

**Desempeño sísmico de un edificio con muros delgados de concreto reforzado  
evaluando tres tipos de cuantía y dos tipos de acero de refuerzo (Barra corrugada y malla  
electrosoldada). Caso de estudio en Pereira, Colombia.**

Carlos Fernando Ardila Muñoz

Trabajo de Grado para Optar el Título de Maestría en Ingeniería Estructural

Director

PhD. Orlando Arroyo

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2026

## **Dedicatoria**

Dedico este trabajo de grado a mi familia, quienes han sido la fuente constante de amor, apoyo y motivación a lo largo de mi vida. Cada logro alcanzado, cada desafío superado y cada meta cumplida tienen sus raíces en las enseñanzas, los valores y el ejemplo que he recibido de ellos.

A mis padres, por su entrega incondicional, por los sacrificios realizados para brindarme las mejores oportunidades y por enseñarme, con su ejemplo, el valor del esfuerzo, la disciplina y la perseverancia. Gracias por acompañarme en cada etapa de mi formación y por demostrarme siempre que el trabajo honesto y la dedicación son el camino para alcanzar los sueños.

A mi hermano, por su apoyo permanente, por la confianza que siempre ha depositado en mí y por compartir con orgullo cada uno de mis logros como si fueran propios.

Este título representa mucho más que una meta académica alcanzada; simboliza años de esfuerzo, aprendizaje y crecimiento que han sido posibles gracias al respaldo incondicional de mi familia. Por ello, este logro también les pertenece a ustedes.

Con profundo amor, gratitud y admiración, les dedico este trabajo como un reconocimiento a todo lo que han significado y continúan significando en mi vida.

## **Agradecimientos**

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi familia, quienes han sido el soporte fundamental de cada etapa de mi formación personal y profesional. Este trabajo de grado y el título que representa son el resultado de años de esfuerzo compartido, sacrificios, enseñanzas y apoyo incondicional. Gracias por creer siempre en mí, por impulsarme a perseguir mis metas y por brindarme las oportunidades necesarias para construir el camino que hoy me permite alcanzar este logro.

A mis padres, por su ejemplo de trabajo, disciplina y compromiso; por cada esfuerzo realizado para ofrecerme una educación de calidad y por enseñarme, con sus acciones, el valor de la responsabilidad, la perseverancia y la honestidad. A mi hermano, por su apoyo constante, por la confianza depositada en mí y por acompañarme siempre con orgullo y afecto. Este logro también les pertenece a ustedes, porque han sido parte esencial de cada paso que me ha conducido hasta aquí.

Deseo expresar un agradecimiento especial a Xavier Ariza, compañero de maestría, colega y amigo, con quien tuve la oportunidad de compartir importantes espacios académicos y profesionales. Gracias por su disposición permanente para compartir su conocimiento, por las discusiones técnicas, el trabajo en equipo y las experiencias que contribuyeron significativamente a mi crecimiento profesional. Valoro profundamente la amistad que hemos construido más allá de la maestría.

De manera muy especial, agradezco al ingeniero Orlando Arroyo, director de este trabajo de grado, por su orientación, dedicación y compromiso durante todo el proceso investigativo. Su amplio conocimiento y experiencia fueron fundamentales para el desarrollo de esta investigación. Gracias por brindarnos las herramientas necesarias para abordar este trabajo con rigor académico y criterio técnico, y por transmitirnos el interés por la investigación y la academia como pilares para el crecimiento y avance de la ingeniería.

Agradezco también a la familia Ferreira Ospina, quienes durante mi estancia en Bucaramanga me acogieron con generosidad y afecto, haciéndome sentir parte de su hogar y brindándome su apoyo en momentos importantes de este proceso.

Finalmente, quiero agradecer de manera muy especial a Jessica Ferreira, mi compañera de vida durante cerca de ocho años. Gracias por acompañarme en cada etapa de este camino, por tu paciencia durante los días de estudio y los traspasos, por tu apoyo incondicional y por ser una fuente constante de fortaleza, motivación y cariño. Tu compañía ha sido fundamental para alcanzar esta meta.

A todas las personas que hicieron parte de este proceso y contribuyeron de una u otra manera a mi formación académica, profesional y humana, les expreso mi más profunda gratitud.

## Contenido

Introducción .....	12
1 Planteamiento del problema.....	13
2 Objetivos.....	15
2.1 Objetivo General.....	15
2.2 Objetivos Específicos.....	15
3 Marco referencial .....	16
3.1 Marco teórico.....	16
3.1.1 Muros estructurales de concreto reforzado .....	16
3.1.2 Muros delgados de concreto reforzado .....	17
3.1.3 Relación de aspecto (ar) y su importancia .....	17
3.1.4 Cuantía mínima de refuerzo y tipologías de acero.....	18
3.1.5 Influencia del tipo de refuerzo .....	18
3.2 Marco conceptual.....	21
3.2.1 Desempeño sísmico en edificaciones.....	21
3.2.2 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	22
3.2.3 Uso de herramientas de cálculo y simulación.....	22
3.2.4 OpenSeesPy .....	23
3.2.5 Modelado numérico: MVLEM (Multiple-Vertical-Line-Element-Model) ..	23
3.3 Marco legal .....	25
3.3.1 Comparación normativa internacional y contexto colombiano .....	25
4 Metodología .....	27
5 Resultados.....	38
5.1 Diseño de muros estructurales de una estructura de 5 pisos ubicada en Pereira, Colombia, aplicando tres cuantías mínimas de refuerzo y dos tipos de acero de refuerzo (barras corrugadas y mallas electrosoldadas).....	38

5.2	Probabilidad de colapso de la edificación existente y de las propuestas de rediseño.	48
5.3	Comparación de propuestas de diseño.....	57
5.3.1	Discusión de resultados.....	60
6	Conclusiones.....	63
7	Referencias.....	65

### Lista de tablas

Tabla 1. <i>Propiedades mercancías de tracción de las mallas electrosoldadas.</i> .....	20
Tabla 2. <i>Modelo Bonet.</i> .....	28
Tabla 3. <i>Identificación de zonas de amenazas sísmicas en municipios de Colombia.</i> .....	31
Tabla 4. <i>Control de programa para modelación en Etabs 21.2.0.</i> .....	31
Tabla 5. <i>Revisión de fuerzas en la base de la estructura en estudio.</i> .....	33
Tabla 6. <i>Determinación de las derivas en dirección longitudinal (X).</i> .....	35
Tabla 7. <i>Cortante basal en dirección transversal (Y).</i> .....	36
Tabla 10. <i>Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros en dirección longitudinal.</i> .....	38
Tabla 11. <i>Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros en dirección transversal.</i> .....	39
Tabla 12. <i>Revisión de masa gravitacional en dirección longitudinal.</i> .....	39
Tabla 13. <i>Revisión de masa gravitacional en dirección transversal.</i> .....	40
Tabla 14. <i>Revisión de masa sísmica en dirección longitudinal.</i> .....	40
Tabla 15. <i>Revisión de masa sísmica en dirección transversal.</i> .....	40
Tabla 16. <i>Estados de desempeño sísmico teniendo en cuenta los muros de la edificación:</i> .....	42
Tabla 17. <i>Estados de desempeño sísmico teniendo en cuenta el total de los muros para la edificación:</i> .....	42
Tabla 8. <i>Valores máximos de Pushover sentido longitudinal.</i> .....	43
Tabla 9. <i>Valores máximos de Pushover sentido transversal.</i> .....	43
Tabla 18. <i>Diferencia de cortante basal máximo según refuerzo utilizado.</i> .....	47
Tabla 19. <i>Diferencia de RDR máximo según refuerzo utilizado.</i> .....	47
Tabla 20. <i>Probabilidad de PMCE para barras en dirección longitudinal y transversal.</i> 51	
Tabla 21. <i>Probabilidad de PMCE para mallas en dirección longitudinal y transversal.</i> 52	
Tabla 22. <i>Probabilidad de PDBE para barras en dirección longitudinal y transversal.</i> . 52	
Tabla 23. <i>Probabilidad de PDBE para mallas en dirección longitudinal y transversal.</i> . 52	
Tabla 24. <i>PMCE y PDBE en barras según su cuantía.</i> .....	58
Tabla 25. <i>PMCE y PDBE en mallas según su cuantía.</i> .....	59

### Lista de figuras

Figura 1. <i>Refuerzo de formación para mallas electrosoldadas de Colombia.</i> .....	19
Figura 2. <i>Modelo del elemento MVLEM.</i> .....	24
Figura 3. <i>Variables de estudio.</i> .....	28
Figura 4. <i>Ubicación del Municipio de Pereira, Colombia.</i> .....	29
Figura 5. <i>Representación del edificio.</i> .....	30
Figura 6. <i>Representación base del edificio.</i> .....	30
Figura 7. <i>Revisión de cargas aplicadas.</i> .....	31
Figura 8. <i>Revisión del espectro de diseño en el software Etabs.</i> .....	33
Figura 9. <i>Revisión de derivas tomadas del software Etabs.</i> .....	34
Figura 10. <i>Dirección longitudinal.</i> .....	35
Figura 11. <i>Dirección transversal.</i> .....	36
Figura 12. <i>Identificación de muros en dirección longitudinal y transversal.</i> .....	37
Figura 13. <i>Graficas sentido longitudinal RDR vs Vbasal, caso de estudio en barras y mallas.</i> .....	44
Figura 14. <i>Graficas sentido transversal RDR vs Vbasal, caso de estudio en barras y mallas.</i> .....	45
Figura 15. <i>Grafica sentido transversal RDR vs Vbasal, caso de estudio mallas y barras.</i> .....	46
Figura 16. <i>Grafica sentido longitudinal RDR vs Vbasal, caso de estudio mallas y barras.</i> .....	46
Figura 17. <i>Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido longitudinal.</i> .....	49
Figura 18. <i>Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido longitudinal.</i> .....	49
Figura 19. <i>Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido transversal.</i> .....	50
Figura 20. <i>Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido transversal.</i> .....	50
Figura 21. <i>Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de barras sentidos longitudinal.</i> .....	54

Figura 22. <i>Estado de daño en barras y mallas de la estructura en dirección longitudinal.</i> .....	55
Figura 23. <i>Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de barras sentidos transversal. ....</i>	56
Figura 24. <i>Estado de daño en barras y mallas de la estructura en dirección longitudinal.</i> .....	57
Figura 25. <i>Variación de PDBE con el aumento de la cuantía en barras y mallas en sentido longitudinal. ....</i>	58
Figura 26. <i>Variación de PMCE con el aumento de la cuantía en barras y mallas en sentido transversal. ....</i>	58
Figura 27. <i>Variación de PDBE con el aumento de la cuantía en el sentido longitudinal y transversal. ....</i>	59

## Glosario

**Betha:** Representa la desviación estándar en el análisis probabilístico, indicando la dispersión de los datos respecto a la mediana.

**CP:** (Probabilidad de colapso): Estado límite donde se considera que la estructura puede fallar completamente ante un evento sísmico extremo.

**Ds1:** (Primer estado de daño): Corresponde al punto en el que el 100% de los muros fallan y alcanzan la ruptura total.

**Ds2:** (Segundo estado de daño): Se alcanza cuando el 25% de los muros fallan y el 20% llegan a la ruptura.

**Ds3:** (Tercer estado de daño): Estado intermedio donde el 50% de los muros fallan y el 50% alcanzan la ruptura.

**LS:** (Seguridad de la vida): Nivel de desempeño sísmico que busca preservar la vida de los ocupantes, permitiendo daños estructurales controlados.

**MCE:** (Máximo Sismo Considerado): Evento sísmico extremo con baja probabilidad de ocurrencia, utilizado para evaluar el límite superior de desempeño estructural.

**OI:** (Ocupación inmediata): Nivel de desempeño que permite el uso continuo de la estructura tras un sismo leve, sin daños significativos.

**PDBE:** (Probabilidad del sismo de diseño): Probabilidad de ocurrencia del sismo que se utiliza como base para el diseño estructural.

**PMCE:** (Probabilidad que ocurra ese sismo): Probabilidad asociada al evento sísmico máximo considerado (MCE).

**Theta:** Valor de la mediana en el análisis estadístico, utilizado como parámetro central en curvas de fragilidad.

## Resumen

**Título:** Desempeño sísmico de un edificio con muros delgados de concreto reforzado evaluando tres tipos de cuantía y dos tipos de acero de refuerzo (barra corrugada y malla electrosoldada). caso de estudio en Pereira, Colombia\*

**Autor:** Carlos Fernando Ardila Muñoz\*\*

**Palabras clave:** Muros estructurales de concreto reforzado, cuantía de refuerzo, capacidad nominal, optimización estructural, seguridad estructural.

### Descripción:

En las últimas décadas, los muros delgados de concreto reforzado han ganado gran aceptación como sistema estructural en Latinoamérica, debido a las ventajas asociadas a la industrialización de la construcción, la reducción de tiempos de ejecución, la optimización de costos y espesores mínimos cercanos a 80 mm, reforzados con barras corrugadas o con mallas electrosoldadas. No obstante, estudios experimentales y observaciones post-sismos han evidenciado incertidumbres respecto a su desempeño sísmico, especialmente en zonas de amenaza sísmica moderada y alta. En particular, los elementos reforzados con mallas electrosoldadas pueden presentar menores niveles de ductilidad y capacidad de deformación en comparación con aquellos reforzados con barras. Adicionalmente, las cuantías de refuerzo utilizadas en muchos proyectos suelen aproximarse a los mínimos exigidos por la norma NSR-10, lo que ha generado cuestionamientos sobre la suficiencia de dichos límites para garantizar un comportamiento sísmico adecuado.

En este contexto, el presente estudio evalúa el desempeño sísmico de un edificio de muros delgados de concreto reforzado ubicado en Pereira, Colombia. Se comparan tres cuantías de refuerzo en el alma de los muros y dos tipos de acero de refuerzo: barras corrugadas y mallas electrosoldadas. La evaluación se realiza mediante análisis estáticos no lineales, con el fin de caracterizar la respuesta estructural, identificar mecanismos potenciales de falla y estimar la probabilidad de colapso. Los resultados permitirán establecer la influencia del tipo y la cuantía de refuerzo sobre el desempeño sísmico de edificaciones con muros delgados de concreto reforzado.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Posgrado en ingeniería estructural. Facultad de ingeniería civil. Director Orlando Arroyo Amell

### Abstract

**Title:** Seismic Performance of a Reinforced Concrete Thin-Wall Building Considering Three Reinforcement Ratios and Two Types of Reinforcement Steel (Deformed Reinforcing Bars and Welded Wire Mesh): A Case Study in Pereira, Colombia\*

**Author:** Carlos Fernando Ardila Muñoz\*\*

**Keywords:** Reinforced concrete structural walls, reinforcement ratio, nominal capacity, structural optimization, structural safety.

### Descripción:

Over the last decades, reinforced concrete thin walls have gained widespread acceptance as a structural system in Latin America due to the advantages associated with construction industrialization, reduced construction times, cost optimization, and the use of wall thicknesses as low as 80 mm, reinforced with either deformed reinforcing bars or welded wire mesh. However, experimental studies and post-earthquake observations have raised concerns regarding their seismic performance, particularly in regions of moderate to high seismic hazard. In particular, elements reinforced with welded wire mesh may exhibit lower ductility and deformation capacity compared to those reinforced with conventional deformed bars. Furthermore, the reinforcement ratios adopted in many projects are often close to the minimum values prescribed by the Colombian Seismic Code (NSR-10), leading to questions about the adequacy of these limits to ensure satisfactory seismic behavior.

Within this context, the present study evaluates the seismic performance of a reinforced concrete thin-wall building located in Pereira, Colombia. Three web reinforcement ratios and two types of reinforcement steel—deformed reinforcing bars and welded wire mesh—are compared. The assessment is conducted through nonlinear static analyses (pushover analyses) to characterize the structural response, identify potential failure mechanisms, and estimate the probability of collapse. The results will contribute to understanding the influence of reinforcement type and

---

\* Bachelor Thesis

\*\* Posgrado en ingeniería estructural. Facultad de ingeniería civil. Director Orlando Arroyo Amell

## Introducción

El desempeño sísmico de las edificaciones constituye un aspecto fundamental dentro de la ingeniería estructural, especialmente en países con alta amenaza sísmica como Colombia. Según Arteta, Blandón, Bonett y Carrillo (2018), cerca del 85 % de la población colombiana habita en zonas con amenaza sísmica intermedia o alta, lo que resalta la necesidad de garantizar niveles adecuados de seguridad estructural. En este contexto, los sistemas de muros delgados de concreto reforzado se han consolidado como una alternativa ampliamente utilizada en proyectos residenciales de estratos medios y bajos, debido a su eficiencia estructural, facilidad de industrialización y ventajas arquitectónicas (Red C.E.E.R., 2018).

No obstante, investigaciones recientes han evidenciado deficiencias en edificaciones construidas con este sistema. Estas deficiencias se asocian principalmente a espesores reducidos, altas relaciones de esbeltez, bajo confinamiento y al uso extendido de mallas electrosoldadas como refuerzo. Estos factores pueden comprometer la capacidad de disipación de energía y la ductilidad de los muros, incrementando la probabilidad de fallas frágiles tales como pandeo fuera del plano, aplastamiento del concreto o rotura prematura del acero (Blandón et al., 2018; Echeverría, Meneses & Rico, 2022; Guan, Ashraf & Hadi, 2017).

Para abordar este problema, la investigación adopta un enfoque cuantitativo basado en simulaciones numéricas no lineales. Inicialmente se realiza el modelado estructural del edificio en ETABS y posteriormente se desarrollan modelos no lineales en OpenSeesPy como elementos MVLEM. Con este procedimiento se ejecutan análisis dinámicos histórico temporal que permiten estimar la probabilidad de colapso, identificar mecanismos de falla dominantes y evaluar el cumplimiento de niveles aceptables de desempeño estructural.

## 1 Planteamiento del problema

En las últimas décadas, los sistemas estructurales basados en muros de concreto reforzado han alcanzado gran aceptación en el diseño y la construcción de edificaciones residenciales, especialmente en proyectos de vivienda que se desarrollan a través de procesos industrializados. Este sistema estructural se caracteriza por el uso de muros portantes capaces de soportar tanto cargas gravitacionales como fuerzas laterales inducidas por sismos. Esta característica permite desarrollar configuraciones modulares repetitivas que facilitan procesos constructivos rápidos y eficientes. (Granados & Oscar Eduardo Mejia Badillo, 2016).

En Colombia, este sistema ha sido adoptado en gran medida en edificios de mediana altura, sobre todo en proyectos de vivienda multifamiliar, donde es habitual el uso de muros delgados de concreto reforzado, con espesores que oscilan entre 80 mm y 150 mm aproximadamente. En este sistema constructivo, el refuerzo de los muros se realiza a generalmente con mallas electrosoldadas de alambres trefilados en frío, debido a las ventajas que ofrecen en términos de prefabricación, facilidad de instalación y reducción de tiempos de obra (Carrillo et al., 2019).

Sin embargo, estudios experimentales y observaciones tras eventos sísmicos han planteado dudas sobre el desempeño sísmico de edificaciones con muros delgados, especialmente cuando estos muros son el principal sistema de resistencia ante cargas laterales. Pesquisas han mostrado que los muros reforzados con mallas electrosoldadas pueden tener una menor capacidad de deformación y ductilidad en comparación con aquellos reforzados con barras corrugadas convencionales, lo que podría afectar la capacidad de disipación de energía y el comportamiento inelástico de la estructura durante un sismo (Carrillo et al., 2019). En el contexto colombiano se ha identificado que el comportamiento de los edificios con muros delgados puede presentar limitaciones bajo cargas sísmicas. Entre los principales problemas observados se encuentran fallas concentradas en zonas específicas de los elementos, pandeo del refuerzo longitudinal en los bordes del muro e inestabilidad en el alma estructural. Estas fallas se caracterizan por presentar bajas rotaciones inelásticas y una capacidad de deformación limitada, lo que demuestra un comportamiento potencialmente frágil ante acciones sísmicas (Arteta et al., 2018).

En este contexto, también surge una preocupación adicional relacionada con la cuantía mínima de refuerzo que exige la norma sismorresistente colombiana (NSR-10). Esta norma establece en el artículo C.21.9.2.1 una cuantía mínima de refuerzo para muros estructurales de concreto reforzado y su excepción en el cumplimiento de un requisito para el artículo C.14.3, disminuyendo así la cuantía mínima aún más. Esto genera inconveniente al ser una norma basada en el código ACI 318-08, la cual no contemplaba muros delgados.

La combinación de bajas cuantías de refuerzo, el uso de aceros con menor capacidad de deformación y las altas demandas sísmicas presentes en varias regiones de Colombia plantea interrogantes importantes sobre el comportamiento sísmico real de este tipo de edificaciones.

Resulta necesario analizar:

- ¿Son adecuados los límites de cuantía mínima establecidos por la NSR-10 para el uso de mallas electrosoldadas en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia?
- ¿Es necesario emplear un acero de refuerzo con mayor ductilidad para mejorar el desempeño sísmico de estructuras con muros delgados de concreto reforzado?

## 2 Objetivos

### 2.1 Objetivo General

Analizar el desempeño sísmico de un edificio con muros delgados de concreto reforzado mediante la evaluación del efecto de la cuantía mínima de refuerzo y del tipo de acero utilizado en el alma de los muros, con el fin de determinar su influencia en la capacidad estructural, la ductilidad y la probabilidad de colapso de la edificación.

### 2.2 Objetivos Específicos

- Rediseñar los muros estructurales de una edificación de cinco pisos ubicada en Pereira, Colombia, considerando tres cuantías de refuerzo en el alma de los muros y dos tipos de acero de refuerzo: barras corrugadas y mallas electrosoldadas.
- Estimar la probabilidad de colapso de la estructura original y de las propuestas de rediseño mediante el uso de curvas de fragilidad.
- Comparar el desempeño sísmico de las diferentes configuraciones de refuerzo para evaluar la influencia de la cuantía mínima y del tipo de acero en la seguridad estructural.

### 3 Marco referencial

#### 3.1 Marco teórico

##### 3.1.1 Muros estructurales de concreto reforzado

Los muros estructurales de concreto reforzado (CR) son ampliamente empleados a nivel mundial en edificaciones de diferentes alturas, ya que con ellos se ha logrado, en la mayoría de los casos, un buen comportamiento ante sismos intensos ocurridos en diferentes países, principalmente debido a la alta rigidez lateral y por ende bajas derivas (Vélez, 2020). Por otro lado, al utilizar este sistema se puede lograr que estos muros trabajen a sus límites de capacidad, para minimizar costos, al emplear espesores de muros más reducidos o bajos niveles de refuerzo, lo que se convierte en un gran atractivo para el constructor respecto al sistema tradicional de pórticos, por la velocidad de construcción y acabados (Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería – ACOFI, 2017).

Debido a la creciente demanda de vivienda en América Latina en las últimas décadas, se ha venido implementando la construcción industrializada de edificios con muros de concreto reforzado (CR) vaciados en sitio. Estos muros tienen espesores que varían entre 80 y 150 mm, en países con moderada y alta actividad sísmica como Colombia, Perú, México, Chile, Ecuador y Venezuela (Daza Rodríguez, C, 2022).

Sin embargo, luego de los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) en sistemas estructurales tradicionales con muros gruesos, se encontraron adicional a las fallas por carga axial, flexión y cortante, fallas por inestabilidad fuera del plano (pandeo), Botero & Marín (2021), lo que ha generado gran preocupación, ya que al ser un sistema más robusto y eficiente ante cargas laterales, los daños llegaron a ser significativos, posiblemente mayores a los esperados en condiciones de diseño, por lo que en el sistema de muros delgados industrializados, la situación es crítica debido a sus reducidos espesores, bajas cuantías de refuerzo y capacidad de deformación limitada (Botero & Marín, 2021).

Para el caso de Colombia, el diseño de edificios con sistema de muros industrializados se rige bajo los lineamientos de la NSR-10 (Norma Sismo Resistente), la cual está basada principalmente de la ACI 318, proveniente de Estados Unidos, donde las prácticas constructivas son diferentes (Vélez, 2020). Es por esto que se hace necesario investigar más acerca de este tema que no tiene la suficiente evidencia experimental, con el fin de establecer si los lineamientos

actuales que exige la NSR-10 en términos de espesores, cuantías, diseño, son acordes a las necesidades del país.

### **3.1.2 Muros delgados de concreto reforzado**

El sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado ha sido una de las alternativas más utilizadas en la construcción en los últimos años, alcanzando hasta alturas de 15 pisos, caracterizándose por la implementación de muros con espesores entre 8 a 15 cm (Daza, 2022).

Ante cargas verticales, los muros han demostrado un comportamiento estructural adecuado gracias a la rigidez inherente del sistema, lo que garantiza estabilidad frente a esfuerzos gravitacionales, aunque su refuerzo suele ser mínimo y limitado a una sola capa (Botero & Marín, 2021). El refuerzo de estos muros generalmente consiste en una malla electrosoldada ubicada en el alma, utilizada para resistir cortante y flexión, pero debido a sus bajas cuantías presenta una ductilidad restringida que limita su capacidad de deformación y absorción de energía.

En algunos diseños se incluyen elementos de borde como complemento, sin embargo, estos no cuentan con confinamiento efectivo debido al reducido espesor del muro, lo que disminuye la capacidad de disipar esfuerzos y compromete parcialmente la seguridad estructural en condiciones extremas (Botero & Marín, 2021).

Rosso et al. (2015) demostraron en el laboratorio que estos muros, construidos con prácticas similares a las colombianas, son susceptibles de sufrir inestabilidad fuera del plano. Idea que fue soportada por estudios experimentales y analíticos de Parra et al. (2015) y Parra y Moehle (2017), donde se concluye que el potencial de inestabilidad fuera del plano es función del número de cortinas de refuerzo, la relación de esbeltez del muro ( $h_n/t_w$ ) y la deformación unitaria de tracción ( $\epsilon_{sm}$ ) en el extremo del muro.

También hay estudios sobre estos tipos de edificaciones que indican que la capacidad de deformación inelástica de estos muros podría ser limitada y el nivel de daño severo, aún para bajos niveles de deriva (Botero & Marín, 2021).

### **3.1.3 Relación de aspecto ( $ar$ ) y su importancia**

Se define como la relación entre la altura total de un muro con respecto a su ancho. El parámetro  $Ar$  se asocia ampliamente con la capacidad de rotación que posee un muro, y con ello,

el nivel de desplazamiento no lineal que desarrolla antes de llegar a la falla, lo que permite inferir en la influencia en el nivel de ductilidad que tiene un muro (Arteta et al., 2018). Elementos con relaciones de aspecto mayores a 6 no alcanzan a salir del rango elástico de comportamiento por lo que deberían diseñarse sin considerar el factor de reducción R (Priestley et al., 2007).

### **3.1.4 Cuantía mínima de refuerzo y tipologías de acero**

Busca garantizar que el concreto fisure primero y que el acero fluya extensamente antes de romperse. Por ello, los códigos imponen una sección de acero mínima para que, aún después de la fisuración inicial, el muro conserve resistencia y ductilidad.

En Colombia, el diseño de muros estructurales de concreto reforzado está regulado por la Norma Sismo Resistente NSR-10. En el artículo C.21.9.2.1 se establece que la cuantía mínima vertical y horizontal de refuerzo distribuido en el alma es de 0.0025, pero permite disminuirla siempre y cuando el cortante mayorado  $V_u$  no sea mayor a  $0.083A_{cv} \lambda \sqrt{f'c}$  (donde  $A_{cv}$  es el área en planta del muro,  $\lambda$  es un factor que considera el tipo de agregado del concreto y  $f'c$  es la resistencia a compresión del concreto), cumpliéndose en este caso con los requisitos consignados en el artículo C.14.3. En comparación, el Euro código 8 (Alemania/España) y normas americanas (ASCE 7 + ACI 318) requieren mínimos similares de 0,0025 para muros de alta ductilidad.

Experimentos hechos en muros tradicionales colombianos Arteta et al (2018), Vélez (2020), Blandón (2015) demostraron que el manejo de una baja cuantía de refuerzo longitudinal repercute en una baja capacidad última de rotación de los muros, pues pequeñas zonas en los extremos del acero concentran toda la demanda por flexo-tracción en pequeñas grietas y son proclives a fracturarse bajo derivas bajas (Arteta, 2017). Pero esto se vuelve más crítico cuando el acero utilizado no endurece por deformación, sino que presenta una pendiente post-fluencia plana, lo cual es típico de las mallas electrosoldadas (Carrillo et al., 2019).

### **3.1.5 Influencia del tipo de refuerzo**

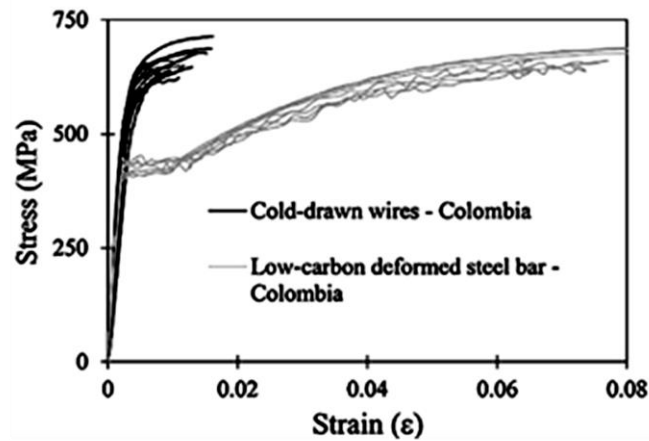
Gracias a su practicidad constructiva y la baja cuantía de refuerzo que es permitida en normas de diseño estructural como la NSR-10, es ampliamente común encontrar, sobre todo en países de Latinoamérica, la utilización de mallas electrosoldadas, compuesta de alambres de acero soldados en frío (trefilado), como refuerzo a cortantes y flexión en el alma de muros delgados. Estudios adelantados en México por Carrillo et al. (2016), en Perú por San Bartolomé et al. (2007),

y en Estados Unidos por Riva and Franchi (2001) señalan la influencia de la ductilidad reducida de los alambres de la malla electrosoldada sobre la capacidad de desplazamiento y el comportamiento frágil de los muros (Arteta et al., 2018).

El trefilado en frío, es un proceso metalúrgico del acero en el que se estira un alambre hasta alcanzar el diámetro requerido. Este proceso hace que sufra una deformación plástica inicial mayor que la deformación característica de la zona de fluencia en el diagrama esfuerzo deformación del alambón, lo que lleva a tener un comportamiento frágil, caracterizado por la baja deformación unitaria de ruptura y falta de endurecimiento por deformación (Carrillo et al., 2019). Ensayos realizados en los Laboratorios de Materiales y Estructuras de la universidad Militar Nueva Granada, han demostrado que la capacidad de deformación de los alambres de acero es significativamente menor con respecto a la capacidad de deformación de las barras de acero en Colombia.

**Figura 1.**

*Curva de esfuerzo deformación para mallas electrosoldadas de Colombia.*



*Fuente:* tomado del Paper Propiedades mecánicas de tracción de las mallas de alambre electrosoldadas disponibles en Bogotá, Colombia. Fuente: Carrillo, Díaz & Arteta (2019).

Los parámetros en los ensayos de elongación y reducción de área son definidos en cada país mediante el uso de normas técnicas. En caso de Colombia, la ASTM A1064 establece los valores nominales de  $F_y$  y  $F_u$  para alambres WWM grado 70, utilizado como refuerzo del concreto y define que el valor mínimo para la reducción de área para alambres lisos es del 30%, sin especificar los requisitos para los ensayos de elongación. Dove [24] argumentó que la reducción

porcentual del área en la fractura es un buen índice de ductilidad porque mide la cantidad de deformación que experimentará el acero cuando se somete a un estado de tensión triaxial.

## Tipos de acero: malla electrosoldada vs barras corrugadas

### Propiedades mecánicas comparativas

La malla electrosoldada está compuesta por hilos de acero laminado en frío de bajo diámetro, soldados en malla rectangular. En laboratorio, estos hilos revelan elasticidad lineal hasta el límite elástico, pero presentan muy baja deformación última antes de romper ( $\epsilon_u \approx 0,02-0,03$ ) y carecen de meseta plástica apreciable [bibliotecadigital.udea.edu.co](http://bibliotecadigital.udea.edu.co). En cambio, las barras corrugadas dúctiles (por ejemplo, acero ASTM A706 o A615-gr.60) exhiben meseta de fluencia bien marcada y alargamientos últimos superiores al 10% (por ejemplo, barras No. 4 cumplieron norma ASTM-A706 con  $\epsilon_u > 0,10$ ).

Incluso las barras de menor diámetro (No. 2) alcanzan  $\epsilon_u \approx 0,06$ . El módulo de elasticidad ( $\approx 200$  GPa) es comparable, pero la ductilidad total difiere dramáticamente. En resumen, barras corrugadas dúctiles soportan grandes deformaciones inelásticas antes de romper, mientras que la malla electrosoldada se fractura con desplazamientos muy reducidos.

**Tabla 1.**

*Propiedades mecánicas de tracción de las mallas electrosoldadas.*

Propiedad Mecánica	Barra de acero corrugado dúctil (Grado 420 o 500)	Malla electrosoldada (Acero trefilado, f' y f'y)
Norma de referencia en Colombia	NTC 2289, ASTM A706 (para barras dúctiles)	NTC 5806, ASTM A1064
Resistencia a fluencia $f_y$ (MPa)	420–500 MPa	485 MPa (típico)
Resistencia a la tracción $f_u$ (MPa)	620–700 MPa	550–600 MPa
Relación $f_u / f_y$	$\geq 1.25$ (requisito sísmico)	$\sim 1.10-1.15$
Alargamiento mínimo a rotura (%)	12–14 % (alta ductilidad)	6–10 % (menor ductilidad)
Módulo de elasticidad (E)	200 GPa	200 GPa
Diámetro típico / área	6–36 mm	4–12 mm (alambres)
Forma de suministro	Barras rectas o en rollo	Paneles planos preformados
Soldabilidad	Buena (ASTM A706 exige bajo carbono)	Limitada: soldadura puntual en la fabricación

<b>Uso típico</b>	Elementos estructurales: vigas, columnas, muros	Refuerzo secundario, losas, muros de baja carga
<b>Comportamiento sísmico</b>	Excelente: alto nivel de deformación inelástica	Limitado: menor capacidad de rotación plástica

*Fuente:* Elaboración propia basada en “Propiedades mercancías de tracción de las mallas de alambre electrosoldadas disponibles en Bogotá, Colombia.

### **Efectos en el comportamiento sísmico**

La marcada diferencia de ductilidad entre ambos materiales afecta la respuesta sísmica de los muros. Dado su **bajo alargamiento último**, la malla electrosoldada no puede sustentar la redistribución de momentos plásticos esperada en un muro. En la práctica esto significa que la sección pierde capacidad antes de desarrollar regiones plásticas extensas; la demanda sísmica se concentra en una única grieta crítica, donde los hilos de la malla se fracturan precipitadamente. Arteta et al (2017), demuestran que, al carecer de endurecimiento por deformación, la malla induce un aplastamiento prematuro del concreto y una falla frágil concentrada en un solo plano.

En contraste, el acero dúctil en barras permite difundir los daños: el acero cede a lo largo de las secciones del muro y varias grietas desarrollan la deformación plástica, mientras que en la cara opuesta del elemento soporta compresión hasta deformaciones de  $\sim 0,003$  sin romper. Experimentaciones directas lo confirman: muros reforzados con malla electrosoldada fallan en tracción diagonal frágil con fractura de alambres, mientras que muros equivalentes con barras corrugadas muestran un colapso dúctil por tracción diagonal (muchos ciclos de carga).

## **3.2 Marco conceptual**

### **3.2.1 Desempeño sísmico en edificaciones**

El desempeño sísmico en edificaciones es definido como la capacidad de una estructura para resistir movimientos sísmicos sin comprometer la seguridad de las personas que la ocupan y previendo posibles colapsos.

Existen diferentes niveles de desempeño según la importancia de la edificación siendo éstas básica, esencial, peligrosos y de seguridad crítica (Núñez, Alder Joel, 2023). En concordancia con lo anterior, la postura de Muñoz. (2020), explica que el desempeño sísmico es esperado por la importancia de la estructura y la intensidad del sismo, y que el objetivo de las estructuras es que, no colapsen, y si existe la posibilidad que sean reparadas. Conforme a lo anterior, el desempeño

sísmico en edificaciones es un comportamiento que puede presentarse con normalidad, pero sus diferentes niveles pueden ser evaluados para implementar estrategias de prevención.

### ***3.2.2 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica***

Autores como Park (2019) y Menegon et al. (2019) sugieren esquemas de fragilidad y vulnerabilidad estructural que facilitan la previsión del comportamiento de las edificaciones frente a sismos, considerando elementos como ductilidad, rigidez y forma geométrica.

Menegon et al. (2019) explica que este tipo de evaluación, es un elemento fundamental para cualquier proyecto de edificación, ya que, además de los claros beneficios en términos de disminución de daños a personas, bienes y finanzas, también proporciona a quienes toman decisiones datos fundamentados respecto a la urgencia de actualizar la infraestructura sísmica, analizar las normas de diseño establecidas, pólizas de seguro entre otros aspectos. También Park (2019), indica que es muy importante realizar evaluaciones para conocer la fragilidad sísmica de cada sistema no lineal recomendando el método de desplazamiento ASCE 41-13.

### ***3.2.3 Uso de herramientas de cálculo y simulación.***

El lenguaje Python se ha consolidado como una plataforma versátil y de alto nivel para el análisis estructural ya que maneja una sintaxis clara y amplia biblioteca científica (NumPy, SciPy, Pandas, etc.) que facilita la implementación de algoritmos numéricos y el procesamiento de resultados. Al ser de código abierto y multiplataforma, Python permite un desarrollo flexible de modelos personalizados, la automatización de procesos de simulación y la integración con programas de análisis (OpenSees, Abaqus, etc.), lo que fomenta su uso en la investigación.

Para el desarrollo e investigación del modelo MVLEM, se ha utilizado ampliamente herramientas modernas de cálculo como OpenSees en estudios recientes. En esta plataforma existe un elemento “MVLEM” que ha sido calibrado con ensayos cíclicos (Orakcal et al. 2004, Wallace 2006) y usado para analizar prototipos de muros esbeltos, que indican que el MVLEM, bien parametrizado, permite reproducir de forma confiable el comportamiento de muros de concreto reforzado, por lo que es muy útil para estudiar la capacidad sísmica de edificios con muros delgados.

### 3.2.4 *OpenSeesPy*

Es la versión Python de OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, Berkeley), que ofrece una interfaz para construir y analizar modelos estructurales no lineales con características avanzadas (materiales de hormigón, no linealidad, umbral de daño, elementos por fibra, y elementos especiales, entre otros) (Kolozviri et al., 2018). Entre sus ventajas destacan la gran comunidad académica, la validación con bases de datos experimentales y la posibilidad de realizar análisis dinámicos, pushover o respuesta espectral. Al operar en Python, OpenSeesPy facilita la interacción con bibliotecas gráficas y el control total del modelo mediante scripts, lo cual es valioso para optimizar diseños sísmicos, validar resultados experimentales y reproducir análisis de manera eficiente.

### 3.2.5 *Modelado numérico: MVLEM (Multiple-Vertical-Line-Element-Model)*

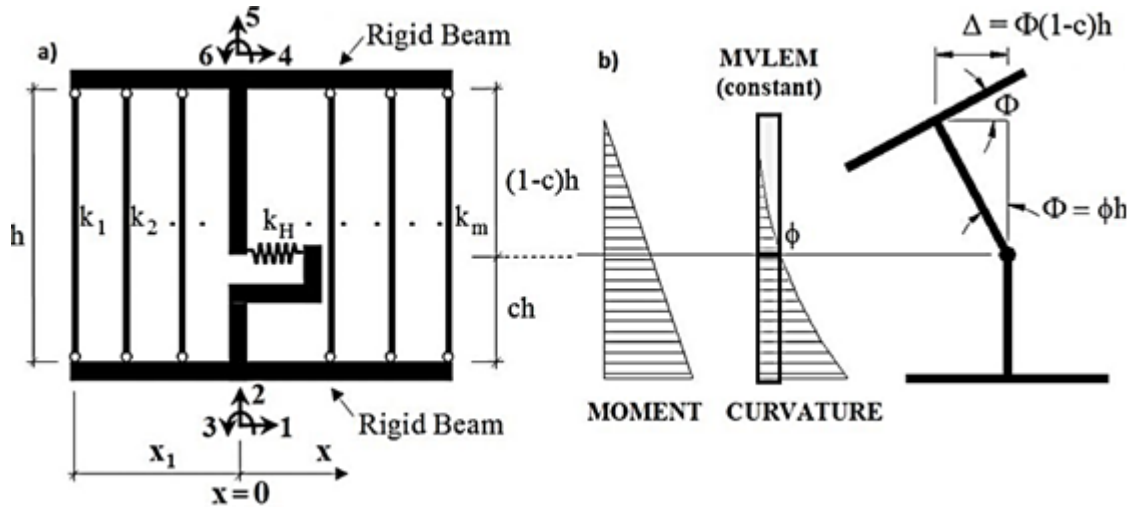
Para la representación de muros de concreto reforzado de forma individual, se han desarrollado diferentes modelos basados en fibras, como es el caso del modelo con elementos de múltiples líneas verticales (MVLEM), el cual fue propuesto inicialmente por Kabeyasawa et al. (1983), posteriormente desarrollado por (Orakcal et al., 2006; Vulcano y Bertero, 1987), y han seguido presentando modificaciones y variantes para mejorar sus capacidades (Arias et al., 2023).

Este modelo consiste en simular la respuesta axial/flexión del elemento mediante una serie de fibras uniaxiales, con comportamiento definido a partir de la relación de esfuerzo-deformación en el concreto y acero, conectadas a vigas rígidas en la parte superior e inferior de estas, tal como se puede observar en la Figura 3. De esta manera cada fibra aporta rigidez a flexión y compresión, según las propiedades de los materiales. En este modelo las fibras externas modelan el comportamiento de los elementos de borde del muro y las fibras internas el comportamiento del alma.

La rotación relativa entre los límites superior e inferior del elemento se concentran en un resorte unidimensional de corte, definido a una altura relativa “ $ch$ ”, donde comúnmente se utiliza un valor de  $c = 0.4$  (Kolozviri et al. 2018). Por lo tanto, la curvatura del muro se obtiene de las fuerzas internas de las fibras. Debido a que las respuestas axiales/flexión y cortante se describen de manera independiente no existe acoplamiento entre estas en el elemento MVLEM.

**Figura 2.**

*Modelo del elemento MVLEM.*



*Fuente.* Tomado de (Bula & Rincón, 2020)

El hecho de considerar un desacople entre la respuesta axial/flexión y cortante, es que presenta inconsistencias con respecto a observaciones experimentales que demuestran lo contrario. Kolozsvari et al. (2019) advierte que el déficit que presenta este modelo para sopesar el acoplamiento entre los componentes axial/flexión y cortante conlleva a una sobreestimación de la capacidad de carga lateral de los muros individuales y subestima las deformaciones por cortante y flexión, siendo más relevante en muros con relación de aspecto menores a 3 (Arias et al., 2023).

El modelo MVLEM es significativamente eficaz en muros donde el comportamiento global dominante es por flexión y demanda a cortante moderada, donde el efecto de acortamiento axial es menor, ya que presenta alta eficiencia computacional (un solo elemento en altura) y capacidad de capturar plasticidad distribuida con un número limitado de fibras. Ensayos exitosos en muros de laboratorio tipo (Thomsenn & Wallace RW2) evidencian buena precisión en curvas de carga-desplazamiento (Kolozsvari et al., 2018).

Pese a lo anterior, la simplificación del modelo conlleva a tener limitaciones como asumir la interacción flexión–corte de forma idealizada aceptando secciones uniformes en cada fibra, el no poder representar de buena manera fenómenos complejos en 2D (efecto de torsión o comportamientos fuera del plano), entre otras.

### 3.3 Marco legal

#### 3.3.1 Comparación normativa internacional y contexto colombiano

La baja ductilidad de las mallas electrosoldadas ha originado que diversas normativas las prohíban o restrinjan, como es el caso de la Norma chilena permite muros ordinarios con mínimo 10 cm de espesor y una sola capa de refuerzo en edificaciones de hasta cinco pisos, siempre y cuando se diseñen con un factor de reducción de resistencia equivalente al de las estructuras en mampostería (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011).

El código peruano, a su vez, limita el uso de este sistema estructural, exigiendo espesores mínimos de 100 mm para muros que no requieren elementos de borde y 150 mm para los que sí requieren, con un número máximo de 8 pisos y un coeficiente de disipación de energía  $R_o$  de 4, derivas máximas de 0.5% y uso de mallas electrosoldadas únicamente para edificaciones de hasta 3 pisos o en los  $\frac{2}{3}$  superiores de la edificación (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020). El código metropolitano de México lo restringe aún más, permite únicamente viviendas de hasta dos pisos de altura con muros de 100 mm de espesor (Gobierno del Distrito Federal, 2024).

La norma colombiana de sismo resistencia (NSR-10), exige para zonas de amenaza sísmica alta, la utilización de elementos de borde cuando los esfuerzos axiales en los elementos extremos sobrepasan  $0.2f_c$ , con el fin de garantizar un comportamiento dúctil en compresión de estas porciones de los muros, aunque se ha demostrado que los espesores de la sección transversal son tan reducidos que no parece viable garantizar el confinamiento efectivos del concreto (Arteta y Moehle, 2017).

Las exigencias de diseño y análisis en muros de concreto varían entre códigos. La NSR-10 colombiana adopta muchos criterios del ACI 318-08 (EE.UU.), pero incluye exenciones para viviendas de bajo costo: permite cuantías mínimas de 0,12% / 0,25% en muros simples ( $\leq 3$  pisos), reflejando la práctica local de construcciones modestas. En contraste, la ACI 318 (ediciones recientes) y el Euro código 8 definen sistemas de muros de alta ductilidad (“Especiales”) con cuantías mínimas más estrictas ( $\approx 0,0025$  vertical) y detallados antisísmicos obligatorios (acentuando confinamiento en extremos y vigas horizontales en coronación).

ASCE7 clasifica los muros en categorías (por ejemplo, D-M, D-SM en ACI318/ASCE7) con factores R que implican mayor ductilidad. Asimismo, países como Chile y México establecieron reglas especiales: el reglamento chileno exige 100 mm mínimos de espesor para muros ordinarios y restringe fuertemente el uso de malla electrosoldada, mientras que en México se permiten muros delgados en viviendas hasta 5 pisos con 100 mm.

En el contexto colombiano, la NSR-10 ha incluido algunos criterios de jerarquía de resistencias (diseño por capacidad), pero aún existen brechas por verificar experimentalmente. Las adaptaciones actuales consideran la realidad local: por ejemplo, se permite cuantías menores en zonas densamente edificadas (vivienda social) [bibliotecadigital.udea.edu.co](http://bibliotecadigital.udea.edu.co). Sin embargo, investigaciones recientes impulsadas por la Red Colombiana de Edificación Resiliente (Red C.E.E.R.) sugieren revisar los factores de capacidad (R) y los detalles de armadura para muros delgados, con énfasis en reforzar los extremos y asegurar acero dúctil. En resumen, mientras las normativas internacionales tienden a imponer requisitos más severos de ductilidad y cuantía, la normativa colombiana busca equilibrar seguridad sísmica con las limitaciones constructivas locales. La comparación revela la necesidad de ajustes normativos basados en resultados regionales y de campo, dada la amplia utilización de muros delgados en Colombia.

## 4 Metodología

### Participantes

La investigación no cuenta con participantes humanos debido a que se desarrolla en la modalidad de simulación computacional.

### Herramientas

El estudio cuenta con un enfoque cuantitativo basado en simulaciones numéricas no lineales. Inicialmente, se realiza el modelado estructural del edificio en ETABS, asimismo el desarrollo de modelos no lineales detallados en OpenSeesPy indicado por el MNRS (Modelo Nacional de Riesgo Sísmico) en (Arroyo et al., 2024b).

### Criterios y parámetros:

---

**Criterios:**

**Ds1: Daño leve. Se presenta fluencia generalizada.**

**Ds2: Daño moderado. Se presenta inicio la falla severa.**

**Ds3: Daño severo. Se presenta colapso inminente.**

---

**MALLAS**

**Ds1: Primer estado:**

*100%Fy + 100%Muros*

Límite de tensión= 0.0031

Límite de compresión=-0.004

Límite de ruptura=0.99

Porcentaje de muros=0.99

**Ds2: Segundo estado:**

*Al menos 1 muro + 20%Ruptura*

Límite de tensión= 0.015

Límite de compresión=-0.004

Límite de endurecimiento=0.19

Porcentaje de muros=0.24

**Ds3: Tercer estado:**

*50%Muros + 50%Ruptura*

Límite de tensión= 0.015

Límite de compresión=-0.004

Límite de endurecimiento=0.49

Porcentaje de muros=0.49

---

**BARRAS**

**Ds1: Primer estado:**

*100%Fy + 100%Muros*

Límite de tensión= 0.0021

Límite de compresión=-0.004

Límite de ruptura=0.99

Porcentaje de muros=0.99

**Ds2: Segundo estado:**

*Al menos 1 muro + 20%Ruptura*

Límite de tensión= 0.04

Límite de compresión=-0.006

Límite de endurecimiento=0.19

Porcentaje de muros=0.24

**Ds3: Tercer estado:**

*50%Muros + 50%Ruptura*

Límite de tensión= 0.04

Límite de compresión=-0.006

Límite de endurecimiento=0.49

Porcentaje de muros=0.24

---

*Fuente:* Basado en (Arroyo O, Bonett R, Vidales F, et al, 2024).

Asímismo, se tendrán en cuenta criterios según el modelo Bonet:

**Tabla 2.**  
*Modelo Bonet.*

Criterios			
<b>BARRAS</b>			
IO: Máxima tensión	>0.0021		
Ls: Máxima compresión	<-0.006	Máxima tensión	>0.04
CP: Máxima compresión	<-0.0015	Máxima tensión	>0.05
<b>MALLAS</b>			
IO: Máxima tensión	>0.0031		
Ls: Máxima compresión	<-0.004	Máxima tensión	>0.01
CP: Máxima tensión	>0.015		

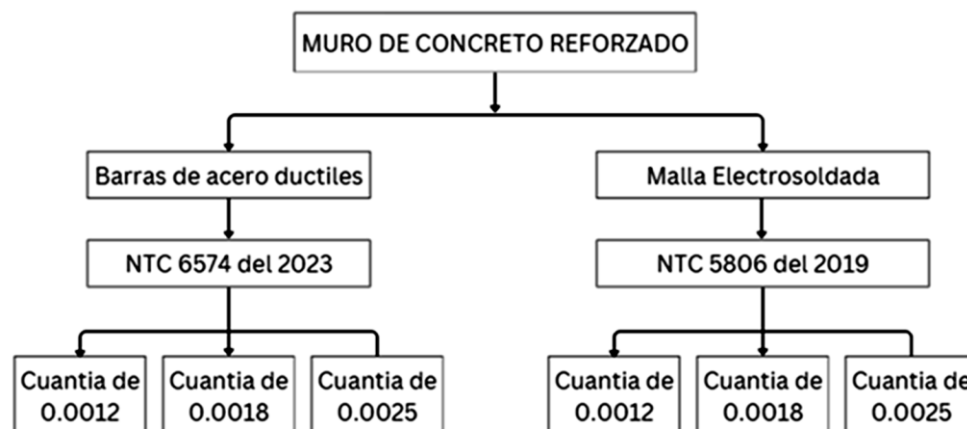
*Fuente:* Basado en (Arroyo O, Bonett R, Vidales F, et al, 2024).

### Procedimientos

El procedimiento se ejecutará mediante el uso de elementos MVLEM y la realización de análisis dinámicos de historia temporal, lo que permite determinar la probabilidad de colapso, identificar los mecanismos de falla dominantes y valorar el cumplimiento de niveles aceptables de desempeño estructural bajo distintas configuraciones de refuerzo.

Para ello se establecen las siguientes variables de estudio:

**Figura 3.**  
*Variables de estudio.*



*Fuente:* (Ardila, C, 2025).

**Figura 4.**

*Ubicación del Municipio de Pereira, Colombia.*



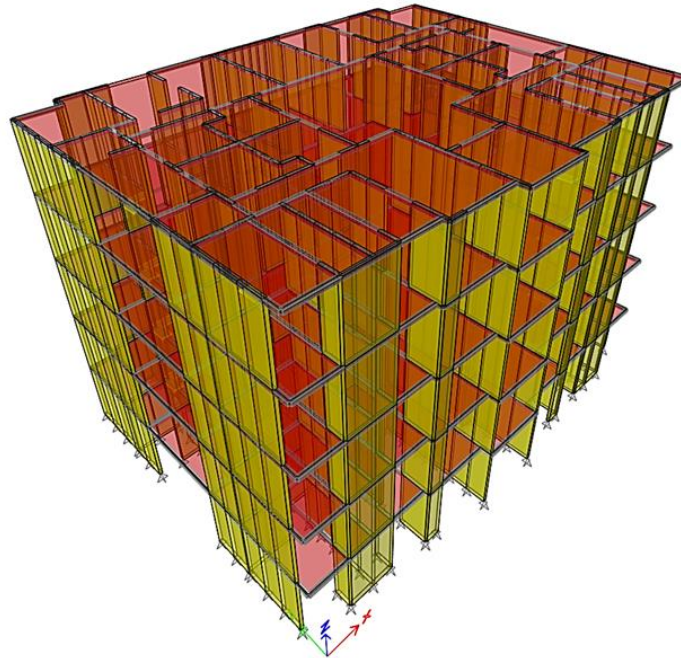
Se contó con un modelo desarrollado en Etabs, en el cual se realizó un análisis estructural por el método de Análisis Dinámico Elástico Espectral y seis modelos desarrollados en OpenSees para el procesamiento de registros sísmicos recopilados, con los que se hizo el análisis no lineal estático Pushover.

Cabe resaltar que la información base de este trabajo fue tomada del estudio previo desarrollado por el grupo C.E.E.R. y el ingeniero Orlando Arroyo, quien compartió el modelo representativo del edificio en el software Etabs, el código con el que se hicieron los respectivos análisis y los registros sísmicos históricos, almacenados y utilizados como posibles escenarios de movimientos telúricos, correspondientes a la ciudad de Armenia, seleccionada como punto de referencia más cercano a la ciudad objeto de estudio.

La edificación se encuentra localizada en Pereira, Colombia, y cuenta con un área en planta de 229m<sup>2</sup> conformada por un total de 5 pisos, 2.5m de altura entre pisos y 12.5m de altura total. Esta edificación cuenta con un ancho máximo de 17.44 m, un largo de 13.76 m y un tipo de suelo D y espesor de muros de 0.12m.

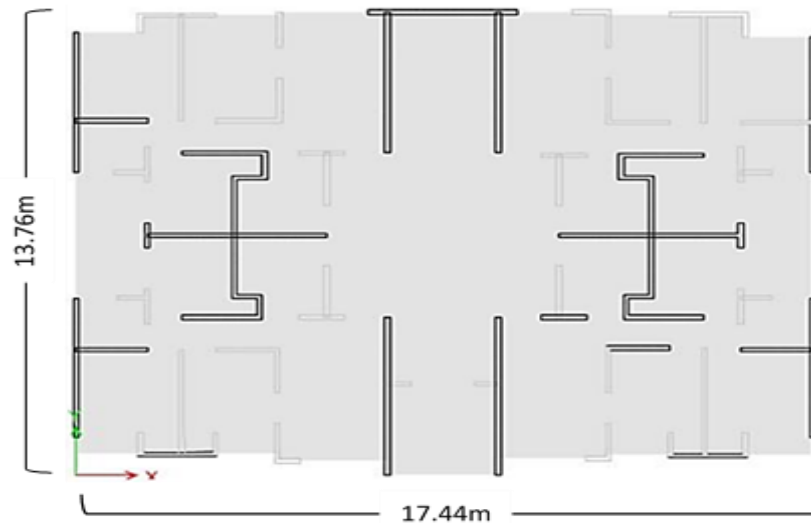
Las placas de entrepiso se modelaron como tipo membrana con el fin de representar únicamente y de manera adecuada la transferencia de fuerzas laterales por la acción del diafragma.

**Figura 5.**  
*Representación del edificio.*



*Fuente.* Imagen. Tomada del documento FT\_0220-MCR-PER-05P

**Figura 6.**  
*Representación base del edificio.*



*Fuente.* Imagen. Tomada del documento FT\_0220-MCR-PER-05P.

Según la tabla A.2.3-2 de la NSR-10, la ciudad de Pereira se encuentra ubicada en zona de amenaza sísmica “Alta”, como se puede evidenciar en la siguiente tabla:

**Tabla 3.**

*Identificación de zonas de amenazas sísmicas en municipios de Colombia.*

Ciudad	Aa	Av	Zona de amenaza sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D.C.	0.15	0.20	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
<b>Pereira</b>	<b>0.25</b>	<b>0.25</b>	<b>Alta</b>
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja

*Fuente.* Elaboración propia basada en la tabla A.2.3-2, del título A de la NSR-10.

**Tabla 4.**

*Control de programa para modelación en Etabs 21.2.0.*

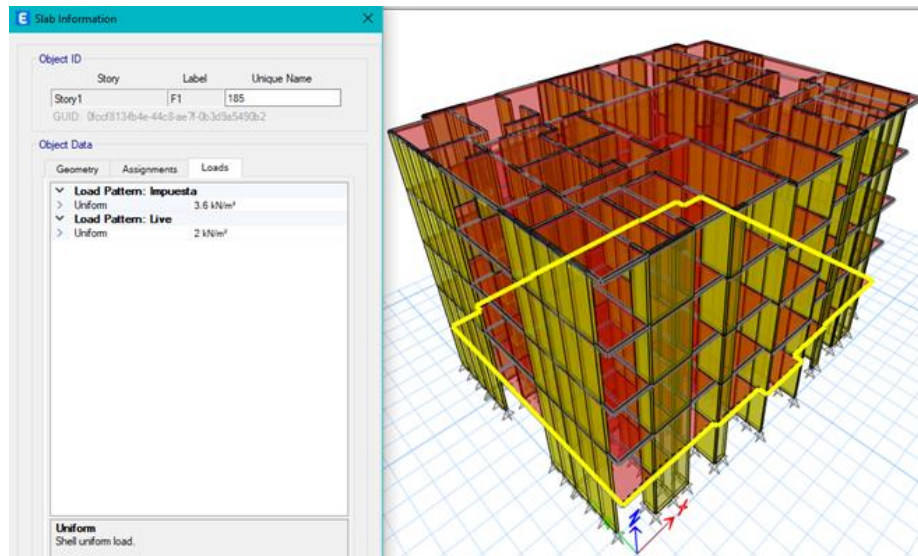
ProgramName	ETABS
Version	21.2.0
ProgLevel	Ultimate
CurrUnits	kN, m, C
StlFrmCode	AISC LRFD 93
CompBmCode	AISC 360-05
CompColCode	AISC 360-10
StlJstCode	SJI-2010
ConcFrmCode	ACI 318-14
ConcSlbCode	ACI 318-14
ShrWallCode	ACI 318-14

*Fuente.* Elaboración propia basada en Etabs 21.2.0.

Es de resaltar que la relación de altura de piso ( $h_{pi}$ ) del muro sobre su espesor ( $h$ ) es mayor a 15, por lo que se considera que todos los muros son delgados en todos los niveles (La relación  $h_{pi}/h$  es de aproximadamente 20.83, mayor al límite).

Posteriormente se realizó la verificación del análisis estructural modelo tridimensional propuesto por el Ing. Orlando Arroyo en el software Etabs, verificando que los resultados cumplieran con los límites de deriva establecidos por la norma sismorresistente colombiana. En este proceso se revisaron aspectos como la geometría estructural, las cargas y combinaciones de carga aplicadas y el espectro de diseño utilizado.

**Figura 7.**  
*Revisión de cargas aplicadas.*



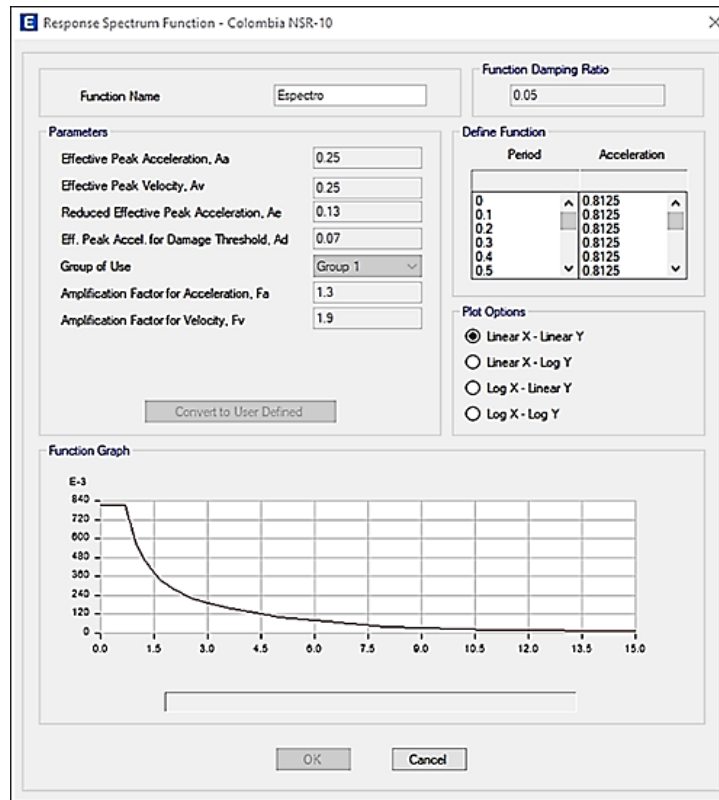
*Fuente.* Elaboración propia basada en Etabs 21.2.0.

Los límites de cuantía se proponen por tres razones:

- El artículo C.21.9.2.1 de la NSR-10 establece que la cuantía mínima de refuerzo en el alma es de 0.0025.
- En el artículo C.21.9.2.1 de la NSR-10 se permite reducir esta cuantía mínima a 0.0012 si  $V_u$  es menor a  $0.083A_{cv} \lambda \sqrt{f'c}$ , remitiendo al artículo C.14.3.2 de la misma norma.
  - $V_u$ =Cortante mayorado.
  - $A_{cv}$ =Área en planta del muro en estudio.
  - $\lambda$ =Factor que considera el tipo u origen del agregado.
  - $f'c$ =Resistencia a compresión del concreto.
- La cuantía de 0.0018 se toma como valor intermedio entre 0.0012 y 0.0025.

Se hace revisión del modelo en Etabs, con el fin de verificar el análisis estructural y del cumplimiento de los límites de deriva establecidos por la normativa colombiana.

**Figura 8.**  
 Revisión del espectro de diseño en el software Etabs.



Fuente. Tomada de software Etabs.

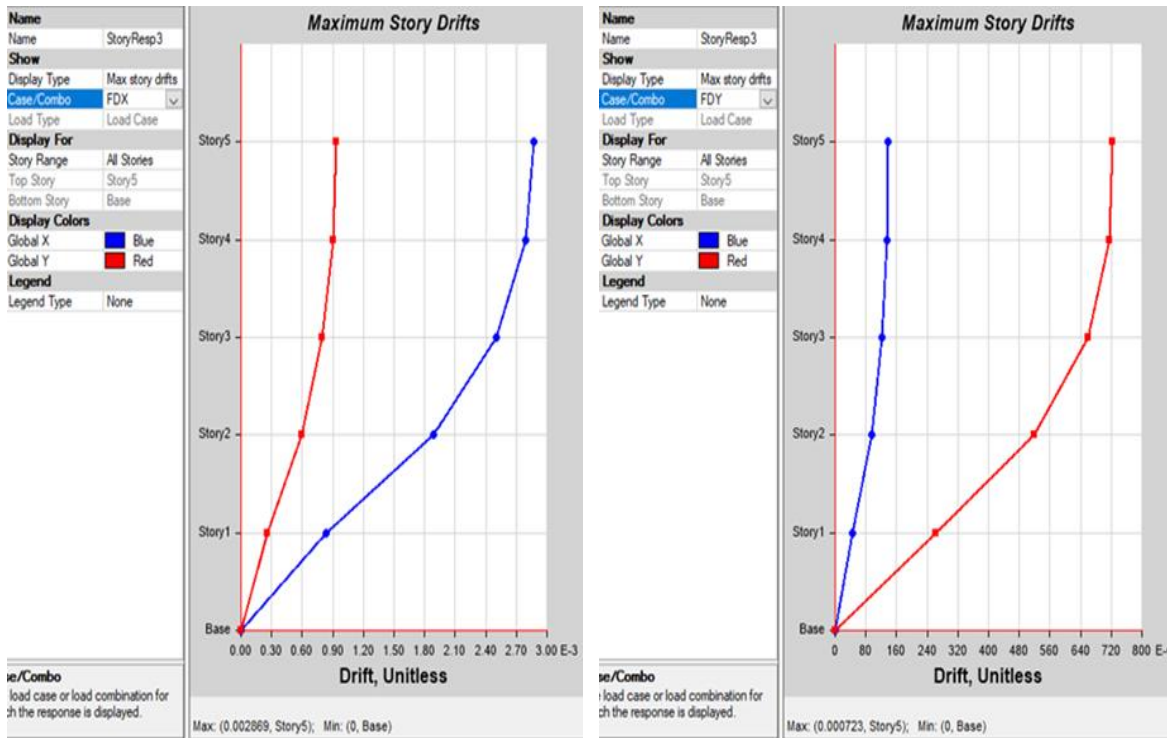
Se verifica que el cortante basal esté dentro del rango esperado para este tipo de estructura y luego obtenemos los resultados de las derivas.

**Tabla 5.**  
 Revisión de fuerzas en la base de la estructura en estudio.

Output Case	Case Type	Step Type	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN-m)
Impuesta	LinStatic		0	0	4119.0451	28980.5605
Live	LinStatic		0	0	2288.3584	16100.3114
Peso_Propio	LinStatic		0	0	8076.7228	57344.8823
FDX	LinRespSpec	Max	7615.4295	473.9628	2.125E-06	4525.5017
FDY	LinRespSpec	Max	440.4907	7610.3945	1.002E-05	68822.3171

Fuente: Tomado del software Etabs.

**Figura 9.**  
 Revisión de derivas tomadas del software Etabs.



Deriva en dirección X

Deriva en dirección Y

Fuente. Tomado del software Etabs

Posteriormente, el análisis busca determinar cuáles son los muros protagónicos en dirección longitudinal y transversal. Los muros protagónicos son aquellos que asumen el mayor porcentaje de cortante de la estructura en la base del muro a nivel del suelo y que, para este caso, asumen hasta el 40% del cortante basal acumulado.

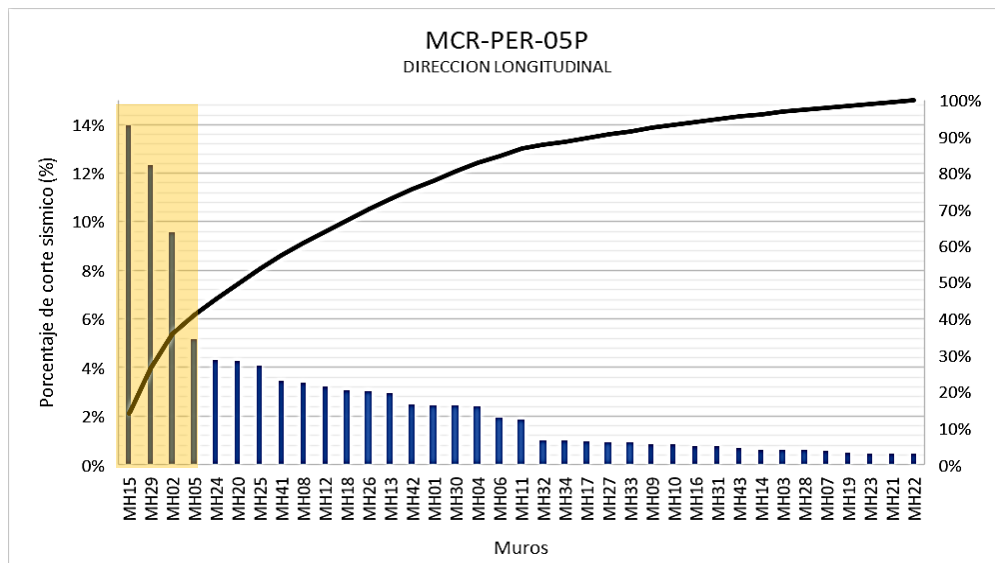
A continuación, se presentan los muros estructurales que mayor acción de cortante asumen a la hora de un sismo en la estructura y con los porcentajes de cortante basal asumido por cada muro en orden descendente de mayor a menor y el acumulado, seguido de una gráfica representativa:

**Tabla 6.**  
*Cortante basal en dirección longitudinal (X).*

Pier	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN-m)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)	Σ V2 (kN)	%V cada muro	% V Acumulado
MH15	1442.54	1072.59	0.2491	0.2842	0.1307	7601.2979	1072.59	13.99%	13.99%
MH29	686.52	948.11	0.4050	1.7873	1.2470	7506.5185	2020.70	12.37%	26.36%
MH02	249.93	735.23	0.1849	35.6879	0.2472	3492.4436	2756.02	9.59%	35.95%
MH05	271.68	399.02	0.1843	0.8238	1.4167	825.6263	3155.05	5.21%	41.16%
MH24	374.97	331.14	0.3033	20.4888	1.1341	1038.1747	3846.19	4.32%	45.48%
MH20	233.58	328.39	0.2888	1.1531	1.0617	1014.3424	4174.59	4.28%	49.76%
MH25	720.75	312.43	0.6509	1.6153	1.7654	891.9446	4488.00	4.07%	53.83%
MH41	1166.16	267.27	0.5870	0.9574	1.2335	854.7584	4755.27	3.49%	57.32%
MH08	1253.14	258.86	0.3341	0.5824	1.3985	4654.1394	5014.14	3.37%	60.69%
MH12	666.42	247.73	0.2218	0.2139	0.5234	988.4427	4901.87	3.23%	63.92%
MH18	167.48	237.23	0.0741	0.0485	0.2870	984.1457	5139.11	3.09%	67.04%

Fuente: (Ardila, C, 2025)

**Figura 10.**  
*Determinación de muros protagonistas en dirección longitudinal (X).*



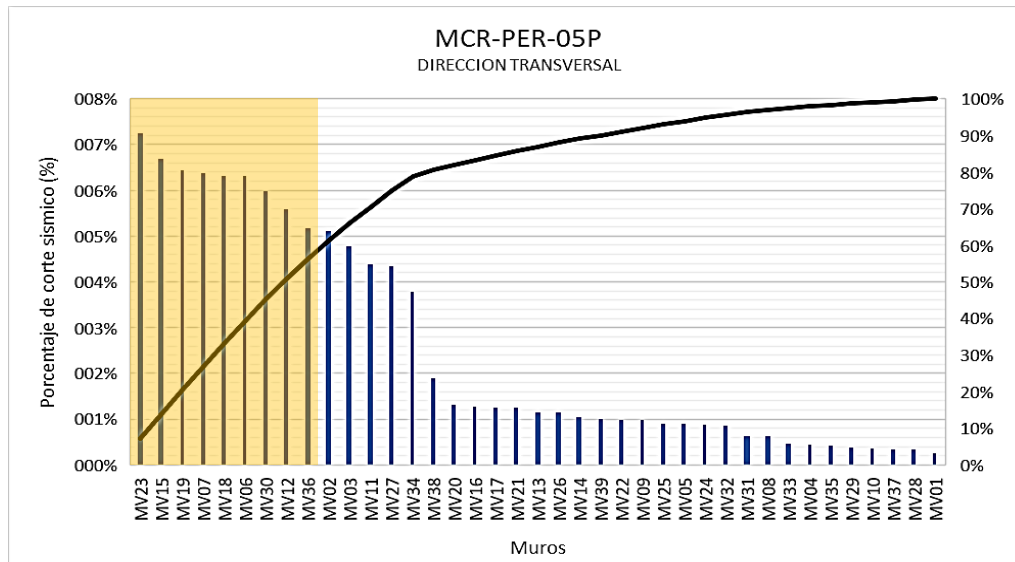
Fuente: (Ardila, C, 2025)

**Tabla 7.**  
*Cortante basal en dirección transversal (Y).*

Pier	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN-m)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)	∑ V2 (kN)	%V cada muro	% V Acumulado
MV23	33.73	534.99	0.0597	12.3946	0.2108	1676.2617	534.9969	7.27 %	7.27 %
MV15	65.46	493.71	0.0677	12.1798	0.2117	1540.6922	1028.7092	6.70 %	13.97 %
MV19	54.02	474.13	0.067	0.111	0.4777	3522.354	1502.8471	6.44 %	20.41 %
MV07	820.17	470.55	0.3103	0.8161	0.4892	2540.966	1973.4012	6.39 %	26.80 %
MV18	62.55	465.57	0.1459	0.1236	0.5374	3475.0038	2438.9734	6.32 %	33.12 %
MV06	817.12	465.50	0.3733	0.9184	0.5597	2504.4352	2904.4777	6.32 %	39.44 %
MV30	370.33	441.64	0.1483	0.1761	0.4845	2683.372	3346.1186	6.00 %	45.44 %
MV12	400.04	411.37	0.0947	0.0929	0.284	2465.2997	3757.4902	5.59 %	51.08 %
MV36	587.38	821.82	0.741	0.3619	0.908	2455.0284	4139.3096	5.19 %	56.21 %
MV02	169.42	377.13	0.231	0.1901	0.4716	2437.7168	4516.439	5.12%	61.34%
MV03	94.62	352.51	0.1083	0.4941	0.312	1216.1866	4868.9465	4.79%	66.12%
MV11	717.12	323.34	0.062	0.2682	0.2169	1379.8262	5192.2899	4.39%	70.51%

Fuente: (Ardila, C, 2025).

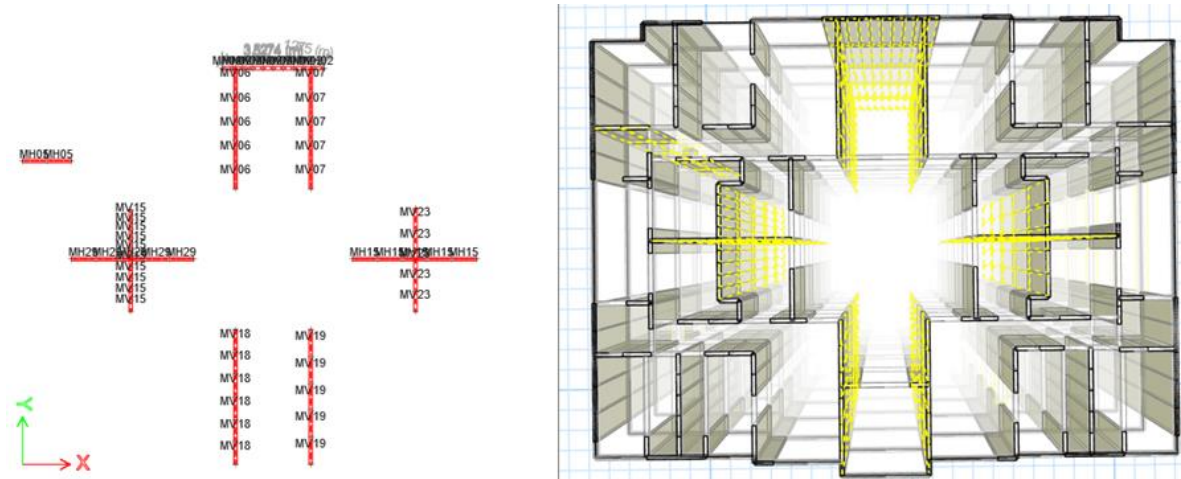
**Figura 11.**  
*Determinación de muros protagonistas en dirección transversal (Y).*



Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Figura 12.**

*Identificación de muros en dirección longitudinal y transversal.*



Fuente: (Ardila, C, 2025)

## 5 Resultados.

### 5.1 Diseño de muros estructurales de una estructura de 5 pisos ubicada en Pereira, Colombia, aplicando tres cuantías mínimas de refuerzo y dos tipos de acero de refuerzo (barras corrugadas y mallas electrosoldadas).

Formula base, para calcular la posibilidad de reducir la cuantía a partir del cortante.

Límite de resistencia al cortante en muros de concreto reforzado según la normativa (NSR-10, ACI 318):

$$Vu < 0.083 * \lambda * A_{cv} * \sqrt{f_c}$$

$Vu$ : fuerza cortante solicitante o demanda que actúa sobre el muro. **0.083**: coeficiente normativo de seguridad.  $\lambda$  (**lambda**): Factor de modificación que depende del tipo u origen del agregado.  $A_{cv}$ : Área bruta del concreto resistente a fuerza cortante.  $\sqrt{f_c}$ : Raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto.

**Tabla 8.**

*Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros en dirección longitudinal.*

Pier	Case Type	P	V2 (kN)	A <sub>cv</sub> (mm <sup>2</sup> )	Vn (kN)	Posible Reducción
MH02	Max	262.8437	170.7109	432288	160.99912	No
MH02	Min	-596.3681	-168.7615	432288	160.99912	No
MH05	Max	-3.9132	100.2851	203568	77.427858	No
MH05	Min	-161.1719	-103.9736	203568	77.427858	No
MH15	Max	223.0642	274.7819	515892	196.221474	No
MH15	Min	-575.6765	-269.2602	515892	196.221474	No
MH29	Max	-44.4365	240.1923	508716	193.409225	No
MH29	Min	-363.3855	-202.8458	508716	193.409225	No
MH01	Max	185.4093	47.3419	212316	80.7551937	Si
MH01	Min	-294.5857	-48.4716	212316	80.7551937	Si
MH03	Max	17.5787	13.5079	100344	39.1931752	Si
MH03	Min	-99.3151	-12.788	100344	39.1931752	Si

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

A partir del analisis, en muros como MH02, MH05, MH15 y MH29, el cortante actuante (V2) es mayor que la capacidad nominal Vn, exigiendo más de lo que resisten y no es seguro reducir acero. Por el contrario, en MH01 y MH03, los valores de V2 son menores que Vn, lo que permite un margen de seguridad suficiente, permitiendo que pueda optimizar la cuantía de refuerzo.

**Tabla 9.**

*Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros en dirección transversal.*

Pier	Case Type	P	V2 (kN)	Acv (mm <sup>2</sup> )	Vn (kN)	Posible Reducción
MV06	Max	464.1105	137.776	502272	191.041055	Sí
MV06	Min	-1060.3504	-117.661	502272	191.041055	Sí
MV07	Max	-348.2796	124.2831	502272	191.041055	Sí
MV07	Min	-1160.4726	-121.7284	502272	191.041055	Sí
MV15	Max	-45.4451	141.3834	422784	160.874491	Sí
MV15	Min	-206.0024	126.642	422784	160.874491	Sí
MV18	Max	-288.0551	116.9726	562896	214.099623	Sí
MV18	Min	-426.6877	130.654	562896	214.099623	Sí
MV19	Max	-228.4987	113.875	562896	214.099623	Sí
MV19	Min	-485.5332	-127.8456	562896	214.099623	Sí
MV23	Max	-357.7952	144.2807	430308	183.669276	Sí
MV23	Min	-93.6525	21.1584	430308	183.669276	Sí
MV02	Max	125.4152	5.1755	634080	240.144881	Sí
MV02	Min	621.2631	121.582	498276	189.521161	Sí
MV02	Min	-891.6885	-119.0659	498276	189.521161	Sí

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

El análisis de la validación evidencia que, bajo las combinaciones de carga más críticas (máximas y mínimas), los muros analizados no superan su capacidad nominal de corte (Vn). Por eso, en la última columna se concluye que sí es posible disminuir la cuantía de refuerzo, ya que los esfuerzos actuantes (P y V2) están dentro de la resistencia disponible.

Se identifica la masa gravitacional en cada muro como resultado de dividir las cargas verticales del muro por la gravedad. El caso de carga utilizado es 1.0CM+0.25CV.

**Tabla 10.**

*Revisión de masa gravitacional en dirección longitudinal.*

Story	Pier	Output Case	P	W <sub>x</sub>
Story1	MH02	1.0CM+0.25CV	-143.4694	2.92496228
Story1	MH05	1.0CM+0.25CV	-49.0377	0.99974924
Story1	MH15	1.0CM+0.25CV	-135.8743	2.77011825
Story1	MH29	1.0CM+0.25CV	-122.8929	2.50546177
Story1	MH01	1.0CM+0.25CV	-42.0698	0.85769215
Story1	MH03	1.0CM+0.25CV	-31.4962	0.64212436
Story1	MH04	1.0CM+0.25CV	-42.3596	0.86360041
Story1	MH06	1.0CM+0.25CV	-67.5213	1.37658104

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

**Tabla 81.**

*Revisión de masa gravitacional en dirección transversal.*

Story	Pier	Output Case	P	Wy
Story1	MV06	1.0CM+0.25CV	-208.9458	4.25985321
Story1	MV07	1.0CM+0.25CV	-220.9518	4.50462385
Story1	MV15	1.0CM+0.25CV	-96.8946	1.97542508
Story1	MV18	1.0CM+0.25CV	-265.3325	5.40942915
Story1	MV19	1.0CM+0.25CV	-264.7189	5.39691947
Story1	MV23	1.0CM+0.25CV	-107.6419	2.19454315
Story1	MV01	1.0CM+0.25CV	-12.2505	0.24975355
Story1	MV02	1.0CM+0.25CV	-104.1667	2.123684

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

La masa sísmica se obtiene como el resultado de dividir la carga sísmica sin reducir por la gravedad. Estos valores son utilizados mas adelante para el análisis de Pushover.

**Tabla 12.**

*Revisión de masa sísmica en dirección longitudinal.*

Story	Pier	WSx
Story1	MH02	25.69161423
Story1	MH05	12.99209958
Story1	MH15	33.01956359
Story1	MH29	29.13629564
Story1	MH01	6.512655585
Story1	MH03	1.755517188
Story1	MH04	6.435725275
Story1	MH06	5.087604209

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

**Tabla 13.**

*Revisión de masa sísmica en dirección transversal.*

Story	Pier	WSy
Story1	MV06	14.6035185
Story1	MV07	14.7437599
Story1	MV15	16.0301898
Story1	MV18	14.7253411
Story1	MV19	14.7417939
Story1	MV23	16.2161862
Story1	MV01	0.63991734
Story1	MV02	12.571967
Story1	MV03	11.4416496

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

Con los datos anteriores, los muros protagónicos fueron modelados utilizando elementos de múltiples líneas verticales (MVLEM) en OpenSeesPy, utilizando la biblioteca de Python como herramienta para optimizar y simplificar el proceso de modelación. El modelo implementa una restricción de desplazamiento igual en la dirección horizontal para todos los nodos de un mismo nivel de piso. La masa sísmica de cada nivel es distribuida de manera uniforme entre los muros correspondientes en dicho nivel. Así, se verifica que el periodo del modelo sea lo más cercano posible al resultado obtenido en el modelo de Etabs y de esta manera tener un parámetro de escogencia de los sismos con frecuencias entre  $T_l=0.22s$  y  $T_t=0.19s$ .

Posteriormente, se realizaron análisis Pushover considerando los registros sísmicos utilizados en el Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS), basados en los trabajos de Arteta y Abrahamson (2019) y Arroyo et al. (2024b). A partir de estos análisis se construyeron las curvas de fragilidad y probabilidad de colapso para los seis (6) modelos desarrollados y se verificó la consistencia de los resultados obtenidos.

Los muros estructurales fueron representados mediante elementos verticales segmentados por niveles de piso, con el fin de capturar adecuadamente la variación de esfuerzos y deformaciones a lo largo de la altura de la edificación. El modelo también consideró concreto sin confinamiento. Para el análisis dinámico se adoptó un modelo de amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial (amortiguamiento de Rayleigh) utilizando el esquema de integración de Newmark.

Finalmente, las curvas de fragilidad alcanzadas fueron ajustadas mediante distribuciones log-normal, la cual considera los siguientes parámetros: El parámetro  $\theta$  representa la aceleración espectral media asociada a una probabilidad del 50 % de colapso estructural. El parámetro  $\beta$  describe la dispersión de la respuesta sísmica, lo que refleja el grado de incertidumbre en la estimación del daño. A partir de esta función se determinan las probabilidades de falla para el nivel de diseño sísmico (PDBE) y el nivel de sismo máximo creíble (PMCE), correspondientes a factores de escala de 1.0 y 1.5 veces la aceleración espectral de diseño, respectivamente.

**Tabla 14.**

*Estados de desempeño sísmico teniendo en cuenta los muros de la edificación*

BARRAS	MALLAS
<ul style="list-style-type: none"> <li>• DS1 MAIN-RB: Se presenta 100% de fluencia en el 100% de los muros.</li> <li>• DS2 MAIN-RB: Se presenta el 20% de endurecimiento en al menos el 25% de los muros protagónicos.</li> <li>• DS3 MAIN-RB: Se presenta el 50% de endurecimiento en el 50% de los muros protagónicos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• DS1 MAIN-WWM: Se presenta 100% de fluencia en el 100% de los muros.</li> <li>• DS2 MAIN-WWM: Se presenta el 20% de ruptura en al menos el 25% de los muros protagónicos.</li> <li>• DS3 MAIN-WWM: Se presenta el 50% de ruptura en el 50% de los muros protagónicos.</li> </ul>

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

**Tabla 15.**

*Estados de desempeño sísmico teniendo en cuenta el total de los muros para la edificación:*

BARRAS	MALLAS
<ul style="list-style-type: none"> <li>• DS1 ALL-RB: Deformación de las fibras en el muro superior a la fluencia (<math>&gt;0.0021</math>)</li> <li>• DS2 ALL-RB: Deformación de las fibras en el muro que causa falla del acero y superior a deformación máxima previa a pérdida de resistencia (<math>-0.006</math> y <math>&gt;0.04</math>)</li> <li>• DS3 ALL-RB: Deformación de las fibras en el muro superior a la ruptura (<math>&lt;-0.015</math> y <math>&gt;0.05</math>).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• DS1 ALL-WWM: Deformación de las fibras en el muro superior a la fluencia (<math>&gt;0.0031</math>)</li> <li>• DS2 ALL-WWM: Deformación de las fibras en el muro que causa falla del acero y superior a deformación máxima previa a pérdida de resistencia (<math>-0.004</math> y <math>&gt;0.01</math>)</li> <li>• DS3 ALL-WWM: Deformación de las fibras en el muro superior a la ruptura (<math>&gt;0.015</math>)</li> </ul>

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

A continuación, se realiza una comparación de diferentes escenarios de cuantía reforzadas con barras y mallas electrosoldadas en dirección longitudinal y transversal utilizando el parámetro RDR (Roof Drift Ratio) para evaluar el comportamiento sísmico.

**Tabla 16.**  
*Valores máximos de Pushover sentido longitudinal.*

PUSHOVER BARRAS LONGITUDINAL			PUSHOVER MALLAS LONGITUDINAL		
$\rho$	RDR <sub>max</sub> (%)	V <sub>basal_max</sub> (kN)	$\rho$	RDR <sub>max</sub> (%)	V <sub>basal_max</sub> (kN)
0.0012	6.112	101.026	0.0012	2.816	129.335
0.0018	6.184	128.263	0.0018	2.904	170.278
0.0025	6.256	160.034	0.0025	3.008	217.533

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

**Tabla 17.**  
*Valores máximos de Pushover sentido transversal.*

PUSHOVER BARRAS TRANSVERSAL			PUSHOVER MALLAS TRANSVERSAL		
$\rho$	RDR <sub>max</sub> (%)	V <sub>basal_max</sub> (kN)	$\rho$	RDR <sub>max</sub> (%)	V <sub>basal_max</sub> (kN)
0.0012	2.744	658.400	0.0012	1.296	859.585
0.0018	2.784	854.193	0.0018	1.336	1146.381
0.0025	2.84	1082.652	0.0025	1.368	1464.975

*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

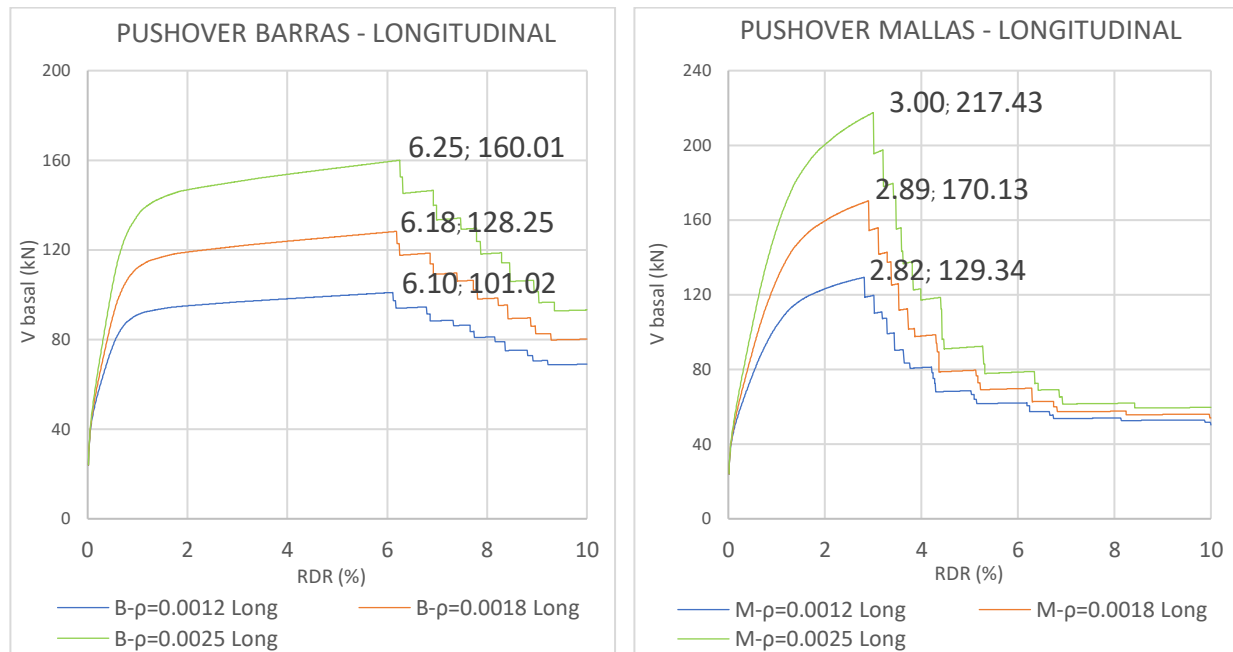
En el sentido longitudinal, los resultados del Pushover muestran que los muros reforzados con barras corrugadas mantienen una deriva máxima relativa estable cercana al 6% (RDR<sub>max</sub> = 6.11–6.25%), mientras que su resistencia basal aumenta progresivamente de 101 kN a 160 kN conforme crece la cuantía de refuerzo. Esto evidencia que las barras aportan ductilidad y capacidad de rotación plástica, permitiendo que el muro conserve un comportamiento más flexible y seguro frente a demandas sísmicas. En contraste, los muros reforzados con mallas electrosoldadas alcanzan mayores valores de resistencia basal (129–217 kN), pero con derivas significativamente menores (2.8–3.0%), lo que confirma que las mallas incrementan la resistencia, pero limitan la ductilidad, reduciendo la capacidad de disipar energía en el rango inelástico.

En el sentido transversal, la tendencia es distinta: los muros con barras presentan derivas bajas (2.74–2.84%) pero con resistencias basales muy elevadas, que van de 658 kN hasta 1082 kN, lo que refleja una alta rigidez y capacidad de carga, aunque con limitada deformación. Los muros con mallas muestran aún menor ductilidad (RDR<sub>max</sub> = 1.29–1.36%), pero alcanzan resistencias

basales superiores, desde 859 kN hasta 1464 kN, lo que confirma que las mallas maximizan la capacidad de corte a costa de la capacidad de deformación. En síntesis, se evidencia que longitudinalmente las barras ofrecen mayor ductilidad y las mallas mayor resistencia, mientras que transversalmente la estructura es más rígida y resistente pero menos dúctil, lo que obliga a un diseño selectivo que equilibre seguridad sísmica y eficiencia material.

**Figura 13.**

*Gráficas sentido longitudinal RDR vs Vbasal, caso de estudio en barras y mallas.*



*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

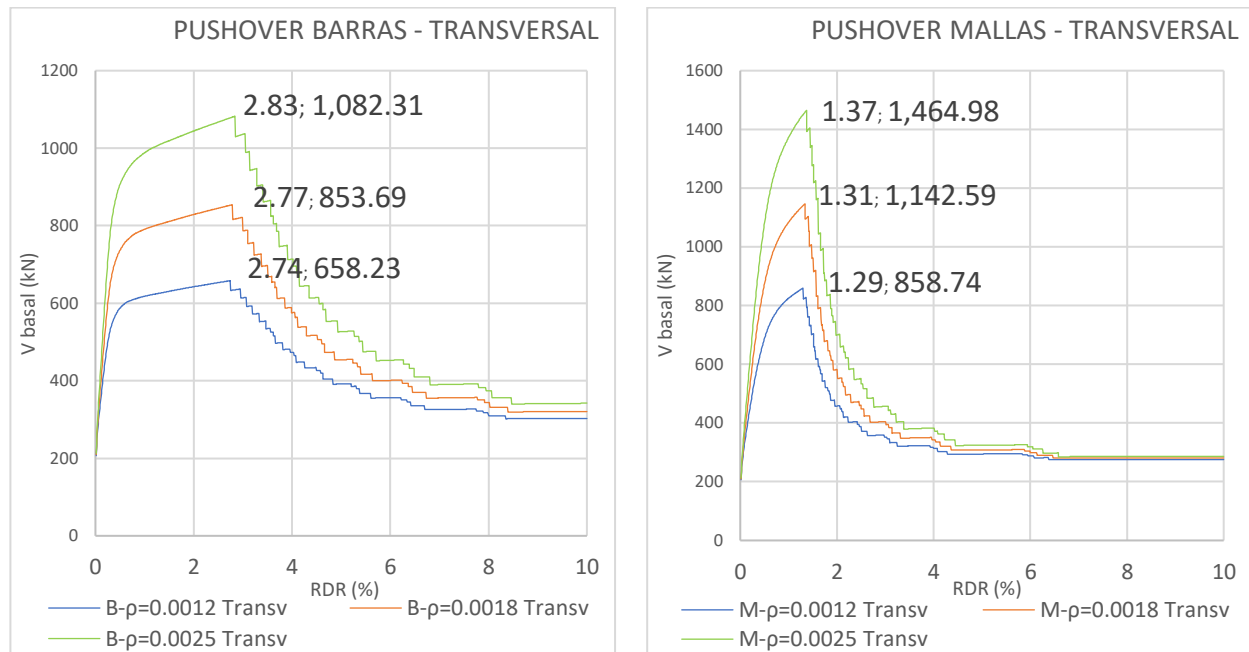
Los resultados muestran que los modelos con malla electrosoldada presentan mayor resistencia lateral y rigidez inicial, del orden de 25 al 35%, pero alcanzan su capacidad máxima a menores niveles de deriva y presentan una degradación de resistencia más pronunciada. Por el contrario, los modelos con barras desarrollan menores capacidades resistentes, pero muestran un comportamiento post pico más estable, lo que sugiere mayor capacidad de deformación y ductilidad estructural.

Se observa una diferencia significativa en la deriva asociada al punto de capacidad máxima. Los modelos con barras alcanzan su resistencia máxima a derivas cercanas al 6 %, mientras que los modelos con mallas electrosoldadas alcanzan el pico de resistencia a derivas cercanas al 3 %. Esto indica que los sistemas con malla presentan un comportamiento más rígido, pero menos

deformable. Adicional al punto máximo, los modelos con barras presentan una reducción más gradual de la capacidad, manteniendo niveles de resistencia relativamente estables hasta derivas cercanas al 10 %. Por el contrario, los modelos con malla electrosoldada presentan una caída de resistencia más pronunciada, lo cual puede asociarse a la menor ductilidad característica del acero trefilado en este tipo de refuerzo.

**Figura 14.**

*Gráficas sentido transversal RDR vs V<sub>basal</sub>, caso de estudio en barras y mallas.*



*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

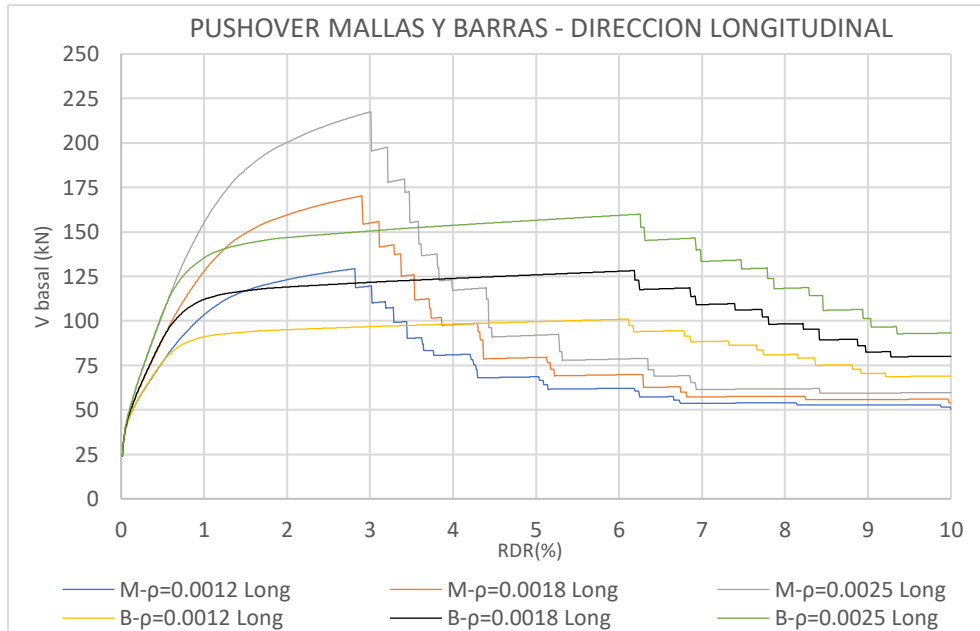
Estos resultados muestran incrementos cercanos al 30 %–35 % en la resistencia lateral al emplear malla electrosoldada, tendencia similar a la observada en la dirección longitudinal. Sin embargo, la resistencia de la deriva pico es considerablemente menor en comparación con la dirección longitudinal. Los modelos con barras alcanzan el máximo alrededor de 2.7 %–2.8 % de deriva, mientras que los modelos con malla lo hacen entre 1.3 % y 1.4 %, lo que indica un comportamiento más rígido y menos deformable en la dirección transversal.

Después de alcanzar la resistencia máxima, ambos sistemas presentan una degradación significativa de resistencia. No obstante, al igual que en la dirección longitudinal, los modelos con barras muestran una degradación más progresiva, mientras que los modelos con malla presentan una pérdida de resistencia más abrupta.

Finalmente, en ambos sistemas se observa que el incremento de la cuantía de refuerzo produce un aumento en la capacidad resistente, manteniendo una tendencia consistente en todas las configuraciones analizadas.

**Figura 15.**

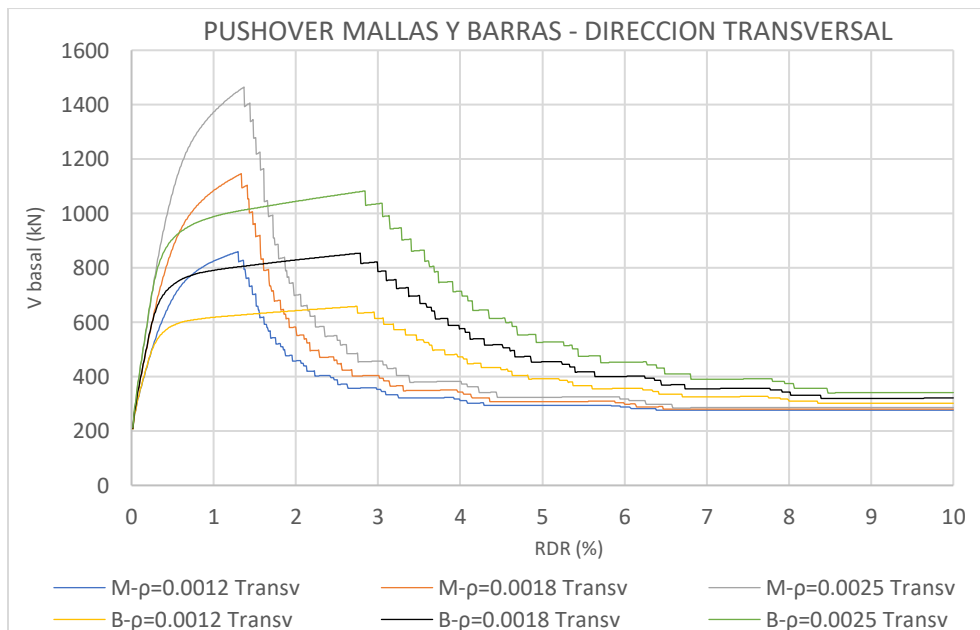
*Gráfica sentido longitudinal RDR vs  $V_{basal}$ , caso de estudio mallas y barras.*



*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

**Figura 16.**

*Gráfica sentido transversal RDR vs  $V_{basal}$ , caso de estudio mallas y barras.*



*Fuente:* (Ardila, C, 2025).

Los muros estructurales analizados presentan un desempeño adecuado frente a cargas gravitacionales, lo cual se debe principalmente a la rigidez inherente del sistema estructural. Este comportamiento garantiza estabilidad inicial y control de deformaciones en condiciones de servicio. Sin embargo, se observa que el refuerzo dispuesto en estos elementos es mínimo, generalmente conformado por una sola capa de acero sin confinamiento, lo que limita su capacidad de disipar energía y su ductilidad frente a demandas sísmicas. En la práctica, es común el uso de mallas electrosoldadas como refuerzo a cortante y flexión en el alma del muro, pero estas poseen una ductilidad restringida y no aseguran un endurecimiento por deformación. En algunos diseños se incluyen elementos de borde, aunque sin confinamiento efectivo debido al reducido espesor de los muros, lo que representa una condición crítica para su desempeño bajo cargas extremas.

**Tabla 9.**

*Diferencia de cortante basal máximo según refuerzo utilizado.*

LONGITUDINAL				TRANSVERSAL			
V <sub>basal</sub> <sub>max</sub> (kN)				V <sub>basal</sub> <sub>max</sub> (kN)			
Cuantía (ρ)	BARRAS	MALLAS	Dif (%)	ρ	BARRAS	MALLAS	Dif (%)
0.0012	101.02	129.33	22%	0.0012	658.40	859.58	23%
0.0018	128.26	170.27	25%	0.0018	854.19	1146.38	25%
0.0025	160.03	217.53	26%	0.0025	1082.65	1464.97	26%

**Tabla 10.**

*Diferencia de RDR máximo según refuerzo utilizado.*

LONGITUDINAL				TRANSVERSAL			
RDR <sub>max</sub> (kN)				RDR <sub>max</sub> (kN)			
Cuantía (ρ)	BARRAS	MALLA	Dif (%)	ρ	BARRAS	MALLA	Dif (%)
0.0012	6.11	2.82	54%	0.0012	2.74	1.30	53%
0.0018	6.18	2.90	53%	0.0018	2.78	1.34	52%
0.0025	6.26	3.01	52%	0.0025	2.84	1.37	52%

*Fuente:* (Ardila, C, 2025).

De la información obtenida se puede señalar que las curvas de capacidad en el sentido longitudinal presentan una pendiente inicial elevada, con un comportamiento más estable en el caso de las barras y una caída abrupta de resistencia en el caso de las mallas. Las mallas aportan mayor rigidez inicial y alcanzan los valores más altos de cortante basal, con incrementos porcentuales entre el 22% y el 26% respecto a las barras. Este efecto se intensifica a medida que aumenta la cuantía, lo que confirma que las mallas con mayor refuerzo logran el mayor cortante

del conjunto de combinaciones. Sin embargo, esta ganancia en resistencia se acompaña de una degradación más marcada y de una menor capacidad de deformación, lo que limita su ductilidad.

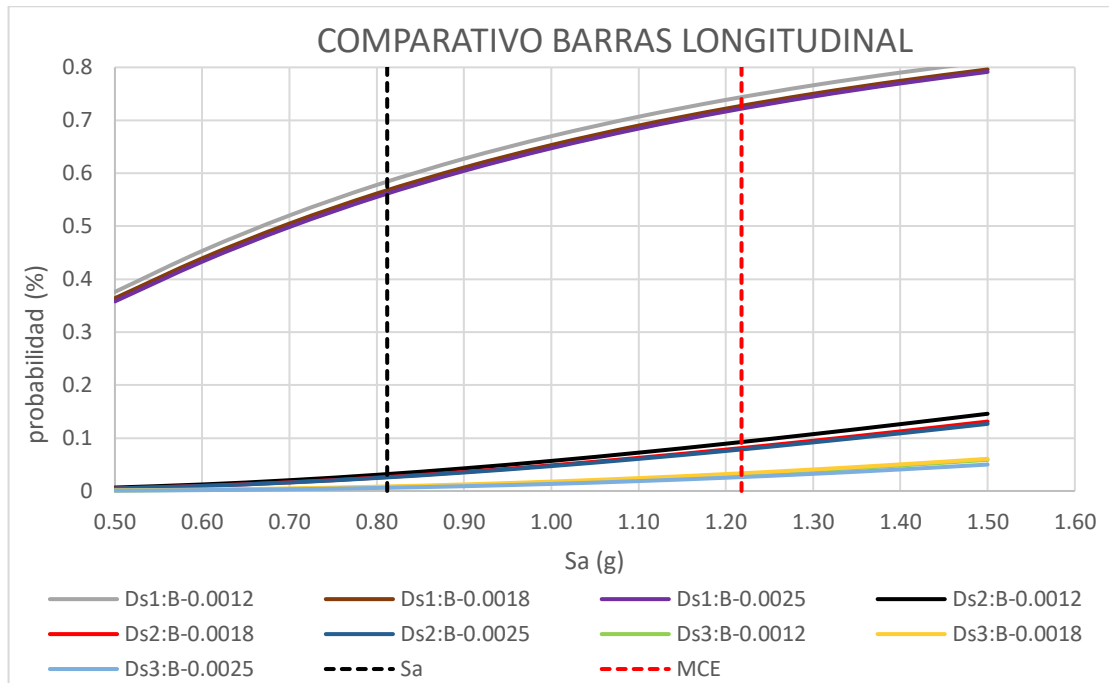
En el sentido transversal, se observa la misma tendencia: las mallas alcanzan los valores más altos de cortante basal, con diferencias porcentuales similares (23%–26%), mientras que las barras muestran curvas más planas y una mayor capacidad de deformación. En términos de deriva máxima relativa, las barras superan ampliamente a las mallas, con diferencias cercanas al 52–54%, lo que evidencia su mayor ductilidad y capacidad de disipar energía. Así, mientras las mallas ofrecen ventajas estructurales en resistencia al corte, las barras resultan más favorables para garantizar seguridad sísmica por su capacidad de alcanzar mayores derivas de piso. En conjunto, los resultados sugieren que el diseño debe balancear resistencia y ductilidad: las mallas son útiles para incrementar la capacidad de corte, pero las barras son indispensables para asegurar un desempeño sísmico confiable y evitar fallas frágiles.

## **5.2 Probabilidad de colapso de la edificación existente y de las propuestas de rediseño.**

El PMCE (Probabilidad Máximo Creíble de un Evento sísmico) se entiende en ingeniería sísmica como el movimiento geológico más intenso que podría presentarse en una región determinada, con datos bases como historia, los registros estadísticos y las características geológicas propias del lugar al cual se denomina MCE (Maximum Credible Earthquake). Así también, el PDBE (Performance-Based Design for Earthquakes) enfocado hacía el diseño sísmico basado en el desempeño de la edificación frente al sismo de diseño.

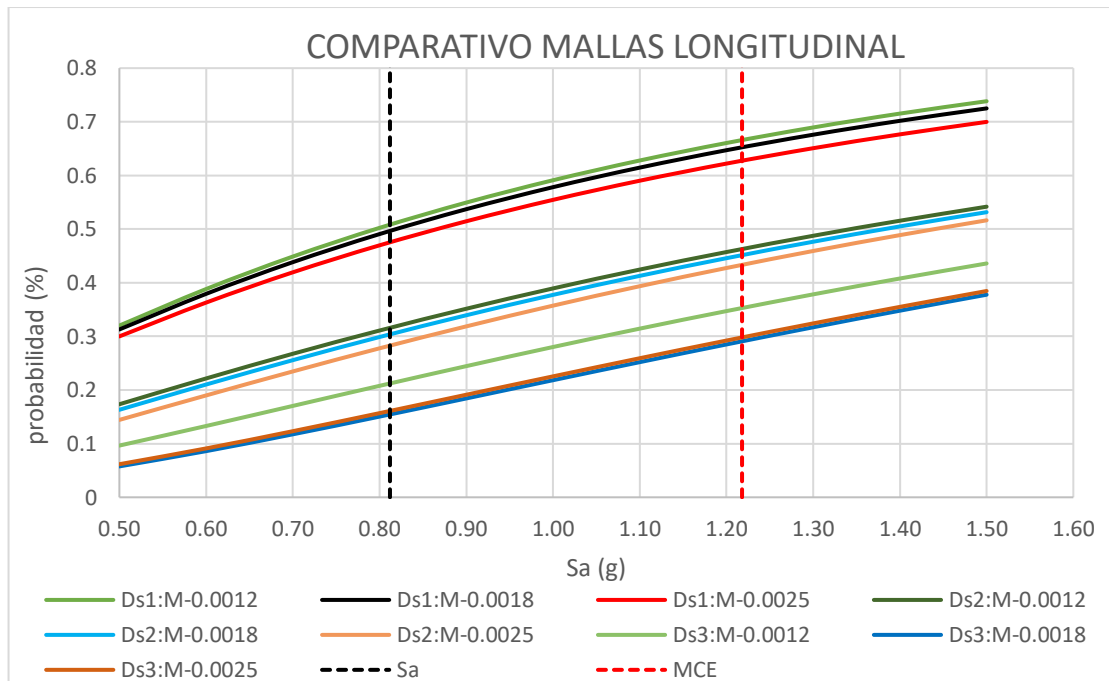
Teniendo en cuenta la aplicación de las diferentes cuantías mínimas de refuerzo (0.0012, 0.0018 y 0.0025) y dos tipos de acero (barra corrugada No. 10 y malla electrosoldada No. 11), manteniendo constante la geometría del edificio, la resistencia del concreto y el espesor de los muros. Para evidenciar unos resultados más amplios de los análisis anteriores, se verificó comportamientos individuales por barras y mallas calificándolas por las diferentes cuantías:

**Figura 17.**  
 Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido longitudinal.



Fuente: (Ardila, C, 2025).

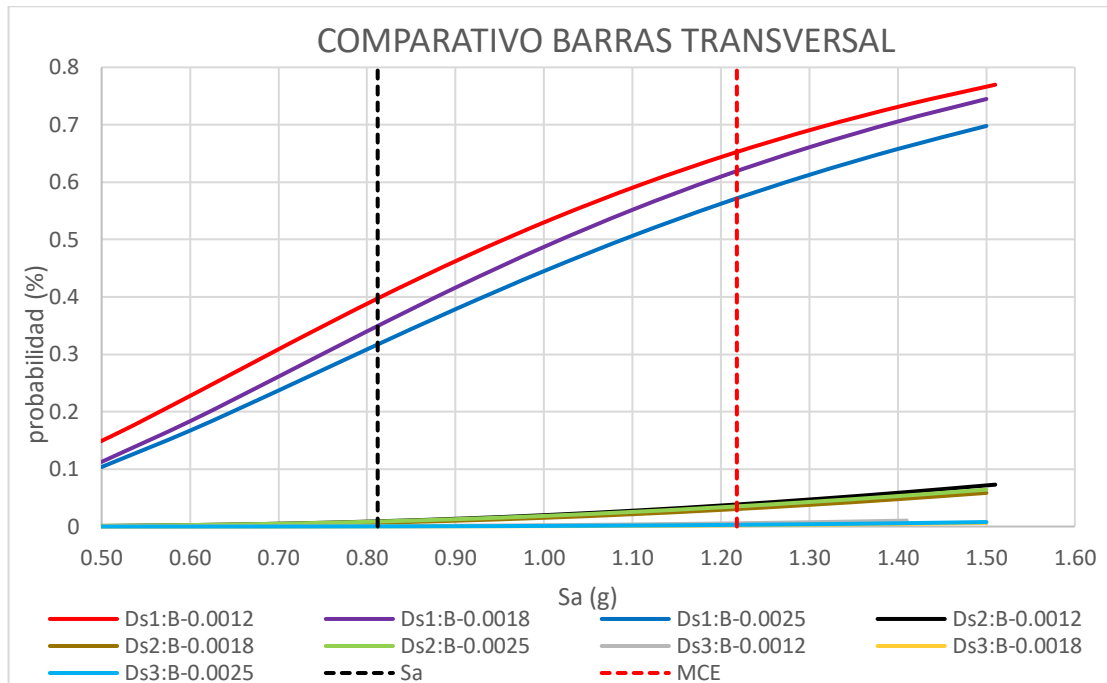
**Figura 18.**  
 Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido longitudinal.



Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Figura 19.**

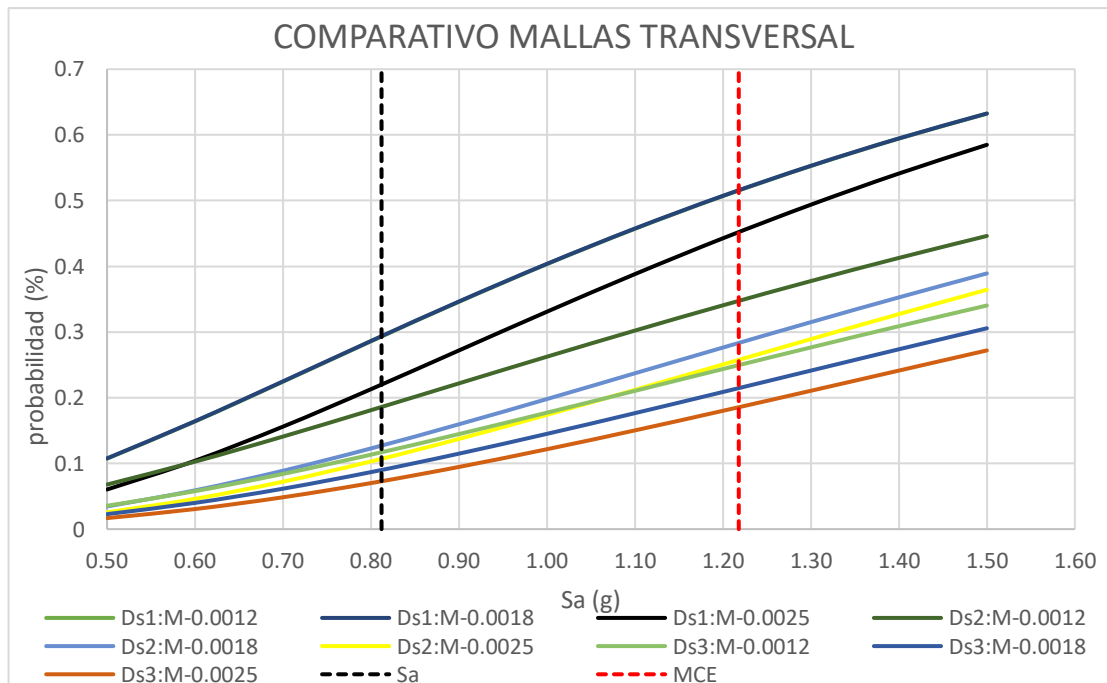
*Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido transversal.*



Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Figura 20.**

*Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido transversal.*



Fuente: (Ardila, C, 2025).

Las gráficas indica que:

- Muros con barras presentan menor probabilidad de daño severo y moderado, evolución más lenta del daño y comportamiento más estable.
- En muros con mallas se evidencia mayor probabilidad de daño, crecimiento más rápido de DS2 y DS3, mayor vulnerabilidad sísmica y comportamiento más frágil.
- En DS1, en las barras el comportamiento es similar por lo que la cuantía influye poco. En mallas es igual, pero con probabilidades menores. Esto porque la rigidez inicial y resistencia temprana son mayores.
- En DS2, en las barras las probabilidades permanecen bajas, incluso cerca al MCE, indicando buena ductilidad, disipación de energía y daño controlado. En el caso de las mallas, esta probabilidad es mucho más alta, llegando a niveles críticos antes del MCE. Esto indica degradación estructural acelerada y menor reserva de plasticidad.
- En DS3, las barras con probabilidades muy bajas (3%-6%) indicando que logra disipar energía, control de deformaciones y evita el colapso. En mallas con probabilidades del 30% a 50% indica mecanismos cerca de falla cercanos al colapso y degradación estructural significativa.

El hallazgo más relevante es la diferencia en la tasa de acumulación de daño entre sistemas. Los modelos con malla electrosoldada presentan curvas mucho más pronunciadas para DS2 y DS3, lo que significa que alcanzan estados de daño severo con valores de  $S_a$  considerablemente menores. En contraste, los modelos con barras muestran una separación más clara entre los tres estados, lo que indica una transición gradual y controlada entre niveles de daño.

Esta diferencia es consistente con los resultados del Pushover: mayor rigidez inicial en las mallas implica mayor atracción de demanda sísmica y menor capacidad de redistribuirla inelásticamente antes del colapso.

### **Probabilidad de PMCE**

#### **Tabla 11.**

*Probabilidad de PMCE para barras en dirección longitudinal y transversal.*

Cuantía ( $\rho$ )	PROB. PMCE BARRAS LONGITUDINAL			PROB. PMCE BARRAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0025	0.0012	0.0018	0.0025
DS1	74%	73%	72%	65%	62%	57%
DS2	9%	8%	8%	4%	3%	4%
DS3	3%	3%	3%	1%	0%	0%

**Tabla 12.**

*Probabilidad de PMCE para mallas en dirección longitudinal y transversal.*

Cuantía ( $\rho$ )	PROB. PMCE MALLAS LONGITUDINAL			PROB. PMCE MALLAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0025	0.0012	0.0018	0.0025
DS1	67%	65%	63%	52%	52%	45%
DS2	46%	45%	43%	35%	28%	26%
DS3	35%	29%	30%	25%	21%	19%

### Probabilidad PDBE

**Tabla 13.**

*Probabilidad de PDBE para barras en dirección longitudinal y transversal.*

$\rho$	PROB. PDBE BARRAS LONGITUDINAL			PROB. PDBE BARRAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0021	0.0012	0.0018	0.0021
DS1	58%	57%	56%	40%	35%	32%
DS2	3%	3%	3%	1%	1%	1%
DS3	1%	1%	1%	0%	0%	0%

**Tabla 14.**

*Probabilidad de PDBE para mallas en dirección longitudinal y transversal.*

$\rho$	PROB. PDBE MALLAS LONGITUDINAL			PROB. PDBE MALLAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0021	0.0012	0.0018	0.0021
DS1	51%	50%	48%	29%	29%	22%
DS2	32%	30%	28%	19%	13%	11%
DS3	21%	15%	16%	12%	9%	7%

Para el Sismo Máximo Considerado —PMCE, con  $S_a$  de 1.218 g—, los modelos con barras presentan probabilidades de daño severo DS2 menores al 10% en dirección longitudinal y menores al 5% en dirección transversal. Para el estado de colapso inminente DS3, las probabilidades no superan el 3.4% en ambas direcciones.

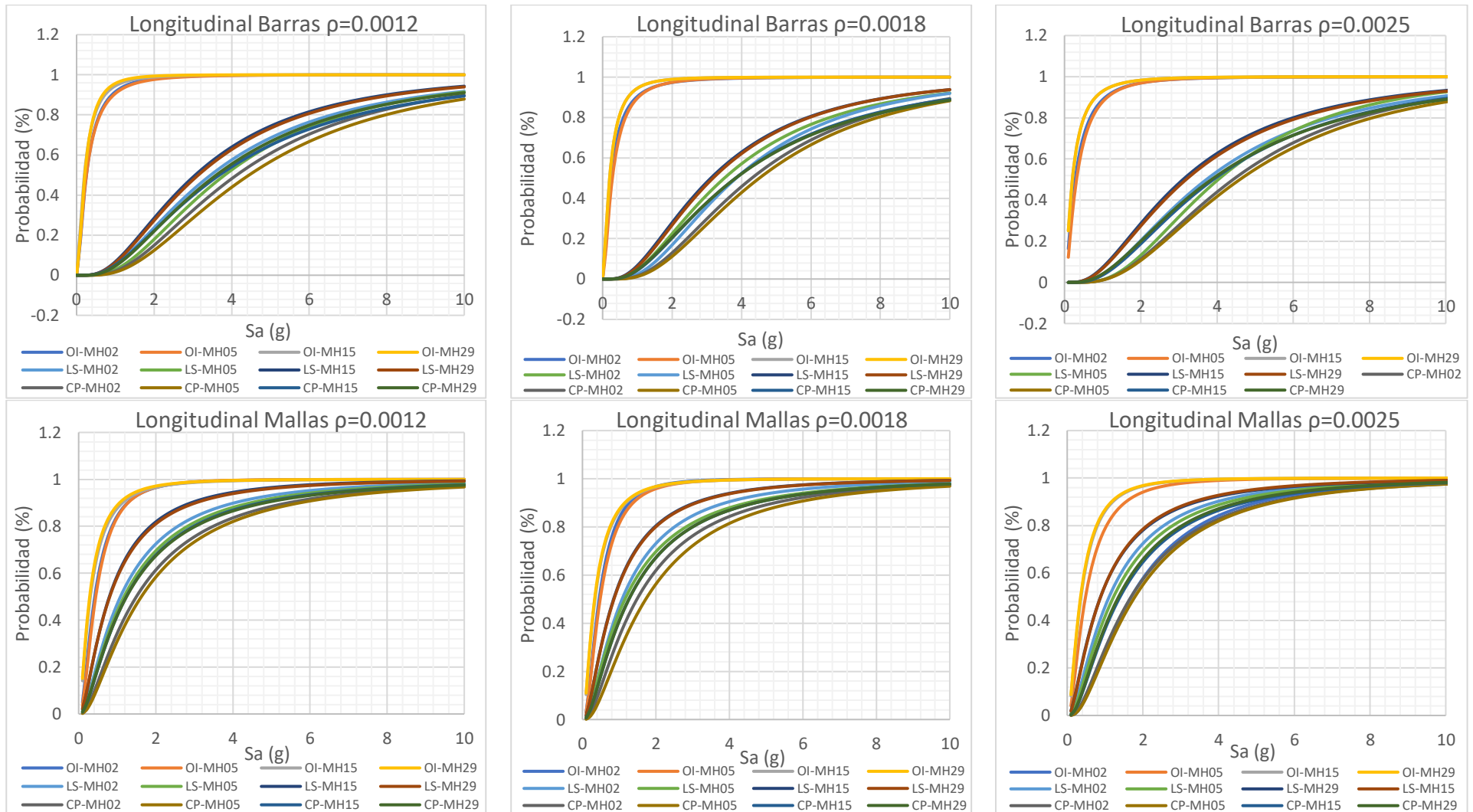
En contraste, los modelos con malla electrosoldada presentan probabilidades de daño DS2 entre el 43% y el 46% en dirección longitudinal, y entre el 26% y el 35% en dirección transversal. Las probabilidades de daño DS3 alcanzan el 35% en dirección longitudinal y 26% en dirección transversal. Estos valores son inaceptablemente altos para el sismo máximo considerado, y constituyen una señal de alarma técnica clara.

Para el Sismo de Diseño —PDBE, con  $S_a$  de 0.812 g—, la situación es igualmente reveladora. Los muros con barras mantienen probabilidades de daño DS2 menores al 4% y de DS3 menores al 1% en todas las configuraciones. Para el caso de los muros con malla presentan probabilidades de daño DS2 cercanas al 32% y 19%, y para DS3 del 21% y el 12% en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Esto significa que, incluso para el sismo de diseño, es decir, el sismo para el cual la NSR-10 exige un desempeño de seguridad de vida, los muros con malla electrosoldada tienen una probabilidad significativa de alcanzar estados de daño severo.

Respecto al efecto de la cuantía, al incrementarla de 0.0012 a 0.0025, se observa una reducción marginal de las probabilidades de daño. Esta reducción es insuficiente para cambiar fundamentalmente el comportamiento frágil de las mallas. En los modelos con barras, el incremento de cuantía tampoco genera mejoras sustanciales, dado que ya presentan probabilidades de colapso bajas desde la cuantía mínima.

**Figura 21.**

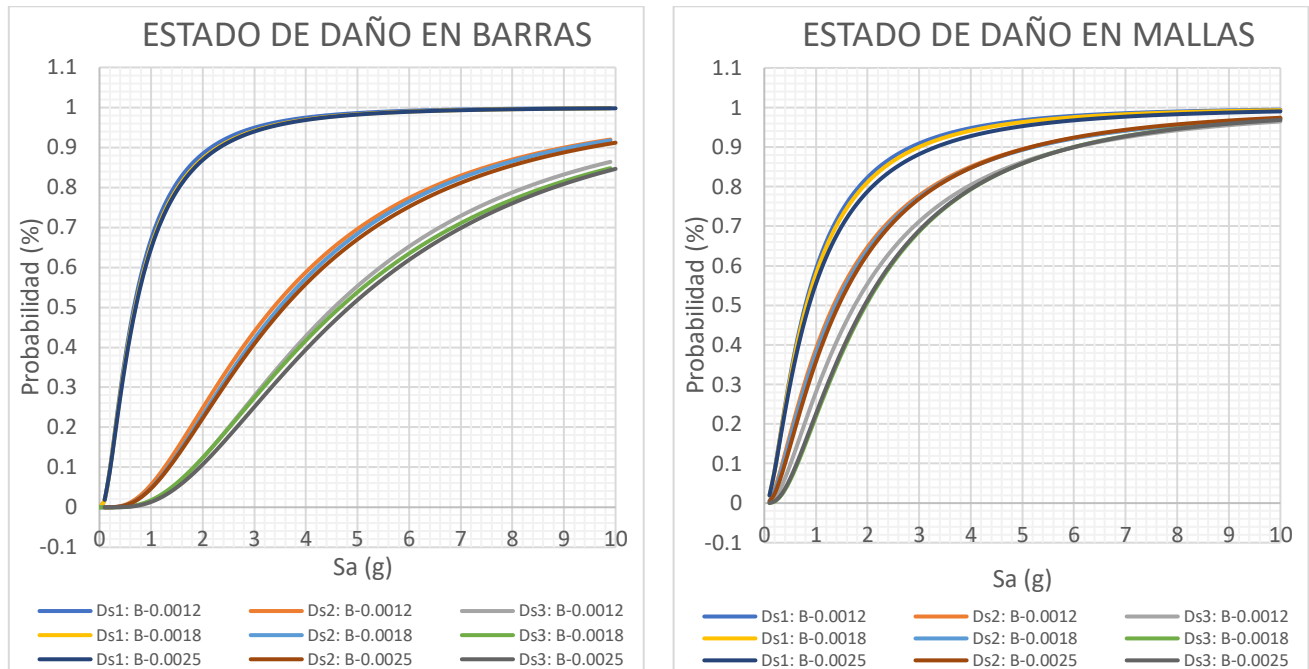
*Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de barras y mallas en sentidos longitudinal.*



Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Figura 22.**

*Estado de daño en barras y mallas de la estructura en dirección longitudinal.*



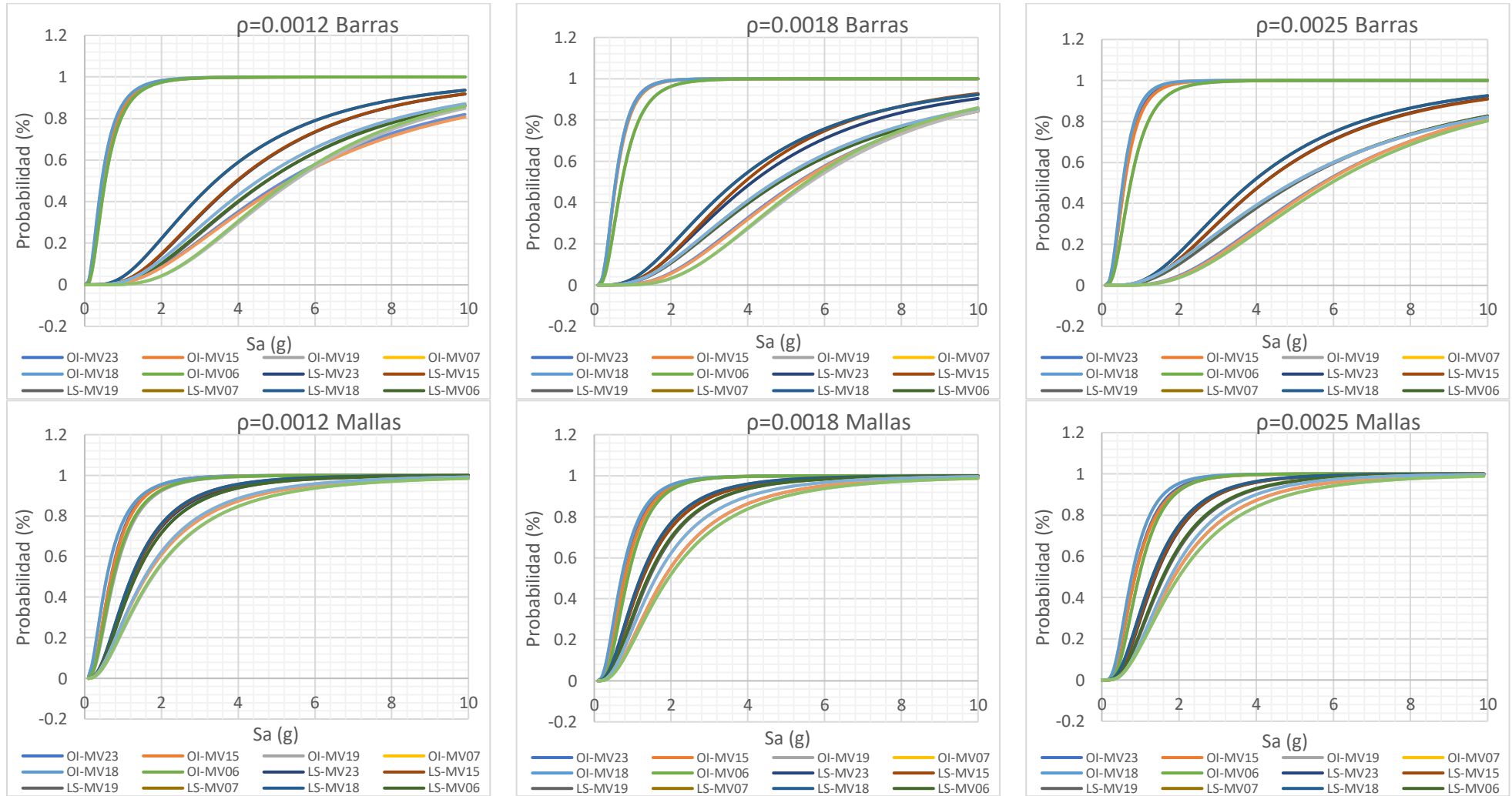
*Fuente:* (Ardila, C, 2025).

En los modelos con barras, la evolución del daño ocurre de manera más gradual a medida que aumenta la aceleración espectral. El estado de daño leve (DS1) se alcanza rápidamente para valores bajos de  $S_a$ , mientras que los estados de daño moderado (DS2) y severo (DS3) requieren incrementos mayores de la intensidad sísmica para alcanzar probabilidades altas de excedencia. Esto indica que el sistema mantiene capacidad resistente y deformación a medida que la demanda sísmica aumenta y el comportamiento es más dúctil. En contraste, los modelos con malla electrosoldada presentan un incremento más rápido en la probabilidad de excedencia de los estados de daño, especialmente en DS2 y DS3. Las curvas muestran que estos estados se alcanzan a menores niveles de aceleración espectral, lo que señala una transición más rápida hacia niveles de daño más severos. Este comportamiento está asociado a la mayor rigidez inicial del sistema, lo que reduce su capacidad de deformación antes de alcanzar niveles críticos de daño.

Estos resultados son consistentes con lo observado en las curvas Pushover, donde los modelos con mallas alcanzan mayores resistencias, pero con menor capacidad de deformación, mientras que los modelos con barras presentan un comportamiento post pico más estable.

**Figura 23.**

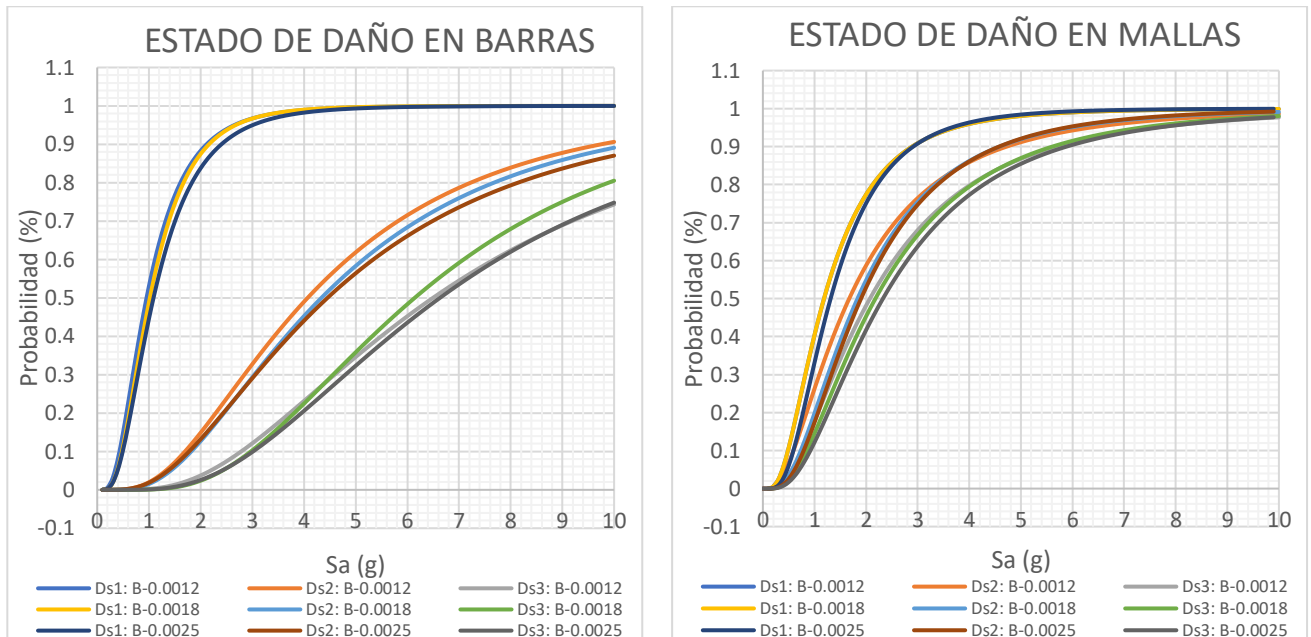
*Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagonista con el uso de barras y mallas en sentidos transversal.*



Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Figura 24.**

*Estado de daño en barras y mallas de la estructura en dirección transversal.*



*Fuente: (Ardila, C, 2025).*

Los resultados en dirección transversal confirman la tendencia observada en la dirección longitudinal. Los sistemas reforzados con mallas electrosoldadas presentan una mayor rigidez estructural, lo que conduce a que los estados de daño moderado y severo se alcancen a niveles menores de aceleración espectral. En contraste, los sistemas con barras convencionales muestran una evolución del daño más gradual, dejando ver una mayor capacidad de deformación antes de alcanzar estados de daño avanzados.

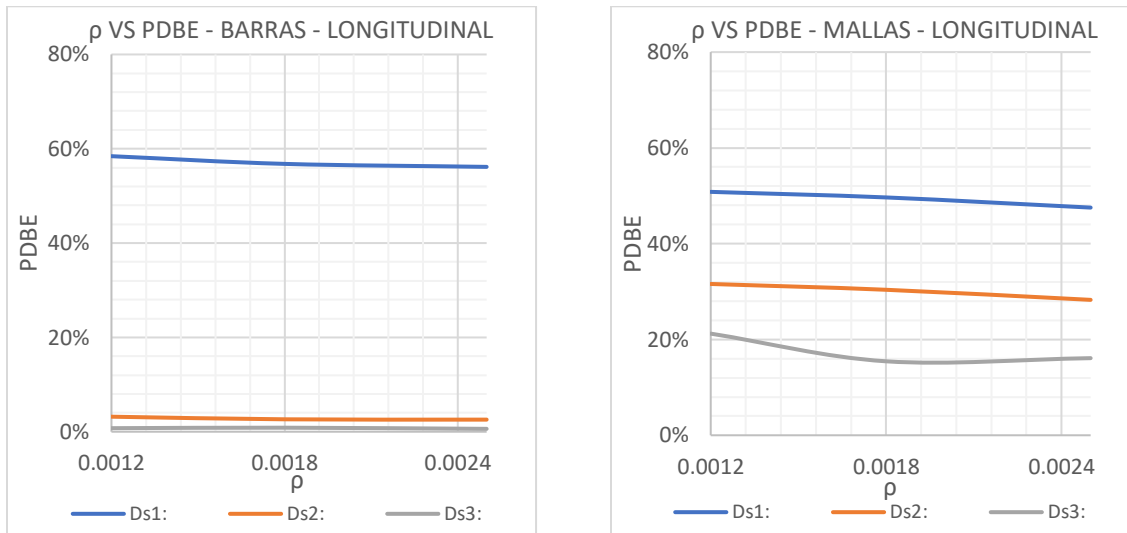
En conjunto, estos resultados indican que, aunque los muros reforzados con malla electrosoldada pueden desarrollar mayores capacidades resistentes, también presentan mayor susceptibilidad a alcanzar estados de daño superiores bajo incrementos de la demanda sísmica, mientras que los muros reforzados con barras convencionales exhiben un comportamiento estructural más dúctil y una progresión de daño más controlada.

### 5.3 Comparación de propuestas de diseño.

A continuación, se realiza la validación de los modelos estructurales a partir de su desempeño probabilístico, con el fin de comparar las diferentes cuantías mínimas de refuerzo y los tipos de acero propuestos en el rediseño.

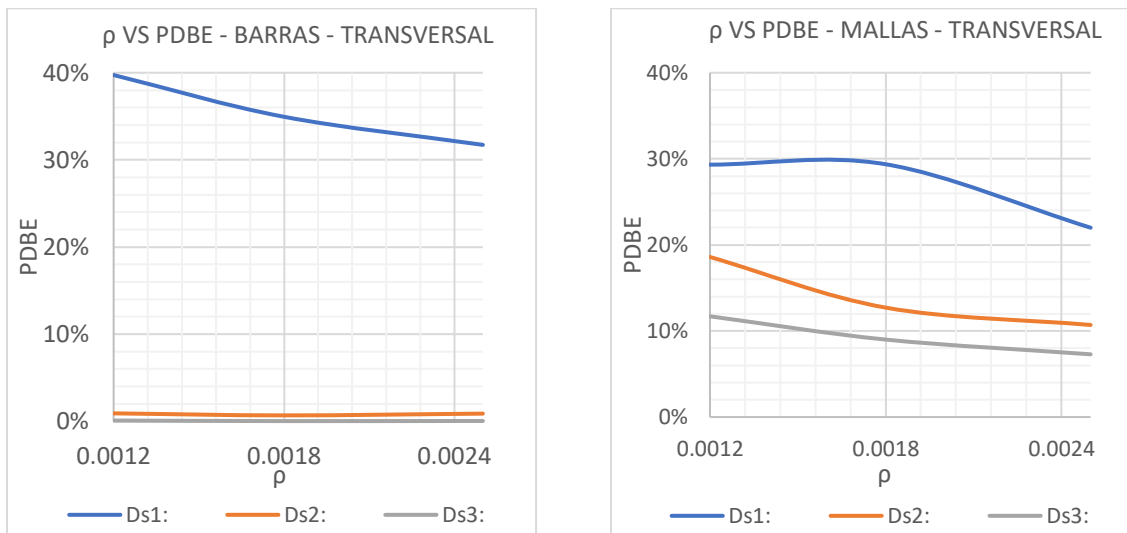
**Figura 25.**

*Variación de PDBE con el aumento de la cuantía en barras y mallas en sentido longitudinal.*



**Figura 26.**

*Variación de PMCE con el aumento de la cuantía en barras y mallas en sentido transversal.*



Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Tabla 15.**

*PMCE y PDBE en barras según su cuantía.*

PMCE		BARRAS		PDBE		BARRAS	
ESTADO	ρ	LONG	TRANSV	ESTADO	ρ	LONG	TRANSV
DS1	0.0012	74.38%	65.26%	DS1	0.0012	58.42%	39.74%
	0.0018	72.74%	61.93%		0.0018	56.79%	34.95%
	0.0025	72.20%	57.18%		0.0025	56.16%	31.72%
DS2	0.0012	9.24%	3.84%	DS2	0.0012	3.19%	0.90%

	<b>0.0018</b>	8.10%	3.05%		<b>0.0018</b>	2.63%	0.67%
	<b>0.0025</b>	7.84%	3.51%		<b>0.0025</b>	2.57%	0.87%
<b>DS3</b>	<b>0.0012</b>	3.15%	0.56%	<b>DS3</b>	<b>0.0012</b>	0.75%	0.08%
	<b>0.0018</b>	3.34%	0.21%		<b>0.0018</b>	0.85%	0.02%
	<b>0.0025</b>	2.63%	0.29%		<b>0.0025</b>	0.61%	0.03%

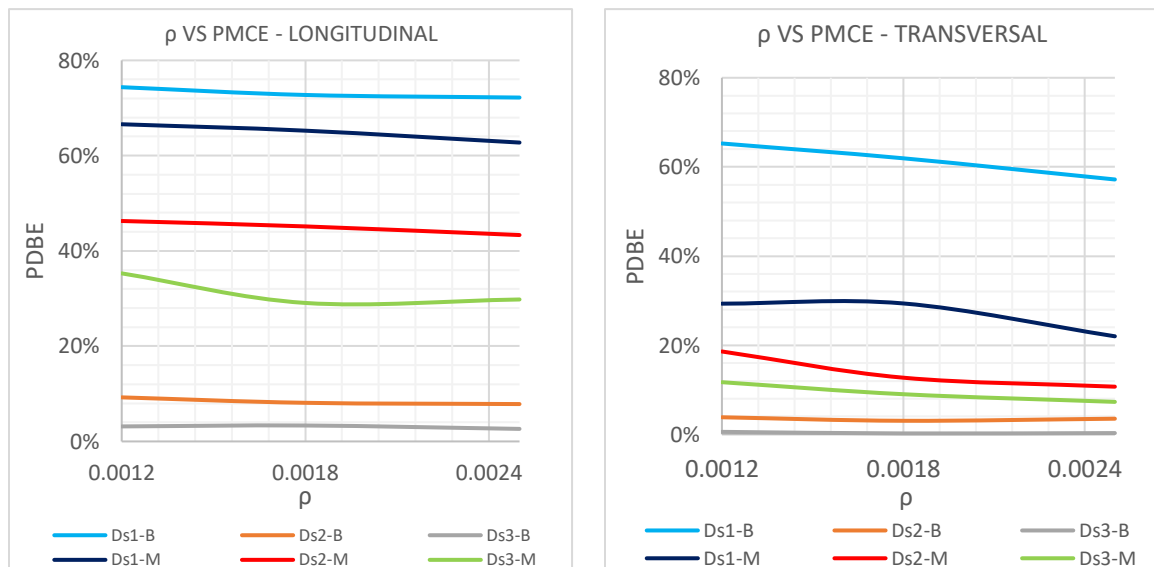
Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Tabla 16.**  
PMCE y PDBE en mallas según su cuantía.

PMCE		MALLAS		PDBE		MALLAS	
ESTADO	$\rho$	LONG	TRANSV	ESTADO	$\rho$	LONG	TRANSV
<b>DS1</b>	<b>0.0012</b>	66.59%	51.55%	<b>DS1</b>	<b>0.0012</b>	50.82%	29.32%
	<b>0.0018</b>	65.24%	51.58%		<b>0.0018</b>	49.66%	29.37%
	<b>0.0025</b>	62.75%	45.21%		<b>0.0025</b>	47.54%	22.00%
<b>DS2</b>	<b>0.0012</b>	46.28%	34.74%	<b>DS2</b>	<b>0.0012</b>	31.59%	18.59%
	<b>0.0018</b>	45.14%	28.34%		<b>0.0018</b>	30.38%	12.71%
	<b>0.0025</b>	43.33%	25.76%		<b>0.0025</b>	28.27%	10.70%
<b>DS3</b>	<b>0.0012</b>	35.28%	24.96%	<b>DS3</b>	<b>0.0012</b>	21.22%	11.70%
	<b>0.0018</b>	29.07%	21.46%		<b>0.0018</b>	15.45%	9.00%
	<b>0.0025</b>	29.80%	18.56%		<b>0.0025</b>	16.10%	7.29%

Fuente: (Ardila, C, 2025).

**Figura 27.**  
Variación de PDBE con el aumento de la cuantía en el sentido longitudinal y transversal.



Fuente: (Ardila, C, 2025).

Las gráficas muestran que el aumento de la cuantía de refuerzo reduce progresivamente la probabilidad de daño sísmico en la estructura, evidenciando una mejora en la capacidad resistente

y en la disipación de energía de los muros. Sin embargo, esta reducción no es completamente proporcional, lo que indica que el desempeño sísmico no depende únicamente de la cantidad de acero, sino también del tipo de refuerzo y de la configuración estructural del edificio.

Las gráficas evidencian además una diferencia importante entre las direcciones analizadas. La dirección longitudinal presenta mayores probabilidades de daño en todos los estados de desempeño, lo que confirma que esta dirección es más vulnerable debido a su menor rigidez y capacidad resistente. En comparación, la dirección transversal muestra un comportamiento más favorable y menores niveles de fragilidad.

La comparación entre barras corrugadas y mallas electrosoldadas demuestra que el tipo de acero tiene una influencia significativa en la respuesta sísmica. Los modelos reforzados con barras presentan menores probabilidades de daño moderado y severo, así como una evolución más estable del deterioro estructural. Por el contrario, las mallas electrosoldadas mantienen mayores niveles de fragilidad incluso al aumentar la cuantía, debido a su menor capacidad de deformación y disipación de energía.

### **5.3.1 *Discusión de resultados***

En el presente estudio se observó, a partir de los resultados de los apartados 5.1 al 5.3, que las derivas y desplazamientos presentan un crecimiento progresivo con el incremento de la aceleración espectral. Los modelos con refuerzo transversal reducido mostraron pendientes más pronunciadas, lo que evidencia una mayor vulnerabilidad sísmica frente a incrementos de la aceleración espectral ( $S_a$ ). En contraste, los modelos con mayor cuantía de refuerzo exhibieron curvas más bajas y consistentes, reflejando un mejor desempeño sísmico y una menor probabilidad de alcanzar estados de daño superiores. Estos hallazgos coinciden con lo reportado por Ortega Caraballo et al. (2025), quienes observaron baja capacidad de rotación y degradación acelerada de rigidez en muros esbeltos, confirmando que este sistema estructural es vulnerable frente a demandas sísmicas intensas.

En cuanto al cortante basal, los resultados muestran un comportamiento lineal hasta alcanzar un punto de fluencia, seguido de una caída abrupta en la resistencia. Este fenómeno fue más evidente en los modelos con refuerzo electrosoldado, donde la pérdida de capacidad ocurre en valores de  $S_a$  relativamente bajos. En contraste, los modelos con barras presentaron una curva más estable y una degradación menos acelerada, lo que indica un desempeño más uniforme. Este

comportamiento es consistente con lo descrito por Wallace (2012), quien señala que los muros delgados tienden a perder resistencia rápidamente una vez superado el límite de fluencia, destacando la fragilidad inherente de estas tipologías. Sin embargo, investigaciones nacionales como las de Torres Castellanos (2018) y Blandón Uribe (2020) sugieren que la incorporación de refuerzos horizontales adicionales puede mejorar la ductilidad y retrasar la pérdida de capacidad, lo que refuerza la pertinencia de estrategias de diseño que integren confinación y refuerzo transversal.

Respecto a la energía acumulada y disipada, las curvas muestran un crecimiento progresivo hasta alcanzar un punto de inflexión, donde la capacidad de disipación comienza a decrecer. Los modelos con refuerzo transversal mediante barras exhibieron una pendiente más estable y una mayor capacidad de acumulación energética, mientras que los modelos con mallas electrosoldadas presentaron una caída más rápida, indicando menor eficiencia en la disipación frente a demandas sísmicas crecientes.

Los valores de energía disipada fueron superiores en los muros con barras, alcanzando cifras que duplican las obtenidas en los modelos con mallas para estados de desempeño DS2 y DS3. Este resultado confirma que la disposición y tipo de refuerzo influyen directamente en la capacidad de los muros para absorber y redistribuir la energía sísmica, tal como lo evidencian Hidalgo et al. (2004). En los análisis con mallas electrosoldadas, la energía acumulada fue menor y la degradación más rápida, lo que coincide con la evidencia experimental de Ortega Caraballo et al. (2025), quienes reportan que este tipo de refuerzo incrementa la vulnerabilidad sísmica.

Adicionalmente, la comparación entre direcciones evidencia que la dirección transversal presenta mayores capacidades resistentes, lo indica una mayor rigidez global del sistema estructural en dicha dirección, posiblemente asociada a la configuración y distribución de los muros estructurales en planta. Sin embargo, esta mayor rigidez también se refleja en menores probabilidades de daño para un mismo nivel de aceleración espectral, especialmente para los estados de daño moderado y severo.

En conjunto, los resultados muestran que el tipo de refuerzo influye significativamente en el desempeño sísmico de los muros estructurales. Mientras que el uso de mallas electrosoldadas incrementa la rigidez y la resistencia lateral, los sistemas reforzados con barras convencionales presentan mayor capacidad de deformación y un comportamiento más dúctil, lo que favorece una

evolución más progresiva del daño estructural. Asimismo, los resultados obtenidos para los niveles PDBE y PMCE evidencian que, aunque la probabilidad de daño aumenta considerablemente bajo escenarios sísmicos extremos, la estructura mantiene una tendencia consistente en cuanto al efecto del tipo de refuerzo y la dirección de análisis en su desempeño sísmico.

En consecuencia, aunque el refuerzo transversal mejora el desempeño, no logra compensar completamente la fragilidad inherente de los muros delgados. Los resultados del presente trabajo, contrastados con la literatura nacional e internacional, refuerzan la necesidad de implementar estrategias de diseño sísmico, incorporando refuerzos adicionales y adaptando los modelos normativos a las condiciones locales de suelos en Colombia. Esto permitirá optimizar la ductilidad, mejorar la capacidad de disipación energética y reducir la vulnerabilidad de las tipologías constructivas más comunes en el contexto urbano de Pereira.

## 6 Conclusiones

El análisis realizado para el caso de estudio del edificio ubicado en Pereira demuestra que tanto la cuantía de refuerzo en el alma de los muros como el tipo de acero utilizado influyen significativamente en el desempeño sísmico de edificaciones con muros delgados de concreto reforzado.

Atendiendo la pregunta “Son adecuados de los límites de cuantía mínima establecidos por la NSR-10 para el uso de mallas electrosoldadas en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia”, los resultados obtenidos a partir de los análisis no lineales muestran que el desempeño sísmico del edificio se ve influenciado de manera significativa por la cantidad de acero presente en el alma de los muros. Cuando los muros se diseñan únicamente con la cuantía mínima establecida por la normativa, el sistema estructural presenta menores niveles de capacidad de disipación de energía y una mayor susceptibilidad a concentraciones de daño estructural. Este comportamiento se asocia a la presencia de bajas cuantías de refuerzo combinadas con muros de espesor reducido, lo cual puede limitar la capacidad de deformación del sistema estructural frente a demandas sísmicas elevadas.

El estudio demuestra que al incrementar la cuantía de refuerzo en el alma de los muros se obtiene una mejora en la respuesta estructural del edificio, evidenciada en una reducción en la probabilidad de colapso y en una mayor capacidad de resistencia y estabilidad frente a acciones sísmicas. Esto indica que, aunque la cuantía mínima exigida por la NSR-10 permite cumplir con los requisitos básicos de diseño estructural, en el caso particular de edificaciones con muros delgados sometidas a altas demandas sísmicas dicha cuantía puede resultar insuficiente para garantizar un desempeño sísmico óptimo.

Este resultado es coherente con investigaciones experimentales que han mostrado que los muros reforzados con cuantías cercanas al mínimo normativo pueden presentar capacidad limitada de deformación y comportamiento potencialmente frágil bajo cargas laterales, especialmente cuando el sistema estructural depende principalmente de estos muros para resistir las acciones sísmicas. En consecuencia, los resultados de este trabajo sugieren que los límites de cuantía mínima establecidos por la NSR-10 podrían no ser completamente adecuados para edificaciones con muros

delgados ubicados en zonas de amenaza sísmica alta, ya que el incremento de la cuantía de refuerzo en el alma de los muros conduce a un mejor desempeño estructural y a una menor probabilidad de colapso de la edificación.

El segundo aspecto evaluado en esta investigación corresponde a la influencia del tipo de acero de refuerzo utilizado en el alma de los muros estructurales. Para ello se comparó el comportamiento de la edificación cuando los muros se refuerzan con mallas electrosoldadas y cuando se utilizan barras corrugadas de acero.

Los resultados del análisis estructural evidencian que el tipo de acero empleado tiene un impacto significativo en el desempeño sísmico global del edificio. En particular, los modelos que utilizan barras corrugadas presentan una respuesta estructural más favorable en términos de capacidad de deformación, distribución del daño y resistencia frente a cargas laterales. Esto se debe a que las barras corrugadas poseen mayores niveles de ductilidad en comparación con las mallas electrosoldadas fabricadas con alambres trefilados en frío.

Por el contrario, las mallas electrosoldadas presentan una menor capacidad de deformación y una ductilidad limitada, lo que puede reducir la capacidad de disipación de energía del sistema estructural durante un evento sísmico. Esta condición puede favorecer la aparición de mecanismos de falla concentrados, tales como pandeo del refuerzo longitudinal en los bordes del muro, aplastamiento del concreto o fractura prematura del acero, los cuales son característicos de un comportamiento estructural más frágil.

Los resultados obtenidos en este estudio confirman que el uso de acero con mayor ductilidad contribuye a mejorar el desempeño sísmico del sistema estructural, ya que permite desarrollar mayores deformaciones inelásticas antes de la falla, mejora la capacidad de disipación de energía y reduce la probabilidad de colapso de la edificación. Estos hallazgos coinciden con investigaciones experimentales que han demostrado que los elementos estructurales reforzados con mallas electrosoldadas pueden presentar menores niveles de ductilidad en comparación con aquellos reforzados con barras corrugadas convencionales, lo que influye directamente en su comportamiento sísmico.

## 7 Referencias

- Ardila, C. (2025). *Desempeño sísmico de un edificio con muros delgados de concreto reforzado: evaluación de la cuantía mínima y del uso de dos tipos de acero. estudio de caso en Pereira*. Obtenido de Trabajo de grado para optar al título de Maestría en Ingeniería Estructural.
- Arias, D., Pérez K., Rodríguez D & Muriá D. (2023). *Análisis de estrategias numéricas para el modelado no lineal de muros de concreto reforzado*. Obtenido de SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA SÍSMICA A. C.: <https://www.researchgate.net/publication/378740048>
- Arroyo O, Bonett R, Vidales F, et al. (2024). Seismic fragility assessment of reinforced concrete wall buildings in Colombia: Insights and implications for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 41(1), 354-380. doi:doi:10.1177/87552930241297564
- Arteta, C., Blandón, C., Bonett, R., & Carrillo, J. (2018). *Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado*. doi:10.13140/RG.2.2.17919.97445
- Arteta, J. (2017). *Evaluación del comportamiento sísmico de muros delgados de concreto reforzado mediante modelación numérica*. Obtenido de Centro de Estudios en Estructuras y Riesgo – C.E.E.R.: <http://ceer.co/wp-content/uploads/2020/07/Arteta-2017.pdf>
- Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería – ACOFI. (2017). *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Obtenido de <https://www.acofi.edu.co/eventos/viii-congreso-nacional-de-ingenieria-sismica/>
- Blandón, C. A., Rave, J. F., & Bonett, R. L. (2015). *Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales*. Obtenido de VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

- Botero Ochoa, C & Marín Vergara, F. (2021). *Revisión de literatura acerca de las variables que inciden en el comportamiento sísmico de muros delgados de concreto reforzado*. Obtenido de Universidad de Antioquia - Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras: <http://hdl.handle.net/10495/20745>
- Carrillo J, Díaz C & Arteta C. (2019). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Material*, 195, 352-362. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096
- Daza Rodríguez, C. M. (2022). *Comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado, una revisión de literatura*. Obtenido de Trabajo de grado, Maestría en Ingeniería Civil, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito: <https://repositorio.escuelaing.edu.co/entities/publication/1651403c-bcda-43f0-9467-2ef89602b4af>
- Gobierno del Distrito Federal. (6 de octubre de 2024). *Acuerdo por el que se dan a conocer las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Obtenido de Gaceta Oficial del Distrito Federal: [https://paot.org.mx/centro/gaceta/2004/octubre04/06octubre04\\_bis.pdf](https://paot.org.mx/centro/gaceta/2004/octubre04/06octubre04_bis.pdf)
- Gómez, J.A & Mejía, O.E. (2016). *Análisis de tipos de falla y/o mecanismos de colapso en edificios de muros esbeltos de CR bajo acción sísmica*. Obtenido de Trabajo de grado para optar al título de especialista en Estructuras.
- Kolozvari, K; Orakcal, K & Wallace, J. (2018). Multiple-Vertical-Line-Element-Model for RC Walls. *Computers and Structures*, 196, 246-262. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.10.010>

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (11 de diciembre de 2011). *Decreto 60*. Obtenido de

APRUEBA REGLAMENTO QUE FIJA LOS REQUISITOS DE DISEÑO Y CÁLCULO  
PARA EL HORMIGÓN ARMADO Y DEROGA DECRETO N° 118, DE 2010:  
<https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=1034100>

Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (19 de marzo de 2010). *Decreto 926*. Obtenido de

Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (2010). Decreto 926 de 2010: Por el cual se  
adopta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10:  
<https://www.funcionpublica.gov.co/eva/gestornormativo/norma.php?i=39255>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030*. Obtenido de

Establece las normas para el diseño sismorresistente de edificaciones:  
<https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view>

Núñez, Alder Joel. (2023). Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en

edificaciones de concreto reforzado: estado del arte. *Revista Universidad y Sociedad*,  
15(2), 256-264. doi:[http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2218-36202023000200256&lng=es&tlng=es](http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2218-36202023000200256&lng=es&tlng=es)

Ortega Caraballo, R., Torres, P., Marulanda, J., Thomson, P., & Areiza, G. (2025). Desempeño

sísmico de muros delgados y esbeltos de concreto reforzado representativos de la  
construcción industrializada. *Hormigón Y Acero*, 76(305), 123-130.  
doi:<https://doi.org/10.33586/hya.2020.2864>

Vélez J. C. (2020). *Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento de muros delgados*

*de concreto reforzado*. Obtenido de Universidad de Antioquia:  
<http://hdl.handle.net/10495/17511>