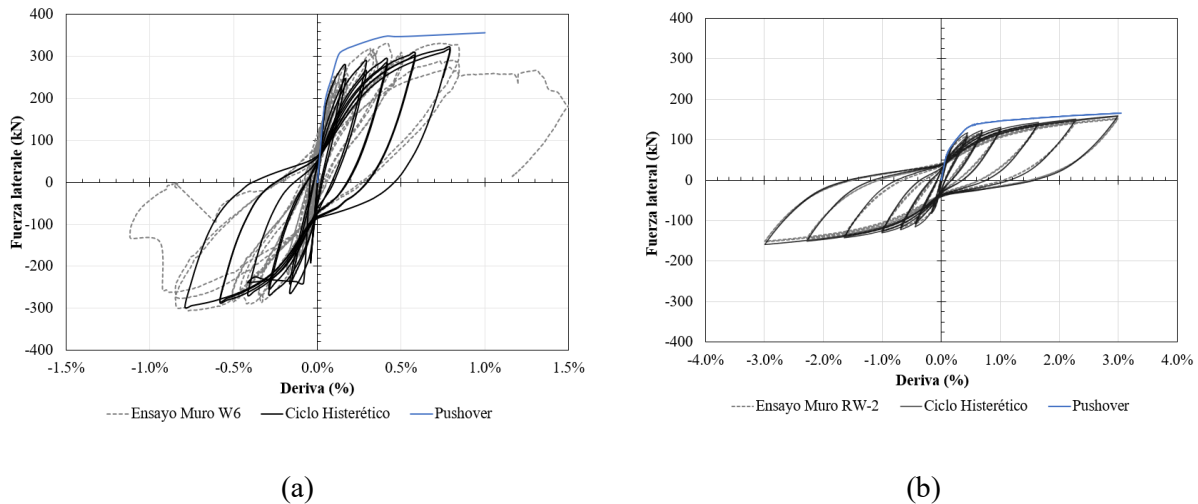
Resultados preliminares de la comparación:

- La capacidad máxima lateral es predicha con un error inferior al 10%.
- El desplazamiento de fluencia tiene una tendencia coherente con la rigidez inicial observada en modelos MVLEM.
- Las formas de los ciclos históricos muestran una representación conservadora del nivel de disipación de energía, con mayor *pinching* en los ciclos cercanos a la descarga.
- La curva de Pushover reproduce satisfactoriamente la envolvente superior de la respuesta cíclica, validando la capacidad lateral estimada en análisis no lineal estático.

El modelo MVLEM mostró un desempeño satisfactorio para representar la respuesta global de los especímenes W6 y RW-2, en especial en cuanto a la capacidad lateral, el desplazamiento último y la evolución de la rigidez bajo carga cíclica.

A pesar de estas limitaciones, se concluye que el modelo MVLEM es apropiado para estimar demandas estructurales y evaluar la respuesta sísmica en edificaciones con tipología TLRCW, bajo configuraciones

similares a las aquí analizadas. Su capacidad de reproducir adecuadamente la respuesta global, tanto en análisis monotónico como cíclico, lo hace una herramienta confiable en estudios de fragilidad sísmica.



**Figura 4-14.** Historiales de desplazamiento de la parte superior de la carga lateral para los especímenes, la simulación utilizando el modelado propuesto, (a) Muro W6 y (b) Muro RW-2.

#### 4.4. CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO NO-LINEAL DEL ARQUETIPO

Una vez completada la modelación, se realizaron análisis estáticos incrementales (Pushover) para todos los arquetipos de la base de datos, considerando tanto la dirección longitudinal como la transversal de las estructuras. Estos análisis emplearon un patrón de carga proporcional al primer modo de vibración para evaluar la respuesta estructural.

El objetivo principal fue evaluar la capacidad y ductilidad de las estructuras bajo cargas sísmicas extremas, identificando mecanismos de falla y estados límite de desempeño. A continuación, se presentan los puntos de control identificados en la curva de capacidad:

- Primer agrietamiento de la sección (Punto 1): Indica el inicio de la fisuración en las secciones críticas de los muros estructurales.
- Primera fluencia del refuerzo (Punto 2): Representa el inicio del comportamiento inelástico del material, señalado por la fluencia del refuerzo.
- Capacidad máxima a cortante (Punto 3): Corresponde al punto máximo en la curva, reflejando la máxima resistencia estructural antes de una degradación significativa.
- Primera rotura del refuerzo (Punto 4): Marca el inicio de la falla en la armadura, afectando directamente la capacidad resistente de la estructura.

## *CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN*

- Rotura del refuerzo en el 50% del muro (Punto 5): Representa un estado avanzado de daño, donde al menos la mitad del refuerzo en los muros ha fallado, acercándose al colapso estructural.

Estos puntos de control proporcionan una visión detallada del comportamiento no lineal de las estructuras bajo cargas sísmicas, permitiendo analizar cómo se distribuyen la ductilidad y las demandas de resistencia a lo largo de su altura.

Como parte de los resultados obtenidos en Vidales Herrera (2024), en la Figura 4-15, se presenta el resumen de análisis PushOver aplicado a las diferentes categorías en altura de los edificios, junto con la dispersión de los puntos de control correspondientes.

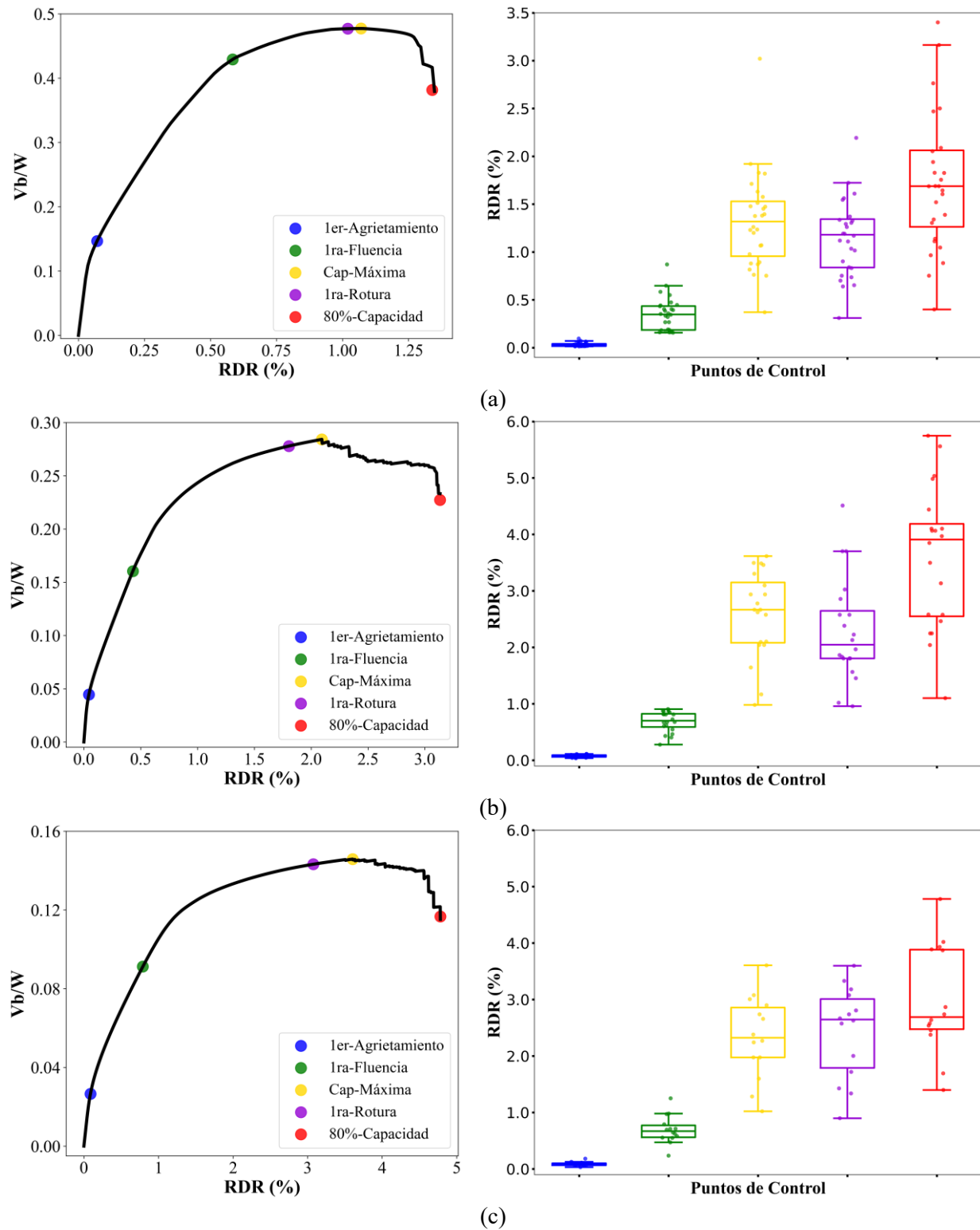


Figura 4-15. Puntos de control en la curva de capacidad en edificios a.) bajos, b.) intermedios y c.) altos de la base de datos.

Adoptado de Vidales Herrera (2024)

## CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN

En la Tabla 4-2, se presentan los valores medios de la deriva de techo (RDR, %) para cada uno de los puntos de control en su categoría altura. Esto con el fin de comparar los puntos de control de las estructuras, sirviendo como referencia para los análisis dinámicos.

**Tabla 4-2.** Valor medio de RDR (%) de los puntos de control por categoría en altura.

Categoría	1er Agrietamiento	1ra Fluencia	Capacidad máxima	1ra Rotura del refuerzo	Colapso
Bajos	0.03	0.35	1.32	1.18	1.69
Intermedios	0.08	0.70	2.66	2.04	3.91
Altos	0.09	0.67	2.32	2.65	2.69

El análisis de estos resultados permite observar tendencias en el comportamiento sísmico de las estructuras según su altura:

- Edificios bajos: Muestran una mayor capacidad de corte basal y menor capacidad de desplazamiento. Los puntos de control se alcanzan a derivas menores, indicando una respuesta más rígida.
- Edificios medianos: Presentan un equilibrio entre rigidez y ductilidad, con capacidades intermedias y una progresión de daño gradual.
- Edificios altos: Tienen una menor capacidad de corte basal y mayor capacidad de desplazamiento. La dispersión en los puntos de control es más notable, reflejando la influencia de variables como las propiedades de los materiales y el refuerzo.

En los puntos de control que incursionan en el rango no lineal (Punto 3, 4, 5), se observa una mayor dispersión en los resultados debido a la variabilidad en las propiedades geométricas y mecánicas de las estructuras, así como en el tipo y cantidad de refuerzo utilizado. Esta variabilidad provoca que, a medida que progresa el daño, las diferencias en el desempeño de los edificios se tornen más evidentes.

Por otro lado, el análisis subraya la importancia de considerar la altura y las características específicas de cada edificio al evaluar su respuesta sísmica. En particular, aunque los edificios más altos presentan mayores desplazamientos en el techo, esto no necesariamente implica un mejor desempeño sísmico.

Además, es fundamental reevaluar las suposiciones de modelado, especialmente en relación con las losas y su influencia en la respuesta estructural. Investigaciones previas, como la de Araujo G. (2021), y los hallazgos de Zapata et al. (2023), sugieren que una modelación más detallada podría tener un impacto

significativo en las predicciones de resistencia y desplazamiento, lo cual es esencial para mejorar el diseño sismorresistente y garantizar la seguridad estructural en Colombia.

Por último, los resultados de Vidales Herrera (2024) destacan que, en etapas avanzadas de daño, la variabilidad en las propiedades de los muros delgados de concreto reforzado (TLRCW), particularmente en el refuerzo, influye significativamente en el desempeño estructural. Esto enfatiza la necesidad de considerar estas variables para una evaluación más precisa de las fragilidades sísmicas de las edificaciones.

### **4.5. AMENAZA SÍSMICA**

En los últimos años, se ha avanzado considerablemente en la selección de movimientos sísmicos para análisis no lineales, empleando metodologías como la de Espectros Condicionales de Escenario (CSS, por sus siglas en inglés) (Arteta y Abrahamson, 2019). Este enfoque permite reproducir de manera precisa la amenaza sísmica en sitios específicos para distintos niveles de amenaza, asignando tasas de ocurrencia a los registros sísmicos en función de su intensidad y forma espectral.

En el contexto del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico de Colombia (MNRS), se utilizó el CSS para desarrollar un conjunto de movimientos sísmicos coherentes con el nivel de amenaza para diferentes períodos de retorno, seleccionando para el análisis ciudades tales como Barranquilla, Bogotá, y Armenia, representativas de zonas de baja, media y alta amenaza sísmica del territorio colombiano, respectivamente (Pájaro et al. 2022). Estas zonas están influenciadas por la interacción de los bloques tectónicos de la Cordillera Norte Andina, Coiba y Panamá, y su sismicidad está caracterizada por diversos ambientes tectónicos, incluyendo la subducción de la Placa de Nazca, el nido sísmico profundo de Bucaramanga y las fallas activas en la cordillera de los Andes (Acevedo et al. 2016).

#### **4.5.1. Selección y escalado de los registros del suelo**

En la Figura 4-16, se presenta un esquema de los registros seleccionados del conjunto disponible en el contexto del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS). Para optimizar el rendimiento de los análisis de respuesta no lineal, se emplearon movimientos sísmicos con diferentes períodos de retorno, comprendidos en siete niveles de amenaza, abarcando períodos de retorno entre 75 y 9975 años. Adicionalmente, se incorporaron tres niveles de amenaza, aplicando factores de escala de 1.5, 2.0 y 2.5 al séptimo nivel de amenaza (4975 a 9975 años), con períodos de retorno elevados, con el fin de permitir una mejor caracterización de zonas con altas probabilidades de colapso estructural en los arquetipos analizados.

CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN

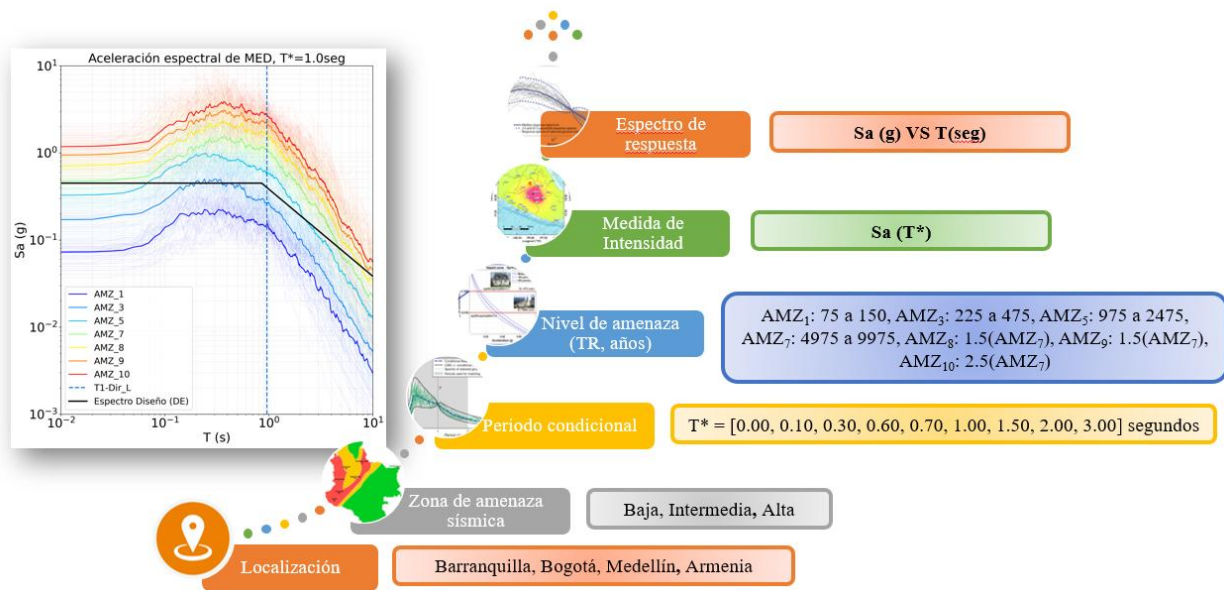


Figura 4-16. Esquema representativo del conjunto de registros sísmicos incluidos en el análisis.

Algunas de las ciudades consideradas en los arquetipos de estudio no están incluidas directamente en el conjunto del MNRS. Sin embargo, debido a la proximidad geoespacial en el mapa de amenaza sísmica del código NSR-10, se han asociado con ciudades que sí forman parte del modelo. La Figura 4-17 muestra el esquema de asociación de cada ciudad con su nivel de amenaza sísmica, lo cual es fundamental para comprender los registros sísmicos utilizados en cada arquetipo en la sección 4.6.

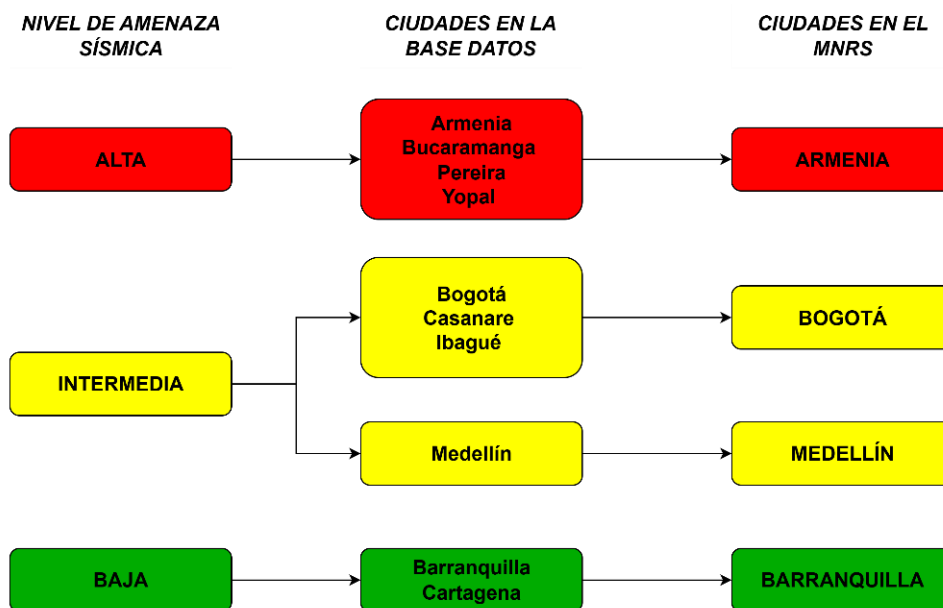
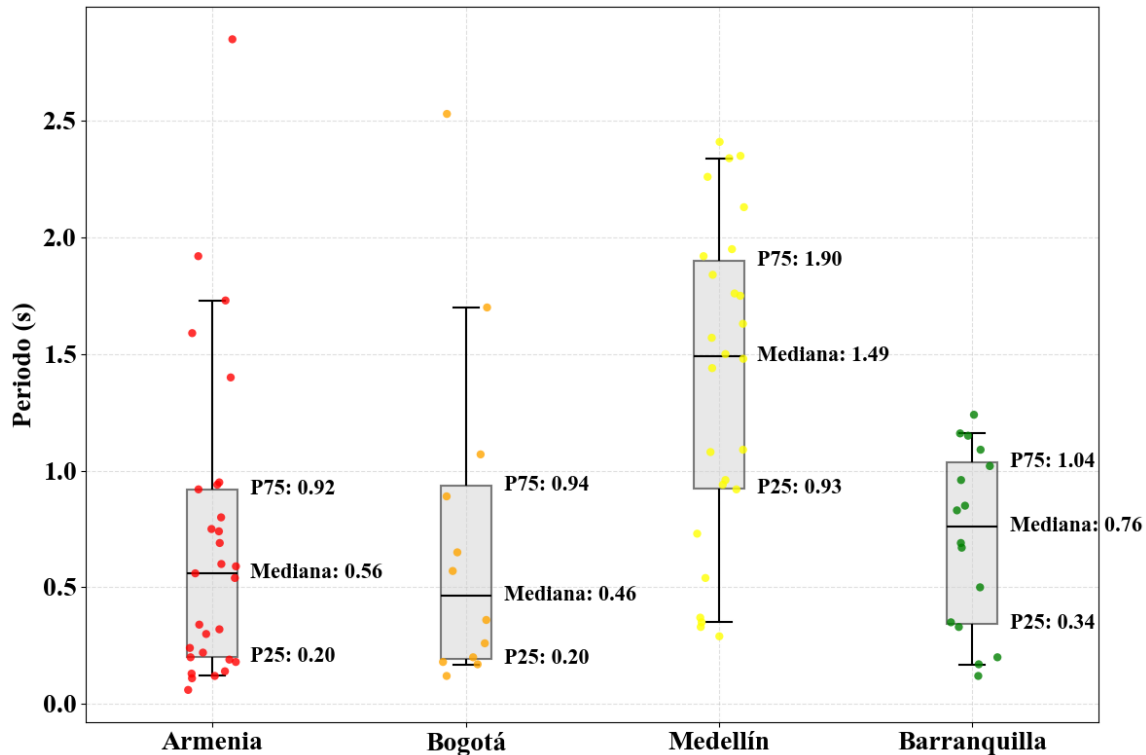


Figura 4-17. Asociación de ciudades con las del MNRS.

**Metodología de selección y clasificación de registros sísmicos.**

La metodología utilizada para la selección y clasificación de registros sísmicos se fundamenta en la respuesta espectral y el contenido de Fourier, evaluados dentro de un intervalo de periodos asociado al período fundamental de cada edificación. La Figura 4-18 muestra la dispersión del período fundamental de las edificaciones por ciudad, variable fundamental en la selección de los registros más representativos en el análisis cronológico no lineal.

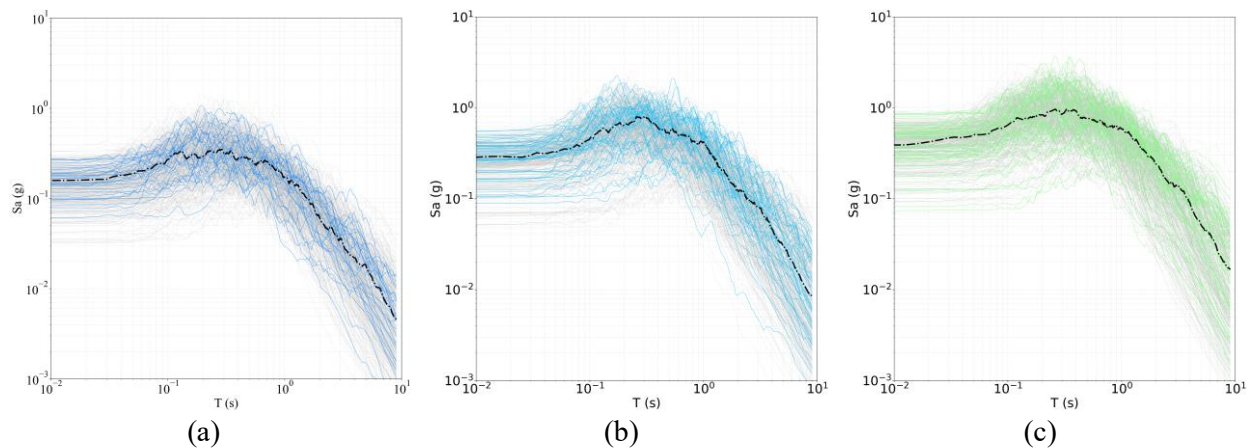


**Figura 4-18.** Dispersión de periodos fundamentales por ciudad.

Dicho enfoque permite optimizar la eficiencia y precisión de los análisis no lineales de las estructuras. En primer lugar, se extraen los espectros de respuesta y las transformadas de Fourier, lo que permite caracterizar la intensidad y los periodos de los movimientos sísmicos, factores clave para evaluar el impacto estructural de los eventos sísmicos. Posteriormente, se definen parámetros de selección que delimitan un intervalo de periodos óptimo para el análisis de frecuencias. La medida de intensidad principal utilizada en los análisis es la aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura,  $Sa(T_1)$ .

La Figura 4-19 presenta un ejemplo de los registros seleccionados para la ciudad de Medellín, con un periodo medio de 1.08 segundos, agrupados por los periodos de retorno significativos en la selección de la demanda sísmica del país.

## CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN

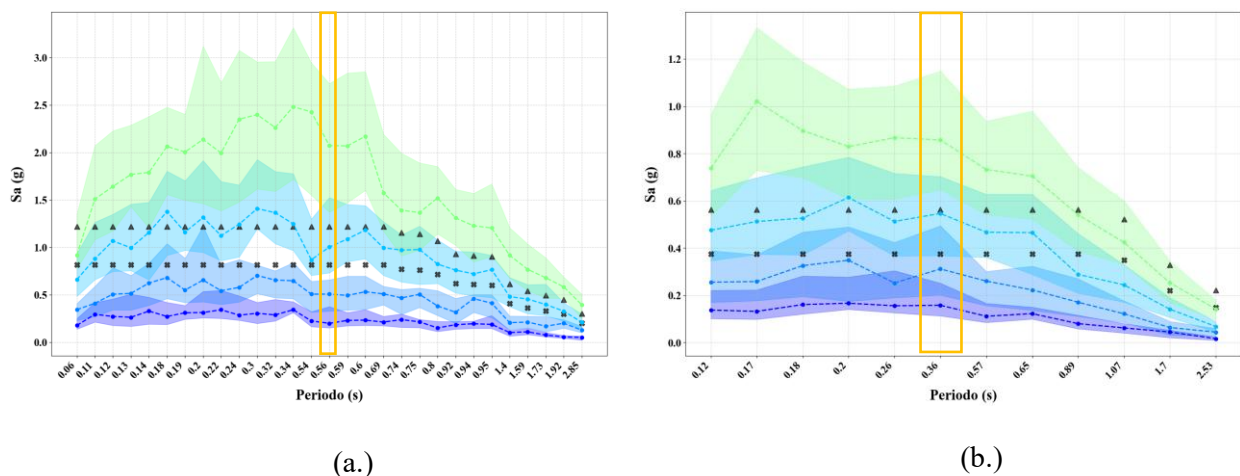


**Figura 4-19.** Registros seleccionados dentro del conjunto del MNRS para los periodos de retorno entre (a.) 225 a 475 años, (b.) 975 a 2475 años y (c.) 4975 a 9975 años en Medellín para un periodo de 1.08 segundos.

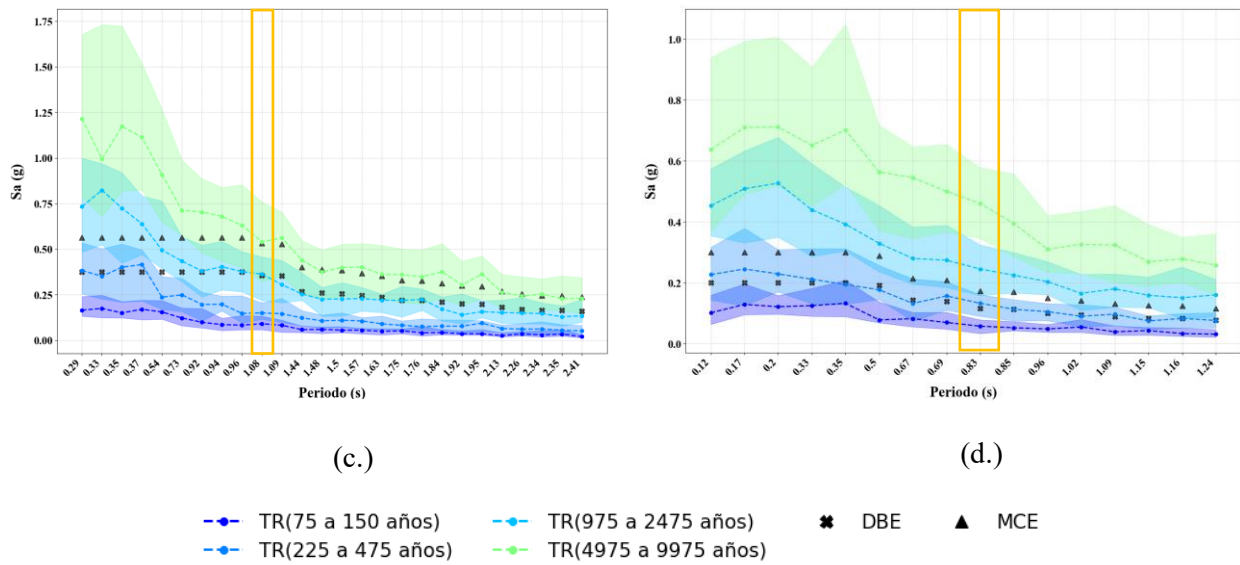
Este enfoque garantiza que los registros seleccionados sean consistentes con las demandas sísmicas específicas para cada nivel de amenaza y periodo de retorno, optimizando su aplicación en los análisis estructurales.

### *Comparación con los espectros de diseño.*

Este procedimiento se aplicó a cada uno de los arquetipos presentados en la Figura 4-18, identificando los registros sísmicos más representativos para cada caso. En la Figura 4-20 se presentan los valores de aceleración espectral que pertenecen a la tendencia central (Percentil 25, 50 y 75) de los registros seleccionados en cada periodo de retorno, agrupados por ciudad (Ver leyenda Figura 4-20). Esta figura permite comparar los niveles de demanda de aceleración espectral con los valores correspondientes al espectro de diseño (DBE) establecido por la NSR-10 para cada edificación, así como el espectro de máximo considerado (MCE), definido como 1.5 veces el DBE.

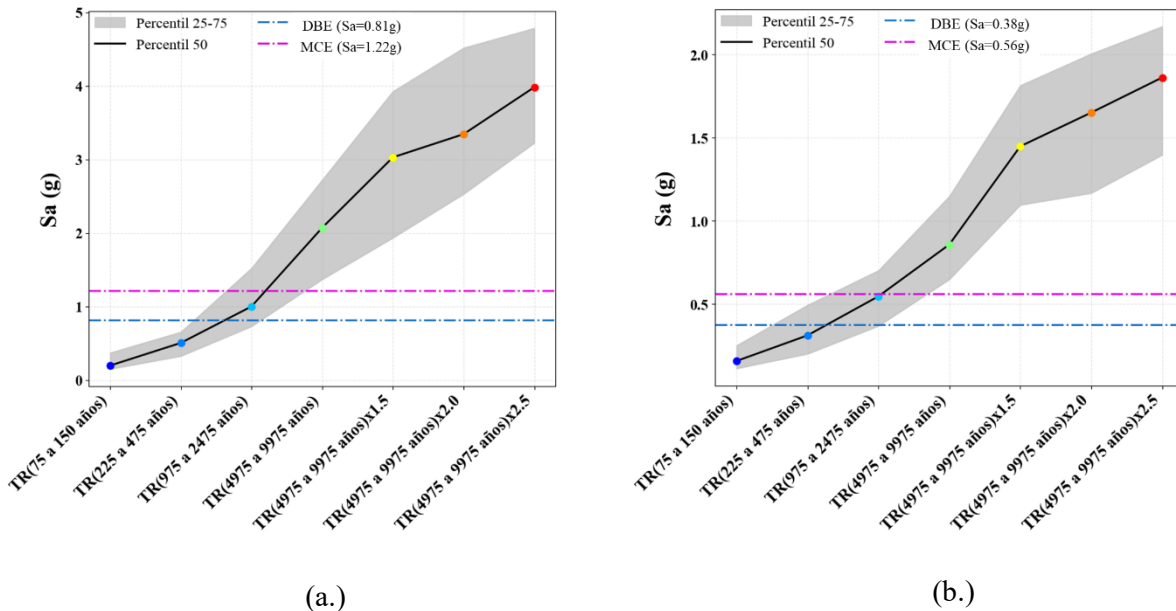


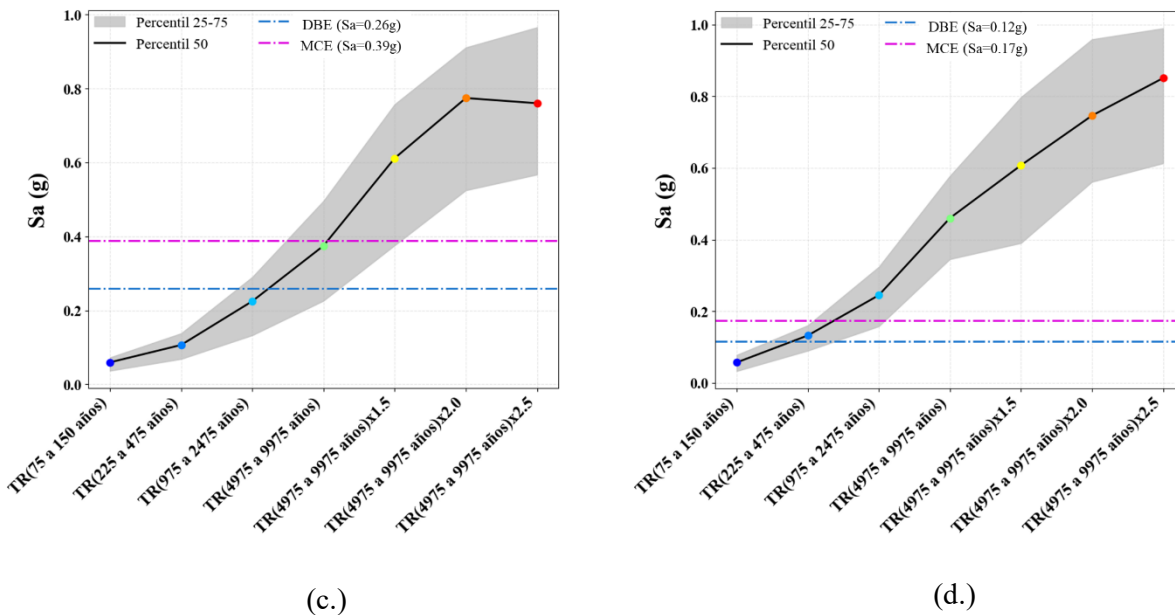
CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN



**Figura 4-20.** Estadísticos del valor de aceleración espectral para cada edificación en términos del periodo en las ciudades de (a.) Armenia, (b.) Bogotá, (c.) Medellín y (d.) Barranquilla.

Conociendo los periodos medios para cada ciudad (Armenia: 0.56 s, Bogotá: 0.46 s, Medellín: 1.08 s, y Barranquilla: 0.76 s; ver Figura 4-18), la metodología permite analizar, como se muestra en la Figura 4-21, la tendencia de los valores de aceleración espectral en cada periodo de retorno (TR). Esto facilita la identificación del nivel de demanda implementado en los análisis cronológicos no lineales, proporcionando un marco de referencia para comparar con los valores de diseño de estas edificaciones.





**Figura 4-21.** Tendencia de la aceleración espectral respecto a los periodos de retorno en las ciudades de (a.) Armenia, (b.) Bogotá, (c.) Medellín y (d.) Barranquilla.

#### 4.6. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DEL ARQUETIPO

Este capítulo presenta los resultados del análisis dinámico no lineal aplicado a arquetipos de edificios con TLRCW. Los estudios se llevaron a cabo utilizando los conjuntos de registros de movimiento del suelo presentados en la sección 4.5, seleccionados para representar las condiciones sísmicas de los sitios de estudio en Colombia. La metodología empleada permitió evaluar de manera detallada el desempeño sísmico de los edificios bajo diferentes niveles de amenaza sísmica, vinculando las herramientas analíticas al contexto regional del país.

Cada uno de los arquetipos fue sometido aproximadamente a 1500 registros sísmicos. Para asegurar la eficiencia computacional en los análisis dinámicos, se utilizó una prueba de convergencia basada en energía con una tolerancia de  $10^{-8}$ , implementando el método de Newton y un esquema de integración de Newmark. Se implementó un algoritmo para la convergencia que adaptaba el paso de integración y el algoritmo de solución.

Los análisis estructurales dinámicos son ampliamente utilizados en la ingeniería estructural para predecir la respuesta de una estructura frente a movimientos sísmicos seleccionados con base en un espectro de respuesta objetivo. Este enfoque es fundamental para evaluar el desempeño sísmico de los edificios bajo diferentes niveles de amenaza sísmica. En este caso, los niveles de amenaza fueron los definidos en la sección 4.5.1. Sin embargo, en esta sección se presentarán los resultados para periodos de retorno de 75 a

#### *CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN*

150 años, 225 a 475 años y 975 a 2,475 años. Este procedimiento sigue la filosofía inspirada en los lineamientos del NSR-10, que utiliza espectros objetivos para el diseño sismorresistente. Los registros seleccionados se alinearon con las condiciones sísmicas específicas de las ciudades estudiadas: Armenia (alta amenaza), Bogotá y Medellín (amenaza intermedia), y Barranquilla (baja amenaza).

Los parámetros de demanda de ingeniería (EDP, Engineering Demand Parameters, por sus siglas en inglés) monitoreados incluyeron desplazamientos, velocidades, derivas y aceleraciones de cada piso, así como las fuerzas en los muros del primer piso. Además, se calculó la deriva residual y el periodo final del arquetipo al finalizar el análisis, como criterios adicionales para evaluar el daño estructural en etapas de demolición, este enfoque se profundiza en la sección 6.2.2. Finalmente, los resultados permitieron comparar las demandas máximas de deriva de techo (RDR) y de primer piso (1st-SDR) en función de la categoría de altura de los edificios y su ubicación geográfica, proporcionando una visión integral sobre cómo la amenaza sísmica y las características locales influyen en el desempeño estructural de estas edificaciones.

De la Figura 4-22 a la Figura 4-25 se presentan los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales por medio de diagramas de dispersión (caja y bigotes), donde se visualizan las distribuciones y tendencias de RDR y 1st-SDR para cada nivel de amenaza sísmica y categoría de edificio. Estos diagramas resumen estadísticas clave como la mediana, los cuartiles, facilitando la comparación entre diferentes escenarios.

CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN

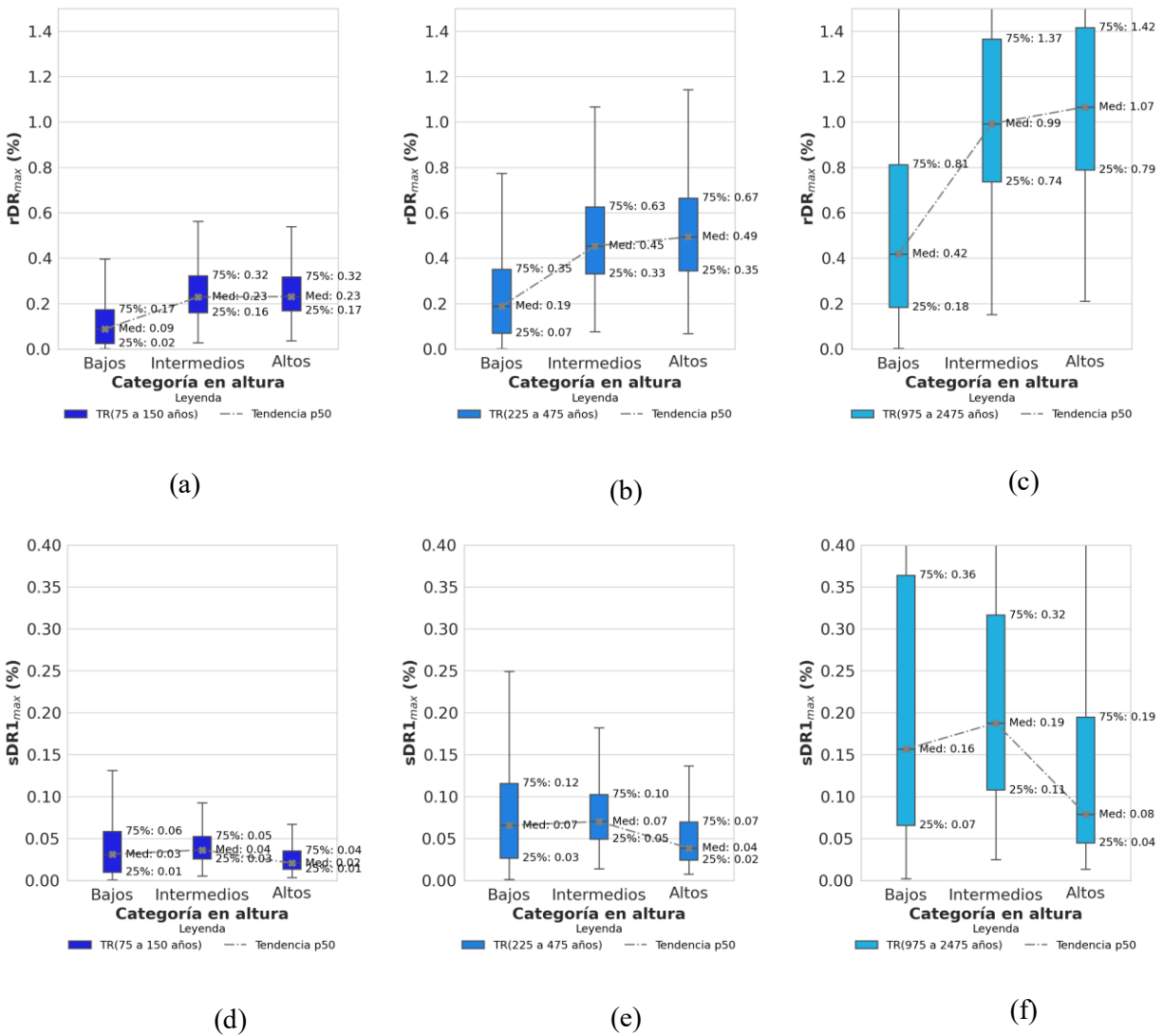


Figura 4-22. Respuesta de los análisis cronológicos en Armenia para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, e, f) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a, d) 150-, (b, e) 475- (c, f) 2,475-años.

CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN

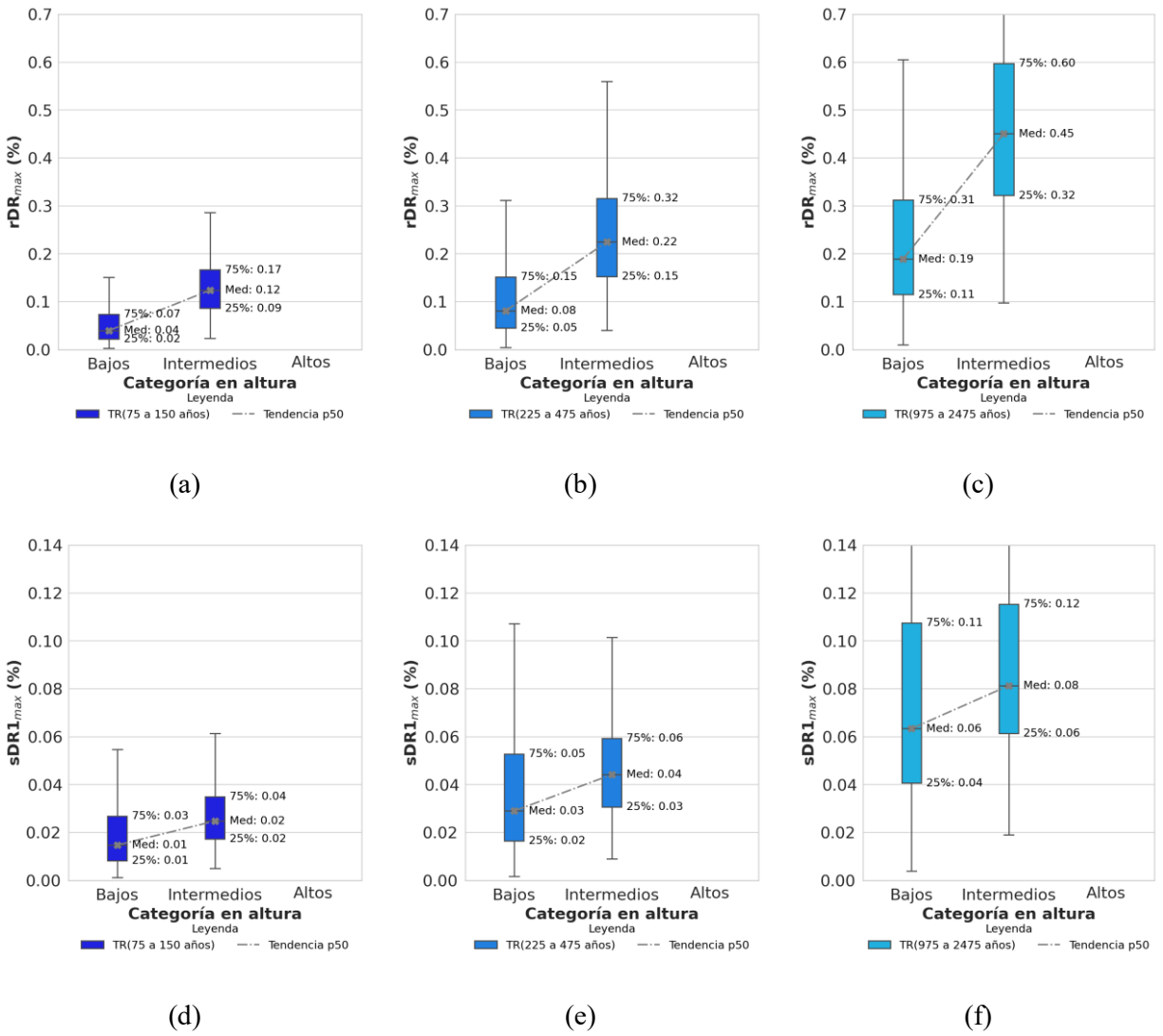
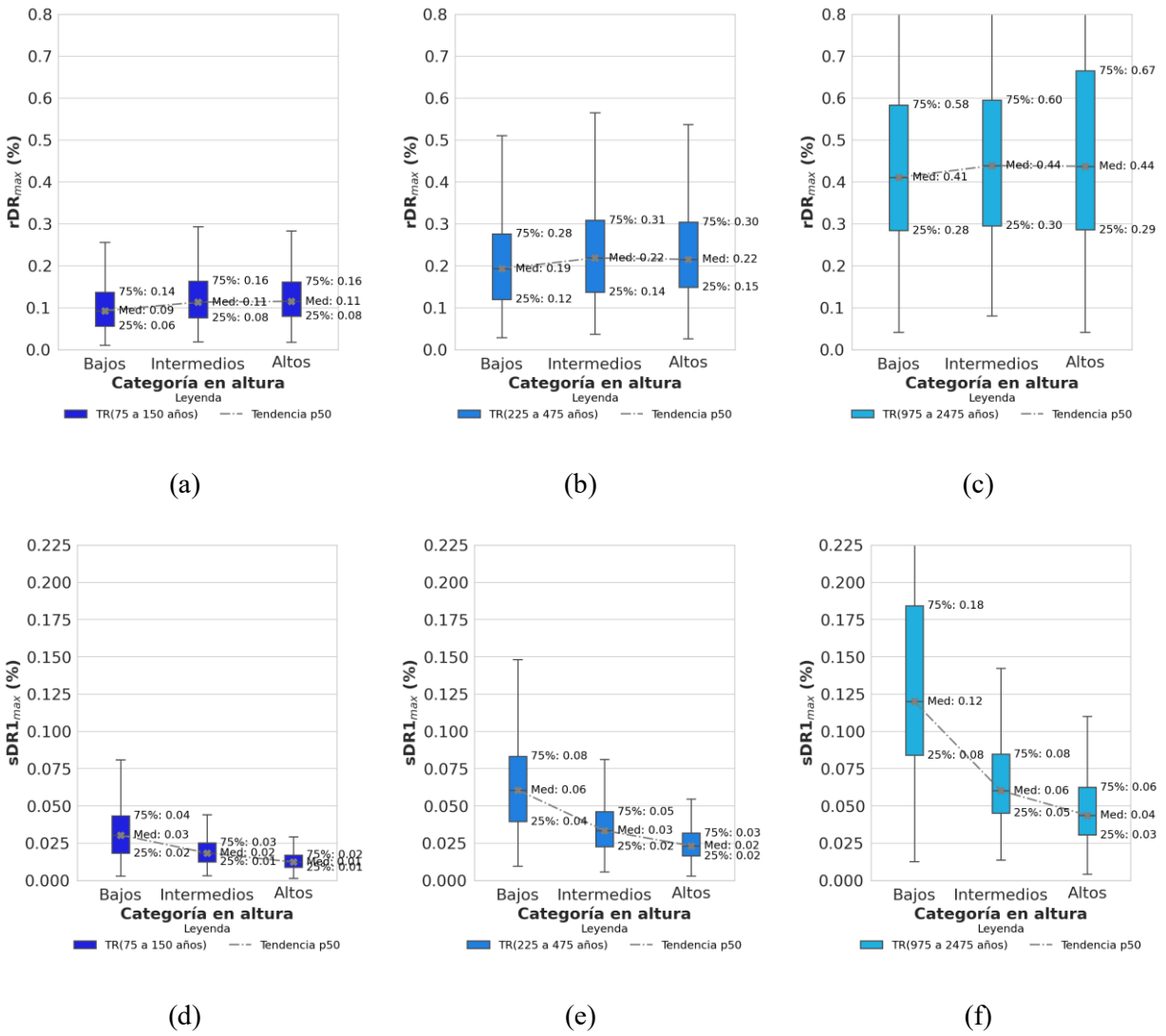
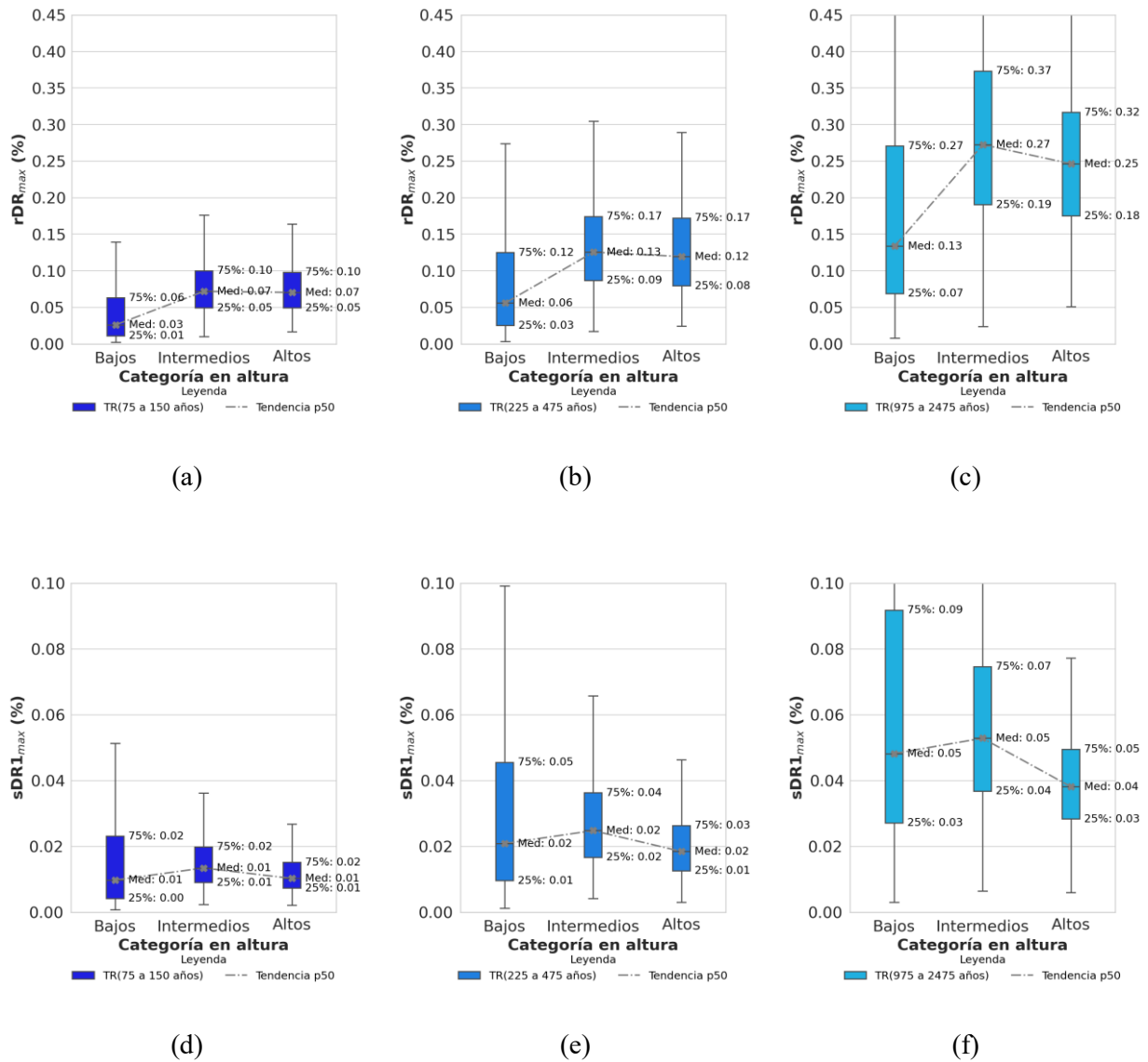


Figura 4-23. Respuesta de los análisis cronológicos en Bogotá para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, e, f) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a) 150-, (b) 475- (c) 2,475- años.



**Figura 4-24.** Respuesta de los análisis cronológicos en Medellín para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, f, e) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a, d) 150-, (b, e) 475- (c, f) 2,475-años.



**Figura 4-25.** Respuesta de los análisis cronológicos en Barranquilla para los EDPs (a, b, c) deriva de techo (RDR) y (d, e, f) deriva del primer piso (1st-SDR) para periodos de retorno (a, d) 150-, (b, e) 475- (c, f) 2,475-años.

Se observa que las demandas de desplazamiento lateral aumentan conforme incrementa la intensidad del movimiento sísmico. Los edificios sometidos a movimientos correspondientes a un periodo de retorno de 2,475 años presentan mayores RDR y 1st-SDR en comparación con los de 150 y 475 años. Adicionalmente, las medianas y percentiles 75 (p75) de RDR tienden a aumentar con la categoría en altura de los edificios, reflejando que las estructuras más altas experimentan mayores desplazamientos en el techo debido a su mayor flexibilidad. Sin embargo, existe una variabilidad significativa en las respuestas, indicando que

## *CAPÍTULO 4 - CARACTERIZACIÓN DE ARQUETIPOS Y MODELACIÓN*

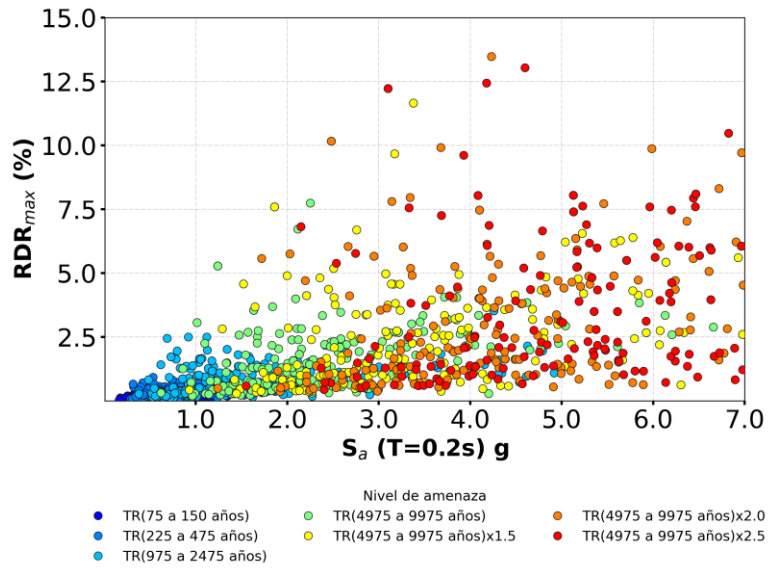
factores adicionales, como las propiedades del suelo y la configuración estructural, también influyen. Por otro lado, los valores medianos y p75 de 1st-SDR son similares entre los edificios para ciertos periodos de retorno. No obstante, se aprecia una tendencia a que los edificios de menor altura presentan mayores demandas de 1st-SDR bajo movimientos sísmicos más intensos. Esto sugiere una concentración de deformaciones en los pisos inferiores de edificios bajos durante eventos sísmicos severos.

De los resultados presentados anteriormente, se puede concluir lo siguiente:

- Las demandas de RDR y 1st-SDR aumentan con la intensidad del movimiento sísmico, lo cual es crucial para la evaluación de la fragilidad y vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.
- Los edificios más altos experimentan mayores desplazamientos en el techo (RDR), mientras que los edificios bajos pueden presentar mayores desplazamientos en el primer piso (1st-SDR), indicando diferentes vulnerabilidades según la altura.
- Un porcentaje significativo de los análisis realizados supera los estados de control relacionados con el primer agrietamiento y la fluencia del refuerzo presentados en la Tabla 1, a medida que se incrementa la amenaza sísmica y la severidad de las demandas, con diferencias marcadas según la zona de peligro y el tipo de estructura. En la zona de alta amenaza, la fluencia puede presentarse incluso para demandas con períodos de retorno relativamente bajos, llegando a afectar de forma temprana a una porción significativa de estructuras (incluso en cuartiles cercanos al 25%), mientras que en la zona intermedia el daño inicial se concentra en edificios bajos y solo ante niveles de amenaza más altos afecta a edificios intermedios y altos. En la zona de baja amenaza, la fluencia se supera únicamente en eventos sísmicos muy poco frecuentes (con períodos de retorno entre 975 y 2475 años) y restringida a los percentiles superiores (cercanos al 75%). Este análisis evidencia cómo la amenaza sísmica y las características de los edificios influyen directamente en la probabilidad de superar estados de daño, subrayando la importancia de considerar estos umbrales (primer agrietamiento y fluencia del refuerzo) para estimación de fragilidad estructural.
- Las diferencias en las demandas estructurales entre las distintas zonas sísmicas enfatizan la necesidad de adaptar las prácticas de diseño especificadas por el código sismorresistente de cada región.

Finalmente, los análisis generaron pares correlacionados de Medidas de Intensidad (IM) y Parámetros de Demanda Estructural (EDP), que son el principal insumo requerido de la etapa de análisis estructural de la metodología de fragilidad. La IM principal fue la aceleración espectral ( $S_a$ ) como se expone en la sección 4.5.1, y el EDP correspondió a la máxima deriva del techo (RDR). Según Pozo et al. (2020), la variabilidad de la respuesta global utilizando RDR es significativamente menor que la de la respuesta local en los muros, lo anterior justifica el uso de este parámetro de demanda. La Figura 4-26a, muestra un ejemplo de dispersión

entre los EDP y las IM, donde es evidente una relación proporcional entre las variables hasta alcanzar cierto nivel de intensidad.



**Figura 4-26.** Dispersión de la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.2s$ ) y de la deriva del techo.

## 5. FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

---

Las funciones de fragilidad representan la probabilidad de que un componente, grupo de componentes o un edificio en su totalidad alcance o supere un estado específico de daño, condicionado a un parámetro de demanda particular. Este enfoque probabilístico es fundamental para la evaluación del desempeño sísmico, ya que permite modelar el comportamiento de las estructuras frente a escenarios sísmicos diversos.

En este capítulo, el análisis se centra en el desarrollo y aplicación de funciones de fragilidad DS-IM específicas para muros delgados en concreto reforzado en Colombia. Estas funciones se definen como el producto probabilístico entre  $P(DS|EDP)$  y  $P(EDP|IM)$ , representando la probabilidad condicional de daño estructural en función de las medidas de intensidad sísmica.

- $P(DS|EDP)$ : Probabilidad condicional de exceder un estado de daño (DS) dado un parámetro de demanda estructural (EDP), como derivas máximas de techo (RDR).
- $P(EDP|IM)$ : Probabilidad condicional de un EDP dado un nivel de intensidad (IM), como aceleración espectral ( $S_a(T)$ ).

Este enfoque se alinea con el marco probabilístico del PEER-PBEE, empleando los siguientes pasos:

- **Evaluación de parámetros de demanda** (EDPs) mediante simulaciones estructurales avanzadas (ver sección 4.6).
- **Estimación de probabilidades condicionales** para cada EDP en función de los IMs seleccionados
- **Integración de estas probabilidades** para generar funciones DS-IM específicas para cada nivel de daño.

El desarrollo de funciones DS-IM en este trabajo considera edificaciones de muros delgados en concreto reforzado con alturas entre 4 y 30 pisos. Estas estructuras fueron modeladas y sometidas a simulaciones dinámicas no lineales utilizando conjuntos de movimientos sísmicos representativos de las zonas de amenaza sísmica en Colombia, cuya selección y características se describieron detalladamente en los capítulos anteriores, proporcionando así el contexto necesario para sustentar este análisis.

Para definir los estados de daño (DSs), se establecieron cuatro niveles de daño: leve, moderado, severo y colapso. Estos niveles se determinaron a partir de principios fundamentales basados en el comportamiento mecánico de los componentes estructurales (ver sección 5.2.2) y revisiones bibliográficas que analiza límites de daño definidos en estudios previos (ver sección 5.2.3).

## *CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

Los resultados obtenidos a partir de la integración de probabilidades EDP-IM y DS-EDP para generar funciones DS-IM se ajustan a una distribución lognormal. La estimación de las probabilidades de alcanzar cierto estado de daño (DS) sigue el método de la máxima verosimilitud, conforme a la metodología propuesta por Baker (2015).

En la metodología utilizada las funciones de fragilidad DS-IM permiten estimar el desempeño estructural en escenarios sísmicos específicos, mostrando su relación con medidas de intensidad como  $S_a(T)$ . Estas funciones se han utilizado de manera consistente en estudios previos de fragilidad para edificios de TLRCW en diferentes regiones sísmicas, como se evidencia en la Tabla 5-1, la cual resume estudios relevantes que permiten evidenciar la variedad de EDPs y estados límites de daño que se han utilizado con implicaciones en la predicción del desempeño sísmico.

**Tabla 5-1. Resumen de estudios previos sobre fragilidad**

<b>Autores</b>	<b>Localidad</b>	<b>Número de pisos</b>	<b>EDP</b>	<b>DS</b>	<b>Valores de Umbrales</b>
Rossetto & Elnashai, (2003)	Europa	< 3, 4-7, >8	SDR	SLGT, MOD, EXT, CMPLT	Propios
Pejovic & Jankovic, (2016)	Sur europeo, Mediterraneo	20, 30, 40	SDR	SLGT, MOD, EXT, CMPLT	HAZUS-MH
Magna-Verdugo et al., 2017	Santiago de Chile, Chile	20	1st-SDR	SLGT, MOD, EXT, CMPLT	HAZUS-MH
Villegas Rangel, 2019	Bogotá, Colombia	6 y 10	1st-SDR	IO, LS, CP	FEMA P-58
R. Hoult et al., 2019	Melbourne, Australia	2 hasta 12	Deformación unitaria	S, DC, CP	Propios
Ugalde et al., 2019	Chile	17 y 26	SDR	IO, LS, CP	ASCE 41-13
Cando et al., 2020	Chile	20	RDR	LS, CP	Gogus & Wallace 2015 y Propios
Arroyo et al., 2020	Bogotá, Colombia	6	SDR	SLGT, MOD, EXT, CMPLT	Propios
Araújo Rodríguez, 2021	Armenia, Colombia	5, 10 y 15	1st-SDR, RDR	SLGT, MOD, EXT, CMPLT	Propios
Echeverría et al. (2022)	Chile	11, 18 y 20	1st-SDR	IO, LS, CP	Propios

SLGT - Slight; MOD - Moderate; EXT - Extensive; CMPLT – Complete.

IO - Immediate Occupancy; LS - Life Safety; CP - Collapse Prevention

S - Serviceability; DC - Damage Control

Con base en la revisión de estudios previos, se analizó el desempeño sísmico de edificios en diversas localidades, abarcando un rango significativo de alturas y metodologías para la evaluación de fragilidad estructural. Los estudios incluyen edificios de 2 a 40 pisos, y emplean diversos parámetros de desempeño estructural (EDP) como el la deriva entre piso (SDR), la deformación unitaria y la deriva de techo (RDR). Los estados límite considerados incluyen clasificaciones estandarizadas como Leve (Slight, SLGT), Moderado (Moderate, MOD), Severo (Extensive, EXT) y Colapso (Collapse, CMPLT), así como niveles

## CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

específicos de desempeño estructural como Oculación Inmediata, (Immediate Occupancy, IO), Seguridad de la vida, (Life Safety, LS) y Prevención del colapso, (Collapse Prevention, CP).

Entre los métodos utilizados, destacan los sistemas basados en normas internacionales como HAZUS-MH, FEMA P-58 y ASCE 41-13. Estos estudios abarcan una amplia variedad de contextos geográficos, como el sur de Europa y el Mediterráneo (Pejovic & Jankovic, 2016), Santiago de Chile (Magna-Verdugo et al., 2017), British Columbia (Abraik & Youssef, 2018), Bogotá (Villegas Rangel, 2019; Arroyo et al., 2021), Melbourne (R. Houlton et al., 2019), y Armenia, Colombia (Araújo Rodríguez, 2021).

Los valores de umbrales adoptados y los enfoques de modelación numérica ofrecen una base robusta para comparar metodologías y resultados, enriqueciendo los datos disponibles para investigaciones futuras y promoviendo la implementación de demandas sísmicas específicas mediante niveles de intensidad, como la selección basada en  $S_a(T)$ . Esto subraya la importancia de considerar tanto los parámetros indicadores de daño como los estados límite definidos en los análisis no lineales para una evaluación más precisa y contextualizada del desempeño sísmico.

### 5.1. METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LAS FUNCIONES DE FRAGILIDAD

La estimación de funciones de fragilidad puede abordarse desde tres enfoques principales, según la fuente de los datos: el enfoque empírico, basado en observaciones obtenidas a través de pruebas de laboratorio o evidencias posteriores a eventos sísmicos; el enfoque analítico, que utiliza modelos estructurales sometidos a registros sísmicos o protocolos de carga; y el enfoque basado en opinión experta, fundamentado en el conocimiento y la experiencia de especialistas.

Porter et al. (2007) describen diversas estrategias para el desarrollo de funciones de fragilidad, adaptadas a diferentes condiciones experimentales y tipos de datos. En esta investigación, se prioriza el enfoque analítico, utilizando modelos estructurales y análisis de fallas para estimar los valores específicos de EDP relacionados con la fragilidad de componentes estructurales. En particular, se aplica el “Método D” descrito por Porter et al. (2007), con algunas adaptaciones para definir los valores DS-EDP que luego sirven como insumos para la estimación de funciones de fragilidad DS-IM de los edificios. Este enfoque se desarrolla en alineación con el marco metodológico del método PEER-PBEE, asegurando un fundamento riguroso para la evaluación estructural y sísmica.

#### 5.1.1. Implementación de Multiple-Stripe Analysis (MSA)

A partir de los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal, se emplea la metodología “Multiple-Stripe Analysis” (MSA). Este método permite analizar registros sísmicos escalados a niveles específicos de intensidad, ofreciendo una representación espectral más precisa y siendo menos exigente

computacionalmente que el Incremental Dynamic Analysis (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002, 2004). Su eficiencia se basa en el uso de técnicas de ajuste por máxima verosimilitud (MLE), como lo plantean Baker (2007, 2015). Además, MSA es compatible con los espectros condicionados (CSS) (Arteta & Abrahamson, 2019), lo que lo hace particularmente adecuado para estudiar la respuesta sísmica de edificios con muros delgados en concreto reforzado (TLRCW) bajo condiciones específicas, como se implementa en este trabajo.

### 5.1.2. Validación y Estimación de las Funciones de Fragilidad

La validación de las funciones de fragilidad se realiza mediante pruebas de bondad de ajuste, como la prueba de “*maximum likelihood*”, para verificar que las distribuciones asumidas se ajusten adecuadamente a los datos observados.

La estimación de los parámetros de fragilidad  $\{\theta, \beta\}$  se basa en máxima verosimilitud (MLE), particularmente eficaz cuando se asume una función de distribución acumulativa lognormal (CDF). Esta técnica se formaliza en la siguiente ecuación:

$$\{\theta, \beta\} = \underset{\theta, \beta}{\operatorname{argmax}} \sum_{i=1}^m [\ln(n_i z_i) + z_i \ln \Phi \left( \ln \left( \frac{\beta IM_i}{\theta} \right) \right) + (n_i - z_i) \ln \left( 1 - \Phi \left( \ln \left( \frac{\beta IM_i}{\theta} \right) \right) \right)] \quad (3)$$

Donde:

- $IM_i$  representa la medida de intensidad (IM) en el  $i$ -ésimo nivel de intensidad, dentro de los  $m$  niveles considerados.
- $z_i$  es el número de movimientos del suelo que superan el umbral de interés (por ejemplo, colapso) en ese nivel de intensidad.
- $n_i$  es el total de movimientos del suelo evaluados para el nivel  $i$ .

Como alternativa, el uso de regresión logística también ofrece una metodología consistente con los principios de máxima verosimilitud y es ampliamente utilizado en la estimación de parámetros de fragilidad. Este enfoque integrado garantiza la solidez y precisión de las funciones de fragilidad derivadas, aportando herramientas confiables para la evaluación estructural.

A continuación, se describe el proceso metodológico seguido en esta investigación para la estimación de funciones de fragilidad, detallando cada etapa clave de la implementación. Este enfoque sistemático asegura una integración precisa de los datos de respuesta estructural y las técnicas de ajuste estadístico, permitiendo

la obtención de funciones de fragilidad robustas y representativas. La metodología combina el uso del análisis Multiple-Stripe Analysis (MSA) con herramientas estadísticas avanzadas, como máxima verosimilitud y regresión logística, para abordar de manera integral las relaciones entre las intensidades sísmicas (IM) y los parámetros de desempeño estructural (EDP).

### ***Paso 1: Definición de Intervalos de Intensidad Sísmica (IM)***

Se emplea el método Multiple-Stripe Analysis (MSA) para dividir el rango de intensidades sísmicas (IM) en intervalos discretos, denominados "bins". Estos intervalos se definen en un espacio natural. Donde cada bin contiene valores de los Parámetros de Demanda Estructural (EDP) asociados a los niveles de IM correspondientes.

Es esencial que cada bin contenga una cantidad suficiente de datos para garantizar la significancia estadística de las estimaciones realizadas. Esto asegura que las distribuciones de probabilidad ajustadas, como  $f(\text{EDP}|\text{IM})$ , sean representativas y confiables. De acuerdo con estudios estadísticos previos, se considera que un tamaño mínimo de entre 20 y 30 datos por bin es adecuado para obtener estimaciones estables, aunque este valor puede variar según la dispersión y las características de los datos disponibles (Jalayer et al., 2017; Baker, 2015).

Cuando un bin no alcanza este umbral mínimo, los bins adyacentes pueden combinarse para aumentar el tamaño muestral y preservar la robustez de las distribuciones ajustadas. Este enfoque garantiza un equilibrio entre la granularidad del análisis y la estabilidad estadística, reduciendo la incertidumbre asociada a los parámetros calculados y fortaleciendo la calidad de las curvas de fragilidad generadas en etapas posteriores.

### ***Paso 2: Estimación de la Probabilidad Condicional***

Para cada nivel de intensidad sísmica  $im_i$ :

- Se ajusta una distribución de probabilidad (generalmente lognormal) que describe cómo se distribuyen los valores del EDP asociados a ese nivel de IM. La distribución lognormal es comúnmente utilizada para describir los valores del EDP asociados a un nivel de IM debido a su capacidad para representar variables positivas y asimétricas, características típicas de las respuestas estructurales.
- La función de densidad de probabilidad resultante  $f(\text{EDP}|\text{IM})$  permite calcular la probabilidad de observar un valor específico  $edp_j$  dado  $im_i$ , integrando en pequeños intervalos:

$$p(edp_j | IM = im_i) = \int_{edp_j}^{edp_j + \Delta edp} f(\text{EDP} | IM = im_i) d(\text{EDP}) \quad (4)$$

## CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

- Se recomienda representar gráficamente el ajuste de  $f(EDP|IM)$  sobre los datos observados para verificar su calidad y tendencias.

Este paso es crucial para obtener las probabilidades necesarias en la construcción de las funciones de fragilidad en las etapas posteriores.

### ***Paso 3: Construcción de los valores de Fragilidad $P(DS \geq ds | EDP)$***

Se definen los estados de daño (DS) en términos de respuestas estructurales, como la deriva máxima de techo ( $RDR_{max}$ ), y se asocian con valores específicos de EDP que representan diferentes condiciones del edificio (daño leve, moderado, severo o colapso). Cada arquetipo de edificio cuenta con valores predefinidos y únicos de  $DS_i$ , ajustados según su diseño estructural, materiales y características particulares.

A diferencia de un enfoque probabilístico, donde las funciones de fragilidad siguen típicamente una distribución lognormal definida por  $\theta$  (Mediana de EDP asociada al estado de daño específico) y  $\beta$  (Desviación estándar logarítmica que refleja la dispersión). En este caso, no se ajusta una distribución lognormal debido a las siguientes razones:

- ***Enfoque Determinista en el Diseño:*** Los valores de  $DS_i$  están predefinidos de manera determinística en función de las propiedades específicas de cada arquetipo. Esto elimina la necesidad de modelar una dispersión estadística, ya que las respuestas se asumen como representativas y únicas para el diseño.
- ***Limitaciones de Datos:*** No se dispone de suficiente información estadística o datos empíricos para realizar ajustes probabilísticos confiables, como sería necesario para estimar  $\beta$  y  $\theta$  en una distribución lognormal.
- ***Simplificación del Análisis:*** La definición directa de  $DS_i$  permite un cálculo más directo y específico, reduciendo la complejidad del modelo sin comprometer la relevancia del análisis para cada arquetipo estructural.

El resultado son valores de fragilidad determinísticas basadas en valores fijos de EDP asociados a cada estado de daño ( $DS_i$ ), que describen la probabilidad binaria de alcanzar o superar un estado de daño dado un valor de EDP. Aunque este enfoque limita la incorporación de incertidumbres inherentes al comportamiento estructural, ofrece una representación clara y directa para los arquetipos analizados.

### ***Paso 4: Estimación de las Funciones de Fragilidad $P(DS \geq ds | IM)$***

Se combina la información obtenida en los pasos anteriores para la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño (DS) dado un nivel de intensidad sísmica (IM) se calcula mediante el producto entre la

## CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

probabilidad determinística asociada a  $DS_i$  y la probabilidad condicional  $p(edp_j|imi)$ , obtenida de la distribución  $f(EDP|IM)$ .

El cálculo para cada nivel de intensidad sísmica ( $imi$ ) y cada estado de daño ( $ds$ ) se realiza según la fórmula:

$$P(DS \geq ds | IM = im_i) = \sum_j [P(DS \geq ds | EDP_j) p(EDP_j | IM = im_i)]$$

Dado que en este enfoque  $P(DS \geq ds | EDP)$  es un valor fijo para cada  $DS_i$  en lugar de una función de fragilidad probabilística, la operación no requiere una integración compleja (como en una convolución) y se simplifica al cálculo directo del producto.

Este procedimiento se repite para cada nivel de  $IM$ , generando una función de fragilidad  $P(DS \geq ds | IM)$  que describe la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño, basado en las características específicas del arquetipo estructural analizado y los valores determinísticos predefinidos para  $DS_i$ . Estas funciones describen la probabilidad de que un edificio alcance un estado de daño dado un nivel específico de intensidad sísmica.

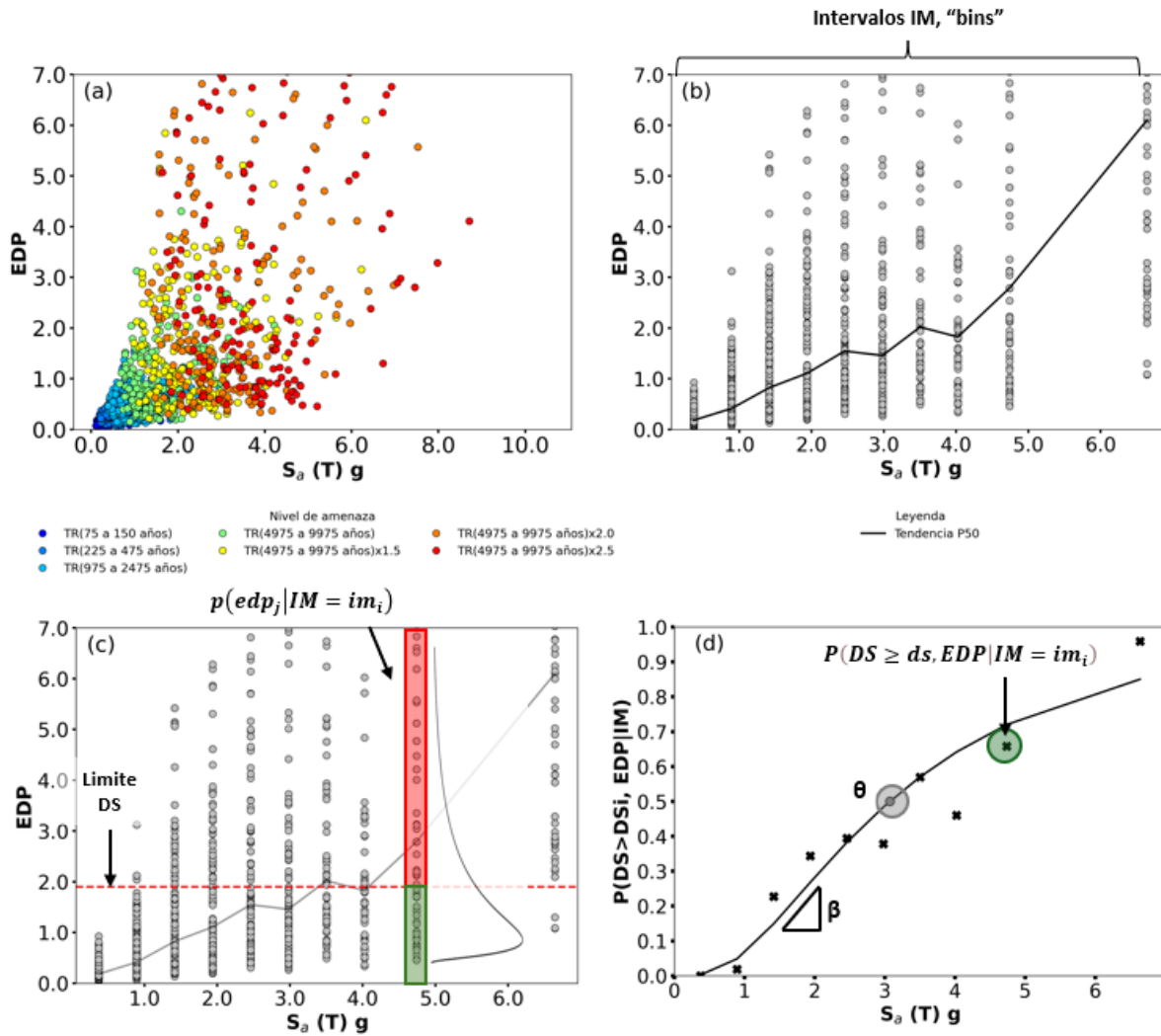


Figura 5-1. Esquema detallado del cálculo de curvas de fragilidad, donde (a) es EDP vs IM, (b) es el paso 1, (c) es el paso 2 y 3 y (d) es el paso 4.

## 5.2. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO

Los estados de daño son descripciones físicas del daño observadas en componentes estructurales o edificios en su conjunto. Estas descripciones se documentan durante evaluaciones posteriores a eventos sísmicos o mediante pruebas experimentales (Hoult et al., 2019). Diversos estudios han desarrollado curvas de fragilidad para muros de concreto reforzado (MCR) en diferentes regiones sísmicas, lo que ha permitido establecer parámetros clave para definir los estados de daño, basándose en indicadores globales, como la deriva máxima de techo (RDR) y la deriva de entrepiso (SDR), e indicadores locales, como la deformación unitaria y la curvatura de las secciones (Priestley et al., 2007).

## *CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

Los indicadores de daño en muros de concreto reforzado (MCR) se han definido en función de dos tipos principales de respuesta estructural: local y global, complementados con criterios adicionales basados en comportamientos específicos observados en estructuras.

### ***Respuesta Local***

La respuesta local se centra en las deformaciones de los materiales y las curvaturas de las secciones estructurales. Algunos de los enfoques destacados incluyen:

- Priestley et al. (2007), quienes establecen límites de deformación unitaria para concreto confinado y no confinado.
- Hoult et al. (2019), que adaptan estos límites para sistemas sin confinamiento adecuado, como los muros con malla electrosoldada, comúnmente usados en zonas de baja sismicidad en Colombia.
- Cando et al. (2020), que asocian el colapso estructural con fenómenos como la fractura o pandeo del acero y el aplastamiento del concreto.

### ***Respuesta Global***

La respuesta global considera parámetros como la deriva máxima de techo, la deriva de entrepiso y las aceleraciones de piso, que son indicadores ampliamente utilizados en evaluaciones estructurales. Entre los estudios relevantes se encuentran:

- Magna-Verdugo et al. (2017), que utilizan la deriva de entrepiso del primer nivel como indicador principal, siguiendo el enfoque del Manual HAZUS-MH.
- Araújo Rodríguez (2021), quien cuestiona el uso exclusivo de la deriva máxima de techo en edificios con muros delgados y propone la deriva tangencial como alternativa. Este indicador captura mejor la distribución de las demandas de daño y se correlaciona con la deriva de entrepiso del primer nivel bajo la suposición de cimentación rígida.

### ***Criterios Adicionales***

Otros factores que inciden en la evaluación del daño incluyen:

- Fatiga de bajo número de ciclos.
- Inestabilidad dinámica, definida como un aumento desproporcionado en los desplazamientos laterales del edificio frente a pequeños incrementos en la intensidad sísmica (Flores et al., 2021).

La selección de los estados límite de daño varía significativamente según los autores y la región estudiada. Documentos técnicos como ASCE 41-17, FEMA P-58 y HAZUS-MH 2.1 proponen valores genéricos basados en datos experimentales, principalmente de Estados Unidos, mientras que estudios como los de

## *CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

Rossetto & Elnashai (2003) y Pejovic & Jankovic (2016) ofrecen esquemas más detallados que relacionan parámetros de daño para distintas regiones sísmicas.

En Colombia, Arroyo et al. (2020) adaptan estos estados a sistemas de muros reforzados con barras dúctiles y muros con WWM (malla electrosoldada). Estos autores definen el estado de colapso como la incapacidad del edificio para soportar cargas gravitacionales, coincidiendo con investigaciones internacionales (Elnashai & Di Sarno, 2008).

La Tabla 5-2 presenta un resumen de los valores límite de daño asociados a la deriva de techo (RDR). Sin embargo, como se detalla en la Tabla 5-1, que sintetiza estudios previos, la mayoría de los valores reportados en la columna EDP están definidos en términos de la deriva máxima entre piso (SDR), mientras que algunos pocos utilizan la deriva del primer piso (1st-SDR). Para unificar estos datos y expresarlos en términos de RDR, se emplearon las relaciones entre los parámetros del estimador de daño descritas en la sección 8.3.4 de Vidales Herrera (2024), utilizando las siguientes ecuaciones:

$$RDR = 0.82 \cdot SDR \quad (5)$$

$$RDR = 2.89 \cdot SDR1 \quad (6)$$

De esta manera, la Tabla 5-2 se organiza en categorías comunes de daño: ligero, moderado, severo y colapso.

**Tabla 5-2.** Resumen de estados de daño y valores umbrales disponibles en la literatura para MCR en función de RDR (%).

Referencia	Ligero	Moderado	Severo	Prev. Colapso	Colapso
Chris D. Poland et al., (1995)	0.165	0.412	1.237	N/A	2.061
Rossetto & Elnashai, (2003)	0.289	0.594	1.270	2.110	2.556
Pejovic & Jankovic, (2016)	0.206	0.437	0.783	N/A	1.319
Magna-Verdugo et al. (2017)	0.165	0.346	0.956	N/A	2.473
Villegas Rangel (2019)	0.082	0.289	0.577	N/A	0.808
Cando et al. (2020)	N/A	0.800	N/A	N/A	N/A
Arroyo et al. (2020)	0.124	0.330	0.536	N/A	0.824
Araújo Rodríguez (2021)	0.250	0.500	1.000	N/A	1.500
Echeverría et al. (2022)	N/A	0.220	0.620	0.690	N/A
FEMA (2018b), P58 - T5.10	0.165	0.412	1.237	N/A	2.061
FEMA (2018b), P58 - T5.7	0.206	0.437	0.783	N/A	1.319

Los valores resumidos en la Tabla 3, evidencia mayor similitud en los niveles iniciales de daño (ligero y moderado), mientras que los niveles avanzados (severo y colapso) presentan una dispersión considerable. Esto sugiere que las definiciones de los estados críticos dependen fuertemente de las características locales y metodológicas. Esto subraya la necesidad de adaptar las definiciones a las particularidades de los sistemas constructivos y demandas sísmicas regionales, para garantizar evaluaciones más precisas y relevantes del desempeño estructural.

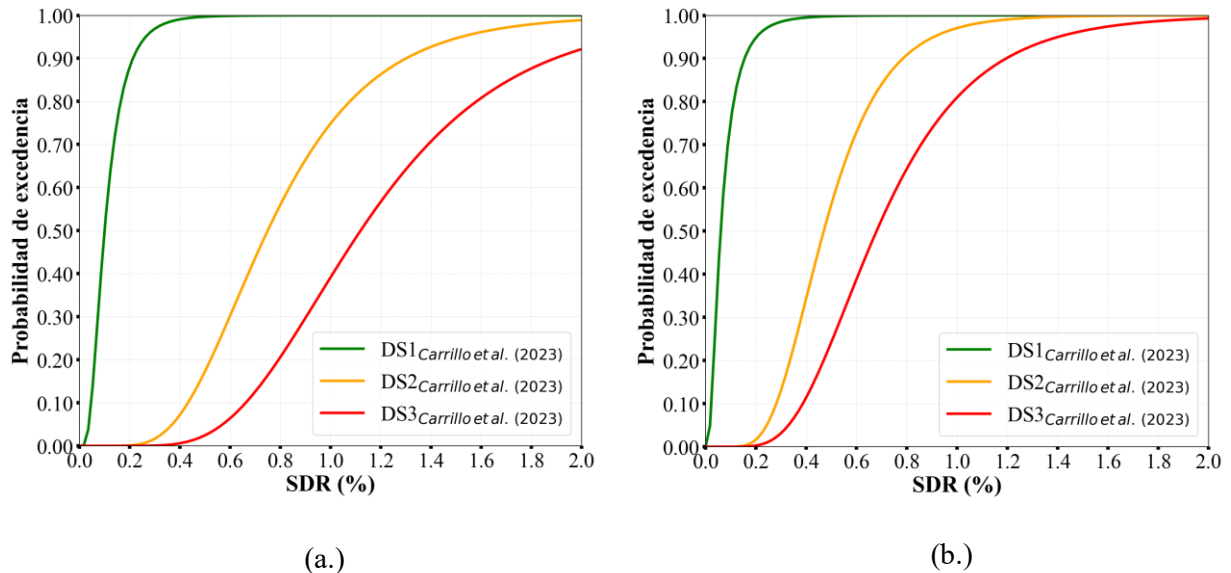
### 5.2.1. Evidencia Experimental

Carrillo & Rincón 2023, recopila ensayos experimentales clave para la definición de umbrales de daño en muros de concreto reforzado (MCR). Este trabajo identifica tres estados de daño principales:

- DS1 (Daño Ligero): Primera fisura o límite elástico en las curvas de histéresis.
- DS2 (Capacidad Máxima): Punto de resistencia máxima en las curvas.

- DS3 (Colapso): Pérdida del 20% de la capacidad máxima.

Las funciones de distribución acumulada lognormal, presentadas en la Figura 5-2 y elaboradas por Carrillo et al. (2023), resumen las medianas ( $\theta$ ) y dispersiones ( $\beta$ ) para cada estado, considerando como parámetro de demanda la deriva máxima de piso (SDR).



**Figura 5-2.** Funciones de distribución acumulada para los tres estados de daño definidas por Carrillo & Rincón 2023.

Adaptada del reporte MNRS No. 000-2023

La revisión de la tabla 4 del informe MNRS No. 000-2023 evidencia que un alto porcentaje de los muros en la base de datos experimental son de sección rectangular. Aunque algunos muros en forma de "T" están reportados en la literatura (Almeida et al., 2017; Blandón et al., 2018; Blandón & Bonett, 2020), no se incluyen configuraciones irregulares como muros en "I", "E", "H" o "C", presentes en los arquetipos analizados en este trabajo.

La base de datos experimental incluye principalmente muros de sección rectangular, con relaciones de aspecto ( $M/Vlw$ ) entre 1 y 2 y relaciones de carga axial (ALR) de 0% a 5%. Sin embargo, los arquetipos de este estudio presentan características geométricas y de carga significativamente diferentes:

- Relaciones de aspecto entre 4 y 12.5.
- ALR de 5.5% en edificios bajos, 12.5% en edificios medianos y 18% en edificios altos.

Dado que los muros de los arquetipos presentan configuraciones geométricas y condiciones de carga diferentes a los ensayos experimentalmente, fue necesario ajustar los umbrales de daño. Aunque los resultados experimentales sirvieron como referencia inicial, se desarrolló un procedimiento específico para

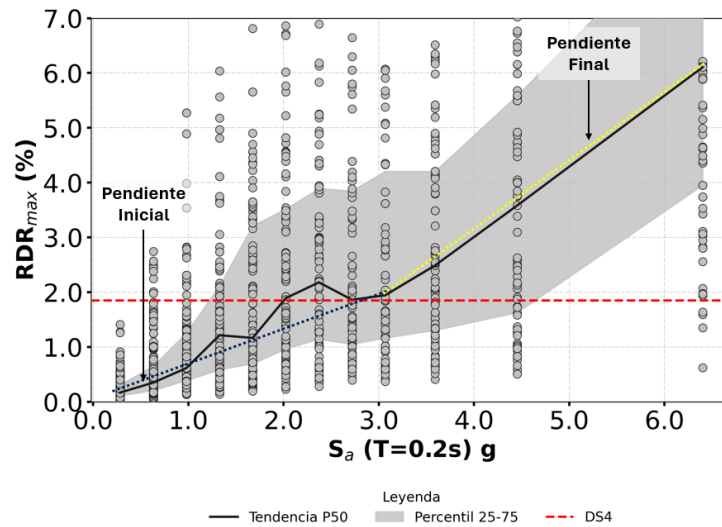
adaptar estos umbrales a las características únicas de los arquetipos, garantizando evaluaciones de daño precisas y alineadas con las condiciones sísmicas del territorio colombiano. Este procedimiento se describe detalladamente en Arroyo et al. (2024).

### **5.2.2. Bineado y definición de prevención de colapso numérico (DS4)**

El bineado de datos es un proceso fundamental para relacionar las medidas de intensidad sísmica (IM) con la probabilidad de excedencia de un límite de daño, y permite organizar y analizar los resultados obtenidos en los análisis cronológicos no lineales. Este método guarda similitudes con el bineado utilizado en la construcción de histogramas en el análisis estadístico, ya que agrupa los datos en intervalos (bins) que facilitan su interpretación y análisis probabilístico.

Para este estudio, el bineado de los registros sísmicos y sus respuestas asociadas se implementó utilizando la regla de Freedman-Diaconis, que permite definir los intervalos óptimos basados en la distribución de los valores de respuesta espectral ( $S_a$ ). Este enfoque asegura una clasificación estructurada y balanceada de las intensidades sísmicas en categorías específicas, y se utiliza tanto para seleccionar registros representativos como para procesar las respuestas obtenidas en el análisis cronológico. En cada bin, se seleccionaron registros sísmicos representativos de forma aleatoria o basándose en criterios como el contenido frecuencial (e.g., transformada de Fourier), lo que garantiza que diferentes niveles de intensidad sísmica estén adecuadamente representados en el análisis.

La Figura 5-3a, ilustra el proceso de bineado aplicado a uno de los arquetipos de edificios. En esta figura, cada grupo de datos (representados por puntos grises) corresponde a un bin. Los puntos grises muestran los valores de los parámetros de demanda de ingeniería (EDP), como la deriva de techo (RDR), obtenidos para los registros sísmicos asociados al arquetipo. La línea y el relleno superpuesto representan las tendencias en la mediana (P50) y los percentiles 15 (P15) y 85 (P85) dentro de cada bin. Este proceso permite derivar, para cada bin, una distribución de probabilidad de las demandas sísmicas, (ver Figura 5-3b), lo cual es esencial para calcular la probabilidad de excedencia de valores límite.



**Figura 5-3.** Definición del umbral del colapso con base en el bineado para el edificio 0056-TLRCW-ARM-05-T de 5 pisos ubicado en Armenia.

En el presente estudio, el umbral de colapso, definido como el estado de daño DS4, se determinó a partir de los resultados del análisis no lineal y el proceso de bineado de datos, que organiza los valores del parámetro de demanda de ingeniería (EDP) en función de la intensidad sísmica (IM). Este umbral marca el punto a partir del cual los muros delgados de concreto reforzado (TLRCW) de los arquetipos alcanzan un nivel de daño significativo, asociado al límite de colapso.

La metodología para establecer el umbral DS4 integra aspectos estadísticos y comportamentales, garantizando un enfoque robusto y fundamentado para evaluar la fragilidad sísmica de los arquetipos. En particular, se implementaron los siguientes pasos.

#### ***Análisis de las pendientes de las curvas EDP-IM***

Para este análisis, se trazaron dos pendientes en las curvas EDP-IM (ver Figura 5-3):

- Pendiente inicial (línea azul): Representa los bins correspondientes a demandas estructurales en rangos bajos de intensidad sísmica, donde el sistema se comporta de forma predominantemente elástica.
- Pendiente final (línea amarilla): Refleja los bins asociados a mayores niveles de demanda estructural, indicando un cambio en el comportamiento hacia el rango inelástico avanzado.

La intersección de estas dos pendientes se define como el umbral DS4. Este punto permitió identificar un cambio abrupto en la pendiente.

***Interpretación del colapso en sistemas de muros delgados***

En este trabajo, el colapso en sistemas de muros delgados se ha definido a partir de la observación en un cambio significativo en las curvas EDP-IM, momento en el que los muros alcanzan su capacidad máxima de deformación y el sistema entra en un estado crítico. Este cambio se relaciona directamente con el umbral DS4, adoptando como indicador de prevención de colapso, al combinar la evidencia estadística de las pendientes con el comportamiento estructural observado.

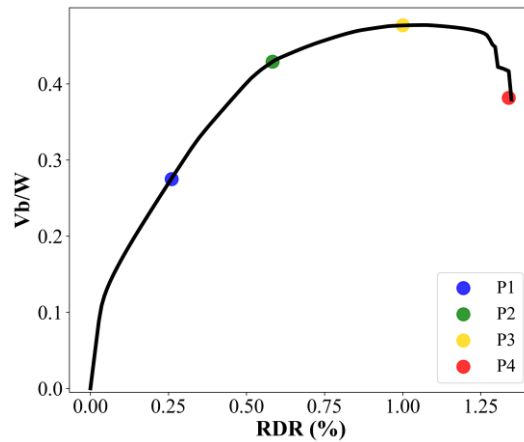
Es importante señalar que esta definición de colapso responde a la metodología aplicada y no representa necesariamente la única manera de conceptualizar la pérdida de capacidad en sistemas de muros delgados. Se requiere más investigación para profundizar en este fenómeno y explorar otras posibles definiciones o correlaciones.

**5.2.3. Umbrales de daño ligero (DS1), moderado (DS2) y extensivo (DS3)**

Para definir los estados de daño ligero (DS1), moderado (DS2) y extensivo (DS3) se desarrolló un procedimiento que utiliza los resultados del análisis estático no lineal y del análisis cronológico no lineal. Inicialmente, se identificaron para cada uno de los arquetipos cuatro puntos de control sobre la curva de capacidad a partir de las deformaciones unitarias de los materiales, tal y como se describe a continuación:

- P1: punto medio entre el primer agrietamiento a tracción y la primera fluencia de la fibra a tracción del muro que condiciona el comportamiento del edificio.
- P2: se ha presentado al menos la fluencia en la fibra crítica de cada uno de los muros.
- P3: se ha presentado la primera fractura del refuerzo.
- P4: pérdida del 20% de la capacidad luego del punto máximo.

En la Figura 5-4 se ilustra el esquema de referencia de estos puntos de control sobre la curva de capacidad obtenida del análisis PushOver. Este esquema facilita la interpretación de las fases de daño a lo largo de la respuesta estructural no lineal, de acuerdo con lo descrito en la sección 4.4.



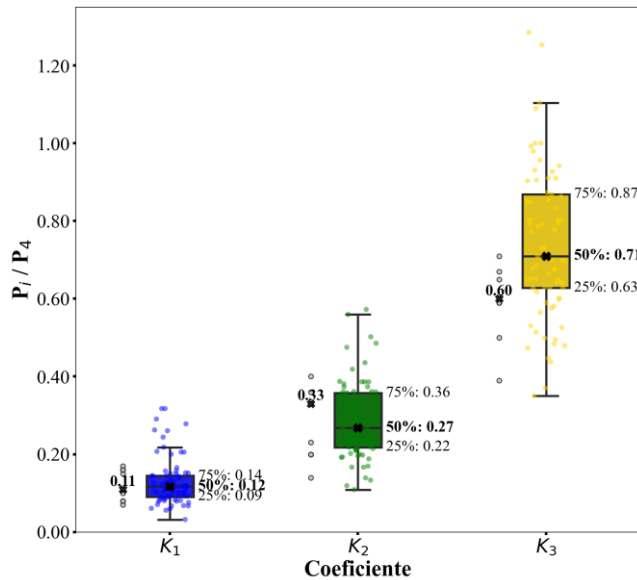
**Figura 5-4.** Esquema de referencia de los puntos de control sobre el PushOver.

Se definieron tres parámetros  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$  calculados a partir de los resultados del análisis PushOver. Estos tres parámetros relacionan la deriva de techo para los puntos de control  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  con respecto a la deriva de techo asociada al punto  $P_4$ , esto es:

$$K_i = \frac{RDR_{P_i}}{RDR_{P_4}}$$

Donde,  $i$  es el subíndice del parámetro que va de 1 a 3.

La Figura 5-5, muestra la relación entre los puntos de control definidos en la curva de capacidad ( $P_i$ ) y el límite de “colapso” ( $P_4$ ) para diferentes coeficientes estructurales ( $K_1$ ,  $K_2$ , y  $K_3$ ).



**Figura 5-5.** Distribución de los coeficientes  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$ .

## CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

Los valores de  $P_i/P_4$  para  $K_1$  presentan las relaciones más bajas, con una mediana de aproximadamente 0.10, lo que sugiere que los puntos de control de este grupo están distantes del colapso. Esto es consistente con un comportamiento estructural más rígido, donde las demandas estructurales asociadas a los estados de daño están limitadas y no se aproximan rápidamente al estado cercano al colapso. Para  $K_2$ , la mediana es cercana a 0.40, indicando un comportamiento intermedio. Por último, el coeficiente  $K_3$  presenta las relaciones más altas, con una mediana alrededor de 0.80 y un rango de valores que alcanzan casi 1.0, indicando que los puntos de control están muy próximos al colapso. Esto sugiere que esta configuración estructural es la más crítica, con mayor susceptibilidad a alcanzar el estado límite de colapso, ya que refleja desde los resultados del PushOver, la pérdida sustancial de la capacidad de carga.

A modo de comparación, la Figura 5-5 resume los coeficientes  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$  obtenidos en este estudio frente a los límites considerados por otros autores. En este análisis, las medidas de intensidad utilizadas son la deriva máxima de techo (RDR) y la deriva máxima de piso (SDR), parámetros clave para la evaluación de daño estructural.

Las medianas de los coeficientes obtenidos en los estudios previamente referenciados en la Tabla 5-2 son:

- $K_1 = 0.11$ : Representa el estado de daño ligero y muestra coherencia con el límite DS1 obtenido en este estudio.
- $K_2 = 0.33$ : Corresponde al estado de daño moderado, cercano a DS2, definido como la capacidad máxima estructural.
- $K_3 = 0.60$ : Indica el estado severo, que en estudios previos está más alejado del colapso.

En este estudio, los valores obtenidos son:

$$K_1 = 0.12, K_2 = 0.27, \text{ y } K_3 = 0.71.$$

La mayor diferencia se encuentra en el coeficiente  $K_3$ , que en el presente trabajo es 0.71, en comparación con el valor 0.60 reportado por otros autores. Esto indica que el estado de daño severo (DS<sub>3</sub>) está más próximo al umbral de colapso (DS<sub>4</sub>) para los arquetipos analizados.

Esta discrepancia puede atribuirse a las particularidades de los arquetipos estudiados, tanto en términos de materialidad como de comportamiento no lineal. Muchos de los edificios analizados están construidos con muros de concreto reforzado utilizando malla electrosoldada, la cual presenta una ductilidad limitada. Además, estos arquetipos muestran un comportamiento caracterizado por fallas súbitas una vez alcanzada la resistencia máxima, lo que limita la capacidad de redistribución de esfuerzos dentro del sistema estructural. Este comportamiento incrementa la proximidad entre el daño severo y el colapso, reflejando un desempeño estructural más crítico frente a eventos sísmicos.

### 5.3. RESULTADOS DE LA FRAGILIDAD

La estimación de las curvas de fragilidad constituye un paso clave para evaluar el comportamiento sísmico de los muros delgados en concreto reforzado. A partir del diagrama de flujo descrito en la Figura 5-6, se sintetizan los procedimientos implementados, proporcionando una visión general del enfoque metodológico adoptado en esta investigación. Este esquema resume los elementos más relevantes para la construcción de las curvas, facilitando una interpretación integral de los resultados.

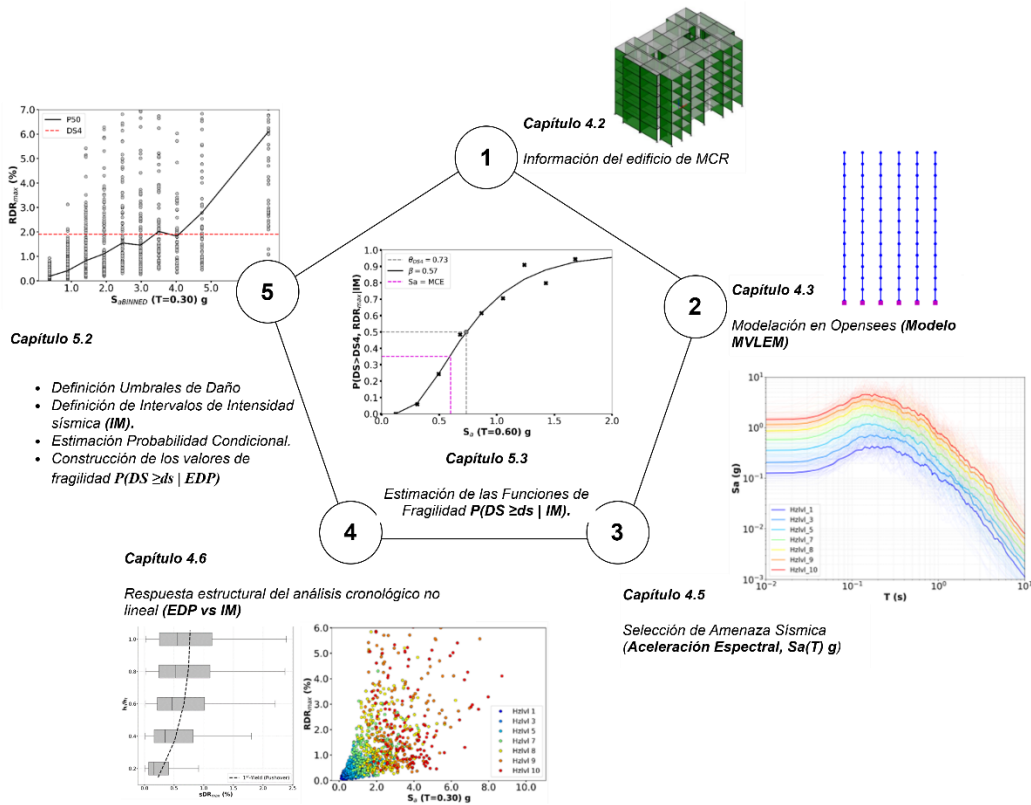


Figura 5-6. Diagrama de flujo para la generación de funciones de fragilidad.

En esta sección se presentan los parámetros correspondientes a las curvas de fragilidad de los TLRCW en edificios residenciales colombianos. La Figura 5-7 muestra las curvas de fragilidad para un ejemplo de arquetipo. Los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  tienen un significado gráfico en las curvas de fragilidad, como se muestra en la Figura 3.2.

- $\theta$  (mediana): Representa el valor de demanda para el cual la probabilidad de alcanzar o superar un estado límite específico es del 50%. En la curva de fragilidad ilustrada, esta probabilidad del 50% se alcanza cuando  $S_a(T1) = 0.16$  g (Leve, línea verde), 0.34 g (Moderado, línea amarilla), 0.82 g (Severo, línea naranja) y 1.11 g (Colapso, línea roja).

CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

- $\beta$  (desviación estándar logarítmica): Controla la pendiente de la curva. Valores altos generan curvas más planas y dispersas, mientras que valores bajos producen curvas más empinadas y precisas, reflejando un rango más estrecho de demanda para el estado de daño,  $\beta = 0.43$  g (Leve, línea verde),  $0.45$  g (Moderado, línea amarilla),  $0.60$  g (Severo, línea naranja) y  $0.62$  g (Colapso, línea roja).

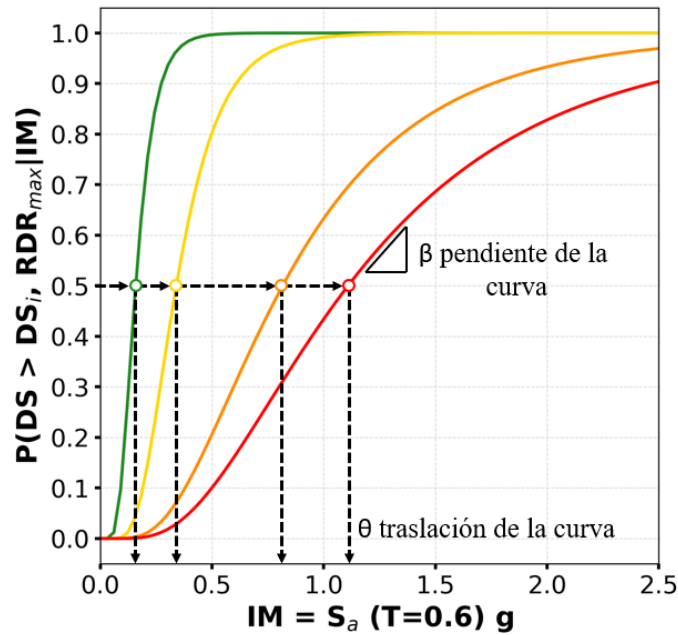
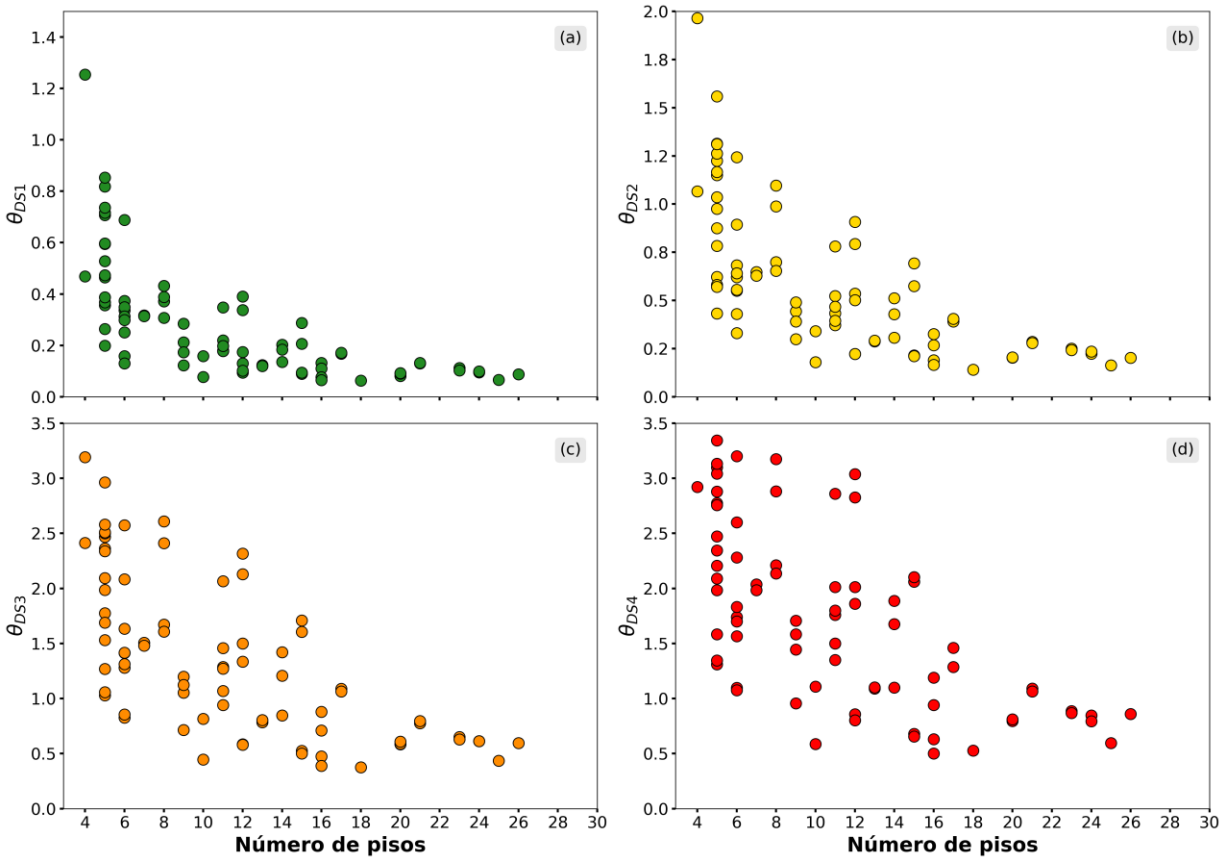


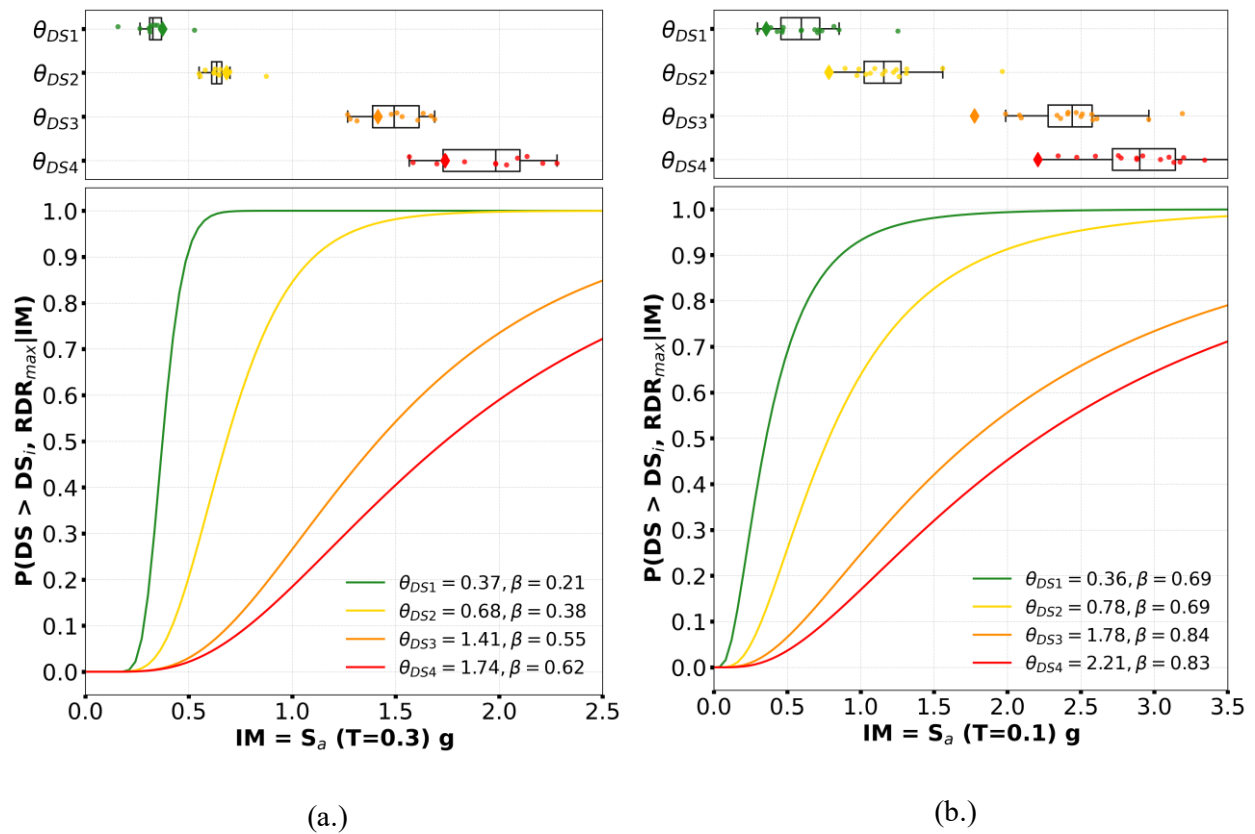
Figura 5-7. Curvas de fragilidad lognormal: explicación de los parámetros clave.

La Figura 5-8 presenta los valores medianos ( $\theta$  dsi) para cada arquetipo, clasificados por la altura del edificio (número de pisos). Los resultados evidencian variaciones significativas en los valores medianos entre arquetipos con el mismo número de pisos, subrayando la necesidad de un análisis más detallado.



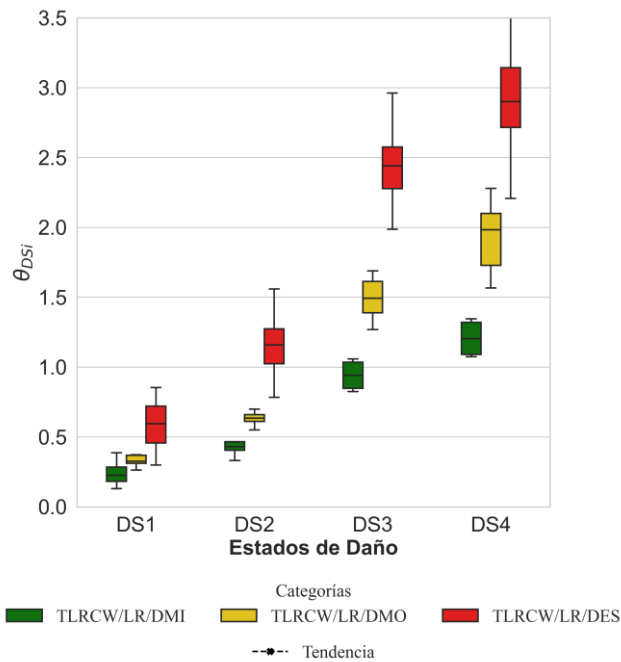
**Figura 5-8.** Variación de  $\Theta_{ds4}$  de la función de fragilidad por número de pisos.

Los resultados de fragilidad reportados en la Figura 5-8 se organizan por tipologías y se comparan dentro de sus respectivas taxonomías, según lo explicado en la sección 4.2.2. Un ejemplo ilustrativo se encuentra en la Figura 5-9, donde se muestran las curvas de fragilidad de los arquetipos que hacen parte de las taxonomías CR/TLRCW/DMO/LR y CR/TLRCW/DES/LR agrupadas en diagramas de caja y bigotes, (a.) y (b.) respectivamente. Las funciones de fragilidad se agruparon utilizando seis IMs diferentes:  $S_a(T=0.1s)$ ,  $S_a(T=0.3s)$ ,  $S_a(T=0.6s)$ ,  $S_a(T=1.0s)$ ,  $S_a(T=1.5s)$  y  $S_a(T=2.0s)$ , que representan los grupos de IMs seleccionados a partir de la muestra de arquetipos. En total, este análisis abarca 77 curvas de fragilidad, cada una asociada a cuatro estados de daño. Los parámetros específicos de cada arquetipo se detallan en el **Apéndice A: Parámetros de Fragilidad**.



**Figura 5-9.** Curvas de fragilidad del arquetipo (curvas solidas) y taxonomía (diagrama caja y bigotes) para (a.) 0042-MCR-BGT-06P-L (DMO/LR) y (b.) 0056-MCR-ARM-05P-T (DES/LR).

A modo de comparación se presenta en la Figura 5-10 la relación entre los estados de daño ( $DS_i$ ) y los valores de  $\theta_{DSi}$  para diferentes categorías de disipación de energía (DMI, DMO y DES) para edificios Bajos (LR), donde se puede observar las siguientes tendencias, las curvas **DES** (línea roja) muestran consistentemente valores de  $\theta_{DSi}$  más altos en comparación con **DMO** (línea amarilla) y **DMI** (línea verde) para todos los estados de daño. Esto sugiere que las curvas DES son más frágiles en términos de desempeño, ya que presenta mayores valores de deformación asociada a cada estado de daño, lo cual es coherente con lo observado en la Figura 5-9b.



**Figura 5-10.** Comparación entre valores medianos ( $\theta_{dsi}$ ) por categoría de disipación de energía.

Para tener un punto de referencia de los valores de los parámetros obtenidos para las curvas de fragilidad, este estudio presenta comparaciones con algunas curvas de fragilidad que se encuentran en la literatura. Para ello, se consideraron algunos de los estudios previamente presentados en la Tabla 5-1 y se complementaron con estudios en donde se calculan curvas de fragilidad a nivel regional (Villar-Vega et al., 2017) y global (Martins & Silva, 2021), conviene mencionar que estos últimos estudios realizaron análisis históricos no lineales en osciladores equivalentes de un grado de libertad (SDOF) y usaron un extenso conjunto de registros de movimiento del suelo de diversos entornos tectónicos.

El estudio de Martins y Silva (2021) fue considerado debido a que presenta curvas de fragilidad analíticas para edificaciones típicas a nivel global, incluidas aquellas ubicadas en Colombia y construidas con muros de concreto reforzado (MCR). Estas edificaciones se clasifican según su nivel de ductilidad: baja (DUL), característica de construcciones informales o edificaciones anteriores a 1960 en zonas de bajo riesgo sísmico; moderada (DUM), propia de diseños que incorporaron ciertas provisiones sísmicas entre las décadas de 1970 y 1990; y alta (DUH), asociada a estructuras diseñadas bajo normativas modernas desde finales de los años 1990. Esta clasificación permite realizar comparaciones según el nivel de diseño sísmico, categorizado como DMI, DMO y DES.

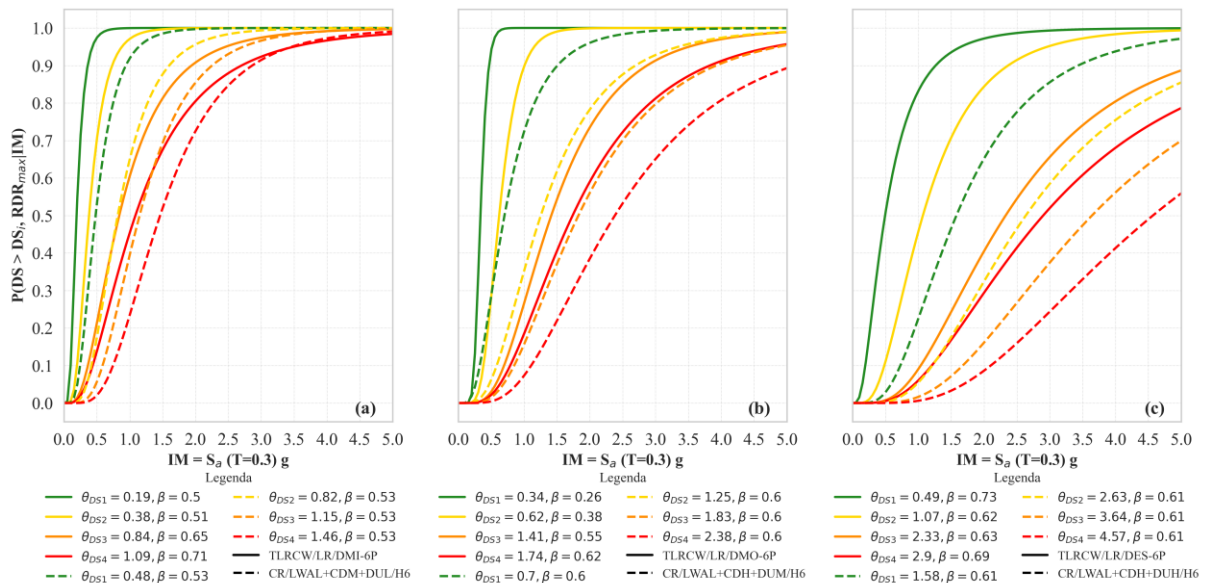
Es importante señalar que los niveles de ductilidad definidos por Martins y Silva no son directamente comparables con los establecidos en el código NSR-10, debido a diferencias en la asignación de categorías y a que la clasificación del estudio se realizó después de la publicación del NSR-10. Sin embargo, la

CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

comparación se incluye para ofrecer una perspectiva general sobre el comportamiento relativo de estas edificaciones en función del nivel mínimo de detalle considerado.

Para realizar la comparación entre los resultados de este estudio y los de Martins y Silva, se determinó un valor agrupado para cada número de pisos por taxonomía, calculado a partir de la mediana de los parámetros de fragilidad correspondientes a cada estado de daño. Esta metodología permitió una evaluación más consistente y representativa de las diferencias en el comportamiento estructural entre ambos estudios.

La Figura 5-11, ilustra la comparación de arquetipos de muros delgados en concreto reforzado (TLRCW) de 6 pisos, evaluados con diferentes niveles de detalle sísmico y ductilidad mediante la medida de intensidad  $S_a(0.30s)$ . Las líneas sólidas corresponden a las curvas desarrolladas en este estudio, mientras que las líneas punteadas representan los resultados de Martins y Silva (2021).



**Figura 5-11.** Comparación de curvas de fragilidad estimadas en Martins & Silva para arquetipos de 6 pisos con medida de intensidad de  $S_a(0.30s)$ , (a) TLRCW/LR/DMI-6P, (b) TLRCW/LR/DMO-6P y (c) TLRCW/LR/DES-6P

Las curvas de fragilidad desarrolladas en este estudio muestran mayores probabilidades de excedencia (POE) en comparación con las reportadas por Martins & Silva (2021), evidenciando una fragilidad sísmica más acentuada en los TLRCW colombianos. En edificaciones con ductilidad baja y moderada (DMI y DMO), la POE correspondiente al estado de colapso (DS4) en nuestro estudio equivale al estado de daño severo definido por Martins & Silva, lo que indica una mayor susceptibilidad de estas estructuras. Además, en edificaciones con ductilidad especial (DES), las POE asociadas a los estados de daño son significativamente superiores incluso ante intensidades sísmicas más bajas, donde nuestro modelo clasifica

## CAPÍTULO 5 - FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

estos daños como severos, en contraste con el estado moderado establecido por Martins & Silva. Esta diferencia subraya que nuestro modelo predice un comportamiento estructural más frágil, atribuible a diferencias en la modelación numérica (MDOF vs. SDOF), así como en las medidas de intensidad y los parámetros de demanda de ingeniería utilizados.

En la Tabla 10-4 del **Apéndice A**, se presentan los parámetros de las curvas de fragilidad de la literatura que son comparables con el conjunto de resultados.

En este contexto, se puede resaltar el análisis utilizado en el estudio de Vidales Herrera (2024) en "*Seismic-Structural Analysis Platform for Concrete Wall Buildings*" que sirvió como complemento para entender los resultados de fragilidad presentados en este documento. Dicho estudio emplea indicadores clave como los desplazamientos entre pisos, el desplazamiento del techo y el esfuerzo cortante en la base para evaluar el desempeño sísmico de edificios de muros delgados en concreto reforzado (TLRCW). Estas métricas permiten caracterizar la respuesta estructural frente a demandas sísmicas severas, como las asociadas a escenarios de terremotos máximos considerados (MCE). Además, la clasificación de los edificios según el índice de rigidez y nivel de detalle estructural, tal como se establece en las normativas colombianas, refuerza la relevancia de estos parámetros para interpretar las diferencias en fragilidad observadas entre arquetipos.

Este enfoque no solo amplía la comprensión del comportamiento estructural, sino que también contribuye al diseño de estrategias de mitigación de riesgos más efectivas en edificaciones de baja y mediana altura.

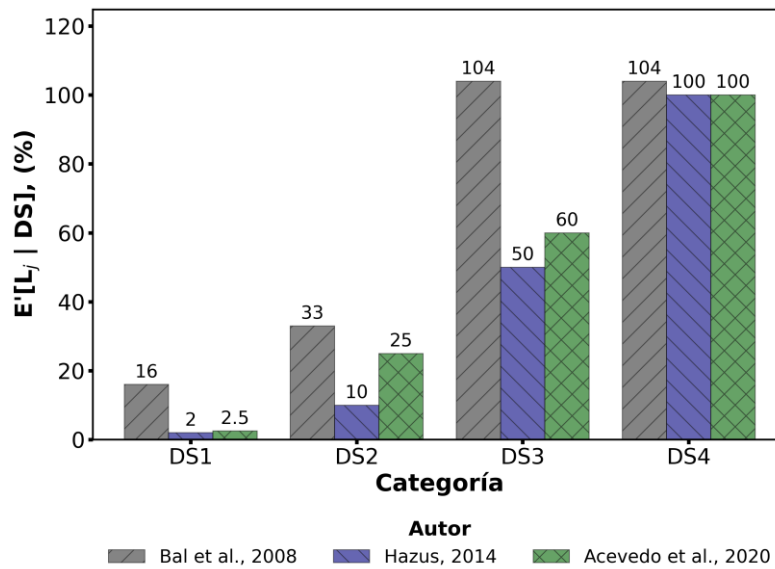
## **6. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA**

---

Las funciones de vulnerabilidad describen la probabilidad de pérdidas, ya sean económicas o sociales, dado un nivel de intensidad sísmica. Existen diversos métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica, los cuales se pueden dividir en dos grandes grupos: a) empíricos y b) analíticos (Kassem et al., 2020). La evaluación empírica se basa en el análisis cuantitativo o cualitativo de los datos recolectados de daños posteriores a un evento sísmico. Las funciones empíricas de vulnerabilidad pueden construirse a partir de observaciones de daños y pérdidas en los lugares afectados después del sismo. El principal problema de los estudios empíricos es que suelen basarse en datos limitados de daños observados en el terreno, cubriendo un rango limitado de magnitudes o intensidades sísmicas. Estos métodos se limitan a la localidad donde ocurrió el terremoto y el resultado depende en gran medida del juicio de los expertos. Por otro lado, el enfoque analítico se basa en el cálculo de la respuesta de un edificio utilizando técnicas de análisis estructural y herramientas numéricas, como análisis estáticos y dinámicos lineales o no lineales (Ramírez & Miranda, 2009; Shahnazaryan et al., 2021; Shome et al., 2015; Yamin et al., 2017). La fiabilidad de los resultados se ve afectada por la disponibilidad de datos específicos que caractericen el comportamiento estructural de la tipología evaluada o del edificio. También depende de las herramientas numéricas disponibles y de la capacidad del evaluador para interpretar los resultados. Los procedimientos asociados a estos métodos analíticos se recomiendan especialmente para evaluar edificios individuales o conjuntos de edificios con tipologías similares (Kassem et al., 2020).

En los últimos años, el enfoque analítico ha predominado debido a la disponibilidad de datos y recursos que permiten obtener estimaciones precisas de pérdidas relacionadas con la vulnerabilidad sísmica (Yamin et al., 2017). En esta investigación, se optó por emplear dos metodologías de enfoque analítico: La metodología simplificada y la metodología por componentes, desarrolladas por Ramírez y Miranda (2009), ambas metodologías se alinean plenamente con el marco metodológico establecido por el método PEER-PBEE. Esta elección responde a la necesidad de calcular pérdidas esperadas combinando métodos simples y detallados.

La metodología simplificada resulta adecuada cuando se dispone de curvas de fragilidad y modelos de consecuencia que establecen la relación entre el daño y los costos asociados, como el costo de reparación respecto al costo de reacondicionamiento y sustitución. Estos modelos, construidos a partir de eventos sísmicos que han generado daños significativos a nivel mundial (Bal et al., 2008; Hazus, 2014; Acevedo et al., 2020), permiten una aplicación eficiente de la metodología simplificada para estimar las pérdidas esperadas.



**Figura 6-1.** Modelos de consecuencia usados para análisis de vulnerabilidad sísmica.

En la Figura 6-1, se muestra una comparación de los coeficientes de pérdidas económicas ( $E[L]$ ) para diferentes estados de daño (DS1 a DS4) según tres estudios: Bal et al. (2008), Hazus (2014) y Acevedo et al. (2020). Se observa que en los primeros dos estados de daño (DS1 y DS2) las pérdidas esperadas varían significativamente entre los estudios, siendo Bal et al. (2008) el que presenta mayores porcentajes en comparación con Hazus y Acevedo. En DS3 y DS4, las pérdidas aumentan considerablemente, con Bal et al. (2008) superando el 100% en DS3, lo que sugiere costos adicionales más allá del valor estructural. A pesar de estas discrepancias, todos los estudios coinciden en pérdidas totales cercanas al 100% en DS4 (colapso). Según Martins et al. (2016), el modelo de consecuencia es una de las mayores fuentes de incertidumbre dentro de una evaluación analítica de la vulnerabilidad.

Por otra parte, la metodología de estimación de pérdidas basada en componentes por piso propuesta por Ramirez & Miranda (2009) es más independiente del modelo de fragilidad y se basa en relacionar directamente los parámetros de demanda ingenieril (EDPs) con las pérdidas económicas. Esta alternativa requiere un inventario detallado del edificio, basado en suposiciones sobre su ocupación y sistema estructural. Esto implica una gran demanda en el seguimiento de datos, como la cantidad y ubicación de los parámetros de respuesta, el número de componentes del edificio y los estados de daño correspondientes. En síntesis, el proceso de estimación de pérdidas utilizando esta metodología puede consumir más tiempo y tener un costo computacional más alto que el método simplificado.

A continuación, se presentará el desarrollo de cada metodología para estimar las pérdidas esperadas de cada arquetipo y posteriormente se presentará un análisis comparativo entre ellas con el fin de determinar las curvas que describan la vulnerabilidad de las edificaciones de muros en CR.

## 6.1. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DE UNA EDIFICACIÓN BASADA EN CURVAS DE FRAGILIDAD

La metodología simplificada utilizó un enfoque analítico en donde se calcularon curvas de fragilidad para los arquetipos seleccionados, a partir de análisis cronológicos no lineales con registros sísmicos consistentes con la amenaza sísmica del país. Estas funciones de fragilidad fueron utilizadas para calcular las funciones de vulnerabilidad, considerando que estas últimas definen una distribución probabilística de la relación de pérdidas condicionadas a un nivel de intensidad del terreno.

El modelo de consecuencias se definió considerando el estudio presentado por Acevedo et al. (2020) por tratarse de coeficientes para tipologías constructivas existentes para Colombia. A su vez, estos valores representan la mediana de los tres estudios considerados. En la Tabla 6-1, se presentan el Índice de pérdida esperada para los cuatro estados de daño.

**Tabla 6-1.** Modelo de daño a perdidas usado para cálculo de funciones de vulnerabilidad.

Estados de daño	DS1	DS2	DS3	DS4
Índice de pérdida esperada, E[LR]	0.025	0.25	0.60	1.00

### 6.1.1. Función de vulnerabilidad y resultados

Las pérdidas económicas esperadas se calcularon a través de la Ec.(7), la cual usa un modelo de daño y de pérdidas.

$$E[LR|IM] = \sum_{i=1}^{nDS} (P[DS = ds_i|IM] * E[LR_i]) \quad (7)$$

Donde  $P[DS=ds_i|IM]$  es la probabilidad de ocurrencia de un estado de daño ( $ds_i$ ) dado un IM, esta probabilidad se calculó con las funciones de fragilidad de acuerdo con lo presentado en la sección 5 y  $E[LR_i]$  es el coeficiente de pérdida esperada por estado de daño ( $ds_i$ ) presentado en la Tabla 6-1.

Con base en lo anterior, se calculó la probabilidad de ocurrencia de cada DS para cada edificio y se multiplicó por el coeficiente de daños respectivo, obteniendo así un coeficiente de pérdidas para cada nivel de medida de intensidad. La Figura 6-2 muestra el resultado obtenido para un arquetipo de un edificio de 6 pisos localizado en la ciudad de Bogotá (0041-MCR-BGT-06P) y otros dos arquetipos de 11 (0230-MCR-MED-11P) y 21 pisos (0029-MCR-MED-21P) localizados en la ciudad de Medellín.

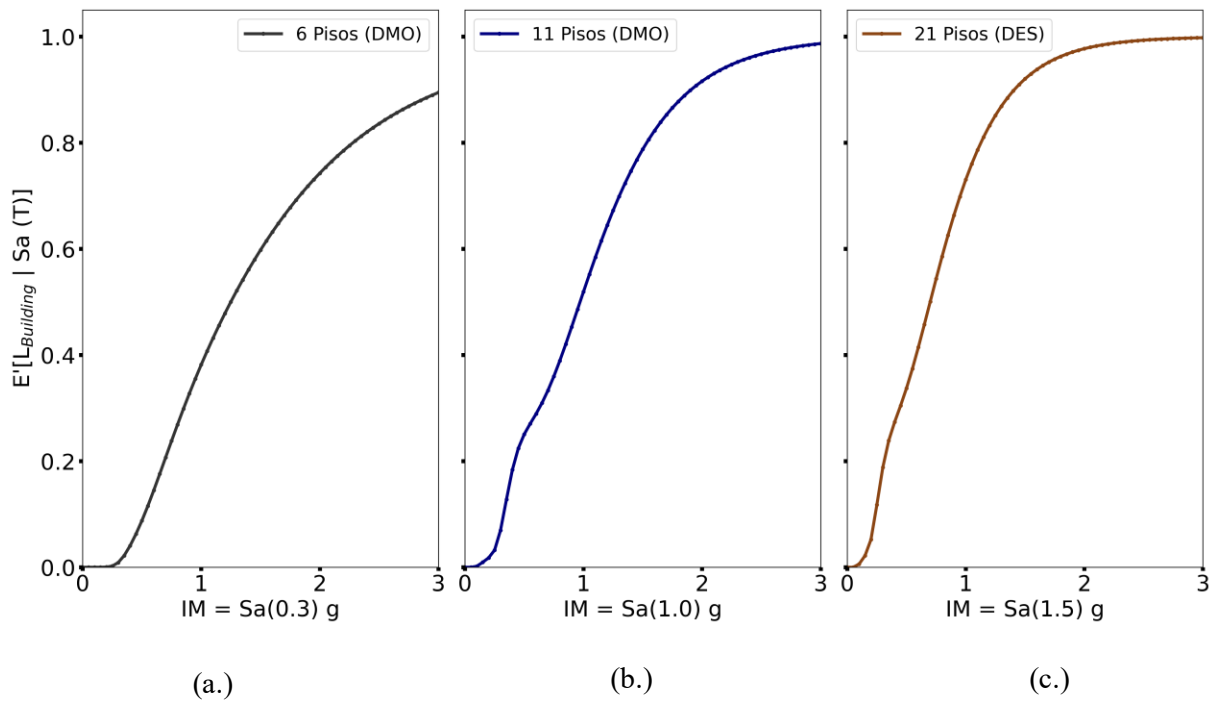


Figura 6-2. Curvas de vulnerabilidad para los arquetipos.

## 6.2. ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DE UNA EDIFICACIÓN BASADA EN COMPONENTES POR PISO

Ramirez & Miranda (2009) sugiere implementar la metodología Performance-Based Earthquake Engineering (PEER-PBEE), desarrollada por el centro Pacific Earthquake Engineering Research (PEER), la cual tiene un enfoque probabilístico robusto que utiliza los resultados del análisis de amenaza sísmica y la respuesta de modelos numéricos para estimar los daños y las pérdidas económicas durante un evento sísmico con el fin de mejorar la toma de decisiones sobre el riesgo sísmico en el desempeño de edificios. En este estudio, la metodología se dividió en siete pasos, tal y como se muestra en la Figura 6-3, el primer paso consistió en examinar las características de interés de los edificios (es decir, información relevante como número de pisos, dimensiones globales, tipo de ocupación y uso). En el segundo paso se definió el inventario de componentes que pueden experimentar un cierto nivel de daño, el cual puede obtenerse a partir de datos empíricos y estadísticos, recopilados de edificios, o basándose en opiniones de expertos. El inventario mencionado, consta de componentes estructurales, no estructurales y contenidos que probablemente resulten dañados y contribuyan a pérdidas económicas. El tercer paso consistió en agrupar las componentes, clasificadas por grupos de desempeño, en función de su sensibilidad a

un EDP. En el cuarto paso a cada grupo de componentes se le asignó una función de fragilidad que describió la probabilidad de ocurrencia de un DS dado un parámetro EDP; Para cada componente en cada DS, se asignan costos de reparación en términos de las funciones de consecuencia proporcionadas. En este estudio la función de consecuencia está representada únicamente mediante el valor promedio, como se describe más adelante. El quinto paso, consta de calcular el costo de reparación por componente, este se obtiene a partir de la fragilidad, la consecuencia y el costo del componente, permitiendo distribuir en altura el costo de reparación en función del uso de la edificación y el modo de falla. Por otro lado, a partir del análisis cronológico no lineal se obtienen los EDPs monitoreando los desplazamientos, derivas y aceleraciones de cada piso del arquetipo. Finalmente, en el último paso se calculan las pérdidas económicas basadas en los costos de reparación y reemplazo de los componentes del edificio que sufrieron daño.

A continuación, se presentan los detalles y procedimiento realizado en cada una de las etapas.

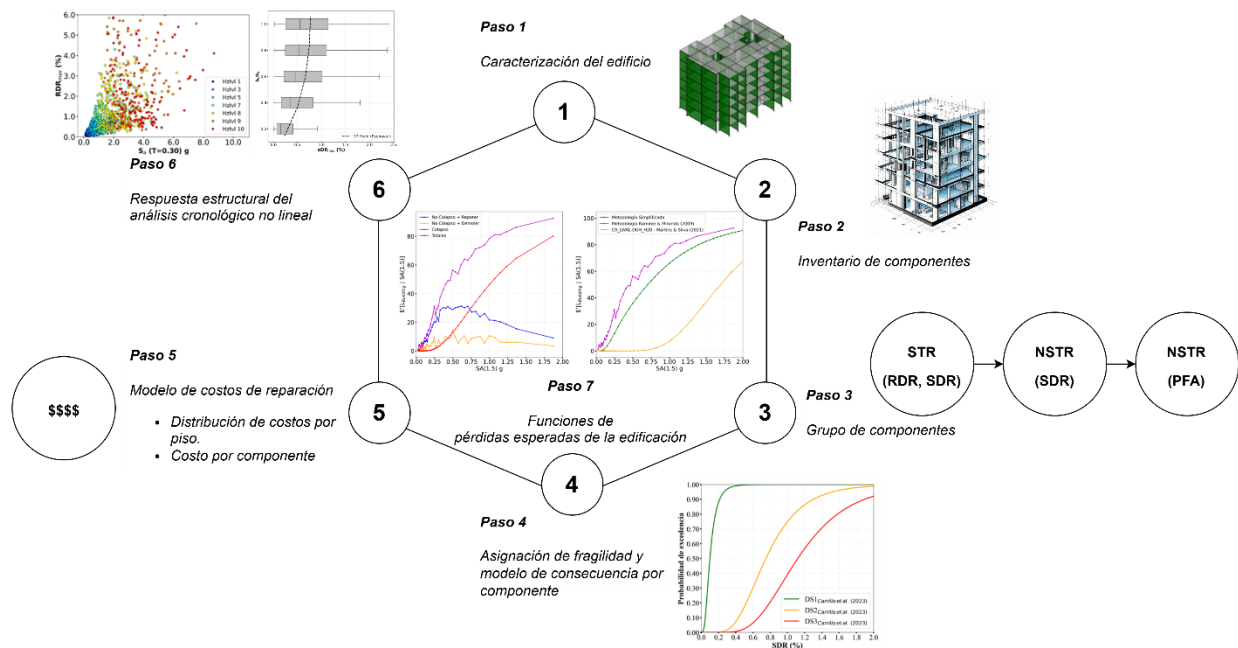


Figura 6-3. Diagrama de flujo para la generación de funciones de pérdidas.

## 6.2.1. Modelo de componentes por piso y resultados

### 6.2.1.1. Inventario de componentes

El modelo de componentes se desarrolló a partir del modelo de costos presentado por Reyes et al. (2025). Para este análisis, se consideraron los presupuestos asociados a sistemas de muros industrializados, los cuales están detalladamente clasificados según las variaciones en el número de pisos y el estrato socioeconómico de las edificaciones. Los conjuntos de datos utilizados se resumen en la Tabla 6-2.

**Tabla 6-2.** Presupuestos para TLRCW.

Taxonomías (Presupuestos)	Número de pisos	Categoría Estratos
CR-MR-D-P4-SC2	5 a 6	2 a 3
CR-MR-D-P5-SC2	7 a 12	2 a 3
CR-MR-D-P6-SC2	> 13	2 a 3
CR-MR-D-P5-SC3	7 a 12	4
CR-MR-D-P6-SC3	> 13	4
CR-MR-D-P5-SC4	7 a 12	5 a 6

### 6.2.1.2. Inventario y fragilidad de las componentes

A partir de esto, se identificaron las componentes constructivas susceptibles a daño, diferenciando entre componentes estructurales (STR) y no estructurales (NSTR). Los componentes se discretizaron como sensibles a la deriva (D) o sensibles a la aceleración (A), según el tipo de parámetro que provoque el daño, a estos se le llamaron grupos de fragilidad. Para sistemas de muros delgados en concreto reforzado, CR, se consideró el daño estructural causado principalmente por deriva de techo (RDR), deriva entre piso (SDR), o deriva del primer piso (1st-SDR) y en los componentes no estructurales se consideraron tanto sensibles a derivas como a aceleraciones. Se estimaron los costos directos para los componentes constructivos que fueron seleccionados para el cálculo de pérdidas. Finalmente, los costos directos se normalizaron respecto al costo directo total de los componentes susceptibles a daño.

Este procedimiento se realizó para todas las categorías presentadas en la Tabla 6-2. Sin embargo, en la Tabla 6-3, se presentan los resultados para la categoría de edificios entre 7 a 12 pisos (CR-MR-D-P5-SC2). De esta tabla es importante destacar que el mayor porcentaje de costo directo está asociado al grupo de fragilidad STR\_D\_1, seguido de los muros no estructurales en mampostería (NSTR\_D\_2 y NSTR\_D\_3).

**Tabla 6-3.** Distribución de costos por componentes para edificio de altura intermedia.

COMPONENTES	GRUPOS DE FRAGILIDAD	PESO COSTO DIRECTO (%)	PESO COSTO DIRECTO (Normalizado) (%)
Muros en concreto reforzado	STR_D_1	29.57	37.51
Losas Entre piso	STR_D_2	10.78	13.68
Losa Cubierta	STR_D_3	2.83	3.59
Escaleras	NSTR_D_1	0.55	0.7
Muros Divisorios (Mampostería no confinada + Enchape)	NSTR_D_2	11.45	14.52
Muros de Fachada (Mampostería no confinada + Vidrio)	NSTR_D_3	5.58	7.08
Instalaciones Hidráulicas	NSTR_A_1	5.01	6.35
Instalaciones Eléctricas	NSTR_A_2	7.51	9.53
Instalaciones de Gas	NSTR_A_3	2.38	3.01
Equipos Especiales (Ascensor Hidráulico)	NSTR_A_4	2.11	2.68
Red contra Incendios (Tuberías de agua para rociadores contra incendios - Tuberías principales horizontales y ramales)	NSTR_A_5	1.07	1.36

De la Tabla 6-3, se puede notar que el costo directo de las componentes susceptibles a daño es aproximadamente el 79% del costo total del presupuesto seleccionado. El 21% restante se encuentra asociado a preliminares (incluye localización y replanteo), cimentación, mesones, sistema séptico y campo de infiltración, cocinas, aseo y limpieza.

Para la estimación del daño global de los edificios, se asignó una función de fragilidad a cada componente. Para ello se tuvieron en cuenta las curvas de fragilidad reportadas en el capítulo 5 del presente reporte (Bonett et al., 2023) y los estudios de Ramirez & Miranda (2009), FEMA (2012) (el cual fue actualizado en FEMA (2018a)), Carrillo & Rincón (2023), Yamin et al. (2017) y Yamin Lacouture (2016). En la Tabla 53 se presentan las componentes consideradas, el EDP asociado, el tipo de función de fragilidad y los estudios considerados en cada caso.

**Tabla 6-4.** Asignación de funciones de fragilidad por componentes.

COMPONENTES	EDP - Asociado	FUNCIONES DE FRAGILIDAD	REFERENCIAS
Muros en concreto reforzado	RDR, [%]	Variables (*)	(Bonett et al., 2023; Carrillo & Rincón, 2023)
Losas Entre piso	RDR, [%]	"Rugged"	(Bonett et al., 2023)
Losa Cubierta	RDR, [%]	"Rugged"	(Bonett et al., 2023)
Escaleras	SDR, [%]	Variables (*)	FEMA (2012)
Muros Divisorios (Mampostería no confinada + Enchape)	SDR, [%]	C1011.005a	(Yamin et al., 2017; Yamín Lacouture, 2016)
Muros de Fachada (Mampostería no confinada + Vidrio)	SDR, [%]	C1011.006a	(Yamin et al., 2017; Yamín Lacouture, 2016)
Instalaciones Hidráulicas	PFA, [g]	D2022.011a	FEMA (2012)
Instalaciones Eléctricas	PFA, [g]	D2021.011a	FEMA (2012)
Instalaciones de Gas	PFA, [g]	D2022.025a	FEMA (2012)
Equipos Especiales (Ascensor Hidráulico)	PFA <sub>1</sub> , [g]	D1014.021	FEMA (2012)
Red contra Incendios (Tuberías de agua para rociadores contra incendios - Tuberías principales horizontales y ramales)	PFA, [g]	D4011.021a	FEMA (2012)

Variables (\*): Indica que las funciones de fragilidad son específicas para cada arquetipo de la BD.

En el caso de los componentes de muros delgados en concreto reforzado, se usaron los umbrales de daño reportados para cada arquetipo en las secciones 5.2.2 y 5.2.3, la dispersión se asignó con base en los valores presentados por (Carrillo & Rincón, 2023). Por su parte, las losas de entrepiso y la losa de cubierta se denominaron como “Rugged”, siguiendo la sugerencia de Ramirez & Miranda (2009), y se contemplan únicamente en el estado de colapso de la estructura. Aunque dichos elementos pueden dañarse, se optó por describirlos como “Rugged” considerando lo observado por Wallace et al. (2012) tras el sismo de Chile en 2010, en el que se documentaron daños severos en las losas debido a deformaciones verticales impuestas por el acortamiento de los muros en niveles inferiores, lo que resultó en aplastamiento del concreto y pandeo las barras de refuerzo. Por otro lado, los niveles de deriva aproximados de 0.5%, 1.7% y 2.8% reportados en FEMA (2012) para las escaleras superan algunos umbrales colapso de los arquetipos. En consecuencia,

*CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

se dispuso que, cuando la deriva exceda los estados DS2 y DS3 de los muros delgados en concreto reforzado, la función de fragilidad de la escalera adoptará los mismos valores de estos últimos. Dicho de otro modo, la respuesta de las escaleras queda supeditada al modo de falla del sistema de muros.

Finalmente, en la Tabla 6-5 se describen los diferentes estados de daño asociados con cada componente, considerando que los estados de daño y su definición varían para cada una, estos umbrales fueron recolectados en la literatura y representan la severidad del daño antes del colapso de la componente. La Tabla 6-6, reporta los valores implementados en esta metodología para el cálculo del modelo de componentes.

**Tabla 6-5.** Descripción de los diferentes estados de daño asociados con cada componente recolectados en la literatura.

GRUPOS DE FRAGILIDAD	DESCRIPCIÓN ESTADOS DE DAÑO
STR_D_1	DS1: punto medio entre el primer agrietamiento a tracción y la primera fluencia de la fibra a tracción del muro que condiciona el comportamiento del edificio, DS2: Se ha presentado al menos la fluencia en la fibra crítica de cada uno de los muros, DS3: Se ha presentado la primera fractura del refuerzo.
STR_D_2	DS1: Colapso de la estructura.
STR_D_3	DS1: Colapso de la estructura.
NSTR_D_1	DS1: Se ha presentado la primera fractura del refuerzo.
NSTR_D_2	DS1: Corresponde a la presencia de fisuras y grietas aisladas con espesores menores de 1 mm o en los contactos con otros elementos y caídas de pañete localizadas. DS2: Rotura de piezas de mampostería, agrietamientos en diagonal o en la unión con otros elementos claramente definidos con espesores mayores a 1 mm, daño parcial de muro. DS3: Grietas claramente definidas en diagonal o en las uniones con otros elementos con espesores en el orden de los cm, colapso parcial del muro, inestabilidad del muro.
NSTR_D_3	DS1: Corresponde a la presencia de fisuras y grietas aisladas con espesores menores de 1 mm o en los contactos con otros elementos y caídas de pañete localizadas. DS2: Rotura de piezas de mampostería, agrietamientos en diagonal o en la unión con otros elementos claramente definidos con espesores mayores a 1 mm, daño parcial de muro. DS3: Grietas claramente definidas en diagonal o en las uniones con otros elementos con espesores en el orden de los cm, colapso parcial del muro, inestabilidad del muro.
NSTR_A_1	DS1: Pequeñas fugas en las juntas.

*CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

GRUPOS DE FRAGILIDAD	DESCRIPCIÓN ESTADOS DE DAÑO
	DS2: Fuga grande con reparación importante.
NSTR_A_2	DS1: Fugas menores en las conexiones de brida, DS2: Rotura tubería.
NSTR_A_3	DS1: Pequeñas fugas en las juntas. DS2: Fuga grande con reparación importante.
NSTR_A_4	DS1: El daño simultaneo, presentando controles dañados, daño en puertas y pisos, estabilizadores de cabina, fugas de aceite en la línea hidráulica o falla del tanque hidráulico.
NSTR_A_5	DS1: Fugas por pulverización y goteo en las juntas, DS2: Rotura de juntas - Fuga importante.

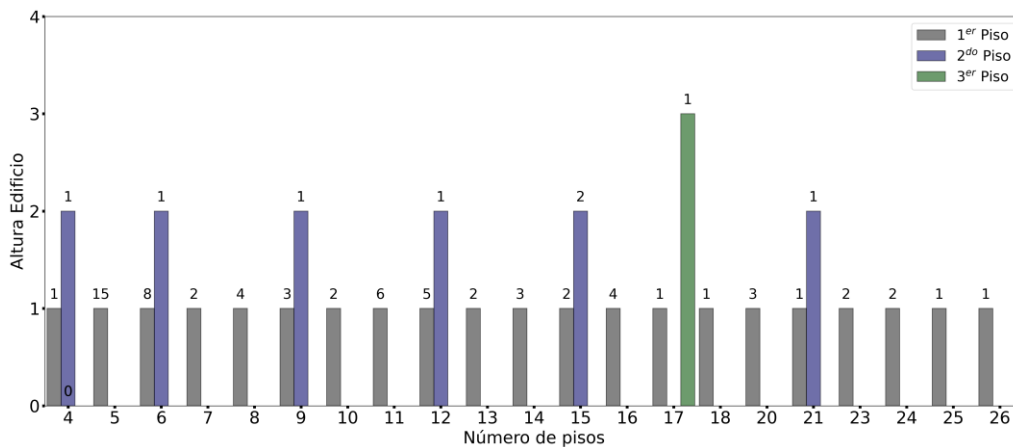
**Tabla 6-6.** Funciones de fragilidad por componentes.

GRUPOS DE FRAGILIDAD	DS1			DS2			DS3		
	$\theta$ [g]	$\beta$	E[Lj/Dsi]	$\theta$ [g]	$\beta$	E[Lj/Dsi]	$\theta$ [g]	$\beta$	E[Lj/Dsi]
STR_D_1 (0228-MCR-BGT-13P-L)	0.14	0.74	0.14	0.35	0.40	0.47	0.93	0.44	0.71
STR_D_2 (0228-MCR-BGT-13P-L)	1.20	0.44	2.25	NA	NA	NA	NA	NA	NA
STR_D_3 (0228-MCR-BGT-13P-L)	1.20	0.44	2.25	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NSTR_D_1	0.50	0.60	0.10	1.70	0.60	0.60	2.80	0.45	1.20
NSTR_D_2	0.20	0.60	0.10	0.70	0.45	0.60	1.00	0.45	1.20
NSTR_D_3	0.20	0.60	0.10	0.70	0.45	0.60	1.00	0.45	1.20
NSTR_A_1	0.55	0.40	0.36	1.10	0.40	1.20	NA	NA	NA
NSTR_A_2	1.50	0.40	0.36	2.60	0.40	1.20	NA	NA	NA
NSTR_A_3	0.55	0.40	0.36	1.10	0.40	1.20	NA	NA	NA
NSTR_A_4	0.50	0.30	1.20	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NSTR_A_5	1.10	0.40	0.36	2.40	0.50	1.20	NA	NA	NA

(\*): Ejemplo de taxonomía asociada a un arquetipo de la base de datos, estas funciones se consideran para cada arquetipo.

### 6.2.1.3. Costo de reparación de las componentes

La distribución por piso del costo de cada grupo de componentes se basó principalmente en el juicio de expertos apoyados de lo reportado por Ramirez & Miranda (2009). La distribución del costo en altura dependió en gran medida de la ocupación del edificio y el modo de falla de la tipología estructural. Los avances numéricos han demostrado que, en edificaciones con muros en CR, el daño se comienza a propagar en los muros al incursionar en el rango de deformaciones no lineales, sin embargo, para el caso de muros delgados, el daño se concentra en los primeros niveles. Blandón & Bonett (2020) evidenciaron que la longitud de plastificación de los muros delgados de concreto reforzado es función del espesor del muro y se concentra en una zona que varía entre 3 y 5 veces el espesor del muro. Resultados similares fueron reportados por Takahashi et al. (2013). Para muros con un buen detallado sísmico y relaciones de esbeltez menores a 16 ( $H_s/t_w < 16$ , siendo  $H_s$  la altura libre entre piso), la longitud de plastificación en los muros en CR es comúnmente estimada como la mitad de la longitud del elemento ( $L_p=L_w/2$ ). Con el fin de identificar la localización de la rótula plástica en los arquetipos de la BD, se presenta la Figura 6-4 de acuerdo con las estimaciones propuestas por los autores, mencionados anteriormente. El valor obtenido de longitud de plastificación se ajusta al nivel de piso más cercano.



**Figura 6-4.** Localización de la rótula plástica en los arquetipos de la BD.

De lo anterior, se observa que la rótula plástica en los elementos estructurales se presenta en los primeros pisos, particularmente en el primer y segundo nivel. Posterior a terremotos recientes tales como el ocurrido en Chile (2010) y en Canterbury en Nueva Zelanda (2010-2011), se ha puesto en evidencia que en edificaciones con sistemas de muros en CR el daño estructural se propaga a lo largo de los primeros pisos, cerca de la base del muro (Sritharan et al., 2014; Wallace et al., 2012). Con base en esto el costo total de reposición del componente de muros estructurales se asigna al primer piso.

La distribución del costo de los equipos especiales, como los ascensores, se localizó en el primer piso, de tal forma que las pérdidas económicas asociadas a esta componente se dieran en el primer nivel. Por otro

## CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

lado, la distribución de costos de los demás componentes (es decir, Muros Divisorios, Muros de Fachada, Instalaciones Hidráulicas, Instalaciones Eléctricas, Instalaciones de Gas y Red contra Incendios) se presenta de manera uniforme en todos los niveles, ya que estos se localizan normalmente de esta manera para edificaciones de uso residencial, como lo es para nuestra la BD de muros industrializados.

Luego de haber definido para cada componente las funciones de fragilidad y su consecuencia asociada a un porcentaje de costo, el paso a seguir es definir la función de pérdidas de las componentes a partir de la siguiente ecuación.

$$E[L_j | NC, EDP_j] = \sum_{i=1}^m E[L_j | NC, DS_i] P(DS = ds_i | NC, EDP_j) \quad (8)$$

Donde  $E[L_j | NC, DS_i]$  es el valor esperado de la pérdida normalizada en el componente  $j$  para el estado de daño  $i$ ,  $DS_i$ , y  $P(DS = ds_i | NC, EDP_j)$  es la probabilidad de que el componente  $j$  experimente un estado de daño  $ds_i$ , dado que está sujeto a una demanda de  $EDP_j$ . La probabilidad de estar en cada estado de daño para el componente  $j$  se puede obtener a partir de las funciones de fragilidad presentadas en la Tabla 6-6.

En la Figura 6-5, muestra las funciones de piso EDP-DV obtenidas para el modelo de componentes. Además, las funciones se discretizan para los componentes estructurales sensibles a la deriva, los componentes no estructurales sensibles a la deriva y los componentes no estructurales sensibles a la aceleración. Allí se observa que las funciones EDP-DV de pérdidas esperadas sensibles a la deriva estructurales (STR) indican que este tipo de componentes tienen el mayor potencial para contribuir a la pérdida, respecto a las pérdidas esperadas sensibles a derivas y aceleraciones en elementos no estructurales (NSTR\_D y NSTR\_A).

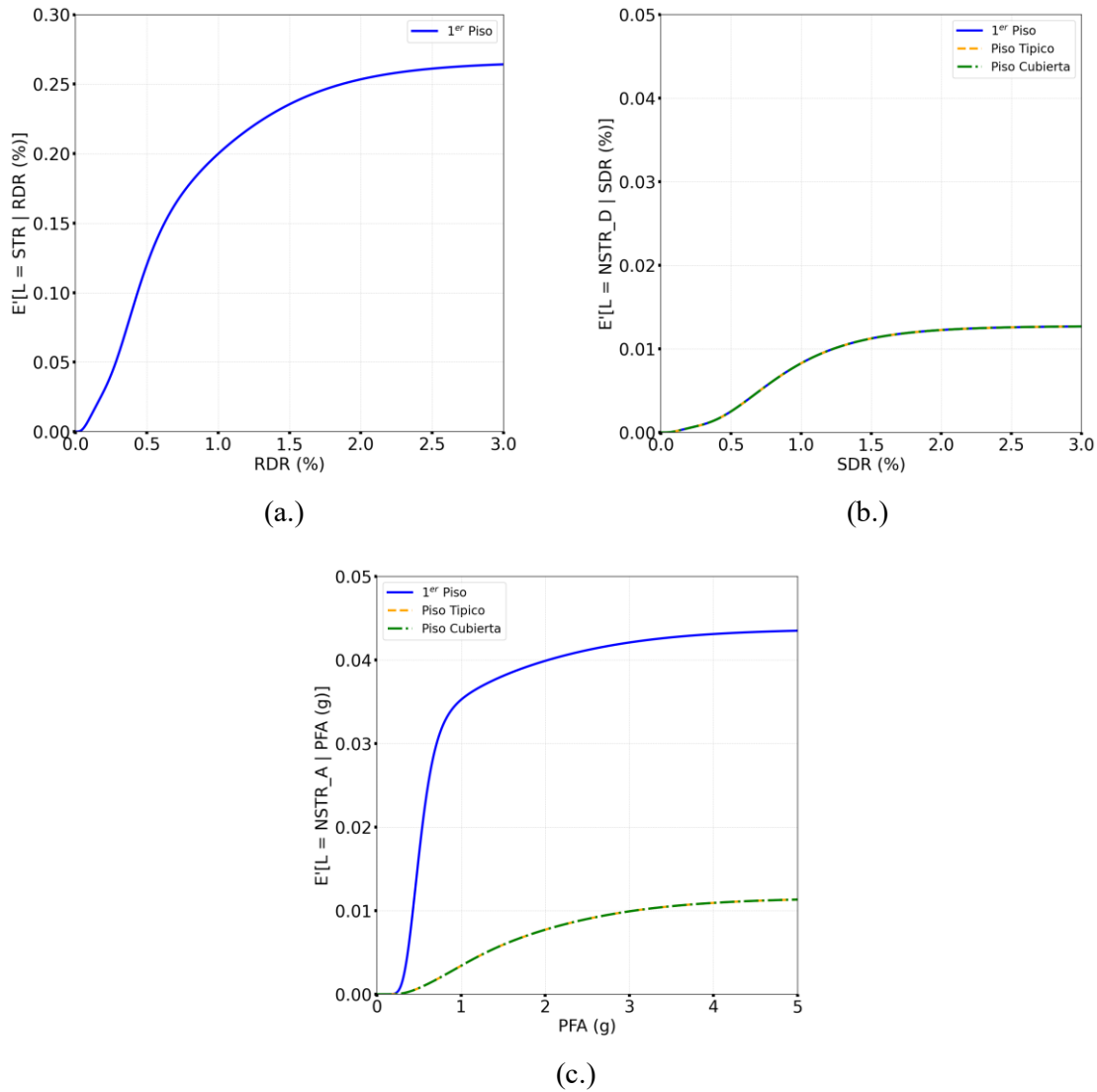


Figura 6-5. Funciones de piso EDP-DV por tipo de piso en edificio de 20 pisos.

### 6.2.2. Deriva residual como parte de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

En este capítulo se resalta que uno de los parámetros importantes para implementar la metodología mostrada en el capítulo anterior es la deriva residual (RSDR). Esta deriva es importante analizarla ya que se considera que después de superar un cierto nivel de RSDR la estructura tendría que demolerse. Durante terremotos previos se ha observado que las estructuras han presentado desplazamientos residuales significativos que conllevan a un estado no funcional de la estructura. Por ejemplo, en el terremoto de Chile 2010, aproximadamente el 2% (40/1,939) de los edificios que presentaron daños debido a deformaciones permanentes fueron reparados o demolidos (Wallace et al., 2012).

## CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA

Estudios recientes, tanto analíticos como experimentales (Henry et al., 2016; R. D. Hoult & de Almeida, 2022; Shome et al., 2015; Tolou Kian & Cruz-Noguez, 2018), han demostrado que para TLRCW la probabilidad de experimentar deformaciones residuales es mayor a medida que aumenta el nivel de deformación inelástica, inclusive han reportado valores límites de RSDR con base en los resultados obtenidos. McCormick y Cols. (2008), sugieren que los desplazamientos residuales de los edificios también deben considerarse como un estado límite de daño, (tal como, seguridad a la vida, LS), dentro de la evaluación del desempeño estructural de la edificación. Con base en lo anterior, en la Tabla 6-7, se presentan algunos límites de RSDR reportados en la literatura.

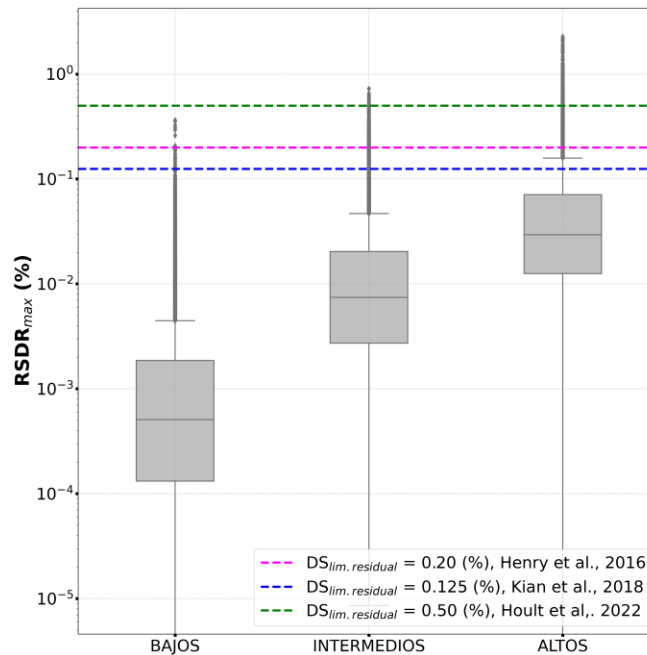
**Tabla 6-7.** Resumen de estado de daño permanente valores disponibles en la literatura para MCR.

EDP	Estudios considerados			
	(Henry et al., 2016)	(Tolou Kian & Cruz-Noguez, 2018)	(R. D. Hoult & de Almeida, 2022)	(FEMA, 2000)
RSDR [%]	0.20	0.125	0.50	0.50

### *Análisis de la RSDR para los edificios de TLRCW*

Con el fin de analizar la RSDR en los arquetipos estudiados en el MNRS, se calcularon estos valores de deriva para cada arquetipo y se compararon con valores de RSDR reportados en la literatura.

Para el cálculo de la RSDR se dejaron 5 segundos de vibración libre al final de cada registro en el análisis cronológico no lineal. En la Figura 6-6 se presenta un ejemplo de la distribución de la RSDR máxima de todos los arquetipos de la BD, por grupos en altura.



**Figura 6-6.** Distribución de máxima deriva residual durante el análisis no lineal, para cada arquipo.

Los resultados mostrados en la gráfica indican que, la RSDR para los edificios de TLRCW considerados no tienden a superar los valores límites reportados en la literatura. Por otro lado, el estudio realizado por (FEMA, 2000) sugiere que el límite para deriva permanente corresponde al nivel de desempeño de seguridad a la vida (LS), el cual es correspondiente aproximadamente en este estudio al estado de daño DS2 presentado en la sección 5.2. Con base en los valores de RSDR calculados para los arquetipos, en los umbrales asociados al estado de daño DS2 y en los valores reportados en la literatura, se asume un solo valor límite de deriva de 0.0025 radianes (0.25%) para considerar la demolición de los edificios dentro de las pérdidas económicas. Este valor, podrá ser ajustado con base en futuras experiencias sísmicas de este sistema estructural en Colombia. A la fecha, no se dispone de evidencia post terremoto para calibrar el valor propuesto para el territorio colombiano.

### 6.2.3. Funciones de vulnerabilidad y resultados

En este capítulo se presentan los resultados del análisis de pérdidas económicas para edificaciones sometidas a distintas amenazas sísmicas, utilizando un enfoque basado en componentes por piso. Se evaluaron tres arquetipos de edificios de diferentes alturas (6, 14 y 21 pisos) y se analizaron las pérdidas correspondientes a tres niveles de amenaza sísmica: servicio, diseño (DBE) y máximo considerado (MCE). Las pérdidas esperadas para cada arquetipo se desglosaron en función de los distintos tipos de daños que contribuyen a las pérdidas totales, incluyendo daños reparables sin colapso, demolición sin colapso y colapso total. Este

*CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

desglose permite observar cómo varía la contribución de cada tipo de pérdida a lo largo de los diferentes niveles de amenaza.

Para acercarnos a la implementación de la metodología desarrollada por Ramirez & Miranda (2009), se analizan tres arquetipos de TLRCW de la base de datos, con diferentes categorías de altura. Los casos de estudio incluyen: un arquetipo de 6 pisos con grado de disipación moderada de energía (DMO), un arquetipo de 14 pisos también con DMO, y un arquetipo de 21 pisos con grado de disipación especial de energía (DES). Las edificaciones están ubicadas en zonas de amenaza sísmica (ZAS) intermedia (Bogotá y Medellín), y fueron diseñadas de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Los espectros de diseño para cada sitio se basan en los parámetros de la Tabla 6-8.

**Tabla 6-8.** Parámetros para definición de movimientos sísmicos de diseño.

ZAS	Aa [g]	Av [g]	Ad [g]	Perfil de suelo	Fa	Fv	I
Intermedia (Bogotá)	0.15	0.20	0.06	D	1.50	2.0	1.0
Intermedia (Medellín)	0.15	0.20	0.07	C	1.20	1.6	1.0

Para presentación de los resultados se consideran las pérdidas en tres niveles de amenaza sísmica, en términos de aceleración espectral,  $S_a(T)$ , en la Tabla 6-9 se muestran los valores correspondientes a cada arquetipo.

**Tabla 6-9.** Valor de aceleración espectral de diseño para cada edificio.

Arquetipos	6 pisos (DMO, BGT)	14 pisos (DMO, MED)	21 pisos (DES, MED)
Periodo de diseño, T [seg]	0.18	0.94	0.96
Aceleración espectral de servicio, $S_{SERVICIO}$ [g]	0.15	0.21	0.21
Aceleración espectral de diseño, $S_{a DE}$ [g]	0.56	0.41	0.40
Aceleración espectral de máxima considerada, $S_{aMCE}$ [g]	0.84	0.62	0.60

Las pérdidas económicas totales para cada arquetipo se calcularon mediante el teorema de la probabilidad total. Estas se obtienen como la suma ponderada de las pérdidas esperadas en tres eventos: (1) no ocurre colapso y se repara el daño en el arquetipo ( $NC \cap R$ ); (2) no ocurre colapso, pero el arquetipo debe ser demolido ( $NC \cap D$ ); y (3) ocurre colapso y se reconstruye el arquetipo (C). Esto se describe en la Ec.(9).

$$E[L_T|IM] = E[L_T|NC \cap R, IM] P(NC \cap R|IM) + E[L_T|NC \cap D] P(NC \cap D|IM) + E[L_T|C] P(C|IM) \quad (9)$$

Donde,  $E[LT | NC \cap R, IM]$  es el valor esperado de la pérdida total en el arquetipo siempre y cuando no ocurra el colapso (NC) y el arquetipo sea reparado para cada valor de IM, esto se obtiene a partir del cálculo de la probabilidad de ocurrencia de las pérdidas esperadas en el no colapso (NC) para cada bin del análisis cronológico de acuerdo con el modelo de componentes de la sección 6.2.1.  $E[LT | NC \cap D, IM]$  es la pérdida esperada en el arquetipo cuando no hay colapso, pero el edificio necesita ser demolido, y  $E[LT | C]$  es la pérdida esperada en el arquetipo cuando ocurre el colapso, ambas pérdidas esperadas se consideran como el 100% del costo total de reemplazo de la estructura.

A cada una de estas pérdidas se incluye el peso como la consecuencia del daño en cada evento en particular, donde  $P(NC \cap R|IM)$  es la probabilidad de que el arquetipo no colapse y sea reparado,  $P(NC \cap D|IM)$  es la probabilidad de que el arquetipo no colapse, pero deba ser demolido y  $P(C|IM)$  es la probabilidad de que el arquetipo colapse, todos los pesos son dados para un IM.

De acuerdo con el teorema de la probabilidad total, estos eventos se obtienen de la siguiente manera.

$$P(NC \cap R|IM) = P(R|NC, M) P(NC|IM) \quad (10)$$

$$P(NC \cap D|IM) = P(D|NC, M) P(NC|IM) \quad (11)$$

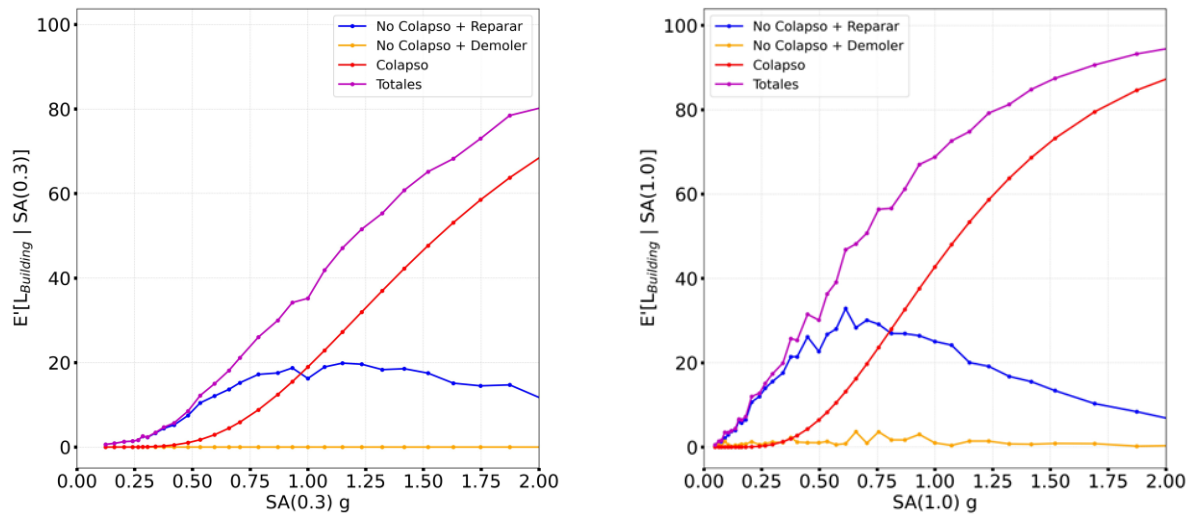
Dado que los eventos de reparación y demolición son eventos mutuamente excluyentes, al igual que los eventos de no colapso y colapso, esto se puede considerar como:

$$P(R|NC, IM) = 1 - P(D|NC, IM) \quad (12)$$

$$P(N|IM) = 1 - P(C|IM) \quad (13)$$

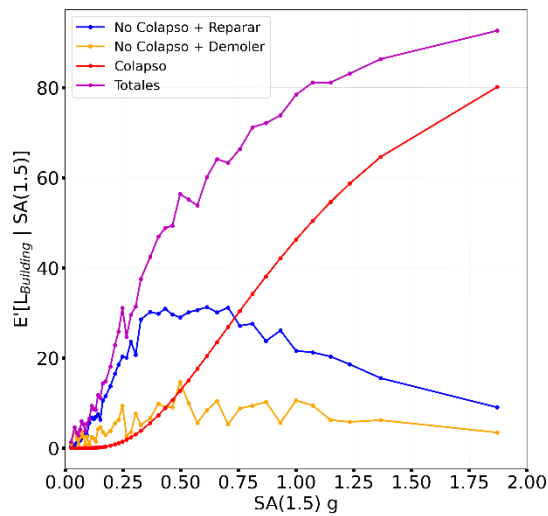
Finalmente, los valores de pérdidas son normalizados respecto al costo de reemplazo de la estructura. En la Figura 6-7, se presentan los resultados de las pérdidas de cada tipo en función de IM. Los resultados obtenidos en el arquetipo intermedio y alto muestran un aumento sustancial en las pérdidas totales esperadas debido a los efectos en los estados de daño antes del colapso con reparación de los componentes.

CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA



(a.)

(b.)



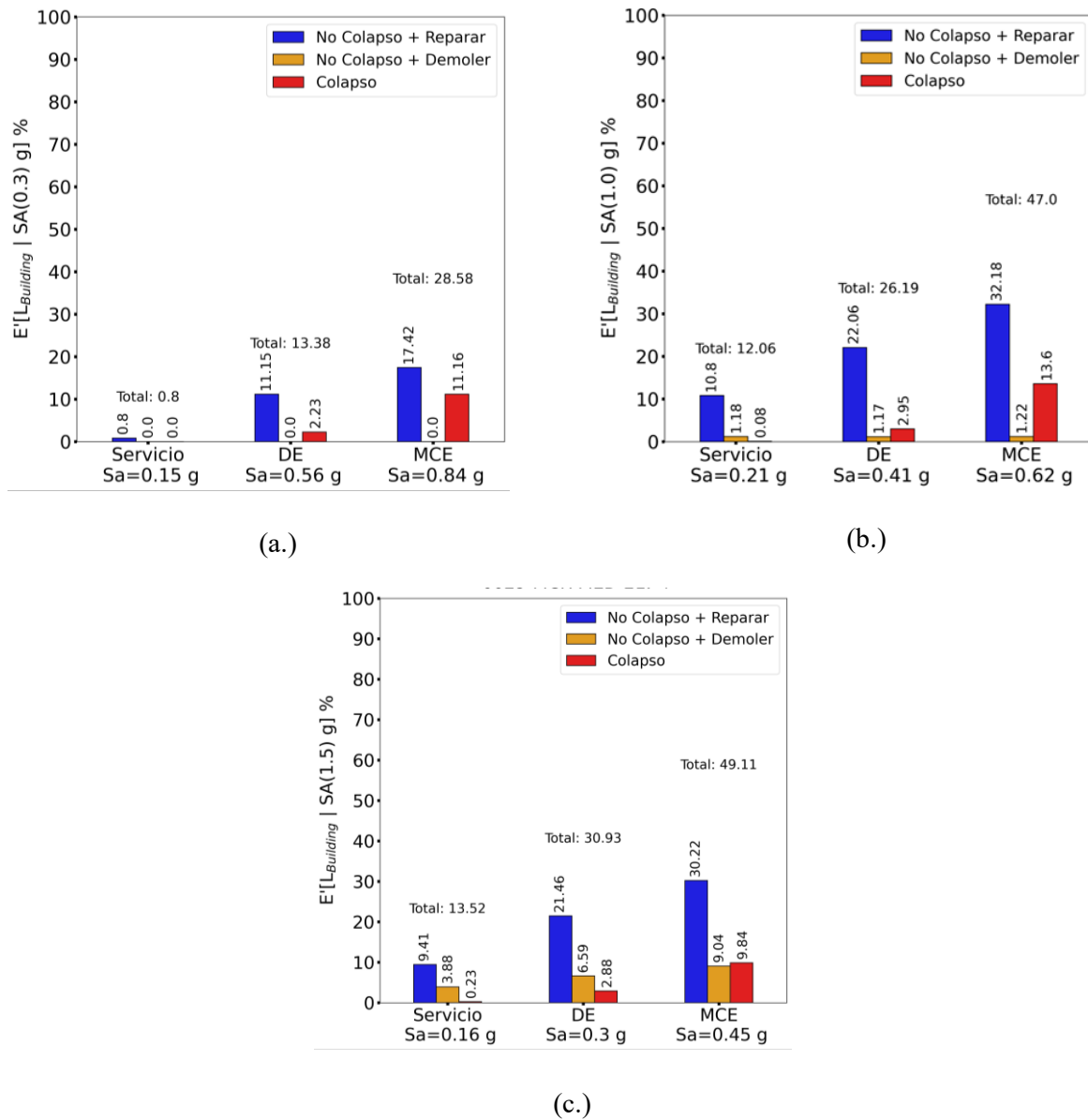
(c.)

**Figura 6-7.** Pérdidas económicas esperadas normalizadas como una función de una medida de intensidad, (a) arquetipo de 5 pisos, (b) arquetipo de 14 pisos y (c) arquetipos de 21 pisos.

En la Figura 6-8, se comparan las pérdidas para tres niveles de amenaza sísmica, las cuales corresponden a los valores espectrales de servicio, diseño (DE) y máximo considerado (MCE) del código de diseño sismo resistente (NSR-10) presentados en la Tabla 58 para cada arquetipo. Adicionalmente, los resultados de pérdidas en estos niveles de amenaza se separaron para observar cuánto contribuye cada tipo en las pérdidas generales del arquetipo (Esto se hizo de manera similar a lo documentado en Ramirez & Miranda (2009)).

Las proporciones de cada barra corresponde a la contribución de pérdidas de cada tipo (No colapso y reparación: Azul, No colapso y demolición: Naranja, Colapso: Rojo).

CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA



**Figura 6-8.** Comparación entre arquetipos de las pérdidas esperadas normalizadas para el sismo de diseño de cada estructura.

Para los arquetipos presentados en la Figura 6-7 y Figura 6-8, las pérdidas por reparación tienen las mayores contribuciones a la pérdida total en los tres niveles de amenaza. En los valores asociados al nivel de servicio (es decir, sismos frecuentes), los arquetipos de 14 y 21 pisos indican pérdidas significativas (10.8% y 9.41%), contrario al arquetipo de 6 pisos donde las pérdidas para este nivel de amenaza son nulas. En DE, las pérdidas por reparación son mucho más altas (11.15%, 22.06% y 21.46%) que las pérdidas de colapso (2.23%, 2.95% y 2.88%) en todos los arquetipos. Del mismo modo, las altas contribuciones de las pérdidas sin colapso se pueden explicar en términos de probabilidad de no colapso y colapso como función de IM.

## *CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

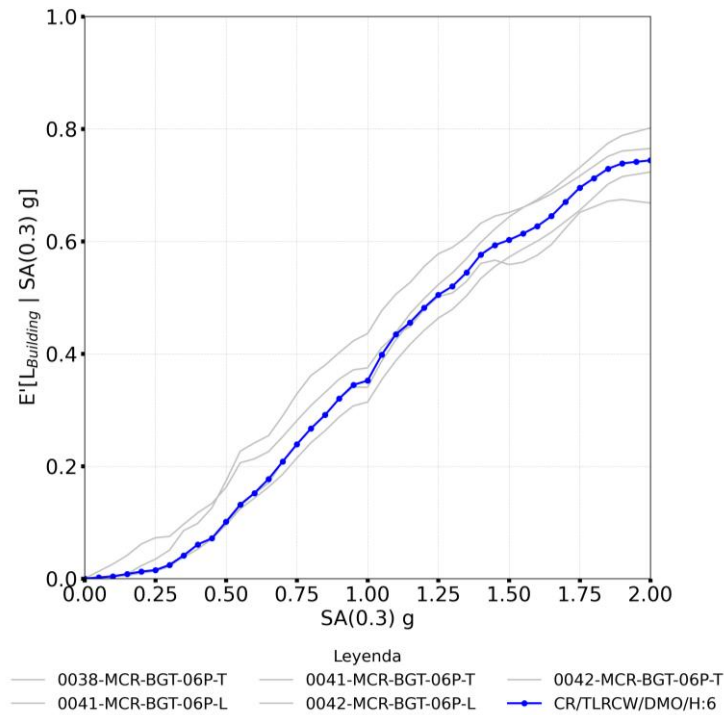
Esto indica que es más probable que para el sismo de diseño la estructura experimente daños reparables, en comparación con el colapso para el nivel de movimiento del suelo dado. Adicionalmente, es importante mencionar que para el sismo MCE la pérdida de colapso comienza a aumentar significativamente en todos arquetipos con valores del 11.16%, el 13.6% y el 9.84% del costo total normalizado, respectivamente. Además, se puede apreciar que en los arquetipos de 14 y 21 pisos las pérdidas por demolición empiezan a tener un mayor porcentaje de participación. Esto sugiere que las derivas permanentes desempeñan un papel más significativo en la estimación de pérdidas para edificios de gran altura que para edificios de baja altura.

Los resultados reportados en esta sección deben ser analizados considerando los siguientes aspectos:

- La demanda utilizada corresponde a la reportada por el MNRS (Pájaro & Arteta, 2022) cuyos espectros están en la mayoría de los casos por encima del espectro de diseño definido por NSR10.
- La estimación de deriva residual se consideró como 5 segundos al final de la corrida de cada registro y se calculó como el valor medio de deriva entre piso.

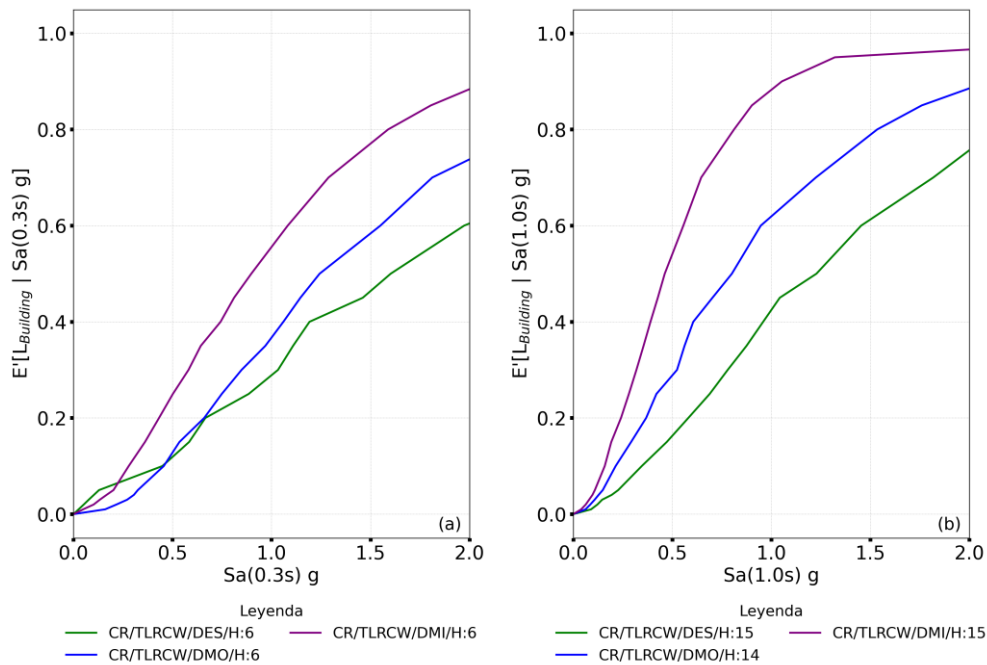
### **6.2.4. Análisis de resultados**

En esta sección se analizan los resultados obtenidos para las curvas de vulnerabilidad de TLRCW típicos de edificios residenciales en Colombia, las cuales se modelaron como distribuciones acumulativas lognormales (CDFs). Estas curvas se presentan a nivel de taxonomías, en lugar de arquetipos específicos, siguiendo la codificación descrita previamente, y sus parámetros detallados están disponibles en el **Apéndice B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)**. Las curvas de taxonomía representan el promedio de las curvas de vulnerabilidad de los arquetipos asociados, proporcionando una visión general del desempeño esperado para diferentes configuraciones estructurales.



**Figura 6-9.** Curvas de vulnerabilidad por arquetipo y taxonomía para CR/TLRCW/DMO-6P

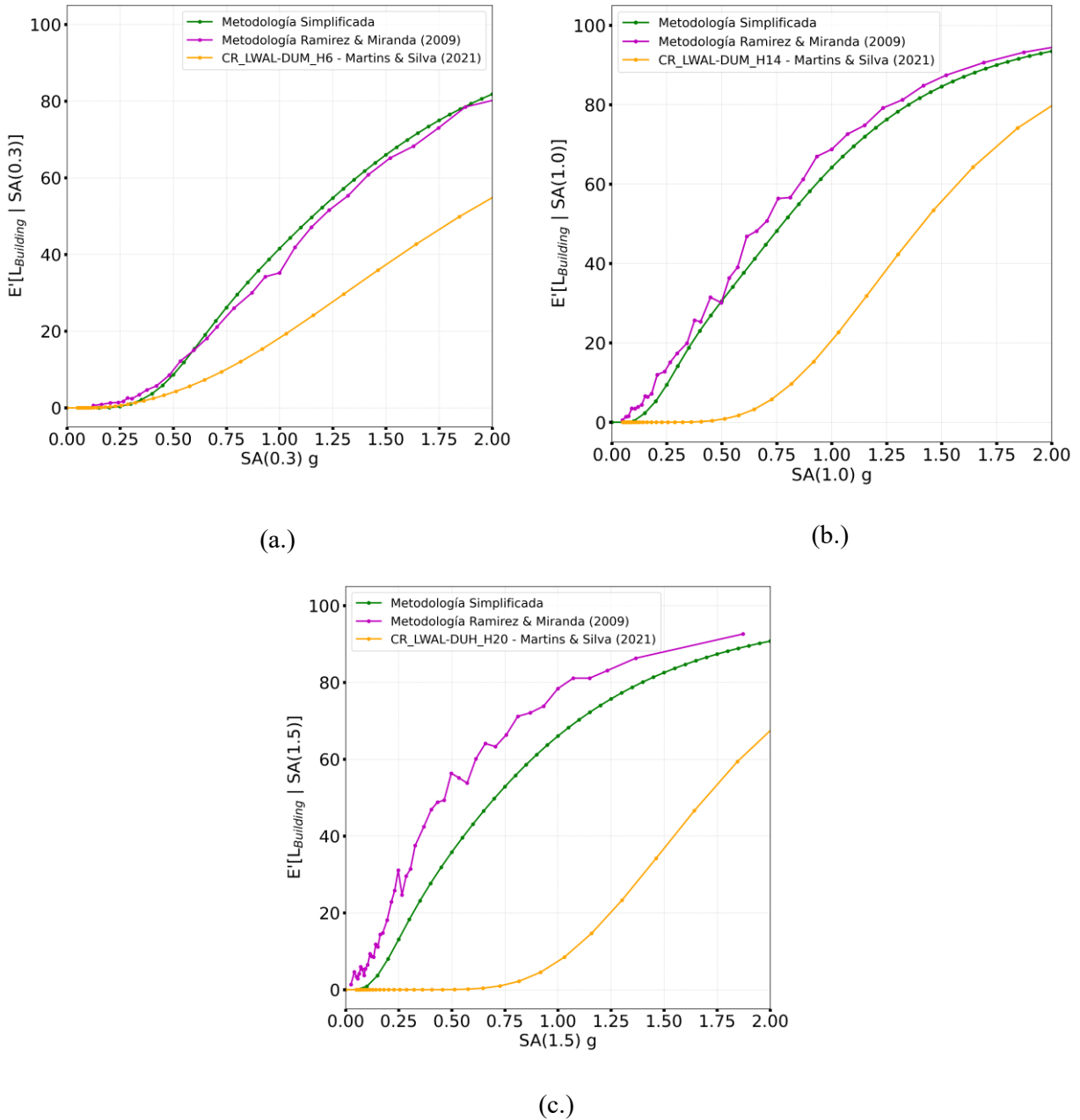
La Figura 6-10 presenta las curvas de vulnerabilidad para distintos niveles de detallado sísmico, número de pisos y niveles de intensidad sísmica. El análisis comparativo revela diferencias significativas en las pérdidas esperadas. En particular, los muros con detallado sísmico DMI muestran una mayor vulnerabilidad, mientras que los muros DES exhiben un mejor desempeño, con pérdidas esperadas considerablemente menores. Estos resultados proporcionan una base sólida para interpretar el comportamiento observado y evaluar cómo los diferentes enfoques de diseño influyen en el desempeño sísmico de los edificios.



**Figura 6-10.** Curvas de vulnerabilidad para TLRCW de (a.) 6 pisos con  $Sa(0.30s)$  y (b.) 12 pisos con  $Sa(1.0s)$  con diferentes detallado sísmico

Para establecer un punto de referencia sobre las pérdidas esperadas asociadas con las curvas de vulnerabilidad, este estudio incluye comparaciones entre las metodologías reportadas en esta sección y las curvas de vulnerabilidad documentadas en la literatura. En particular, se analizaron curvas globales desarrolladas por Martins y Silva como parte del proyecto Global Earthquake Model (GEM), quienes transformaron curvas de fragilidad en curvas de vulnerabilidad utilizando un modelo de daño-pérdida. Estos resultados se contrastaron con las curvas obtenidas para los arquetipos descritos previamente en la Tabla 6-9. La comparación de ambos enfoques se ilustra en la Figura 6-11, permitiendo evaluar las similitudes y diferencias en los enfoques metodológicos y sus implicaciones en las estimaciones de pérdida esperada.

CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA



**Figura 6-11.** Comparación de la vulnerabilidad obtenida para (a) arquetipo de 6 pisos, (b) arquetipo de 14 pisos y (c) arquetipos de 21 pisos, con los valores reportados por otros investigadores.

Aunque las comparaciones no se pueden realizar de forma directa, debido a las diferencias en modelación, medidas de intensidad y parámetros de demanda de ingeniería, las figuras sugieren que los resultados del análisis de los edificios de muros delgados de concreto reforzado en Colombia tienden a ser superiores a los valores reportados por el Martins & Silva, 2021. Esto indica que los edificios de TLRCW en el país son más vulnerables en comparación con los diferentes sistemas simplificados utilizados globalmente para representar este tipo de sistema estructural por parte del autor.

## *CAPÍTULO 6 - FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE MUROS EN CONCRETO REFORZADO EN COLOMBIA*

A partir de la Figura 6-11, se puede observar que existe una buena similitud en los resultados obtenidos entre el método simplificado y el adaptado de Ramirez & Miranda (2009). Aunque uno sea más detallado que otro, se llega a pérdidas totales similares. Para un IM asociado al Sa(T) de diseño (DE) en los tres casos presentados la diferencia es del 1.1%, 2.0% y 0.18%, aproximadamente. Si bien las diferencias entre estos dos métodos no son tan altas, uno es más específico que el otro, puesto que los valores obtenidos en la adaptación de Ramirez & Miranda (2009) permite tener un mayor acercamiento a las pérdidas económicas por reparación, demolición y colapso.

## 7. CONCLUSIONES

---

Este estudio contribuye significativamente al conocimiento sobre la respuesta sísmica de los muros delgados de concreto reforzado (TLRCW) en Colombia, al establecer una metodología integral para evaluar su fragilidad y vulnerabilidad sísmica. Dicha metodología combina modelación no lineal, análisis Multiple-Stripe Analysis (MSA) y técnicas estadísticas de máxima verosimilitud (MLE), proporcionando una aproximación más precisa frente a métodos tradicionales. A continuación, se sintetizan los principales aportes y hallazgos:

### Metodología Analítica y Definición de Estados de Daño

- Se desarrollaron curvas de fragilidad ajustadas a distribuciones lognormales de 77 arquetipos para cuatro estados de daño: leve, moderado, severo y colapso.
- La claridad en la definición de estos estados mediante criterios globales (deriva de piso y/o techo) permitió representar de manera aproximada la progresión del daño en muros delgados con baja ductilidad (refuerzo principal en malla electrosoldada) y alta esbeltez.
- El uso combinado de análisis estático (PushOver) y análisis cronológico, junto con espectros condicionados (CSS), mejoró la consistencia en la identificación de puntos de control (P1, P2, P3, P4) y en la interpretación física del comportamiento inelástico.

### Resultados de Fragilidad y Vulnerabilidad

- Las curvas de fragilidad propuestas evidencian una mayor susceptibilidad de los TLRCW colombianos ante sismos, con probabilidades de excedencia superiores a las reportadas por Martins & Silva (2021). Esta diferencia se debe principalmente a la modelación (MDOF vs. SDOF), la definición de la intensidad sísmica y los parámetros de demanda. Como resultado, estados de daño similares muestran mayor severidad en nuestro modelo.
- El análisis de vulnerabilidad reflejó costos de reparación elevados en escenarios de diseño (DBE), y en eventos de máxima demanda sísmica (MCE) se observó un aumento significativo en la probabilidad de demolición y colapso, incrementando las pérdidas económicas totales.
- En la comparación de metodologías de cálculo de pérdidas (simplificada vs. por componentes de Ramirez & Miranda, 2009), se obtuvieron resultados consistentes, pero la segunda brinda un mayor detalle en la distribución de daños estructurales y no estructurales.

### Deriva Residual y Necesidades Normativas

- La incorporación de la deriva residual (RSDR) como indicador de no funcionalidad subraya la necesidad de reformular requisitos técnicos en los códigos de diseño, específicamente en cuanto a espesores mínimos de muros, niveles de refuerzo y detallado sísmico.
- Este criterio de RSDR, ligado a la capacidad de reparación o demolición, fortalece la evaluación del desempeño sísmico más allá de la mera prevención del colapso, integrando costos de intervención y operatividad de la edificación tras el sismo.
- Las conclusiones refuerzan la pertinencia de metodologías basadas en desempeño, como PEER-PBEE, para calibrar de forma explícita umbrales de daño y costos de reparación, brindando un marco técnico para la toma de decisiones en reforzamientos y nuevas construcciones.

### Escalabilidad y Aplicaciones Futuras

- El enfoque analítico planteado, que integra modelación no lineal, MSA y MLE, resulta replicable en otros contextos con alta sismicidad y tipologías de muros delgados, siempre que se cuente con bases de datos suficientemente representativas y herramientas de análisis automatizadas.
- La disponibilidad pública de los algoritmos y las curvas de fragilidad (incluyendo parámetros como densidad de muros, índice de rigidez, ALR, AR) contribuye a la transferencia de conocimiento, favoreciendo la adopción de esta metodología por ingenieros y académicos a nivel nacional e internacional.
- La actualización de la normativa y la práctica constructiva podría beneficiarse de la información reunida, promoviendo el diseño sismorresistente con un mayor sustento en el desempeño más aproximado de las estructuras.
- Se sugiere como línea de investigación futura la evaluación de la fragilidad mediante modelos alternativos, como elementos tipo *Shell* o modelos tridimensionales más detallados, especialmente útiles para capturar efectos locales e interacciones complejas.
- Asimismo, una exploración más profunda sobre los mecanismos de disipación y ductilidad, empleando modelos de mayor fidelidad, permitiría fortalecer la comprensión del comportamiento sísmico de los muros delgados y mejorar la predicción de su respuesta estructural.

En conjunto, este trabajo establece un marco sólido y versátil para estimar la fragilidad y vulnerabilidad de muros delgados de concreto reforzado en Colombia (TLRCW), reflejando la complejidad de su respuesta sísmica y aportando precedentes valiosos para una visión probabilista del riesgo sísmico. Al destacar la deriva residual, el nivel de ductilidad, el detallado de refuerzo y la elevada esbeltez del sistema, se brindan

## *CAPÍTULO 7 - CONCLUSIONES*

referencias técnicas que pueden guiar futuras investigaciones, la adopción de metodologías para a reducir la vulnerabilidad de las edificaciones. Con ello, se promueve al diseño sismorresistente y la reducción de pérdidas humanas y económicas ante eventos sísmicos de gran magnitud.

## 8. REFERENCIAS

---

- Abraik, E., & Youssef, M. A. (2018). Seismic fragility assessment of superelastic shape memory alloy reinforced concrete shear walls. *Journal of Building Engineering*, 19, 142–153.
- Abuchar Soto, V. J., “Fragility and Vulnerability Functions for Residential Reinforced Concrete Frames in Colombia,” M.S. thesis, Dept. de Ingeniería Civil y Ambiental, Univ. del Norte, Barranquilla, Colombia, 2024.
- Acevedo, A. B., Jaramillo, J. D., Yepes, C., Silva, V., Osorio, F. A., & Villar, M. (2016). Evaluation of the seismic risk of the unreinforced masonry building stock in Antioquia, Colombia. *Natural Hazards, Springer Science+Business Media*. <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2647-8>
- Acevedo, A.B., Reyes, J.C., Arteta, C., Valcárcel, J., Mora, M., Pérez, H., Abuchar, V., Gómez, D., Clavijo, A., Daza, J., Echeverry, J. (2021). Acuerdos de Línea Base y Metodológica – Fragilidad y Vulnerabilidad: Reporte MNRS No. 0.002-2021
- Alfaro Montoya, L. Massone (2013). Estimación del desplazamiento lateral elástico e inelástico de muros esbeltos mediante un modelo de rotula plástica basado en un modelo de fibras. Universidad de Chile.
- Almeida, J., Prodan, O., Rosso, A., & Beyer, K. (2017). Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Cyclic Loading. *Earthquake Spectra*, 33(1), 323–345. <https://doi.org/10.1193/101915EQS154DP>
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2016). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16). Reston, VA: American Society of Civil Engineering/Structural Engineering Institute.
- Applied Technology Council (ATC). (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1. Applied Technology Council.
- Applied Technology Council (ATC). (2018). Methodology. Second Edition. Vol. 1. Seismic Performance Assessment of Buildings P-58-1. <https://femap58.atcouncil.org/documents/fema-p-58/24-fema-p-58-volume-1-methodologysecond-edition/file>
- Araújo Rodríguez, G. A. (2021). *Seismic Risk Assessment of the Thin and Lightly Reinforced Concrete Wall Building System by*.
- Archbold, J. L. (2022). Performance-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Buildings with Unreinforced Masonry Infill Walls. University of California, Berkeley.

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Arroyo, O., Feliciano, D., Carrillo, J., & Hube, M. A. (2021). Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh. *Engineering Structures*, 241. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112455>
- Arroyo O, Bonett R, Vidales F, et al. Seismic fragility assessment of reinforced concrete wall buildings in Colombia: Insights and implications for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*. 2024, Advance online publication. doi:10.1177/87552930241297564
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá, Colombia.
- Arteta, C. (2017). Simple mechanics of reinforced concrete thinwall, design considerations for Colombia – Ceer. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. <http://ceer.co/mecanica-simple-de-murosdelgados-con-aleta-aspectos-a-considerar-para-su-diseno-en-colombia-2/?login=success&lang=en>.
- Arteta, C. A., Sanchez, J., Daza, R., Blandón, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., & Velez, J. C. (2017). Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems. Paper presented at the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile.
- Arteta, C. A., & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard consistent analysis of engineering systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737–757. <https://doi.org/10.1193/102116EQS176M>
- Arteta, C. A., Pérez, H., Reyes, J., Bonett, R., Mora, M., Valcárcel, J., Abuchar, V., Clavijo, A., Daza, J., Echeverry, J., & Gómez, D. (2021). Acuerdos de línea base y metodológica - Fragilidad y vulnerabilidad: Reporte MNRS No. 002-2021. Preparado por la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI) para el Servicio Geológico Colombiano (SGC).
- Aslani, H., & Miranda, E. (2005). Probabilistic Earthquake Loss Estimation and Loss Disaggregation in Buildings (Issue Report No. PEER 2005/12)
- Baker, J. W. (2007). Probabilistic structural response assessment using vector-valued intensity measures. In *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (Vol. 36, Issue 13, pp. 1861–1883). John Wiley and Sons Ltd. <https://doi.org/10.1002/eqe.700>
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217. <https://doi.org/10.1002/eqe.474>
- Bal, I. E., Crowley, H., Pinho, R., & Gülay, F. G. (2008). Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10–11), 914–932. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2007.10.005>
- Blandon C., Arteta C., Bonett R., Carrillo J., Beyer K. and Almeida J. (2018) Response of thin lightly reinforced concrete walls under cycling loading. *Engineering structures*, 176:175-187, DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.08.089.
- Blandón, C., & Bonett, R. (2020). Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*, 28, 101035. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2019.101035>.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgos sísmicos de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona – España.
- Bonett, R., y Blandón, C. (2014). Informe final del proyecto de investigación titulado: Verificación del comportamiento de muros esbeltos de concreto reforzado ante desplazamientos laterales. Universidad de Medellín, Escuela de ingeniería de Antioquia, CAMACOL, Doing estudios de ingeniería, Concreto e Industrias del Hierro.
- Bonett, R., Arroyo, O., Zapata, A., Feliciano, D., Ocampo, J., Vidales, F. (2022). Funciones de fragilidad y vulnerabilidad sísmica para la tipología constructiva de muros en concreto reforzado: Reporte MNRS No. 005-2022. Bogotá: Preparado por la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI) para el Servicio Geológico Colombiano (SGC).
- Cando, M. A., Hube, M. A., Parra, P. F., & Arteta, C. A. (2020). Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings. *Engineering Structures*, 219, 110724. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2020.110724>
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2012). Acceptance limits for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(15), 2273–2288. <https://doi.org/10.1002/EQE.2186>

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Carrillo, J., Cubillos, E., & Parra, P. F. (2022). Modeling the seismic response of thin concrete walls using the non-linear Beam-Truss Model. *Journal of Building Engineering*, 52. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.104424>
- Carrillo, J., Diaz, C., & Arteta, C. A. (2019). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Materials*, 195, 352–362. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.11.096>
- Carrillo, J., Lozano, H., & Arteta, C. (2021). Mechanical properties of steel reinforcing bars for concrete structures in central Colombia. *Journal of Building Engineering*, 33. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2020.101858>
- Carrillo, J., Oyarzo-Vera, C., & Blandón, C. (2019). Damage assessment of squat, thin and lightly-reinforced concrete walls by the Park & Ang damage index. *Journal of Building Engineering*, 26, 100921. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2019.100921>
- Carrillo, J. and Rincón, R., (2023). Modelo de estados límite para componentes estructurales: Reporte MNRS No. 004-2022. Bogotá: Prepared by the Colombian Association of Engineering Schools (ACOFI) for the Colombian Geological Survey (SGC).
- Chris D. Poland, J. H., Roland, L. S., Jeffrey, S., Structural Engineers Association of California, & California Office of Emergency Services. (1995). Vision 2000: performance based seismic engineering of buildings (Structural Engineers Association of California, Ed.).
- Echeverria, M. J., Jünemann, R., & Liel, A. B. (2022). Seismic fragility assessment of medium-rise fishbone-type reinforced concrete wall buildings. *Journal of Building Engineering*, 59, 105044. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.105044>
- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). Fundamentals of Earthquake Engineering. In *Fundamentals of Earthquake Engineering*. John Wiley & Sons, Ltd. <https://doi.org/10.1002/9780470024867.CH2>
- Feliciano, D., Arroyo, O., Bonett, R., Carrillo, J., Arteta, C, Vidales, F. and Ocampo, J. (2023). The 2DMVLEM formulation as a tool for assessing RC wall buildings with non-planar walls: case study in Colombia. Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering.
- FEMA-356. Federal Emergency Management Agency (FEMA) -356 Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. In: California: Federal Emergency Management Agency; 2000.
- FEMA. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings, Methodology and Implementation*, FEMA P-58.

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- FEMA. (2018a). *Development of Next Generation Performance-Based Seismic Design Procedures for New and Existing Buildings*, FEMA P-58. <https://femap58.atcouncil.org/2-uncategorised/1-home>
- FEMA. (2018b). *Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 5 - Expected Seismic Performance of Code-Conforming Buildings*, FEMA P-58-5 (Vol. 5). [www.ATCouncil.org](http://www.ATCouncil.org)
- Flores, C., Bazaez, R., Lopez, A., Flores, C., Bazaez, R., & Lopez, A. (2021). Influence of strong ground motion duration on reinforced concrete walls. *Earthquakes and Structures*, 21(5), 477. <https://doi.org/10.12989/EAS.2021.21.5.477>
- Gogus, A., & Wallace, J. W. (2015). Seismic Safety Evaluation of Reinforced Concrete Walls through FEMA P695 Methodology. *Journal of Structural Engineering*, 141(10), 04015002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001221](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001221)
- Haghi, N., Epackachi, S., & Taghi Kazemi, M. (2020). Macro modeling of steel-concrete composite shear walls. *Structures*, 23, 383–406. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2019.10.018>
- Hassan, A. F., & Sozen, M. A. (1997). Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes. *Structural Journal*, 94(1), 31–39. <https://doi.org/10.14359/458>
- Henry, R. S., Sritharan, S., & Ingham, J. M. (2016). Residual drift analyses of realistic self-centering concrete wall systems. *Earthquake and Structures*, 10(2), 409–428. <https://doi.org/10.12989/EAS.2016.10.2.409>
- Heresi, P., & Miranda, E. (2020). Intensity Measures for Regional Seismic Risk Assessment of Low-Rise Wood-Frame Residential Construction. *Journal of Structural Engineering*, 147(1), 04020287. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002859](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002859)
- Hoult, R. D., & de Almeida, J. P. (2022). Residual displacements of reinforced concrete walls detailed with conventional steel and shape memory alloy rebars. *Engineering Structures*, 256, 114002. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114002>
- Hoult, R., Goldsworthy, H., & Lumantama, E. (2019). Fragility functions for RC shear wall buildings in Australia. *Earthquake Spectra*, 55(1), 333–360. <https://doi.org/10.1193/120717EQS251M>
- Hube, M. A., María, H. S., Arroyo, O., Vargas, A., Almeida, J., & López, M. (2020). Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions. *Earthquake Spectra*, 36(3), 1074–1095. <https://doi.org/10.1177/8755293020906841>
- Jalayer, F., Ebrahimian, H., Miano, A., Manfredi, G., & Sezen, H. (2017). "Analytical fragility assessment using unscaled ground motion records." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(15), 2639-2663. [<https://doi.org/10.1002/eqe.2922>]

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Kassem, M. M., Mohamed Nazri, F., & Noroozinejad Farsangi, E. (2020). The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review. *Ain Shams Engineering Journal*, 11(4), 849–864. <https://doi.org/10.1016/J.ASEJ.2020.04.001>
- Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., & Wallace, J. (2018). Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models for Planar Reinforced Concrete Walls. *Structural Journal*, 115(6), 1637–1657. <https://doi.org/10.14359/51710835>
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021). Three-dimensional model for nonlinear analysis of slender flanged reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 236, 112105. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112105>
- Lee, T.-H., & Mosalam, K. M. (2006). Probabilistic Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Structural Components and Systems (Issue PEER 2006/04). <https://peer.berkeley.edu/publications/2006-04>
- Lignos, D. G., Asce, A. M., Kolios, D., Miranda, E., & Asce, M. (2010). Fragility Assessment of Reduced Beam Section Moment Connections. *Journal of Structural Engineering*, 136(9), 1140–1150. <https://doi.org/10.1061/ASCEST.1943-541X.0000214>
- Magna-Verdugo, C., Hube, M., & Saitua, F. (2017). Analytical fragility curves of high-rise Reinforced Concrete Rhear Wall buildings. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain model for Confined Concrete*.
- Marafi, N. A., Makdisi, A. J., Eberhard, M. O., & Berman, J. W. (2019). Impacts of an M9 Cascadia Subduction Zone Earthquake and Seattle Basin on Performance of RC Core Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 146(2), 04019201. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002490](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002490)
- Martins, L., & Silva, V. (2021). Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(15), 6719–6745. <https://doi.org/10.1007/S10518-020-00885-1>
- Martins, L., Silva, V., Marques, M., Crowley, H., & Delgado, R. (2016). Development and assessment of damage-to-loss models for moment-frame reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(5), 797–817. <https://doi.org/10.1002/EQE.2687>

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima M. Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. Paper presented at the Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China; 2008.
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 95–107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000002](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002)
- Miranda-Giraldo, M., Zambrano, H., & Arteta, C. (2022). Calibración de modelos constitutivos para la simulación del comportamiento cíclico de las mallas electrosoldadas. *X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. [https://www.researchgate.net/publication/360658556\\_Calibracion\\_de\\_modelos\\_constitutivos\\_para\\_la\\_simulacion\\_del\\_comportamiento\\_ciclico\\_de\\_las\\_mallas\\_electrosoldadas](https://www.researchgate.net/publication/360658556_Calibracion_de_modelos_constitutivos_para_la_simulacion_del_comportamiento_ciclico_de_las_mallas_electrosoldadas).
- Miranda, E., Aslani, H., and Taghavi, S. (2004). “Assessment of seismic performance in terms of economic losses.” Proceedings of an International Workshop on Performance-Based Seismic Design: Concepts and Implementation (pp. 149-160). Bled, Slovenia.
- Mitrani-Reiser, J. and Beck, J. (2007). An Ounce of Prevention: Probabilistic Loss Estimation for Performance-based Earthquake Engineering. Pasadena, CA: Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, California Institute of Technology.
- Orakcal K. (2004). "Nonlinear Modeling and Analysis of Slender Reinforced Concrete Walls", PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles.
- Pájaro, C. and Arteta, C., (2022). Selección de acelerogramas: Reporte MNRS No. 004-2022. Bogotá: Prepared by the Colombian Association of Engineering Schools (ACOFI) for the Colombian Geological Survey (SGC).
- Pejovic, J., & Jankovic, S. (2016). Seismic fragility assessment for reinforced concrete high-rise buildings in Southern Euro-Mediterranean zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(1), 185–212. <https://doi.org/10.1007/S10518-015-9812-4/FIGURES/19>
- Porter, K., Kennedy, R., & Bachman, R. (2007). Creating fragility functions for performancebased earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), 471–489. <https://doi.org/10.1193/1.2720892>

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Pozo, J. D., Hube, M. A., & Kurama, Y. C. (2020). Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls. *Engineering Structures*, 224, 111190. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2020.111190>
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press.
- Quiroz, L. G., & Maruyama, Y. (2013). Comparison of numerical fragility curves for thin RC walls used in Lima, Peru considering variations of ground motion datasets. <https://cris.ulima.edu.pe/en/publications/comparison-of-numerical-fragility-curves-for-thin-rc-walls-used-i>
- Ramirez, C. M., & Miranda, E. (2009). Building-specific Loss Estimation methods and tools for simplified Performance-Based Earthquake Engineering [Stanford University].
- Reyes, J.C., Peñaranda, D.A., Ceron, N., Mora, M., Guevara, J.A., Valenzuela, M.X., Rojas, D., 2025. A simplified replacement cost model for residential buildings located in developing countries: the case study of Colombia. *Earthquake Spectra* (in review)
- Rossetto, T., & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, 25(10), 1241–1263. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00060-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00060-9)
- Shahnazaryan, D., O'Reilly, G. J., & Monteiro, R. (2021). Story loss functions for seismic design and assessment: Development of tools and application. *Earthquake Spectra*, 37(4), 2813–2839. [https://doi.org/10.1177/87552930211023523/ASSET/IMAGES/LARGE/10.1177\\_87552930211023523-FIG15.JPEG](https://doi.org/10.1177/87552930211023523/ASSET/IMAGES/LARGE/10.1177_87552930211023523-FIG15.JPEG)
- Shome, N., Jayaram, N., Krawinkler, H., & Rahnama, M. (2015). Loss estimation of tall buildings designed for the PEER tall building initiative project. *Earthquake Spectra*, 31(3), 1309–1336. [https://doi.org/10.1193/121912EQS352M/ASSET/IMAGES/LARGE/10.1193\\_121912EQS352M-FIG14.JPEG](https://doi.org/10.1193/121912EQS352M/ASSET/IMAGES/LARGE/10.1193_121912EQS352M-FIG14.JPEG)
- Sommerville, P., & Porter, K. A. (2005). Hazard analysis. In M. C. Comerio (Ed.), *PEER Testbed Study on a Laboratory Building: Exercising Seismic Performance Assessment* (Issue PEER 2005/12). Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER.
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307–334. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1995). Vision 2000: PerformanceBased Seismic Engineering of Buildings. Structural Engineers Association of California
- 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. *Structural Journal*, 110(1), 95–104. <https://doi.org/10.14359/51684333>
- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). *Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: An experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross-sections* (Report No. CU/CEE-95/06). Potsdam, NY: Department of Civil Engineering, Clarkson University.
- Tolou Kian, M. J., & Cruz-Noguez, C. (2018). Reinforced Concrete Shear Walls Detailed with Innovative Materials: Seismic Performance. *Journal of Composites for Construction*, 22(6), 04018052. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000893/ASSET/633E286D-2F6A-4714-9C6D-77F51B9D2432/ASSETS/IMAGES/LARGE/FIGURE19.JPG](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000893/ASSET/633E286D-2F6A-4714-9C6D-77F51B9D2432/ASSETS/IMAGES/LARGE/FIGURE19.JPG)
- Ugalde, D., Parra, P. F., & Lopez-Garcia, D. (2019). Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(12), 6565–6589. <https://doi.org/10.1007/S10518-019-00644-X/FIGURES/14>
- Universidad de Los Andes (2019). Vulnerabilidad Sísmica. (Capítulo 4). En Estudio del riesgo sísmico del Valle de Aburrá. Bogotá: Preparado por la Universidad de los Andes, para el Área Metropolitana del Valle de Aburrá.
- Valcárcel, J., Acevedo, A., Arteta, C., Mora, M., Reyes, J., Abuchar, V., Clavijo, A., Daza, J., Echeverry, J., & Gómez, D. (2021). Acuerdos de línea base y metodológica - Exposición: Reporte MNRS No. 003-2021. Bogotá: Preparado por la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI) para el Servicio Geológico Colombiano (SGC).
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2004). Applied Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553. <https://doi.org/10.1193/1.1737737>
- Vidales Herrera, F. D., “Seismic-Structural Analysis Platform for Concrete Wall Buildings,” M.S. thesis, Maestría en Ingeniería Civil Mixta, Univ. de Medellín, Medellín, Colombia, 2024.
- Villar-Vega, M. (2014). Seismic Vulnerability Assessment for the Residential Building Stock in South America. Universidad EAFIT.

## CAPÍTULO 8 - REFERENCIAS

- Villar-Vega, M., Silva, V., Crowley, H., Yepes, C., Tarque, N., Acevedo, A. B., Hube, M. A., Gustavo, C. D., & María, H. S. (2017). Development of a fragility model for the residential building stock in South America. *Earthquake Spectra*, 33(2), 581–604. <https://doi.org/10.1193/010716EQS005M>
- Villegas Rangel, C. A. (2019). Análisis probabilístico de edificaciones de muros de concreto industrializados con bajo confinamiento. Universidad de Los Andes. <https://repositorio.uniandes.edu.co/handle/1992/39517>
- Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & Moehle, J. (2012). Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1). <https://doi.org/10.1193/1.4000047>
- Yamín Lacouture, L. E. (2016). Riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas mediante integración de costos de reparación de componentes [Universitat Politècnica de Catalunya]. In *TDX (Tesis Doctorals en Xarxa)*. <https://doi.org/10.5821/DISSERTATION-2117-96210>
- Yamin, L. E., Hurtado, A., Rincon, R., Dorado, J. F., & Reyes, J. C. (2017). Probabilistic seismic vulnerability assessment of buildings in terms of economic losses. *Engineering Structures*, 138, 308–323. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2017.02.013>
- Yepes-Estrada, C., Silva, V., Valcárcel, J., Acevedo, A. B., Tarque, N., Hube, M. A., Coronel, G., & María, H. S. (2017). Modeling the Residential Building Inventory in South America for Seismic Risk Assessment. *Earthquake Spectra*, 33(1), 299–322. <https://doi.org/10.1193/101915EQS155DP>
- Zapata-Escobar, A., Arroyo-Amell, O., & Bonett-Díaz, R. (2023, noviembre 1-4). *Efecto de la modelación del sistema de piso en la respuesta inelástica de edificios de muros industrializados*. Ponencia presentada en el XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica “Hacia la resiliencia sísmica de México”, Guadalajara, Jalisco, México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.
- Zhu, M., McKenna, F., & Scott, M. H. (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX*, 7, 6-11.

## 9. ANEXOS

---

### 9.1. HERRAMIENTAS PARA LA EVALUACIÓN DE FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD

Este capítulo presenta una visión general de las herramientas de análisis desarrollada en este estudio. Las herramientas comprenden un conjunto de algoritmos diseñados para facilitar la modelación no lineal, el análisis del comportamiento de edificios con muros de concreto reforzado bajo cargas sísmicas. El capítulo está organizado en dos partes: la primera describe los algoritmos basados en Python para la modelación, procesamiento y análisis, y la segunda introduce el dashboard desarrollado para el análisis y visualización de los resultados de fragilidad y vulnerabilidad.

#### 9.1.1. ALGORITMOS PARA MODELACIÓN, ANÁLISIS NO-LINEAL Y CÁLCULO DE PÉRDIDAS

La primera parte de esta herramienta consta de varios algoritmos que gestionan la creación y ejecución de modelos planos no lineales para edificios con muros de concreto reforzado. Cada algoritmo está diseñado para realizar una tarea específica dentro del flujo de trabajo del análisis:

- Generación de Modelos Planos No-Lineales: Este algoritmo automatiza el desarrollo de modelos no lineales bidimensionales para muros de concreto reforzado. Facilita la creación de modelos con propiedades de materiales apropiadas, condiciones de frontera y escenarios de carga, garantizando la coherencia con las características estructurales de los edificios en estudio. Esta funcionalidad está implementada en el archivo "00\_XXXX-MCR-XXX-XXP-L.py".

00\_XXXX-MCR-XXX-XXP-L



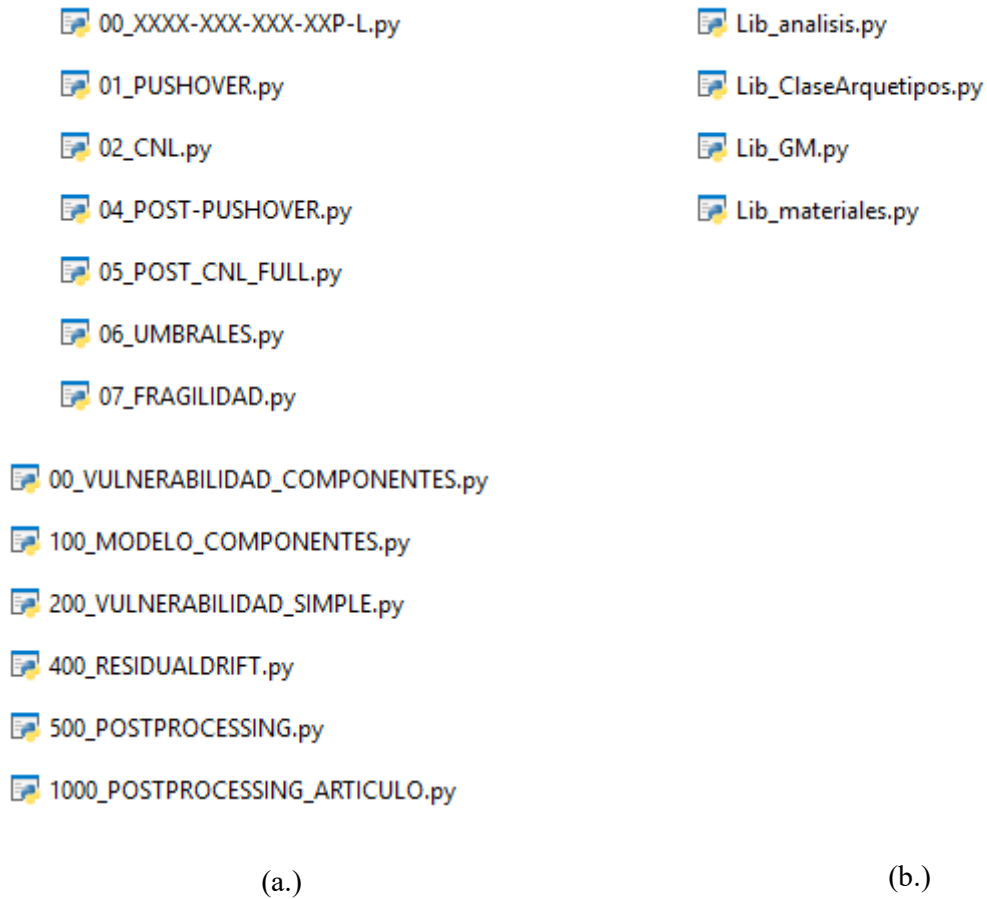
**Tabla 9-1.** Descripción de la generación de la taxonomía del proyecto.

ID	Especificación	Descripción
1	ID	Corresponde a un ID numérico único de cuatro dígitos utilizado para identificar el edificio en la base de datos.
2	MCR: Muros de concreto reforzado	MCR corresponde a la abreviatura de <b>muros de concreto reforzado</b> en español, y se registra como MCR en la base de datos.
3	Ciudad	La abreviatura de tres letras representa la ciudad donde se encuentra ubicado el proyecto.
4	Número de pisos	Indica la cantidad de pisos del proyecto.
5	Dirección	Dado que se emplearán arquetipos planos, es necesario especificar la orientación del proyecto correspondiente al arquetipo. Para ello, se usa ' <b>L</b> ' para la orientación <b>longitudinal</b> y ' <b>T</b> ' para la orientación <b>transversal</b> .

Adoptado de Vidales Herrera (2024).

- Algoritmo de Análisis Pushover: Este script realiza el análisis PushOver para capturar el comportamiento de carga-desplazamiento lateral del edificio. Automatiza la aplicación de cargas laterales incrementales y registra la respuesta estructural hasta la falla. Esta funcionalidad está implementada en el archivo "01\_PUSHOVER.py".
- Algoritmo de Análisis No-Lineal en el Tiempo: Este algoritmo lleva a cabo un análisis dinámico en el tiempo sometiendo el modelo a registros de movimientos del suelo. Supervisa varios parámetros de respuesta estructural, incluidas las derivas entre pisos, aceleraciones y velocidades de los pisos durante los eventos sísmicos. Esta funcionalidad está implementada en el archivo "02\_CNL.py".
- Post-procesamiento del Análisis Pushover: Este código procesa los resultados del análisis PushOver, generando curvas de respuesta detalladas y extrayendo métricas clave de desempeño, como el desplazamiento máximo del techo y la capacidad de corte en la base. Esta funcionalidad está implementada en el archivo "04\_POST-PUSHOVER.py".
- Post-procesamiento del Análisis No-Lineal en el Tiempo: Este script procesa los resultados de los análisis no lineales en el tiempo, compilando datos sobre derivas de techo, derivas entre pisos y otras respuestas dinámicas para cada registro sísmico. Los resultados respaldan análisis estadísticos adicionales. Esta funcionalidad está implementada en el archivo "05\_POST\_CNL\_FULL.py".

- Umbrales de Daño: Este script permite estimar los umbrales de daño para cada arquetipo, siguiendo la metodología descrita en la sección 5.2. La implementación de esta funcionalidad se encuentra en el archivo "06\_UMBRALES.py".
- Estimación y procesamiento de las curvas de fragilidad Este script tiene como objetivo estimar las curvas de fragilidad a partir de los resultados generados previamente en otros archivos. Además, procesa los resultados para realizar análisis estadísticos sobre la respuesta obtenida para todos los arquetipos. Los resultados obtenidos sirven como base para análisis estadísticos adicionales. Esta funcionalidad está implementada en el archivo "07\_FRAGILIDAD.py".
- Para la metodología desarrollada en la evaluación de las curvas de vulnerabilidad, se implementaron diversas rutinas en distintos archivos de código. Para el método simplificado, se creó el archivo "200\_VULNERABILIDAD\_SIMPLE.py", donde se ejecutan los cálculos según lo descrito en la sección 6.1. En el método por componentes de piso, se desarrollaron los archivos "00\_VULNERABILIDAD\_COMPONENTES.py", encargado del cálculo general; "100\_MODELO\_COMPONENTES.py", para el procesamiento del modelo de componentes; "400\_RESIDUALDRIFT.py", enfocado en la estimación de la deriva residual; y "500\_POSTPROCESSING.py", que procesa y organiza los resultados presentados en este documento. Los procedimientos de estos archivos están asociados con lo descrito en la sección 6.2, permiten una evaluación estructurada y flexible de la vulnerabilidad.
- Adicional a estos archivos, se dispone de una serie de librerías creadas con métodos avanzados para la funcionalidad del procedimiento, los cuales son presentados en la Figura 9-1b.



**Figura 9-1.** Código fuente para modelado no lineal y análisis sísmico, (a.) archivos principales y (b.) librerías complementarias.

Los códigos desarrollados para este estudio están disponibles en el siguiente repositorio: <https://github.com/Juaanj0/Seismic-Structural-Analysis.git>.

### 9.1.2. DASHBOARD PARA ANÁLISIS Y VISUALIZACIÓN DE RESULTADOS DE FRAGILIDAD

La segunda parte de esta sección detalla el desarrollo de un “*dashboard*” interactivo diseñado para la visualización y análisis de los resultados de fragilidad estructural. A diferencia de una plataforma estática, este “*dashboard*” permite una exploración dinámica de los datos obtenidos en los análisis estructurales, facilitando la identificación de tendencias y patrones en la información recopilada.

La Figura 9-2 presenta un resumen de los edificios analizados, incluyendo sus principales características estructurales. Esta información permite una agrupación eficiente de los resultados de fragilidad en función de parámetros clave, facilitando su interpretación y comparación.

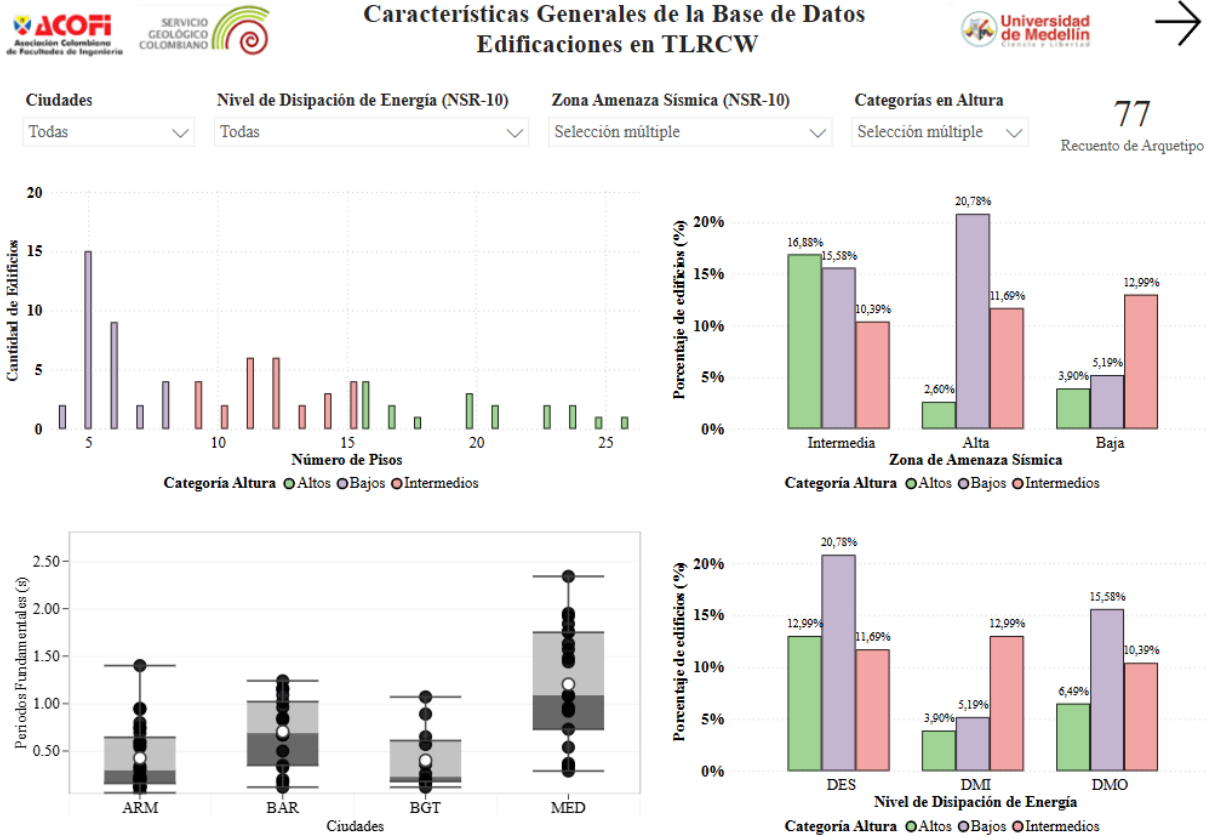
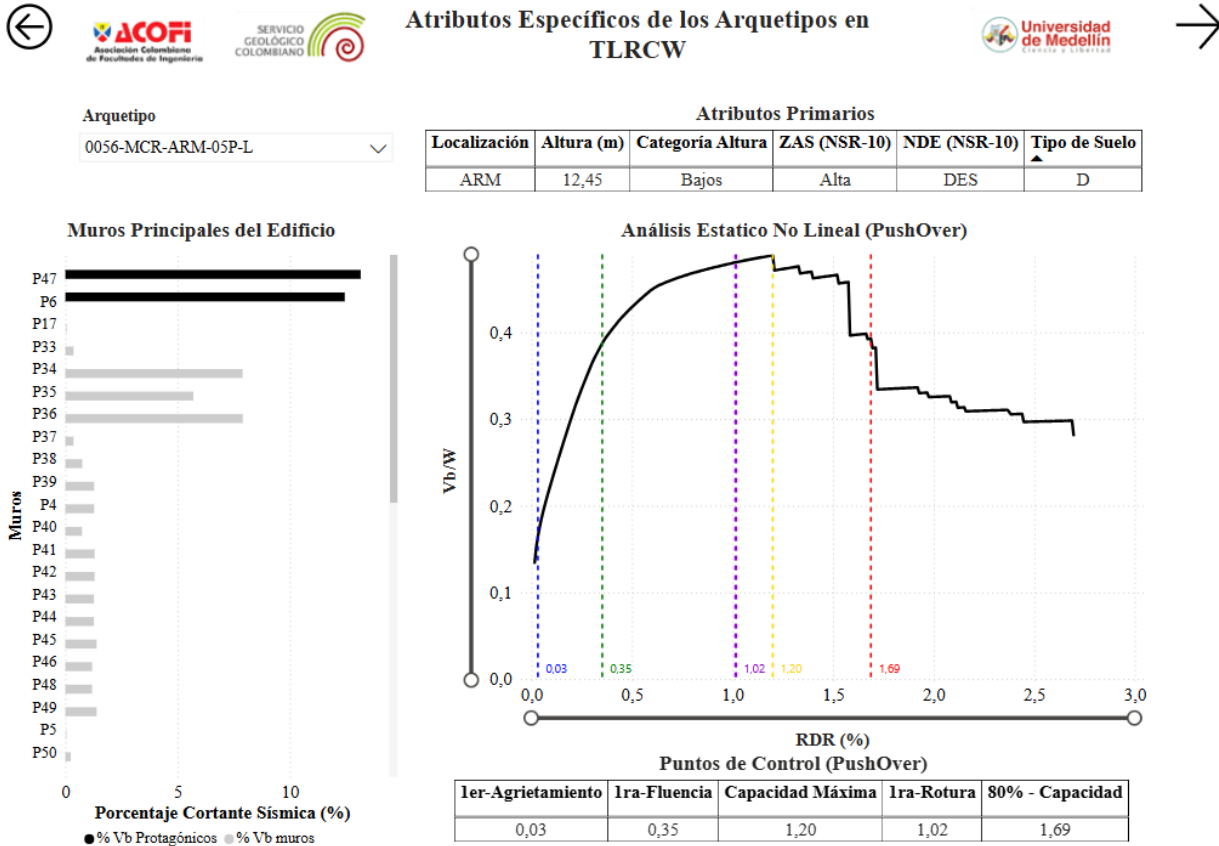


Figura 9-2. Visualización de las características general de los edificios en TLRCW.

La Figura 9-3 muestra una vista integral de los atributos estructurales y el desempeño sísmico de los arquetipos en TLRCW.

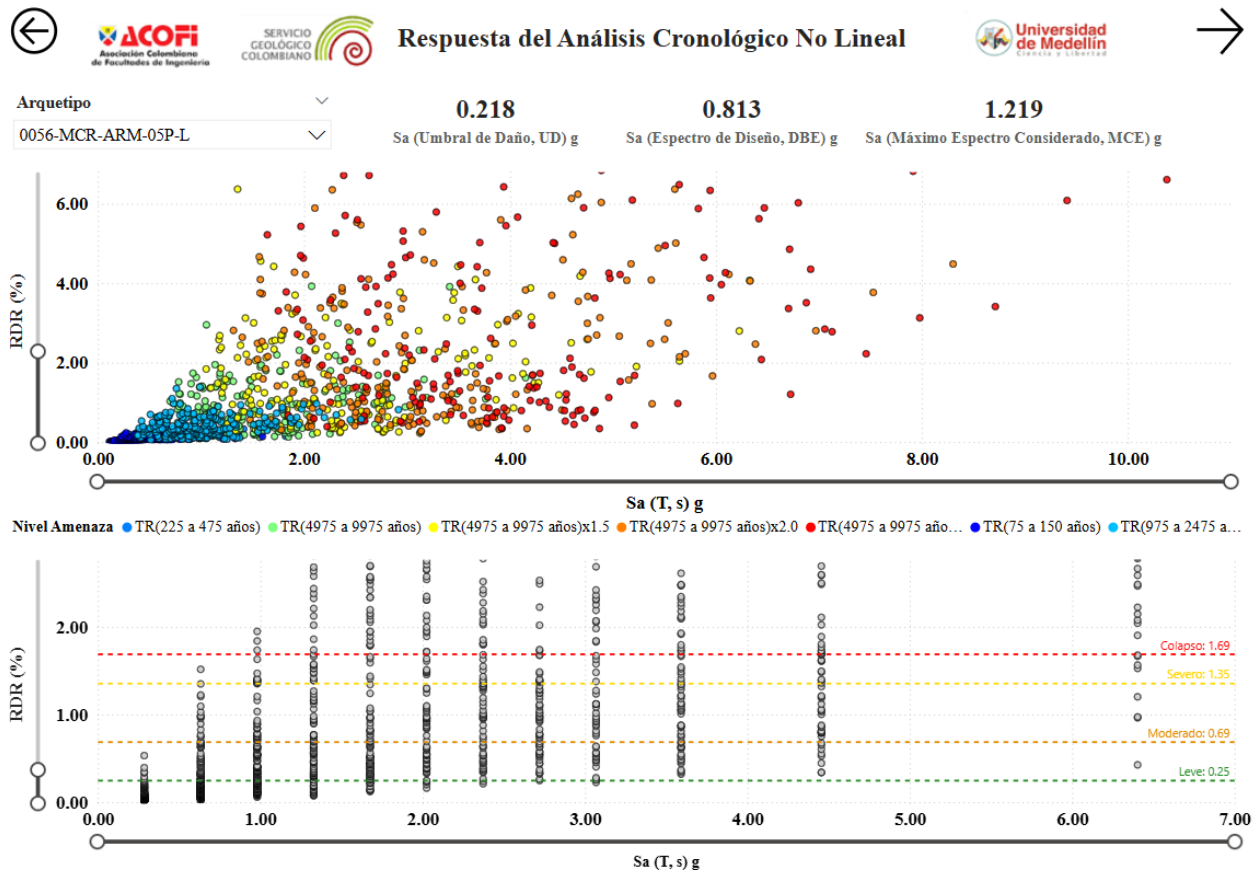
- En la parte superior, se presenta un resumen de las características más relevantes del arquetipo seleccionado, incluyendo su ubicación, altura, categoría estructural y condiciones del suelo. Esta información proporciona un contexto claro sobre las particularidades de cada estructura.
- En la sección central, se despliega la curva de análisis estático no lineal (Pushover), una herramienta clave para evaluar la respuesta sísmica del edificio. Esta gráfica permite identificar distintos estados de desempeño estructural y puntos críticos que facilitan la interpretación de su capacidad y comportamiento ante diversas cargas.
- Además, el “*dashboard*” incluye tablas comparativas que organizan la información de manera estructurada, permitiendo un análisis eficiente de distintos arquetipos y escenarios.



**Figura 9-3.** Visualización de atributos específicos de los arquetipos en TLRCW

La Figura 9-4 muestra los resultados del Análisis Cronológico No-Lineal, permitiendo una visualización detallada de la dispersión de los valores de los parámetros de demanda de ingeniería (EDP) frente a medidas de intensidad sísmica (IM).

- **Gráfica de Dispersión EDP vs. IM:** Representa la relación entre la deriva del techo (RDR %) y la aceleración espectral ( $S_a$ ), categorizando los registros sísmicos según el período de retorno de la amenaza sísmica, tal como se describe en la sección 4.6.
- **Bineado:** Permite la agrupación de datos en intervalos discretos de  $S_a$ , facilitando la identificación de tendencias en la respuesta estructural, (ver sección 5.2.2).
- **Umbral de Daño:** Se establecen niveles de daño estructural en función de los valores de RDR %, clasificándolos en leve, moderado, severo y colapso, proporcionando una referencia clara sobre la fragilidad estructural de cada arquetipo (ver sección 5.2).

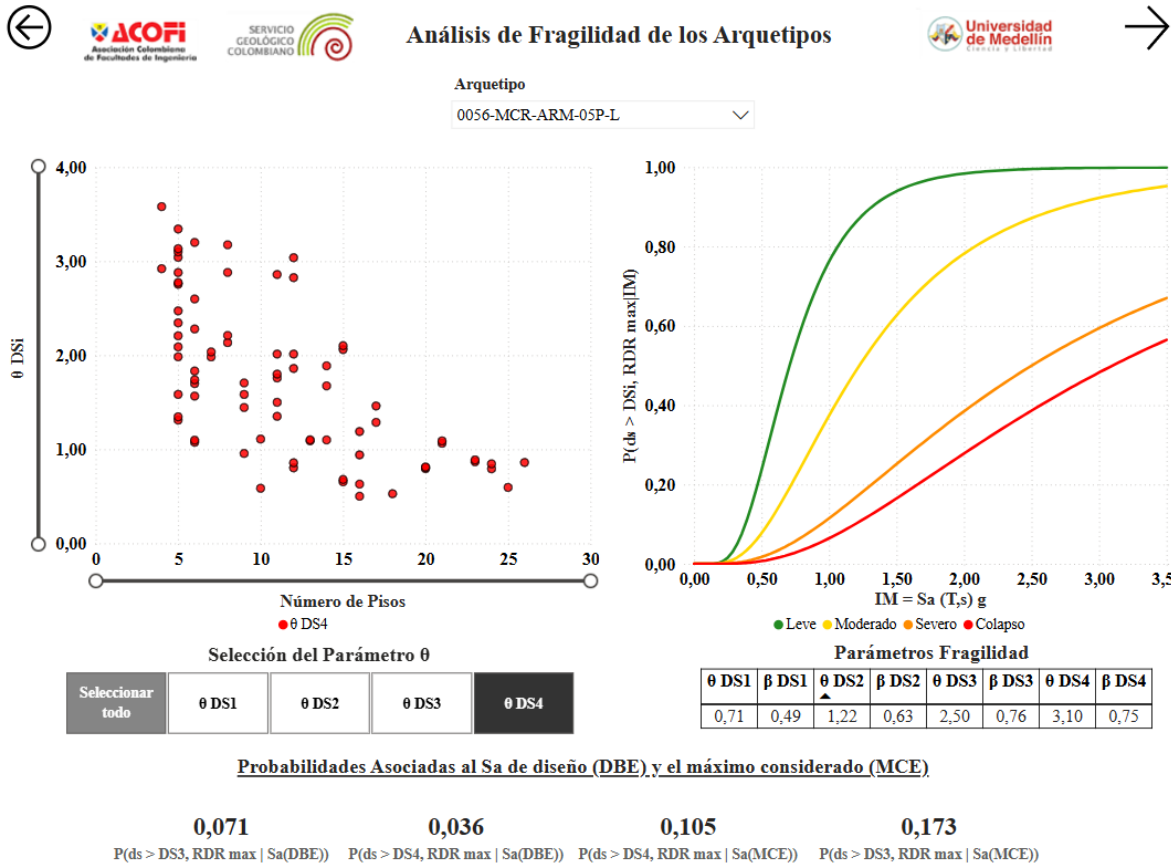


**Figura 9-4.** Visualización de los resultados EDP vs IM

En la Figura 9-5, se presentan los resultados del análisis de fragilidad estructural mediante la visualización de las Curvas de Fragilidad de todos los arquetipos y del arquetipo seleccionado.

Las principales herramientas de visualización incluyen:

- **Dispersión de Parámetros de Fragilidad:** La gráfica izquierda muestra la relación entre el número de pisos del edificio y los valores del parámetro  $\theta$ , que define la fragilidad estructural. Cada punto representa un arquetipo y su comportamiento ante cargas sísmicas.
- **Curvas de Fragilidad:** La gráfica derecha presenta las curvas de fragilidad, que representan la probabilidad de que un edificio exceda ciertos umbrales de daño (leve, moderado, severo y colapso) bajo distintos niveles de demanda sísmica.
- **Probabilidad de Excedencia Asociada:** En la parte inferior, se muestra un resumen de las probabilidades de excedencia para diferentes niveles de desempeño sísmico, considerando tanto el Sa de diseño (DBE) como el Máximo Espectro Considerado (MCE). Esta información facilita la interpretación de la vulnerabilidad sísmica de cada arquetipo.



**Figura 9-5.** Visualización del análisis de fragilidad de los arquetipos

**Interactividad y Funcionalidades del Dashboard.**

Este dashboard interactivo permite realizar análisis comparativos entre distintos parámetros estructurales y sísmicos, tales como:

- Categoría en altura
- Ciudad de diseño
- Zona de amenaza sísmica
- Nivel de disipación de energía

Además, los usuarios pueden explorar de manera detallada los resultados individuales de cada arquetipo.

El “*dashboard*” fue desarrollado en Power BI de Microsoft, lo que permite a los usuarios filtrar, ordenar y analizar la información de manera intuitiva. Su implementación optimiza la visualización de los resultados obtenidos en el análisis de fragilidad y vulnerabilidad sísmica de los arquetipos de muros delgados de concreto reforzado (TLRCW).

La integración de herramientas interactivas permite:

- Comparaciones en tiempo real
- Mejor interpretación de los datos
- Extracción de conclusiones clave sobre el comportamiento estructural

Todos los resultados, junto con un manual de usuario y acceso al **“dashboard”** interactivo, estarán disponibles en el repositorio: <https://github.com/Juaanj0/Seismic-Structural-Analysis.git>.

## 10. APÉNDICE A: Parámetros de fragilidad (DS-IM)

Los valores reportados para los edificios con muros delgados en concreto reforzado (TLRCW) se presentan en esta sección. Estos valores se obtuvieron para cada número de pisos siguiendo la metodología previamente descrita. En la primera columna de la tabla se indica la taxonomía del arquetipo, en la segunda se presenta el índice de intensidad (IM) con su correspondiente período condicional, en las siguientes columnas se consignan los valores de  $\theta$  y  $\beta$  para cada estado límite (DS), en la última columna se presenta la categoría en altura del arquetipo.

**Tabla 10-1.** Valores de los parámetros de las funciones de fragilidad para TLRCW con capacidad especial de disipación de energía (DES).

Tipología	IM	DS1		DS2		DS3		DS4		Categoría de altura
		$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	
	Sa(T <sub>1</sub> [s])	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	-
0055-MCR-ARM-04P-L	Sa(0.1)	1.254	0.28	1.965	0.371	3.191	0.494	3.581	0.515	LR
0055-MCR-ARM-04P-T	Sa(0.1)	0.468	0.781	1.066	0.788	2.413	0.906	2.921	0.907	
0049-MCR-ARM-05P-L	Sa(0.1)	0.465	0.635	0.975	0.597	2.094	0.799	2.472	0.832	
0049-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.818	0.348	1.314	0.448	2.468	0.592	2.88	0.619	
0056-MCR-ARM-05P-L	Sa(0.1)	0.707	0.485	1.224	0.63	2.501	0.764	3.1	0.746	
0056-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.356	0.692	0.783	0.69	1.775	0.84	2.207	0.827	
0057-MCR-ARM-05P-L	Sa(0.1)	0.853	0.345	1.559	0.383	2.962	0.466	3.343	0.496	
0057-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.716	0.427	1.262	0.503	2.362	0.653	2.774	0.645	
0211-MCR-YOP-05P-T	Sa(0.1)	0.595	0.591	1.036	0.543	1.987	0.685	2.345	0.697	
0212-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.736	0.454	1.311	0.526	2.338	0.667	2.755	0.672	
0220-MCR-PER-05P-L	Sa(0.1)	0.473	0.646	1.15	0.634	2.51	0.736	3.042	0.727	
0220-MCR-PER-05P-T	Sa(0.1)	0.597	0.587	1.167	0.622	2.581	0.749	3.133	0.744	
0209-MCR-YOP-06P-L	Sa(0.3)	0.688	0.659	1.243	0.574	2.574	0.594	3.2	0.657	
0209-MCR-YOP-06P-T	Sa(0.3)	0.299	0.808	0.894	0.667	2.082	0.67	2.599	0.715	
0058-MCR-ARM-08P-L	Sa(0.3)	0.388	0.655	1.096	0.651	2.609	0.628	3.175	0.635	
0058-MCR-ARM-08P-T	Sa(0.3)	0.432	0.548	0.988	0.555	2.41	0.598	2.881	0.63	
0197-MCR-BUC-11P-L	Sa(0.6)	0.18	0.643	0.523	0.503	1.286	0.514	1.759	0.542	MR
0197-MCR-BUC-11P-T	Sa(0.6)	0.348	0.428	0.781	0.381	2.065	0.513	2.859	0.589	

CAPÍTULO 10 - APÉNDICE A: Parámetros de fragilidad (DS-IM)

0045-MCR-ARM-12P-L	Sa(0.6)	0.39	0.426	0.908	0.363	2.317	0.517	3.038	0.59	HR
0045-MCR-ARM-12P-T	Sa(0.6)	0.337	0.469	0.793	0.413	2.13	0.533	2.826	0.589	
0195-MCR-BUC-12P-L	Sa(0.6)	0.174	0.635	0.535	0.46	1.499	0.512	2.013	0.527	
0195-MCR-BUC-12P-T	Sa(0.6)	0.13	0.847	0.502	0.508	1.334	0.536	1.86	0.573	
0206-MCR-PER-14P-T	Sa(1.0)	0.203	0.374	0.511	0.418	1.421	0.391	1.888	0.438	
0192-MCR-BUC-15P-L	Sa(1.0)	0.206	0.409	0.574	0.345	1.605	0.424	2.061	0.456	
0192-MCR-BUC-15P-T	Sa(1.0)	0.287	0.3	0.692	0.208	1.708	0.347	2.102	0.37	
0300-MCR-BUC-17P-T	Sa(1.5)	0.168	0.422	0.391	0.412	1.089	0.542	1.461	0.583	
0302-MCR-BUC-17P-T	Sa(1.5)	0.171	0.334	0.405	0.395	1.064	0.528	1.287	0.559	
0029-MCR-MED-21P-L	Sa(1.5)	0.13	0.25	0.285	0.28	0.777	0.416	1.09	0.473	
0029-MCR-MED-21P-T	Sa(1.5)	0.132	0.384	0.279	0.452	0.795	0.616	1.065	0.667	
0027-MCR-MED-23P-L	Sa(1.5)	0.112	0.261	0.25	0.364	0.65	0.568	0.887	0.611	
0027-MCR-MED-23P-T	Sa(1.5)	0.103	0.376	0.243	0.39	0.629	0.563	0.868	0.592	
0028-MCR-MED-24P-L	Sa(1.5)	0.095	0.601	0.223	0.619	0.613	0.801	0.846	0.862	
0028-MCR-MED-24P-T	Sa(1.5)	0.099	0.311	0.235	0.367	0.613	0.532	0.793	0.574	
0308-MCR-MED-25P-L	Sa(2.0)	0.066	0.242	0.163	0.28	0.435	0.476	0.595	0.51	
0317-MCR-MED-26P-L	Sa(2.0)	0.088	0.266	0.202	0.382	0.595	0.593	0.86	0.644	

**Tabla 10-2.** Valores de los parámetros de las funciones de fragilidad para TLRCW con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

Tipología	IM	DS1		DS2		DS3		DS4		Grupo de altura
		$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	
	Sa(T <sub>1</sub> [s])	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	-
0210-MCR-CAS-05P-T	Sa(0.3)	0.368	0.243	0.622	0.378	1.268	0.556	1.584	0.635	LR
0227-MCR-IBA-05P-L	Sa(0.3)	0.264	0.504	0.58	0.539	1.531	0.677	1.984	0.723	
0227-MCR-IBA-05P-T	Sa(0.3)	0.528	0.409	0.875	0.259	1.689	0.341	2.089	0.45	
0038-MCR-BGT-06P-T	Sa(0.3)	0.336	0.256	0.621	0.293	1.28	0.446	1.566	0.51	
0041-MCR-BGT-06P-L	Sa(0.3)	0.158	0.841	0.55	0.676	1.633	0.767	2.28	0.808	
0041-MCR-BGT-06P-T	Sa(0.3)	0.373	0.214	0.682	0.377	1.414	0.553	1.739	0.616	
0042-MCR-BGT-06P-L	Sa(0.3)	0.349	0.225	0.641	0.359	1.417	0.5	1.833	0.568	
0042-MCR-BGT-06P-T	Sa(0.3)	0.313	0.432	0.556	0.469	1.313	0.708	1.699	0.733	
0208-MCR-MED-07P-L	Sa(0.3)	0.317	0.464	0.647	0.524	1.506	0.601	2.036	0.642	

CAPÍTULO 10 - APÉNDICE A: Parámetros de fragilidad (DS-IM)

0208-MCR-MED-07P-T	Sa(0.3)	0.314	0.48	0.628	0.537	1.479	0.629	1.983	0.679	<b>MR</b>
0011-MCR-MED-08P-L	Sa(0.3)	0.371	0.474	0.699	0.539	1.671	0.654	2.211	0.649	
0011-MCR-MED-08P-T	Sa(0.3)	0.307	0.538	0.653	0.566	1.607	0.63	2.135	0.663	
0229-MCR-BGT-09P-L	Sa(0.6)	0.212	0.329	0.443	0.407	1.199	0.589	1.706	0.645	
0229-MCR-BGT-09P-T	Sa(0.6)	0.173	0.512	0.391	0.473	1.054	0.615	1.445	0.728	
0230-MCR-MED-11P-L	Sa(1.0)	0.178	0.268	0.433	0.396	1.271	0.548	1.8	0.616	
0230-MCR-MED-11P-T	Sa(1.0)	0.22	0.271	0.468	0.254	1.458	0.45	2.013	0.44	
0228-MCR-BGT-13P-L	Sa(1.0)	0.123	0.236	0.288	0.338	0.784	0.461	1.09	0.484	
0228-MCR-BGT-13P-T	Sa(1.0)	0.12	0.357	0.292	0.42	0.805	0.557	1.101	0.594	
0233-MCR-MED-14P-L	Sa(1.0)	0.136	0.254	0.306	0.374	0.846	0.497	1.1	0.522	
0233-MCR-MED-14P-T	Sa(1.0)	0.184	0.246	0.429	0.391	1.207	0.503	1.675	0.548	
0231-MCR-MED-16P-L	Sa(1.0)	0.132	0.377	0.325	0.472	0.88	0.549	1.189	0.601	<b>HR</b>
0231-MCR-MED-16P-T	Sa(1.0)	0.11	0.338	0.268	0.414	0.711	0.54	0.941	0.572	
0004-MCR-MED-20P-T	Sa(2.0)	0.09	0.18	0.21	0.32	0.61	0.51	0.81	0.58	
0008-MCR-MED-20P-L	Sa(1.0)	0.13	0.38	0.33	0.47	0.88	0.55	1.19	0.60	
0008-MCR-MED-20P-T	Sa(1.0)	0.11	0.34	0.27	0.41	0.71	0.54	0.94	0.57	

**Tabla 10-3.** Valores de los parámetros de las funciones de fragilidad para TLRCW con capacidad mínima de disipación de energía (DMI).

Tipología	IM	DS1		DS2		DS3		DS4		Grupo de altura
		$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	
	Sa(T <sub>1</sub> [s])	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	-
0234-MCR-BAR-05P-L	Sa(0.1)	0.199	0.433	0.432	0.472	1.028	0.625	1.311	0.639	<b>LR</b>
0234-MCR-BAR-05P-T	Sa(0.1)	0.387	0.316	0.571	0.416	1.058	0.6	1.346	0.689	
0235-MCR-BAR-06P-L	Sa(0.3)	0.13	0.575	0.331	0.579	0.826	0.703	1.097	0.738	
0235-MCR-BAR-06P-T	Sa(0.3)	0.251	0.418	0.43	0.442	0.855	0.604	1.075	0.685	
0236-MCR-CAR-09P-L	Sa(0.6)	0.122	0.545	0.299	0.494	0.714	0.596	0.956	0.669	<b>MR</b>
0236-MCR-CAR-09P-T	Sa(0.6)	0.285	0.397	0.49	0.455	1.124	0.662	1.584	0.723	
0225-MCR-BAR-10P-L	Sa(0.6)	0.158	0.426	0.34	0.452	0.816	0.598	1.109	0.623	
0237-MCR-CAR-10P-L	Sa(0.6)	0.077	0.244	0.179	0.379	0.446	0.488	0.586	0.522	
0238-MCR-BAR-11P-L	Sa(1.0)	0.178	0.37	0.372	0.419	0.942	0.553	1.351	0.616	

CAPÍTULO 10 - APÉNDICE A: Parámetros de fragilidad (DS-IM)

0238-MCR-BAR-11P-T	Sa(1.0)	0.198	0.196	0.395	0.312	1.069	0.493	1.5	0.527	<b>HR</b>
0226-MCR-BAR-12P-L	Sa(1.0)	0.094	0.381	0.222	0.435	0.585	0.58	0.857	0.67	
0226-MCR-BAR-12P-T	Sa(1.0)	0.102	0.199	0.222	0.354	0.58	0.501	0.803	0.525	
0239-MCR-BAR-15P-L	Sa(1.0)	0.089	0.233	0.215	0.348	0.524	0.486	0.679	0.54	
0239-MCR-BAR-15P-T	Sa(1.0)	0.094	0.13	0.211	0.306	0.5	0.438	0.654	0.51	
0240-MCR-BAR-16P-L	Sa(1.0)	0.076	0.353	0.189	0.385	0.474	0.496	0.63	0.553	
0240-MCR-BAR-16P-T	Sa(1.0)	0.065	0.26	0.166	0.336	0.389	0.432	0.501	0.496	
0241-MCR-BAR-18P-L	Sa(1.5)	0.063	0.189	0.14	0.328	0.375	0.546	0.528	0.643	

**Tabla 10-4.** Valores de los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  para la generación de curvas de fragilidad reportadas en la Literatura.

Referencia	Lugar	Número de Pisos	EDP	IM	Parámetros indicadores del daño							
				Sa( $T_1$ ) [s])	DS1		DS2		DS3		DS4	
					$\theta$ [g]	$\beta$ [-]	$\theta$ [g]	$\beta$ [-]	$\theta$ [g]	$\beta$ [-]	$\theta$ [g]	$\beta$ [-]
(Magna-Verdugo et al., 2017)	Chile	20	1st-SDR (%)	Sa (0.90)	0.96	0.46	1.27	0.51	1.42	0.43	1.59	0.34
(Villegas Rangel, 2019)*	Colombia	6	sDR (%)	Sa (0.46)	0.11	0.69	0.25	0.6	0.39	0.73	0.61	0.92
		10	sDR (%)	Sa (0.85)	0.08	0.76	0.26	0.64	0.43	0.87	0.6	0.79
(Arroyo et al., 2019)	Colombia	6	sDR (%)	Sa (0.13)	0.3	0.09	0.57	0.38	0.65	0.47	0.69	0.51
		6	sDR (%)	Sa (0.13)	0.33	0.28	0.57	0.41	0.64	0.45	0.69	0.49
		6	sDR (%)	Sa (0.13)	0.36	0.26	0.62	0.29	0.73	0.34	0.76	0.35
(Araújo Rodríguez, 2021)	Colombia	5	1st-SDR (%)	Sa (0.23)	1.31	0.45	1.63	0.5	1.97	0.55	2.85	0.74
		10	1st-SDR (%)	Sa (0.59)	0.99	0.53	1.48	0.6	1.61	0.56	1.8	0.54
		10	1st-SDR (%)	Sa (0.65)	0.76	0.52	1.25	0.58	1.41	0.59	1.52	0.6

CAPÍTULO 10 - APÉNDICE A: Parámetros de fragilidad (DS-IM)

Referencia	Lugar	Número de Pisos	EDP	IM		Parámetros indicadores del daño								
				Sa(T <sub>1</sub> ) [s])	DS1		DS2		DS3		DS4			
					θ	β	θ	β	θ	β	θ	β		
					[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]		
		10	1st-SDR (%)	Sa (0.82)	0.54	0.44	0.97	0.49	1.13	0.52	1.27	0.57		
		10	1st-SDR (%)	Sa (0.56)	1.07	0.51	1.63	0.47	1.82	0.52	1.97	0.52		
		15	1st-SDR (%)	Sa (1.01)	0.51	0.5	0.74	0.58	0.86	0.6	0.91	0.52		
		5	RDR (%)	Sa (0.23)	0.51	0.5	0.74	0.58	0.86	0.6	0.91	0.52		
		10	RDR (%)	Sa (0.59)	0.79	0.35	1.42	0.43	3.56	0.8	6.82	1.03		
		15	RDR (%)	Sa (1.01)	0.14	0.3	0.27	0.37	0.56	0.52	0.96	0.57		
		(Martins & Silva, 2021)*	Global	4	Sd (m)	Sa (0.3)	0.54	0.57	1.63	0.57	2.61	0.57	3.53	0.57
5	Sd (m)			Sa (0.3)	0.54	0.63	1.63	0.63	2.59	0.63	3.5	0.63		
6	Sd (m)			Sa (0.6)	0.24	0.58	0.85	0.58	1.43	0.58	2.01	0.58		
7	Sd (m)			Sa (0.6)	0.26	0.57	0.88	0.57	1.49	0.57	2.09	0.57		
8	Sd (m)			Sa (0.6)	0.27	0.61	0.94	0.61	1.58	0.61	2.22	0.61		
9	Sd (m)			Sa (0.6)	0.28	0.55	0.97	0.55	1.64	0.55	2.3	0.55		
10	Sd (m)			Sa (1.0)	0.14	0.55	0.48	0.55	0.83	0.55	1.16	0.55		
11	Sd (m)			Sa (1.0)	0.14	0.56	0.5	0.56	0.85	0.56	1.2	0.56		
12	Sd (m)			Sa (1.0)	0.15	0.58	0.52	0.58	0.88	0.58	1.24	0.58		
(Villar-Vega et al., 2017)*	Latinoamérica			5	Sd (m)	Sa (1.0)	0.29	0.52	0.59	0.72	0.84	0.73	1.3	0.69
				6	Sd (m)	Sa (1.0)	0.35	0.42	0.73	0.57	1	0.56	1.5	0.52
				7	Sd (m)	Sa (1.0)	0.37	0.32	0.71	0.44	0.95	0.44	1.4	0.45

CAPÍTULO 10 - APÉNDICE A: Parámetros de fragilidad (DS-IM)

Referencia	Lugar	Número de Pisos	EDP	IM	Parámetros indicadores del daño							
				Sa(T <sub>1</sub> ) [s])	DS1		DS2		DS3		DS4	
					$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$	$\theta$	$\beta$
					[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]	[g]	[-]
		8	Sd (m)	Sa (1.0)	0.44	0.29	0.77	0.36	0.99	0.39	1.45	0.49
		9	Sd (m)	Sa (1.0)	0.46	0.29	0.8	0.36	1.04	0.41	1.54	0.53
		10	Sd (m)	Sa (1.0)	0.47	0.32	0.83	0.38	1.08	0.45	1.66	0.59

## 11. APÉNDICE B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)

Los valores reportados para los edificios con muros delgados en concreto reforzado (TLRCW) se presentan en esta sección. Estos valores se obtuvieron para cada arquetipo y taxonomía por número de pisos siguiendo la metodología de componentes por piso previamente descrita. En la primera columna de la tabla se indica la taxonomía del arquetipo, en la segunda se presenta el índice de intensidad (IM) con su correspondiente período condicional, en las siguientes columnas se consignan los valores de IM y en la primera fila se presenta el valor de pérdidas esperadas dada la intensidad.

**Tabla 11-1.** Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad para TLRCW con capacidad especial de disipación de energía (DES).

Tipología	E'[L Sa]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85	0.9	0.95	0.99	0.999	
	IM = Sa(T <sub>1</sub> [s])																							
0055-MCR-ARM-04P-L	Sa(0.1)	0.65	0.73	0.76	0.79	0.98	1.13	1.36	1.49	1.68	1.89	2.07	2.32	2.52	2.76	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0055-MCR-ARM-04P-T	Sa(0.1)	0.05	0.11	0.15	0.18	0.20	0.36	0.54	0.66	0.72	0.77	1.01	1.12	1.26	1.49	1.93	2.49	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0049-MCR-ARM-05P-L	Sa(0.1)	0.10	0.18	0.22	0.27	0.34	0.48	0.61	0.70	0.75	0.79	1.07	1.19	1.34	1.54	1.86	2.35	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0049-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.46	0.53	0.61	0.64	0.68	0.76	0.99	1.08	1.13	1.32	1.40	1.50	1.69	1.90	2.21	2.83	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0056-MCR-ARM-05P-L	Sa(0.1)	0.31	0.38	0.43	0.49	0.53	0.68	0.74	0.78	1.05	1.10	1.32	1.42	1.52	1.86	2.10	2.80	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0056-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.08	0.15	0.19	0.21	0.23	0.38	0.53	0.61	0.69	0.73	0.77	1.01	1.09	1.26	1.62	2.00	2.66	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0057-MCR-ARM-05P-L	Sa(0.1)	0.48	0.62	0.69	0.72	0.75	1.05	1.25	1.40	1.50	1.69	1.88	2.00	2.28	2.46	2.94	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0057-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.36	0.42	0.50	0.56	0.61	0.73	0.79	1.01	1.08	1.14	1.38	1.48	1.62	1.88	2.19	2.73	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0210-MCR-CAS-05P-T	Sa(0.1)	0.15	0.18	0.21	0.25	0.26	0.37	0.43	0.51	0.58	0.71	0.75	0.79	0.95	1.01	1.27	1.55	1.96	2.27	2.78	3.00	3.00	3.00	3.00
0211-MCR-YOP-05P-T	Sa(0.1)	0.15	0.23	0.35	0.38	0.42	0.59	0.71	0.76	0.98	1.06	1.21	1.30	1.41	1.64	1.96	2.38	2.97	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0212-MCR-ARM-05P-T	Sa(0.1)	0.36	0.42	0.50	0.55	0.59	0.73	0.78	1.00	1.08	1.32	1.42	1.56	1.77	1.94	2.29	2.88	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0220-MCR-PER-05P-L	Sa(0.1)	0.09	0.17	0.24	0.34	0.40	0.61	0.71	0.76	0.80	1.06	1.12	1.34	1.46	1.63	2.01	2.69	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0220-MCR-PER-05P-T	Sa(0.1)	0.16	0.23	0.33	0.39	0.43	0.65	0.72	0.76	1.01	1.08	1.14	1.38	1.49	1.68	2.09	2.78	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00

*CAPÍTULO 11 - APÉNDICE B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)*

0209-MCR-YOP-06P-L	Sa(0.3)	0.09	0.17	0.26	0.45	0.48	0.71	0.96	1.08	1.21	1.31	1.52	1.68	1.93	2.10	2.47	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0209-MCR-YOP-06P-T	Sa(0.3)	0.03	0.05	0.08	0.10	0.13	0.45	0.58	0.67	0.89	1.03	1.11	1.19	1.46	1.60	1.97	2.57	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0058-MCR-ARM-08P-L	Sa(0.3)	0.08	0.17	0.23	0.27	0.30	0.63	0.93	1.06	1.13	1.35	1.52	1.68	1.89	2.03	2.52	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0058-MCR-ARM-08P-T	Sa(0.3)	0.13	0.24	0.29	0.34	0.45	0.64	0.85	1.04	1.10	1.23	1.42	1.56	1.69	1.90	2.30	2.73	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0045-MCR-ARM-12P-L	Sa(0.6)	0.09	0.17	0.24	0.31	0.35	0.57	0.64	0.87	0.98	1.02	1.13	1.28	1.43	1.59	2.13	2.53	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0045-MCR-ARM-12P-T	Sa(0.6)	0.07	0.15	0.22	0.27	0.31	0.52	0.60	0.67	0.95	1.00	1.04	1.17	1.31	1.47	1.80	2.43	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0195-MCR-BUC-12P-L	Sa(0.6)	0.03	0.07	0.10	0.13	0.16	0.32	0.51	0.58	0.63	0.74	0.94	1.00	1.05	1.18	1.41	1.72	2.25	2.50	2.86	3.00	3.00	3.00
0195-MCR-BUC-12P-T	Sa(0.6)	0.03	0.05	0.07	0.10	0.12	0.31	0.34	0.53	0.57	0.63	0.70	0.91	0.98	1.03	1.28	1.55	2.08	2.42	2.73	3.00	3.00	3.00
0206-MCR-PER-14P-T	Sa(1.0)	0.06	0.11	0.12	0.14	0.16	0.28	0.37	0.46	0.55	0.66	0.76	0.86	0.95	1.04	1.32	1.65	1.94	2.20	2.55	3.00	3.00	3.00
0192-MCR-BUC-15P-L	Sa(1.0)	0.09	0.12	0.15	0.19	0.23	0.35	0.47	0.58	0.69	0.78	0.88	0.96	1.04	1.23	1.45	1.82	2.14	2.48	2.86	3.00	3.00	3.00
0300-MCR-BUC-17P-T	Sa(1.5)	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.18	0.24	0.29	0.35	0.42	0.45	0.50	0.56	0.68	0.85	1.07	1.44	1.64	2.01	2.69	3.00	3.00
0302-MCR-BUC-17P-T	Sa(1.5)	0.05	0.08	0.10	0.11	0.13	0.18	0.25	0.30	0.39	0.43	0.52	0.58	0.69	0.77	0.95	1.17	1.48	1.72	3.00	3.00	3.00	3.00
0029-MCR-MED-21P-L	Sa(1.5)	0.05	0.08	0.11	0.12	0.14	0.20	0.23	0.28	0.33	0.37	0.44	0.48	0.57	0.63	0.79	0.96	1.19	1.34	1.54	1.91	3.00	3.00
0029-MCR-MED-21P-T	Sa(1.5)	0.01	0.03	0.04	0.06	0.08	0.14	0.17	0.20	0.23	0.25	0.32	0.35	0.39	0.46	0.62	0.80	1.04	1.31	1.66	3.00	3.00	3.00
0027-MCR-MED-23P-L	Sa(1.5)	0.03	0.06	0.07	0.09	0.10	0.16	0.18	0.21	0.24	0.31	0.33	0.36	0.39	0.47	0.62	0.77	0.98	1.15	1.43	3.00	3.00	3.00
0027-MCR-MED-23P-T	Sa(1.5)	0.03	0.06	0.07	0.08	0.10	0.15	0.18	0.20	0.22	0.24	0.33	0.36	0.38	0.46	0.57	0.73	0.92	1.04	1.28	1.70	3.00	3.00
0028-MCR-MED-24P-L	Sa(1.5)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.19	0.23	0.27	0.30	0.42	0.58	0.87	1.05	1.41	3.00	3.00	3.00
0028-MCR-MED-24P-T	Sa(1.5)	0.02	0.03	0.05	0.06	0.06	0.10	0.13	0.15	0.18	0.21	0.25	0.30	0.34	0.40	0.51	0.65	0.84	0.99	1.18	3.00	3.00	3.00
0317-MCR-MED-26P-L	Sa(2.0)	0.04	0.06	0.08	0.10	0.11	0.16	0.19	0.22	0.24	0.31	0.33	0.36	0.40	0.47	0.60	0.77	0.97	1.13	1.35	1.78	3.00	3.00

CAPÍTULO 11 - APÉNDICE B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)

**Tabla 11-2.** Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad para TLRCW con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

Tipología	E*[L Sa]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85	0.9	0.95	0.99	0.999
	IM=Sa(T <sub>1</sub> [s])																						
0227-MCR-IBA-05P-L	Sa(0.3)	0.12	0.16	0.19	0.23	0.29	0.42	0.50	0.59	0.71	0.78	0.90	1.03	1.10	1.20	1.55	1.82	2.51	2.95	3.00	3.00	3.00	3.00
0227-MCR-IBA-05P-T	Sa(0.3)	0.31	0.37	0.49	0.53	0.57	0.77	0.88	1.03	1.10	1.19	1.30	1.38	1.48	1.64	1.81	2.13	2.54	2.80	3.00	3.00	3.00	3.00
0038-MCR-BGT-06P-T	Sa(0.3)	0.17	0.28	0.32	0.36	0.39	0.50	0.60	0.69	0.77	0.87	0.99	1.05	1.12	1.20	1.40	1.67	1.99	2.23	2.58	3.00	3.00	3.00
0041-MCR-BGT-06P-L	Sa(0.3)	0.04	0.08	0.11	0.15	0.17	0.36	0.48	0.54	0.70	0.79	0.89	1.04	1.15	1.25	1.66	2.13	2.89	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0041-MCR-BGT-06P-T	Sa(0.3)	0.21	0.29	0.32	0.35	0.37	0.50	0.60	0.69	0.77	0.87	1.01	1.07	1.14	1.24	1.49	1.76	2.26	2.55	3.00	3.00	3.00	3.00
0042-MCR-BGT-06P-L	Sa(0.3)	0.20	0.28	0.32	0.35	0.37	0.51	0.62	0.73	0.82	0.93	1.05	1.12	1.22	1.34	1.60	1.85	2.35	2.66	3.00	3.00	3.00	3.00
0042-MCR-BGT-06P-T	Sa(0.3)	0.16	0.19	0.23	0.27	0.30	0.40	0.48	0.53	0.63	0.71	0.78	0.90	1.02	1.09	1.33	1.70	2.19	2.57	3.00	3.00	3.00	3.00
0208-MCR-MED-07P-L	Sa(0.3)	0.16	0.19	0.23	0.27	0.31	0.46	0.56	0.66	0.75	0.85	1.00	1.05	1.16	1.29	1.61	1.96	2.48	2.83	3.00	3.00	3.00	3.00
0208-MCR-MED-07P-T	Sa(0.3)	0.12	0.17	0.21	0.26	0.30	0.45	0.53	0.63	0.71	0.81	0.88	1.02	1.07	1.23	1.54	1.83	2.39	2.75	3.00	3.00	3.00	3.00
0011-MCR-MED-08P-L	Sa(0.3)	0.17	0.21	0.27	0.32	0.36	0.48	0.58	0.69	0.81	0.88	1.03	1.10	1.26	1.38	1.71	2.09	2.63	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
0011-MCR-MED-08P-T	Sa(0.3)	0.10	0.15	0.19	0.22	0.25	0.41	0.49	0.58	0.66	0.73	0.83	0.92	1.03	1.09	1.33	1.68	2.09	2.43	2.87	3.00	3.00	3.00
0229-MCR-BGT-09P-L	Sa(0.6)	0.10	0.13	0.16	0.18	0.22	0.30	0.37	0.45	0.54	0.66	0.72	0.79	0.90	0.98	1.24	1.55	1.98	2.28	2.78	3.00	3.00	3.00
0229-MCR-BGT-09P-T	Sa(0.6)	0.07	0.12	0.15	0.17	0.20	0.29	0.37	0.44	0.53	0.66	0.72	0.79	0.89	1.02	1.32	1.73	2.37	2.95	3.00	3.00	3.00	3.00
0230-MCR-MED-11P-L	Sa(1.0)	0.08	0.13	0.17	0.19	0.26	0.36	0.47	0.52	0.60	0.74	0.80	0.94	1.02	1.10	1.35	1.68	2.14	2.49	2.93	3.00	3.00	3.00
0230-MCR-MED-11P-T	Sa(1.0)	0.15	0.20	0.26	0.29	0.32	0.46	0.55	0.72	0.80	0.94	1.00	1.15	1.31	1.38	1.64	1.93	2.30	2.55	2.91	3.00	3.00	3.00
0228-MCR-BGT-13P-L	Sa(1.0)	0.06	0.08	0.10	0.12	0.13	0.19	0.26	0.30	0.39	0.45	0.52	0.56	0.60	0.70	0.85	0.99	1.22	1.37	1.57	1.96	3.00	3.00
0233-MCR-MED-14P-L	Sa(1.0)	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.19	0.27	0.33	0.40	0.44	0.53	0.57	0.61	0.69	0.85	1.02	1.27	1.43	1.66	2.06	3.00	3.00
0233-MCR-MED-14P-T	Sa(1.0)	0.07	0.11	0.13	0.15	0.17	0.25	0.33	0.40	0.44	0.55	0.60	0.72	0.84	0.90	1.19	1.46	1.83	2.12	2.53	3.00	3.00	3.00
0004-MCR-MED-20P-T	Sa(2.0)	0.05	0.07	0.08	0.10	0.11	0.16	0.19	0.22	0.25	0.32	0.34	0.37	0.45	0.48	0.62	0.75	0.88	0.99	1.16	1.47	3.00	3.00

CAPÍTULO 11 - APÉNDICE B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)

0008-MCR-MED-20P-L	Sa(2.0)	0.04	0.06	0.08	0.09	0.11	0.16	0.19	0.21	0.23	0.31	0.33	0.36	0.38	0.45	0.58	0.71	0.88	0.98	1.17	1.44	3.00	3.00
0008-MCR-MED-20P-T	Sa(2.0)	0.03	0.06	0.07	0.09	0.11	0.15	0.18	0.20	0.23	0.25	0.32	0.35	0.38	0.44	0.57	0.71	0.89	1.01	1.21	1.59	3.00	3.00

**Tabla 11-3.** Valores de los parámetros de las funciones de vulnerabilidad para TLRCW con capacidad mínima de disipación de energía (DMI).

Tipología	E'[L Sa]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85	0.9	0.95	0.99	0.999
	IM=Sa(T <sub>1</sub> [s])																						
0234-MCR-BAR-05P-L	Sa(0.1)	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.26	0.31	0.37	0.43	0.48	0.55	0.60	0.65	0.76	0.93	1.17	1.56	1.84	2.32	3.00	3.00	3.00
0234-MCR-BAR-05P-T	Sa(0.1)	0.22	0.26	0.28	0.31	0.33	0.40	0.44	0.53	0.59	0.66	0.75	0.81	0.89	0.99	1.18	1.44	1.88	2.18	2.68	3.00	3.00	3.00
0235-MCR-BAR-06P-L	Sa(0.3)	0.03	0.05	0.09	0.11	0.13	0.23	0.30	0.36	0.42	0.48	0.55	0.60	0.66	0.76	0.93	1.15	1.51	1.77	2.19	2.86	3.00	3.00
0235-MCR-BAR-06P-T	Sa(0.3)	0.13	0.20	0.22	0.24	0.26	0.36	0.44	0.54	0.63	0.72	0.80	0.85	0.97	1.03	1.19	1.37	1.64	1.83	2.04	2.55	3.00	3.00
0236-MCR-CAR-09P-L	Sa(0.6)	0.04	0.07	0.10	0.12	0.15	0.20	0.26	0.30	0.34	0.39	0.46	0.49	0.56	0.62	0.74	0.95	1.17	1.41	1.69	2.22	3.00	3.00
0236-MCR-CAR-09P-T	Sa(0.6)	0.15	0.20	0.24	0.27	0.29	0.39	0.45	0.52	0.58	0.68	0.72	0.81	0.87	0.91	1.07	1.25	1.44	1.60	1.81	2.16	3.00	3.00
0225-MCR-BAR-10P-L	Sa(0.6)	0.04	0.07	0.09	0.12	0.14	0.19	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.46	0.49	0.53	0.64	0.75	0.94	1.06	1.21	1.52	2.35	3.00
0237-MCR-CAR-10P-L	Sa(0.6)	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.09	0.13	0.16	0.19	0.22	0.26	0.29	0.33	0.36	0.44	0.56	0.70	0.83	0.99	1.29	3.00	3.00
0238-MCR-BAR-11P-L	Sa(1.0)	0.07	0.12	0.16	0.17	0.18	0.28	0.34	0.41	0.47	0.50	0.53	0.57	0.60	0.63	0.69	0.76	0.86	0.93	1.00	1.13	1.42	1.83
0238-MCR-BAR-11P-T	Sa(1.0)	0.11	0.15	0.18	0.21	0.23	0.30	0.41	0.49	0.56	0.61	0.65	0.68	0.70	0.73	0.79	0.85	0.93	0.98	1.04	1.13	1.35	1.60
0226-MCR-BAR-12P-L	Sa(1.0)	0.02	0.04	0.06	0.07	0.09	0.14	0.17	0.20	0.24	0.28	0.31	0.34	0.38	0.41	0.48	0.61	0.77	0.87	1.03	1.32	3.00	3.00
0226-MCR-BAR-12P-T	Sa(1.0)	0.03	0.06	0.07	0.09	0.10	0.15	0.18	0.22	0.26	0.29	0.32	0.36	0.39	0.43	0.49	0.60	0.73	0.83	0.94	1.15	3.00	3.00
0239-MCR-BAR-15P-L	Sa(1.0)	0.04	0.06	0.08	0.09	0.11	0.16	0.19	0.24	0.28	0.32	0.36	0.39	0.43	0.46	0.56	0.66	0.83	0.93	1.08	1.38	3.00	3.00
0239-MCR-BAR-15P-T	Sa(1.0)	0.04	0.07	0.08	0.10	0.11	0.16	0.19	0.24	0.28	0.32	0.36	0.39	0.43	0.46	0.55	0.64	0.79	0.88	1.03	1.27	3.00	3.00
0240-MCR-BAR-16P-L	Sa(1.0)	0.02	0.05	0.06	0.08	0.10	0.15	0.18	0.21	0.26	0.30	0.33	0.37	0.40	0.44	0.51	0.63	0.79	0.88	1.02	1.31	3.00	3.00
0240-MCR-BAR-16P-T	Sa(1.0)	0.02	0.04	0.06	0.07	0.08	0.14	0.17	0.19	0.23	0.26	0.29	0.32	0.35	0.38	0.44	0.50	0.62	0.68	0.79	0.96	1.44	3.00

CAPÍTULO 11 - APÉNDICE B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)

0241-MCR-BAR-18P-L	Sa(1.5)	0.03	0.06	0.07	0.09	0.10	0.13	0.16	0.18	0.21	0.25	0.28	0.31	0.34	0.37	0.46	0.55	0.69	0.81	0.96	1.23	3.00	3.00
--------------------	---------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

**Tabla 11-4.** Valores de los parámetros de las funciones de pérdidas para taxonomías de TLRCW.

Tipología	E*[L Sa]	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.85	0.9	0.95	0.99	0.999	
	IM=Sa(T <sub>1</sub> [s])																							
DES/H:4	Sa(0.1)	0.11	0.18	0.22	0.31	0.35	0.64	0.74	1.00	1.12	1.32	1.49	1.70	1.90	2.09	2.66	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:5	Sa(0.1)	0.22	0.34	0.39	0.43	0.49	0.66	0.73	0.77	1.03	1.09	1.28	1.40	1.51	1.83	2.10	2.75	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:6	Sa(0.3)	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.56	0.68	0.91	1.06	1.14	1.27	1.49	1.64	1.81	2.28	2.75	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:8	Sa(0.3)	0.10	0.20	0.26	0.30	0.35	0.63	0.89	1.05	1.11	1.31	1.47	1.61	1.79	1.97	2.42	2.87	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:12	Sa(0.6)	0.05	0.09	0.14	0.18	0.23	0.36	0.56	0.62	0.70	0.95	1.00	1.04	1.17	1.30	1.60	2.08	2.55	2.96	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:14	Sa(1.0)	0.06	0.11	0.12	0.14	0.16	0.28	0.37	0.46	0.55	0.66	0.76	0.86	0.95	1.04	1.32	1.65	1.94	2.20	2.55	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:15	Sa(1.0)	0.09	0.12	0.15	0.19	0.23	0.35	0.47	0.58	0.69	0.78	0.88	0.96	1.04	1.23	1.45	1.82	2.14	2.48	2.86	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:17	Sa(1.5)	0.04	0.07	0.09	0.11	0.12	0.18	0.25	0.30	0.37	0.43	0.47	0.54	0.62	0.73	0.91	1.11	1.46	1.70	2.12	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:21	Sa(1.5)	0.02	0.05	0.07	0.09	0.11	0.16	0.20	0.23	0.27	0.32	0.36	0.40	0.47	0.56	0.73	0.90	1.15	1.33	1.60	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:23	Sa(1.5)	0.03	0.06	0.07	0.09	0.10	0.15	0.18	0.21	0.23	0.25	0.33	0.36	0.39	0.46	0.60	0.76	0.95	1.09	1.35	1.85	3.00	3.00	3.00
DES/H:24	Sa(1.5)	0.01	0.02	0.04	0.05	0.05	0.08	0.11	0.13	0.15	0.18	0.22	0.26	0.30	0.35	0.46	0.62	0.85	1.02	1.26	3.00	3.00	3.00	3.00
DES/H:26	Sa(2.0)	0.04	0.06	0.08	0.10	0.11	0.16	0.19	0.22	0.24	0.31	0.33	0.36	0.40	0.47	0.60	0.77	0.97	1.13	1.35	1.78	3.00	3.00	3.00
DMI/H:5	Sa(0.1)	0.12	0.16	0.19	0.22	0.24	0.32	0.39	0.44	0.50	0.57	0.63	0.70	0.78	0.86	1.06	1.31	1.74	1.99	2.52	3.00	3.00	3.00	3.00
DMI/H:6	Sa(0.3)	0.05	0.10	0.13	0.17	0.20	0.28	0.36	0.43	0.50	0.58	0.64	0.74	0.81	0.90	1.08	1.29	1.59	1.81	2.09	2.67	3.00	3.00	3.00
DMI/H:9	Sa(0.6)	0.06	0.11	0.15	0.16	0.18	0.26	0.33	0.39	0.46	0.50	0.57	0.65	0.71	0.75	0.92	1.11	1.35	1.51	1.76	2.17	3.00	3.00	3.00
DMI/H:10	Sa(0.6)	0.02	0.04	0.06	0.07	0.08	0.13	0.17	0.20	0.25	0.29	0.32	0.36	0.40	0.45	0.54	0.66	0.84	0.95	1.12	1.43	3.00	3.00	3.00
DMI/H:11	Sa(1.0)	0.09	0.14	0.16	0.18	0.20	0.29	0.37	0.46	0.50	0.54	0.58	0.62	0.65	0.68	0.74	0.82	0.90	0.96	1.03	1.13	1.38	1.74	1.74

*CAPÍTULO 11 - APÉNDICE B: Parámetros de pérdidas (DV-IM)*

DMI/H:12	Sa(1.0)	0.03	0.05	0.07	0.08	0.10	0.15	0.18	0.21	0.25	0.28	0.32	0.35	0.38	0.42	0.49	0.61	0.75	0.85	0.99	1.23	3.00	3.00
DMI/H:15	Sa(1.0)	0.04	0.06	0.08	0.10	0.11	0.16	0.19	0.24	0.28	0.32	0.36	0.39	0.43	0.46	0.56	0.65	0.81	0.90	1.05	1.32	3.00	3.00
DMI/H:16	Sa(1.0)	0.02	0.04	0.06	0.08	0.09	0.15	0.17	0.20	0.24	0.28	0.31	0.34	0.37	0.40	0.47	0.57	0.68	0.79	0.90	1.13	3.00	3.00
DMI/H:18	Sa(1.5)	0.03	0.06	0.07	0.09	0.10	0.13	0.16	0.18	0.21	0.25	0.28	0.31	0.34	0.37	0.46	0.55	0.69	0.81	0.96	1.23	3.00	3.00
DMO/H:5	Sa(0.3)	0.15	0.18	0.21	0.25	0.29	0.42	0.50	0.59	0.71	0.78	0.90	1.03	1.10	1.20	1.55	1.82	2.51	2.80	3.00	3.00	3.00	3.00
DMO/H:6	Sa(0.3)	0.17	0.28	0.32	0.35	0.37	0.50	0.60	0.69	0.77	0.87	0.99	1.05	1.14	1.24	1.49	1.76	2.26	2.57	3.00	3.00	3.00	3.00
DMO/H:7	Sa(0.3)	0.14	0.18	0.22	0.27	0.31	0.46	0.54	0.64	0.73	0.83	0.95	1.03	1.10	1.27	1.58	1.88	2.44	2.79	3.00	3.00	3.00	3.00
DMO/H:8	Sa(0.3)	0.13	0.18	0.22	0.25	0.29	0.45	0.53	0.63	0.72	0.82	0.90	1.03	1.09	1.25	1.55	1.84	2.40	2.72	3.00	3.00	3.00	3.00
DMO/H:9	Sa(0.6)	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.29	0.37	0.45	0.53	0.66	0.72	0.79	0.89	1.00	1.28	1.61	2.14	2.57	3.00	3.00	3.00	3.00
DMO/H:11	Sa(1.0)	0.12	0.16	0.19	0.26	0.28	0.38	0.50	0.57	0.73	0.80	0.94	1.01	1.12	1.27	1.53	1.81	2.23	2.53	2.92	3.00	3.00	3.00
DMO/H:13	Sa(1.0)	0.06	0.08	0.10	0.12	0.13	0.19	0.26	0.30	0.39	0.45	0.52	0.56	0.60	0.70	0.85	0.99	1.22	1.37	1.57	1.96	3.00	3.00
DMO/H:14	Sa(1.0)	0.06	0.09	0.11	0.13	0.15	0.21	0.29	0.37	0.42	0.52	0.56	0.61	0.70	0.80	0.95	1.23	1.54	1.76	2.10	2.75	3.00	3.00
DMO/H:20	Sa(2.0)	0.04	0.06	0.08	0.09	0.11	0.16	0.19	0.21	0.23	0.31	0.33	0.36	0.38	0.45	0.58	0.71	0.88	0.99	1.17	1.47	3.00	3.00