

---

**Evaluación del Efecto de la Cuantía Mínima y el Tipo de Refuerzo en el Desempeño  
Sísmico de Edificaciones con Muros Delgados de Concreto Reforzado:  
Caso de Estudio en Barranquilla, Colombia**

Edward Felipe Fuentes Saavedra

Tesis de maestría presentada para optar al título de Magíster en Ingeniería Estructural

Director

Orlando Arroyo Amell

PhD., en Ciencias de la Ingeniería

Universidad Industrial de Santander  
Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas  
Escuela de Ingeniería Civil  
Bucaramanga

2026

### **Dedicatoria**

A mis padres, **Eduardo y Martha**, por su amor incondicional, su ejemplo de esfuerzo y por haberme enseñado el valor del trabajo, la disciplina y la honestidad. Todo lo que soy se lo debo a ustedes.

A mi novia **Natalia**, por su apoyo constante, su paciencia y por acompañarme con amor en cada etapa de este camino. Tu presencia ha sido una fuente de motivación y alegría.

A mi tía **Graciela**, por su cariño, sus palabras de aliento y por estar siempre dispuesta a brindarme su apoyo.

A todos ustedes, con profunda gratitud y afecto, les dedico este logro que también es suyo.

### **Agradecimientos**

A la **Universidad Industrial de Santander**, por haberme brindado la oportunidad de formarme como magíster y por ser una institución comprometida con la excelencia académica y la investigación científica.

A los **profesores de la Maestría en Ingeniería Estructural**, por compartir sus conocimientos, su vocación y su ejemplo profesional, los cuales han contribuido de manera significativa a mi desarrollo académico y personal.

De manera muy especial, expreso mi más sincero agradecimiento al **Profesor Orlando Arroyo**, director de este proyecto, por su valiosa orientación, dedicación y acompañamiento constante. Su guía académica, su rigor técnico y sus consejos fueron fundamentales para la culminación de este trabajo.

A todos quienes, de una u otra forma, aportaron a este proceso, les expreso mi más profundo agradecimiento.

**Tabla de contenido**

Introducción .....	10
1. Objetivos.....	13
1.1    Objetivo General.....	13
1.2    Objetivos Específicos.....	13
2. Marco teórico.....	14
2.1    Marco Referencial.....	14
2.2    Revisión Bibliográfica .....	15
3. Metodología.....	18
3.1.1    Descripción del edificación y modelo en ETABS .....	18
3.1.2    Selección de muros protagónicos.....	22
3.1.3    Selección de sismos .....	25
3.1.4    Análisis sísmico posterior .....	27
4. Resultados y Discusión de resultados.....	29
4.1    Resultados y discusión para muros modelados con mallas de refuerzo. ....	29
4.1.1    Resultados y discusión de análisis pushover mallas .....	29
4.1.2    Resultados y discusión curvas de fragilidad mallas.....	31
4.1.3    Resultados y discusión probabilidad de daño mallas.....	35
4.2    Resultados para muros modelados con barras de refuerzo. ....	39
4.2.1    Resultados y discusión de análisis pushover barras.....	39
4.2.2    Resultados y discusión curvas de fragilidad barras .....	41
4.2.3    Resultados y discusión probabilidad de daño barras .....	45
4.3    Resultados y Discusión según el tipo de refuerzo utilizado.....	48

---

4.3.1	Resultados y Discusión de análisis pushover según el tipo de refuerzo utilizado. .	48
4.3.2	Resultados y Discusión probabilidad de daño PMCE y PDBE según el tipo de refuerzo utilizado. ....	51
5.	Conclusiones.....	56
	Referencias Bibliográficas .....	59
	Apéndices.....	62

**Lista de tablas**

<b>Tabla 1</b> Parámetros dinámicos del arquetipo por dirección principal.....	20
<b>Tabla 2</b> Identificación muros protagónicos en sentido longitudinal.....	23
<b>Tabla 3</b> Identificación muros protagónicos en sentido transversal.....	23
<b>Tabla 4</b> Selección de registros sísmicos para Barranquilla, Colombia.....	26
<b>Tabla 5</b> Set de espectro de respuesta para caso de estudio.....	26
<b>Tabla 6</b> Valores máximos de cortante y RDR con el uso de mallas.....	29
<b>Tabla 7</b> Probabilidades de cumplimiento PBDE y PMCE con el uso de mallas – Arroyo.....	36
<b>Tabla 8</b> Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de mallas – Arroyo.....	36
<b>Tabla 9</b> Probabilidades de cumplimiento PDBE y PMCE con el uso de mallas – Bonnet.....	38
<b>Tabla 10</b> Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de mallas – Bonnet.....	38
<b>Tabla 11</b> Valores máximos de cortante y RDR con el uso de barras.....	39
<b>Tabla 12</b> Probabilidades de cumplimiento PBDE y PMCE con el uso de barras – Arroyo.....	45
<b>Tabla 13</b> Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de barras – Arroyo.....	46
<b>Tabla 14</b> Probabilidades de cumplimiento PDBE y PMCE con el uso de barras – Bonnet.....	47
<b>Tabla 15</b> Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de barras – Bonnet.....	48
<b>Tabla 16</b> Comparativo valores máximos de cortante según tipo de refuerzo.....	50
<b>Tabla 17</b> Comparativo valores máximos de RDR según tipo de refuerzo.....	51
<b>Tabla 18</b> Comparativo valores PDBE según tipo de refuerzo.....	52
<b>Tabla 19</b> Comparativo valores PMCE según tipo de refuerzo.....	54

**Lista de Figuras**

<b>Figura1</b> Ubicación geográfica del proyecto.....	18
<b>Figura2</b> Volumetría del edificio de estudio. ....	18
<b>Figura3</b> Disposición en planta de los muros de concreto reforzado. ....	19
<b>Figura4</b> Modelo elástico tridimensional del arquetipo con muros en ETABS .....	20
<b>Figura5</b> Captura de datos en la revisión de derivas modelo en ETABS.....	22
<b>Figura6</b> Identificación de muros modelo en ETABS.....	23
<b>Figura7</b> Identificación gráfica de muros protagónicos .....	24
<b>Figura8</b> Identificación gráfica de muros protagónicos .....	25
<b>Figura9</b> Aceleración y desplazamiento espectral para Barranquilla, $T^*= 0.1$ seg sentido longitudinal .....	27
<b>Figura10</b> Aceleración y desplazamiento espectral para Barranquilla, $T^*= 0.1$ seg sentido transversal .....	27
<b>Figura11</b> Curvas de capacidad sentido longitudinal uso de mallas. ....	29
<b>Figura12</b> Curvas de capacidad sentido transversal uso de mallas. ....	30
<b>Figura13</b> Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Arroyo.....	31
<b>Figura14</b> Curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Arroyo.....	32
<b>Figura15</b> Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Bonnet.....	33
<b>Figura16</b> Curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Bonnet.....	34
<b>Figura17</b> Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Arroyo. ....	35
<b>Figura18</b> Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Arroyo. ....	35
<b>Figura19</b> Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Bonnet. ....	37
<b>Figura20</b> Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas – Bonnet. ....	37
<b>Figura21</b> Curvas de capacidad sentido longitudinal uso de barras. ....	40
<b>Figura22</b> Curvas de capacidad sentido transversal uso de barras. ....	40

---

<b>Figura23</b> Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Arroyo. ....	41
<b>Figura24</b> Curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Arroyo. ....	42
<b>Figura25</b> Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Bonnet. ....	43
<b>Figura26</b> Curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Bonnet. ....	44
<b>Figura27</b> Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Arroyo.....	45
<b>Figura28</b> Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Arroyo.....	45
<b>Figura29</b> Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Bonnet.....	47
<b>Figura30</b> Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras – Bonnet.....	47
<b>Figura31</b> Consolidado curvas de capacidad sentido longitudinal ambos refuerzos. ....	49
<b>Figura32</b> Consolidado curvas de capacidad sentido transversal ambos refuerzos. ....	49
<b>Figura33</b> Variación de PDBE con aumento de cuantía en Barras y Mallas Lonitudinal.....	54
<b>Figura34</b> Variación de PDBE con aumento de cuantía en Barras y Mallas Transversal.....	49

## Resumen

**Título:** Evaluación del Efecto de la Cuantía Mínima y el Tipo de Refuerzo en el Desempeño Sísmico de Edificaciones con Muros Delgados de Concreto Reforzado: Caso de Estudio en Barranquilla, Colombia\*

**Autor:** Edward Felipe Fuentes Saavedra\*\*

**Palabras Clave:** Cuantía mínima, refuerzo estructural, muros delgados, desempeño sísmico, análisis no lineal, OpenSeesPy, curvas de fragilidad, NSR-10.

**Descripción:** Este proyecto evalúa el efecto de la cuantía mínima y el tipo de refuerzo en el desempeño sísmico de edificaciones con muros delgados de concreto reforzado, tomando como caso de estudio un edificio de cinco niveles en la ciudad de Barranquilla, Colombia. A través del uso de simulaciones numéricas en OpenSeesPy y la aplicación del modelo MVLEM, se analizan diferentes configuraciones de cuantía (0.12%, 0.18% y 0.25%) y tipos de refuerzo (malla electrosoldada y barras corrugadas). Los modelos son sometidos a análisis dinámicos no lineales con registros sísmicos representativos para obtener curvas de fragilidad y evaluar parámetros clave como derivas y deformaciones unitarias. Los resultados permiten identificar el espectro que tiene la cuantía mínima en la respuesta sísmica, contribuyendo a mejorar la seguridad estructural y aportando evidencia para el ajuste de las disposiciones normativas vigentes en la NSR-10, especialmente en contextos de amenaza sísmica baja. Esta investigación fortalece las prácticas de diseño estructural en edificaciones de vivienda, promoviendo soluciones más resilientes y eficientes ante eventos sísmicos.

---

\*Tesis de Maestría

\*\* Facultad de Ingeniería Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Ingeniería estructural. Director: Orlando Arroyo Amell. PhD., Ciencia de la Ingeniería.

---

### Abstract

**Title:** Evaluation of the Effect of Minimum Reinforcement Area and Type of Reinforcement on the Seismic Performance of Buildings with Thin Reinforced Concrete Walls: Case Study in Barranquilla, Colombia

**Author:** Edward Felipe Fuentes Saavedra <sup>1</sup>

**Key Words:** Minimum reinforcement, structural reinforcement, thin walls, seismic performance, non-linear analysis, OpenSeesPy, fragility curves, NSR-10

**Description:** This project evaluates the effect of minimum reinforcement area and type of reinforcement on the seismic performance of buildings with thin reinforced concrete walls, using a five-story building in Barranquilla, Colombia, as a case study. Through the use of numerical simulations in OpenSeesPy and the application of the MVLEM model, different reinforcement ratios (0.12%, 0.18%, and 0.25%) and reinforcement types (welded wire mesh and deformed bars) are analyzed. The models are subjected to nonlinear dynamic analyses with representative seismic records to obtain fragility curves and evaluate key parameters such as drifts and strains. The results allow identifying the spectrum that the minimum reinforcement ratio has in the seismic response, contributing to improved structural safety and providing evidence for adjusting current regulatory provisions in NSR-10, especially in low seismic hazard contexts. This research strengthens structural design practices in residential buildings, promoting more resilient and efficient solutions in the face of seismic events.

---

\* Master's Thesis

\*\* Faculty of Physical and Mechanical Engineering, School of Civil Engineering, Master's Program in Structural Engineering. Thesis Supervisor: Orlando Arroyo Amell, Ph.D. in Engineering Science.

## Introducción

El diseño sísmico de edificaciones es un desafío crítico en regiones con alta actividad tectónica, como Colombia. La convergencia de las placas de Nazca, Sudamericana y del Caribe genera un entorno propenso a eventos sísmicos de gran magnitud. Según el Servicio Geológico Colombiano (2020), el territorio nacional se clasifica en zonas de amenaza sísmica alta, media o baja, principalmente según su posición geográfica. Esta amenaza se ha manifestado históricamente en eventos sísmicos como los de Popayán (1983) y Armenia (1999), que ocasionaron significativas pérdidas humanas y económicas. En respuesta, normas técnicas de construcción como la NSR-10 buscan mitigar el impacto de estos eventos mediante criterios de diseño y construcción orientados a asegurar un desempeño estructural adecuado (Arroyo et al., 2024).

La normativa colombiana para diseño sísmico, representada por el código NSR-10, establece disposiciones mínimas de cuantía de refuerzo en muros de concreto. Según el capítulo C.21.9.2.1, los muros deben cumplir una cuantía mínima equivalente al 0,25 % del área de la sección transversal, permitiéndose configuraciones reducidas en el alma del muro (AIS, 2010). Para el desarrollo del análisis del proyecto se consideran las cuantías de refuerzo distribuido de 0,12%, 0,18% y 0,25%, con el propósito de evaluar el efecto que tiene la cuantía mínima en la respuesta sísmica del sistema. En este contexto, se asume que 0,25% corresponde al requisito mínimo general exigido por la NSR-10 para muros estructurales, mientras que los valores de 0,12% y 0,18% representan reducciones que son admisibles cuando se verifican las condiciones normativas que permiten disminuir la cuantía hasta los mínimos establecidos en el Capítulo C.14. Sin embargo, la norma no distingue explícitamente entre muros delgados y muros estándar, lo que genera interrogantes sobre su capacidad para garantizar un desempeño sísmico adecuado. Estudios recientes han cuestionado la efectividad de estas disposiciones, señalando que muros diseñados

bajo dichas configuraciones pueden presentar fallas prematuras, tales como concentración de grietas en la base y fractura del refuerzo (Lu & Henry, 2015; Carrillo et al., 2019). En Colombia, los muros delgados se han convertido en una solución constructiva cada vez más utilizada; sin embargo, la escasez de estudios específicos que evalúen su comportamiento sísmico bajo las condiciones normativas y geológicas locales deja una brecha en el conocimiento que debe ser atendida. Además, aspectos como el tipo de refuerzo empleado (mallas electrosoldadas y barras convencionales) y su disposición en el alma del muro son factores que no han sido analizados en profundidad.

Aunque la mayoría de los estudios sobre evaluación sísmica y el diseño de muros de concreto armado se han centrado en regiones de alta y media amenaza sísmica, persiste una escasez de investigaciones que aborden el comportamiento estructural en zonas de baja amenaza. En particular, la zona de estudio de esta investigación se encuentra clasificada como una zona de baja amenaza sísmica de acuerdo con la NSR-10, lo que implica una menor probabilidad de eventos de alta magnitud en comparación con otras regiones del país. Sin embargo, esto no significa que las construcciones en estas áreas estén exentas de riesgo sísmicos. De hecho, en regiones de baja amenaza, aunque los eventos son menos frecuentes y de menor magnitud, pueden ocurrir sismos moderados que comprometan la integridad estructural debido a niveles insuficientes de preparación sísmica.

El presente trabajo tiene como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico de una edificación existente en la ciudad de Barranquilla, Colombia, mediante análisis dinámicos no lineales realizados en OpenSeesPy. Se analizarán diferentes configuraciones de refuerzo y cuantías para determinar valores óptimos que mejoren el desempeño estructural y reduzcan la probabilidad de colapso, a partir de análisis dinámicos no lineales y curvas de fragilidad. Este estudio busca

---

contribuir al desarrollo de normativas más robustas y prácticas de diseño más seguras en contextos sísmicos. Aunque el caso de estudio se ubica en una zona de baja amenaza sísmica, es esencial reconocer que este tipo de regiones no están exentas de riesgos. De acuerdo con los mapas de zonificación sísmica del país, las zonas catalogadas como de baja amenaza presentan una probabilidad reducida de ocurrencia de eventos de alta magnitud, según el Servicio Geológico Colombiano (2020); sin embargo, en dichas áreas pueden registrarse sismos moderados que, aunque menos frecuentes, pueden generar daños importantes en las estructuras existentes.

La necesidad de este estudio radica en la limitada investigación sobre el comportamiento de muros de concreto armado diseñados para disipación de energía en zonas de baja amenaza sísmica. La mayoría de los enfoques previos se han centrado en regiones de alta o media amenaza, donde los muros con capacidad de disipación de energía moderada y especial han demostrado ser efectivos frente a sismos de gran magnitud. Sin embargo, en contextos como el de esta investigación, la vulnerabilidad estructural no ha sido evaluada con suficiente detalle, a pesar de que sismos de baja a moderada intensidad pueden causar daños relevantes, especialmente cuando las edificaciones no fueron diseñadas conforme a la NSR-10 para resistir los movimientos sísmicos que históricamente percibidos en la región.

Por lo tanto, esta investigación pretende contribuir a la literatura al analizar la respuesta sísmica de muros de concreto armado en zonas de baja amenaza sísmica, mediante un análisis integral que oriente la optimización del diseño estructural de estas edificaciones y mejore la seguridad sísmica en regiones que, aunque catalogadas como de baja amenaza, permanecen expuestas a riesgos capaces de impactar las estructuras existentes.

## 1. Objetivos

### 1.1 Objetivo General

Evaluar mediante análisis dinámicos no lineales el efecto de la cuantía mínima del refuerzo en el alma de muros delgados de concreto reforzado y del tipo de refuerzo en el desempeño sísmico de edificaciones, considerando las condiciones normativas locales y estructurales típicas de un caso de estudio en Barranquilla, Colombia.

### 1.2 Objetivos Específicos

- Evaluar el desempeño sísmico de una edificación existente en la ciudad de Barranquilla Colombia mediante análisis dinámicos no lineales, con el fin de verificar la cuantía mínima requerida para que cumpla con los requisitos de la norma NSR-10 y cuente con una baja probabilidad de colapso.
- Analizar el comportamiento sísmico y desempeño estructural de la edificación por medio del análisis de las curvas de fragilidad obtenidas al ejecutar los análisis de los modelos desarrollados con los valores de cuantía (0.12%, 0.18% y 0.25%) y tipo de refuerzo (malla electrosoldada y barra) establecidos.
- Evaluar el desempeño sísmico de los modelos estructurales mediante análisis dinámicos no lineales, identificando mejoras necesarias en el diseño y proponiendo recomendaciones sobre los valores de cuantía mínima de refuerzo para optimizar la seguridad estructural.

## 2. Marco teórico

### 2.1 Marco Referencial

El diseño sísmico de los muros delgados de concreto reforzado plantea desafíos particulares, principalmente debido a su limitada capacidad de deformación plástica y a la frecuente ausencia de confinamiento en los extremos. En países como Colombia, Chile y Perú, estos muros se emplean de manera extendida con espesores reducidos y refuerzos simplificados, a menudo mallas electrosoldadas (WWM, por sus siglas en inglés) (Arroyo et al., 2021). Si bien la normativa colombiana establece requisitos mínimos de diseño, no contempla de forma explícita las particularidades de los muros delgados, lo que genera incertidumbre respecto a su desempeño ante sismos de gran intensidad (Arroyo et al., 2020).

En edificaciones de baja altura, los muros suelen tener espesores reducidos, incluso cercanos a 80 mm. Una configuración común es la de “espina de pescado”, que, aunque favorece el diseño arquitectónico, introduce anisotropía en la rigidez estructural. El uso de una única capa de malla electrosoldada (WWM), si bien agiliza la construcción, limita la ductilidad del sistema y aumenta su vulnerabilidad sísmica. Las deformaciones últimas de estas mallas (1.5 % – 1.8 %) son significativamente menores que las de las barras corrugadas colombianas, lo que se traduce en una mayor fragilidad estructural (Carrillo et al., 2019; Arroyo et al., 2021).

Además del tipo de refuerzo, los modos de falla del acero juegan un papel crucial en el comportamiento sísmico. La fractura por tracción ocurre cuando las tensiones superan la resistencia del material, mientras que el pandeo bajo compresión representa una pérdida de estabilidad asociada a la esbeltez de las barras, siendo especialmente crítico en columnas y en muros delgados. Ambos mecanismos pueden ser mitigados mediante un adecuado detallado del refuerzo, que favorezca la estabilidad y la durabilidad del sistema frente a cargas extremas y condiciones adversas (Nilson et al., 2010)

La respuesta sísmica de muros delgados de concreto reforzado ha sido ampliamente investigada mediante ensayos experimentales y modelos numéricos. El modelo MVLEM, implementado en OpenSeesPy, ha demostrado ser eficaz para representar el comportamiento no lineal de muros delgados, especialmente la interacción corte–flexión. Combinado con análisis dinámicos incrementales, permite generar curvas de fragilidad, las cuales relacionan la probabilidad de falla estructural con la intensidad sísmica. Estas herramientas, basadas en simulaciones numéricas y análisis estadísticos, son fundamentales para evaluar el riesgo y tomar decisiones en el diseño estructural.

Los resultados de simulaciones indican que los muros reforzados con malla electrosoldada presentan una probabilidad de colapso del 41 %, frente al 25 % en muros con barras corrugadas (Arroyo et al., 2021). Este análisis se basa en el concepto de sismo máximo creíble, entendido como el evento sísmico más severo probable en una región, según modelos de peligrosidad y análisis probabilísticos. A pesar de estos avances, se requiere continuar con estudios que reflejen las condiciones locales y profundicen en el impacto del tipo y disposición del refuerzo sobre el desempeño sísmico (Arroyo et al., 2020)

## **2.2 Revisión Bibliográfica**

En Colombia, múltiples investigadores han contribuido al entendimiento del comportamiento sísmico de muros delgados. Las contribuciones del profesor Orlando Arroyo Amell (Arroyo et al., 2020; 2021; 2024), centradas en edificaciones de baja y mediana altura, destacan el uso de modelos no lineales para evaluar el desempeño de diferentes tipos de refuerzo. Por su parte, el profesor Carlos A. Arteta (Arteta et al., 2018; 2019) ha enfocado sus estudios en el análisis del riesgo estructural y la necesidad de revisar los criterios normativos vigentes. Investigaciones experimentales adicionales (Blandón et al., 2015; Ortega et al., 2020) han

complementado estos hallazgos, evidenciando fallas frágiles y problemas de pandeo en muros delgados.

En el ámbito latinoamericano, estudios realizados en Chile (Massone et al., 2023; Suquillo et al., 2024) han propuesto ajustes en los criterios de diseño a partir de modelos estructurales y observaciones post-sismo, basados en observaciones de edificaciones afectadas por eventos sísmicos reales. En el caso de México, (Arias-Lara et al., 2023) realizaron modelados no lineales de muros utilizando varios programas de análisis como ETABS, SAP2000, Perform3D, OpenSees y DIANA FEA, para comparar respuestas en términos de resistencia, rigidez y disipación de energía y estableciendo recomendaciones sobre los parámetros y valores de entrada que conducen a mejores resultados con cada estrategia analizada.

Paralelamente, revisiones normativas (Hoult, 2018; Lu & Henry, 2018; Puranam & Pujol, 2017) han identificado inconsistencias en los códigos internacionales, sugiriendo mejoras en los requisitos de diseño sísmico. Estudios técnicos (Kolozvari et al., 2021; Lu et al., 2017) han evidenciado la necesidad de considerar modelos tridimensionales y refuerzo anti-pandeo para mejorar el desempeño estructural. En Nueva Zelanda (Sritharan et al., 2014), se ha recomendado una mejor distribución del refuerzo y aumento del espesor de los muros, mientras que en Suiza (Almeida et al., 2016), se ha demostrado que la interacción flexión-pandeo puede comprometer la capacidad de deformación. Por último, (Hamood, et al., 2025) evaluó el desempeño de edificios de muros durante el terremoto de Turquía y enfatiza la necesidad de garantizar rigidez y resistencia en el diseño estructural, indicando que una estrategia efectiva para mejorar la resistencia es aumentar el área de acero de refuerzo y que este incremento en la cuantía de acero tiene un efecto directo en la capacidad de los muros para resistir las demandas sísmicas, contribuyendo a un comportamiento más seguro y estable frente a eventos extremos.

Estos estudios internacionales coinciden en señalar las limitaciones de los muros delgados con refuerzo mínimo, incluso bajo normativas vigentes, lo que refuerza la necesidad de revisar y adaptar los criterios de diseño en países como Colombia.

Los estudios e investigaciones anteriores desarrollan los siguientes temas:

- Modelación no lineal y evaluación sísmica
- Evaluación del refuerzo mínimo en muros delgados.
- Propuestas para mejorar códigos de diseño sísmico.
- Inconsistencias de tipo normativo
- Propuestas para mejoras en requisitos de diseño sísmico
- Modelos 3D para muros con interacción corte-flexión.
- Ensayos cíclicos en muros.
- Simulación de sismos.
- Diseño basado en ductilidad.
- Prevención de fallas frágiles y pandeo fuera de plano.
- Comparaciones entre malla y barras como refuerzo.
- Riesgo estructural por diseño deficiente.
- Recomendaciones sobre espesor mínimo y elementos de borde

### 3. Metodología

#### 3.1.1 Descripción del edificación y modelo en ETABS

Primeramente, se indica que todo diseño, construcción y supervisión técnica en Colombia están reglamentados por el actual Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 (Min Ambiente, 2010).

La edificación del caso estudio se localiza en Barranquilla, Colombia (ver Figura1), ciudad clasificada por la NSR-10 dentro de zona de amenaza sísmica baja y asentada sobre suelo tipo D. La estructura está conformada por cinco niveles y pertenece al grupo de edificación conocido como “bajos”, con una altura total de 12 m, dimensiones en planta de 16 m × 12.9 m y área en planta aproximada de 280 m<sup>2</sup> (ver Figura2 e Figura3).

Su tipología estructural corresponde a muros delgados de concreto reforzado (MCR), en la taxonomía del arquetipo asociada al estudio se consigna el Nivel de Disipación de Energía (NDE) como DMI equivalente a una disipación mínima de energía.

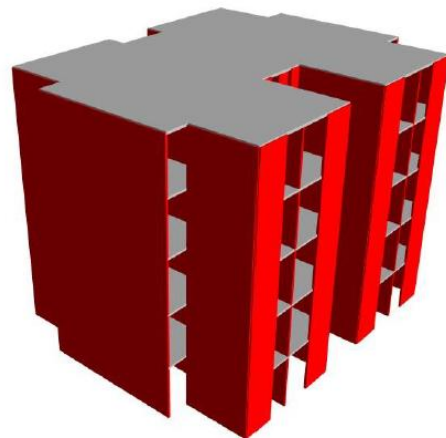
**Figura1**

*Ubicación geográfica del proyecto.*



**Figura2**

*Volumetría del edificio de estudio.*



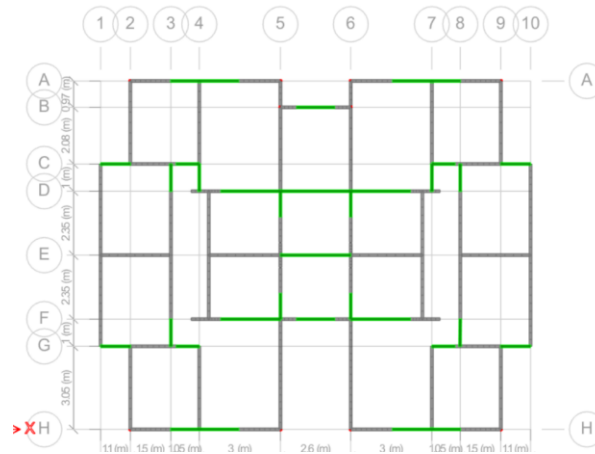
*Nota.* Fuente Fracción Apéndice A-4 NSR-10.

El sistema resistente está conformado por muros delgados de concreto reforzado, dispuestos para controlar derivas en ambas direcciones principales del edificio de acuerdo con la disposición indicada en la Figura3. Los espesores típicos de los muros se encuentran entre 0,10 y

0,15 m. El concreto de diseño se especifica con  $f'c$  de 21 MPa y el acero de refuerzo corresponde a barras corrugadas convencionales de uso estructural regidas por las normas (NTC 5806:2019) para las mallas y (NTC 6574:2023) para las barras de acero corrugado.

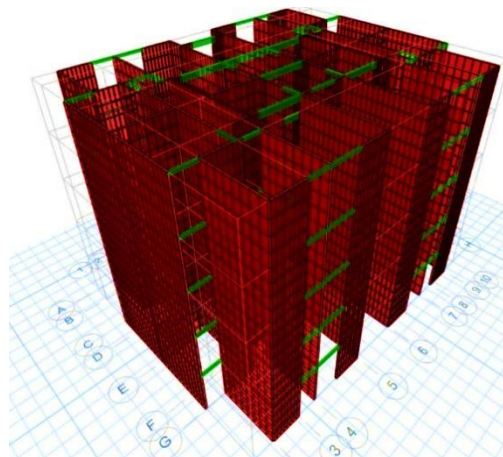
### Figura3

*Disposición en planta de los muros de concreto reforzado.*



El modelo elástico se desarrolló en ETABS a partir de la geometría y las propiedades de los materiales indicados, considerando las acciones sísmicas definidas por la NSR-10 para zona de amenaza sísmica baja y suelo tipo D, mediante el espectro de diseño correspondiente. La disposición de muros indica tramos perimetrales y muros interiores organizados en paños continuos. Esta configuración favorece el control de derivas y condiciona la distribución de rigidez del sistema, con simetrías parciales respecto de los ejes de la planta y una anisotropía de rigidez entre direcciones ortogonales.

La Figura4 muestra el modelo elástico tridimensional utilizado en la caracterización inicial. En él se representan los muros portantes en ambas direcciones principales y los diafragmas de entrepiso, lo que permite estimar periodos fundamentales, cortes basales elásticos y derivas de entrepiso de referencia. Estos resultados se emplean como línea base para la selección de muros protagónicos y para la calibración de los modelos no lineales presentados más adelante.

**Figura4***Modelo elástico tridimensional del arquetipo con muros en ETABS*

La Tabla 1 resume los parámetros dinámicos adoptados para el arquetipo en ambas direcciones principales. Estos valores provienen del set de respuesta asociado al periodo condicional más próximo al periodo fundamental y se emplean como referencia para los análisis posteriores.

**Tabla 1***Parámetros dinámicos del arquetipo por dirección principal.*

Dirección	Wt (kN)	T (s)	Sa (g)	Sd (m)
<b>Longitudinal</b>	2550	0,20	0,40	0,004
<b>Transversal</b>	3720	0,12	0,40	0,001

*Nota:* Los valores provienen del set de respuesta correspondiente al periodo condicional más próximo al periodo fundamental del arquetipo. Abreviaturas: Wt = peso sísmico considerado; T = periodo arquetipo; Sa = aceleración espectral de diseño; Sd = desplazamiento espectral de diseño.

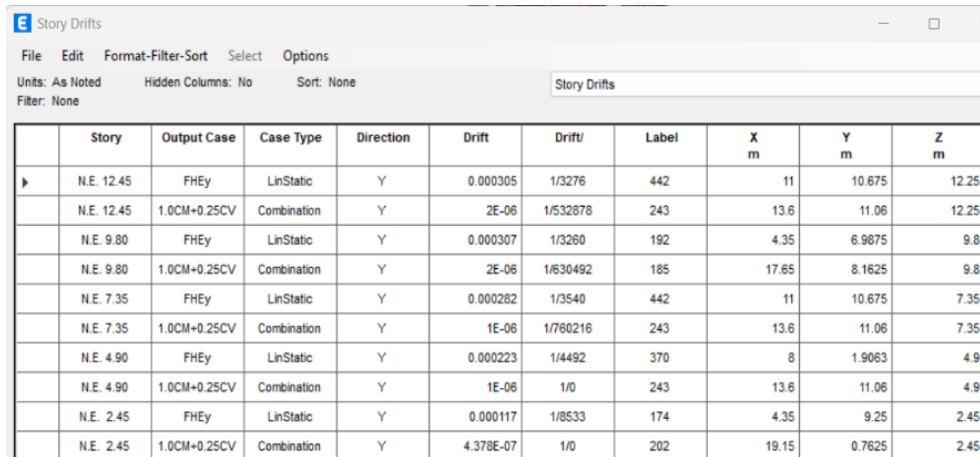
Se realizó una verificación del diseño original contrastando el modelo ETABS y la documentación de diseño con los requisitos de la NSR-10, con énfasis en cortantes, momentos y cargas/combinaciones:

- **Acciones y combinaciones:** Se revisaron cargas gravitacionales (peso propio, sobrecargas, recubrimientos) y las combinaciones de la NSR-10 aplicadas en ETABS, confirmando su consistencia con el uso y la clasificación del edificio.
- **Demanda sísmica:** Se verificó la adopción del espectro de diseño correspondiente a zona baja y suelo D, así como la medida de intensidad (IM) empleada en la evaluación.
- **Cortante basal de diseño vs modelo:** Se comparó el cortante basal elástico obtenido del análisis modal/espectral en ETABS con el cortante de diseño determinado por la NSR-10 para cada dirección.
- **Distribución de cortantes y momentos por muros:** Se comprobó que la distribución de cortantes y momentos entre muros es coherente con su rigidez relativa y su posición en planta (perimetral/interior), y que las derivas elásticas cumplen los límites normativos para el grupo en altura.
- **Materiales y cuantías iniciales:** Se corroboró el uso de  $f'_c$  de 21 MPa, barras corrugadas en acero, espesores de muros de 0,10–0,15 m y las cuantías iniciales de refuerzo longitudinal/transversal en muros, contrastándolas con los mínimos del C.21.9.2.1 de la NSR-10.

La evaluación de las derivas de entrepiso para el modelo elástico en la dirección “Y” revela desplazamientos relativos máximos entre 0,000117 m y 0,000307 m (ver Figura5).

**Figura5**

*Captura de datos en la revisión de derivas modelo en ETABS*

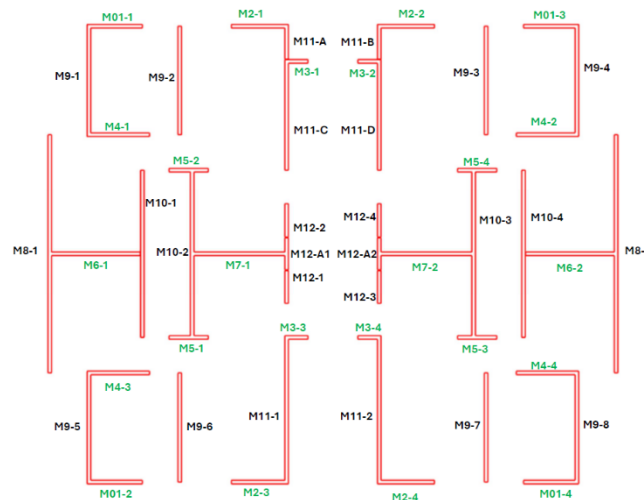


	Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Drift/	Label	X m	Y m	Z m
▶	N.E. 12.45	FHEy	LinStatic	Y	0.000305	1/3276	442	11	10.675	12.25
	N.E. 12.45	1.0CM+0.25CV	Combination	Y	2E-06	1/532878	243	13.6	11.06	12.25
	N.E. 9.80	FHEy	LinStatic	Y	0.000307	1/3260	192	4.35	6.9875	9.8
	N.E. 9.80	1.0CM+0.25CV	Combination	Y	2E-06	1/630492	185	17.65	8.1625	9.8
	N.E. 7.35	FHEy	LinStatic	Y	0.000282	1/3540	442	11	10.675	7.35
	N.E. 7.35	1.0CM+0.25CV	Combination	Y	1E-06	1/760216	243	13.6	11.06	7.35
	N.E. 4.90	FHEy	LinStatic	Y	0.000223	1/4492	370	8	1.9063	4.9
	N.E. 4.90	1.0CM+0.25CV	Combination	Y	1E-06	1/0	243	13.6	11.06	4.9
	N.E. 2.45	FHEy	LinStatic	Y	0.000117	1/8533	174	4.35	9.25	2.45
	N.E. 2.45	1.0CM+0.25CV	Combination	Y	4.378E-07	1/0	202	19.15	0.7625	2.45

**3.1.2 Selección de muros protagónicos**

Para garantizar la representatividad del sistema estructural, se procede a identificar los muros principales que cumplen con la normativa ACI 318 y, al mismo tiempo, corresponden a muros delgados con refuerzo mínimo. Estos elementos se consideran críticos para la estabilidad global de la edificación, ya que son los que aportan la mayor rigidez y resistencia lateral, asumiendo las fuerzas sísmicas más significativas. Por esta razón, se les denomina muros protagónicos.

Para su identificación, se nombró cada muro de la edificación según lo indicado en la Figura6, donde los nombres en color verde son los muros en sentido longitudinal y los otros los muros en sentido transversal.

**Figura6***Identificación de muros modelo en ETABS.*

Paso siguiente, se realiza verificación del cortante basal soportado por cada uno de ellos para ambos sentidos, esta información se encuentra definida en el Apéndice A.

A continuación, se ordenan los muros por el valor de cortante de mayor a menor, y respecto a este valor el cortante proporcional al total y el valor acumulado, obteniendo lo siguiente:

**Tabla 2***Identificación muros protagónicos en sentido longitudinal.*

MUROS EN X			
Pier	V <sub>2</sub> (kN)	% V <sub>basal</sub>	% Acum
M7-1	354.4779	14.79%	14.79%
M7-2	354.4779	14.79%	29.59%
M6-1	246.7672	10.30%	39.89%
M6-2	246.7672	10.30%	50.18%
M4-3	101.2362	4.22%	54.41%
M4-4	101.2357	4.22%	58.63%
M4-1	101.1373	4.22%	62.86%
M4-2	101.1373	4.22%	67.08%
M2-3	87.1412	3.64%	70.71%
M2-4	87.1412	3.64%	74.35%
M2-1	79.4279	3.31%	77.66%
M2-2	79.4279	3.31%	80.98%
M01-1	78.6021	3.28%	84.26%

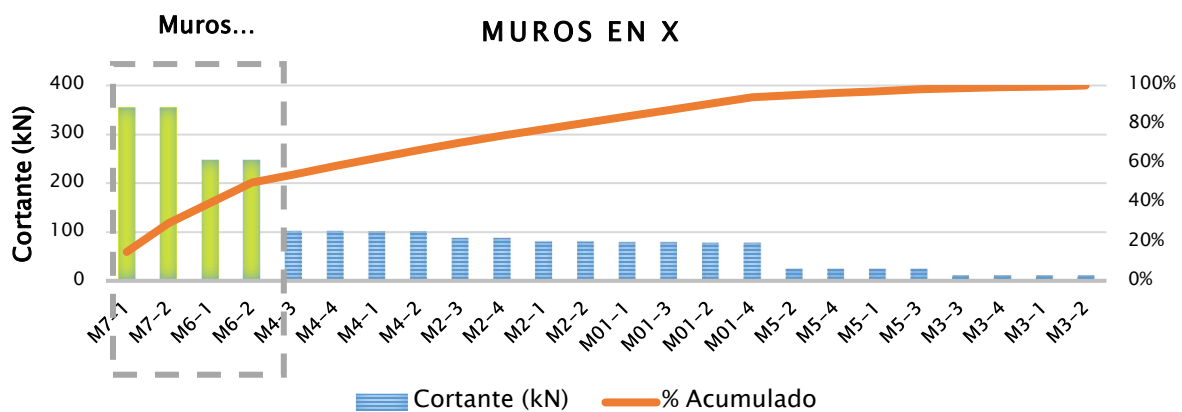
**Tabla 3***Identificación muros protagónicos en sentido transversal.*

MUROS EN Y			
Pier	V <sub>2</sub> (kN)	% V <sub>basal</sub>	% Acum
M8-1	251.5905	11.39%	11.39%
M8-2	251.5905	11.39%	22.78%
M10-2	195.3334	8.84%	31.62%
M10-3	195.3334	8.84%	40.46%
M11-1	150.8886	6.83%	47.29%
M11-2	150.8886	6.83%	54.12%
M10-1	140.0611	6.34%	60.46%
M10-4	140.0611	6.34%	66.81%
M11-C	78.5236	3.55%	70.36%
M11-D	78.5236	3.55%	73.91%
M9-8	68.533	3.10%	77.02%
M9-5	68.5329	3.10%	80.12%
M9-1	68.5329	3.10%	83.22%

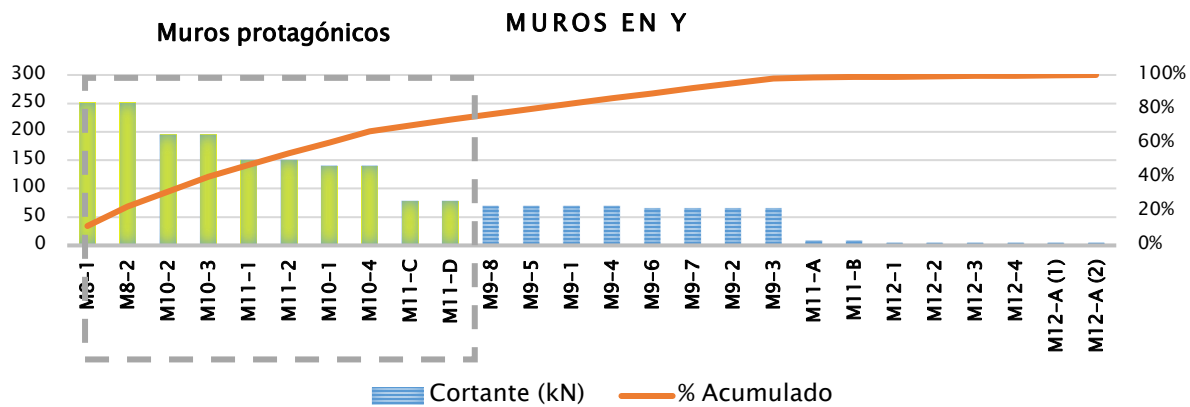
M01-3	78.6021	3.28%	87.54%	M9-4	68.5329	3.10%	86.32%
M01-2	77.4229	3.23%	90.77%	M9-6	64.6277	2.93%	89.25%
M01-4	77.4229	3.23%	94.00%	M9-7	64.6277	2.93%	92.18%
M5-2	24.5278	1.02%	95.03%	M9-2	64.6277	2.93%	95.10%
M5-4	24.5278	1.02%	96.05%	M9-3	64.6277	2.93%	98.03%
M5-1	24.4913	1.02%	97.07%	M11-A	8.2325	0.37%	98.40%
M5-3	24.4913	1.02%	98.09%	M11-B	8.2325	0.37%	98.77%
M3-3	11.6046	0.48%	98.58%	M12-1	4.6172	0.21%	98.98%
M3-4	11.6046	0.48%	99.06%	M12-2	4.6172	0.21%	99.19%
M3-1	11.229	0.47%	99.53%	M12-3	4.6172	0.21%	99.40%
M3-2	11.229	0.47%	100.00%	M12-4	4.6172	0.21%	99.61%
				M12-A(1)	4.332	0.20%	99.80%
				M12-A (2)	4.332	0.20%	100.00%

Lo siguiente fue observar el comportamiento del valor acumulado resaltando los cambios en la tendencia y realizando la escogencia de los muros protagónicos teniendo en cuenta que el valor acumulado del cortante fuera mayor del 40% y hubiese un cambio en el comportamiento entre los valores de cada muro, siguiendo la misma metodología utilizada por (Arroyo et al., 2024a). De modo que los muros protagónicos quedaron indicados por los gráficos a continuación:

**Figura7**  
Identificación gráfica de muros protagónicos



**Figura 8**  
*Identificación gráfica de muros protagónicos*



### 3.1.3 Selección de sismos

El set de registros se definió con base en el estudio realizado por la Universidad del Norte, a partir de la metodología CSS (Conditional Scenario Spectra) desarrollada por (Arteta & Abrahamson, 2019). Esta metodología permite generar espectros que reproducen la amenaza sísmica en diferentes niveles de peligro, considerando la correlación entre los periodos y reduciendo la incertidumbre en la selección de registros requeridos para el análisis de estructuras. Con esta herramienta, se desarrollaron conjuntos de acelerogramas más ajustados a la realidad colombiana, específicamente para 5 ciudades principales, siendo Barranquilla la única ciudad con zona de baja amenaza sísmica del estudio.

Apoyados en el estudio de (Arroyo et al., 2024a) y (Arroyo et al., 2024b) se define el arquetipo que se usará para la modelación mediante OpenseesPy y la biblioteca de Python Opseestools. Entonces, según la altura de la edificación (edificación de baja altura para este caso) se emplearon valores del periodo condicional ( $T^*$ ), la zona de amenaza sísmica, el tipo de suelo y el periodo de retorno ( $T_R$ , años), algunos de estos indicados en la Tabla 4.

**Tabla 4***Selección de registros sísmicos para Barranquilla, Colombia.*

Ciudad	T* (seg)	Nivel de amenaza (TR, años)	Cantidad Registros	IM Sa (T*)
BAR	[0.1; 0.3; 0.6; 0.7]	AMZ <sub>1</sub> : 75 a 150	226	Sa (0.1) L Sa (0.1) T
		AMZ <sub>3</sub> : 225 a 475	228	
		AMZ <sub>5</sub> : 975 a 2475	230	
		AMZ <sub>7</sub> : 4975 a 9975	230	
		AMZ <sub>8</sub> : 1.5(AMZ <sub>7</sub> )	216	
		AMZ <sub>9</sub> : 2.0(AMZ <sub>7</sub> )	216	
		AMZ <sub>10</sub> : 2.5(AMZ <sub>7</sub> )	216	

*Nota:* Fuente (Arroyo, y otros, 2024a)

La aceleración espectral en términos de la gravedad (g) para el periodo condicional más cercano al periodo fundamental, fue la utilizada como medida de intensidad (IM). Por ende, en la Tabla 5 se presenta el set de espectro de respuesta del arquetipo junto con los parámetros dinámicos.

**Tabla 5***Set de espectro de respuesta para caso de estudio.*

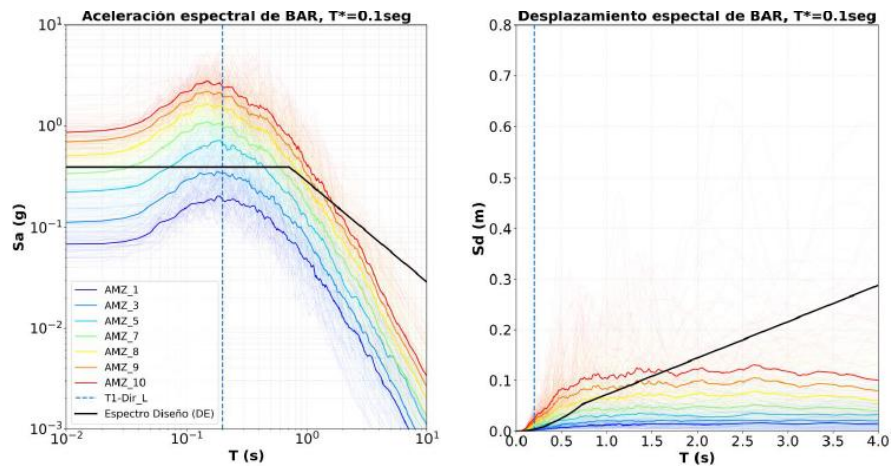
Arquetipos	Wt (kN)	T arquetipo (seg)	Sa diseño (g)	Sd diseño (m)
0234 L	2550	0.2	0.4	0.004
0234 T	3720	0.12	0.4	0.001

*Nota:* Fuente (Arroyo, y otros, 2024a)

Arroyo graficó la información y obtuvo las curvas a continuación para cada nivel de amenaza:

**Figura9**

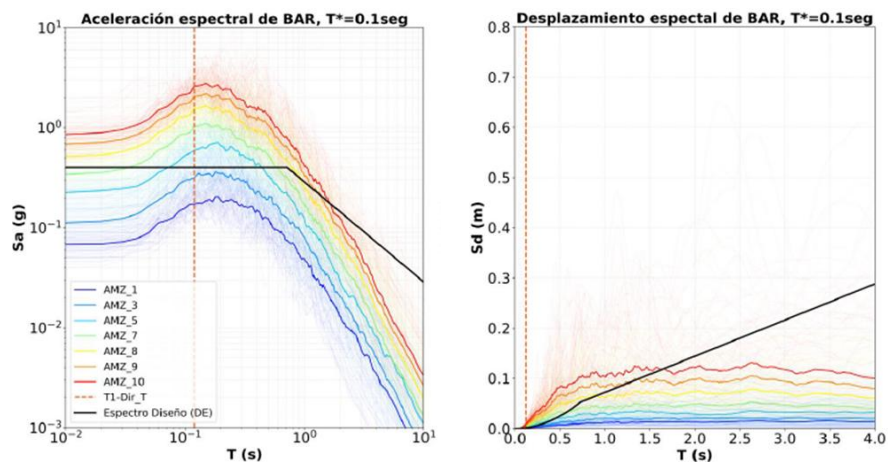
*Aceleración y desplazamiento espectral para Barranquilla,  $T^*=0.1\text{seg}$  sentido longitudinal*



Nota: Fuente (Arroyo, y otros, 2024a)

**Figura10**

*Aceleración y desplazamiento espectral para Barranquilla,  $T^*=0.1\text{seg}$  sentido transversal*



Nota: Fuente (Arroyo, y otros, 2024a)

**3.1.4 Análisis sísmico posterior**

Partiendo de la información proporcionada por el Ing. Orlando Arroyo (director del presente proyecto), se obtuvo información base del modelo tridimensional en ETABS revisado, además de los sismos seleccionados y se procede a continuar con la ejecución del código

OpenseesPy para el análisis sísmico de la edificación del caso estudio. Para ello se crean seis (6) modelos adicionales al ya creado en ETABS, donde se varía el tipo de refuerzo utilizado en los muros (barras o mallas) y las tres (3) cuantías del estudio (0.0012, 0.0018 y 0.0025), resultando 6 combinaciones en total. Estos modelos corresponden a un análisis dinámico no lineal, registrando derivas de entrepiso, aceleraciones y fuerzas internas de los muros objetivo, y, aplicando metodología FEMA P-695 se definen curvas de fragilidad y probabilidades de falla al nivel de diseño sísmico (PDBE) y al nivel de sismo máximo creíble (PMCE) para estados límite definidos a continuación:

Se analizarán los siguientes escenarios propuestos:

Según Orlando Arroyo:

- DS<sub>1</sub>: 100% Fluencia, 100% Muros, es decir, se alcanza el estado de fluencia en el 100% de los muros.
- DS<sub>2</sub>: Al menos 1 Muro, 20% Ruptura, es decir se presenta ruptura del 20% de las fibras en al menos 1 muro protagónico.
- DS<sub>3</sub>: El 50% Muros, 50% Mallas, es decir, se presenta ruptura en al menos el 50% de los muros.

Según Ricardo Bonett:

- DS<sub>4</sub>: se presenta cuando la deformación unitaria del acero  $\epsilon_s=0.0031$ .
- DS<sub>5</sub>: se presenta cuando la deformación unitaria del acero  $\epsilon_s =0.01$ .
- DS<sub>6</sub>: se presenta cuando la deformación unitaria del acero  $\epsilon_s =0.015$ .

#### 4. Resultados y Discusión de resultados

Para realizar el análisis de la información se evaluarán los resultados según las clasificaciones a continuación:

##### 4.1 Resultados y discusión para muros modelados con mallas de refuerzo.

##### 4.1.1 Resultados y discusión de análisis pushover mallas

La información analizada por los distintos modelos se encuentra graficada en la Figura 11 y la Figura 12, para el sentido longitudinal y transversal respectivamente. Por otro lado, los valores máximos obtenidos por cuantía y sentido se encuentran en la Tabla 6.

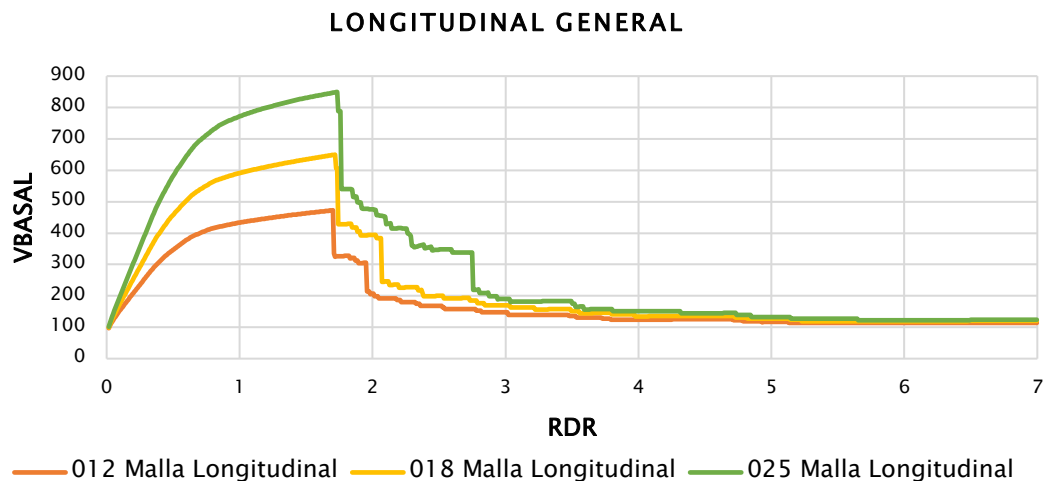
**Tabla 6**

*Valores máximos de cortante y RDR con el uso de mallas.*

Mallas	Longitudinal			Transversal		
	012	018	025	012	018	025
<b>Cortante<sub>max</sub>(Kn)</b>	472.7293	649.8344	849.4723	1896.7463	2422.2759	3009.4131
<b>RDR<sub>max</sub> (%)</b>	1.7028	1.7189	1.7349	0.8835	0.9157	0.9398

**Figura 11**

*Curvas de capacidad sentido longitudinal uso de mallas.*

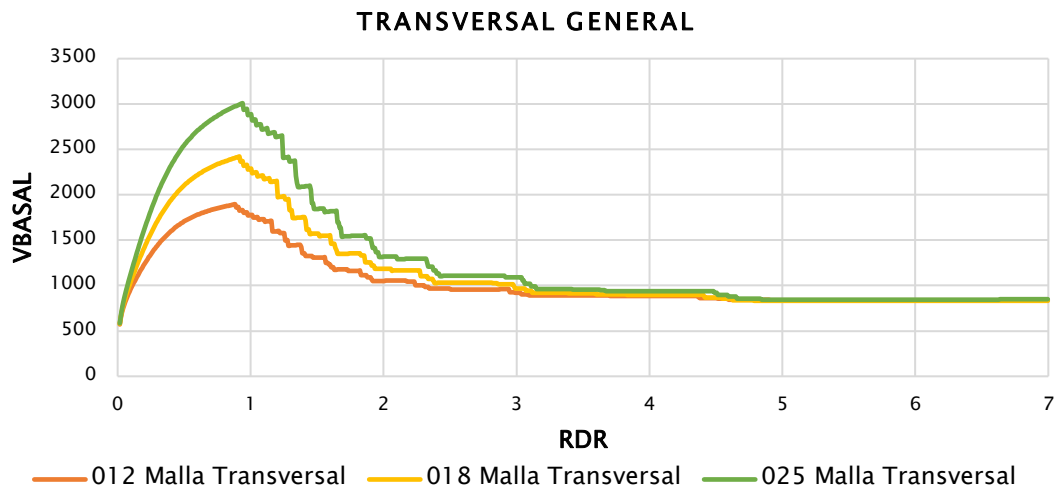


El comportamiento en sentido longitudinal indica rigidez inicial alta especialmente en la cuantía 0.0025, pero con degradación frágil post-pico, lo que es crítico en desempeño sísmico porque reduce el margen de reserva cuando la demanda supera la capacidad. En términos de riesgo,

esa caída implica que una vez se alcanza el pico, el sistema longitudinal pierde capacidad rápidamente, elevando sensibilidad a variaciones de demanda y potencialmente aumentando dispersión en estados de daño altos.

**Figura12**

*Curvas de capacidad sentido transversal uso de mallas.*



Las curvas de capacidad transversal con mallas repiten el patrón de caída post-pico, pero con cortantes mayores que en longitudinal. El sistema transversal tiene mayor robustez global por configuración en planta y orientación de muros. Sin embargo, la presencia de la caída abrupta sigue siendo una alerta, aunque la resistencia sea alta, el modo de degradación puede ser frágil.

Las curvas de capacidad indicadas en la Figura11 y la Figura12, presentan el mismo patrón, presentando una caída abrupta después del punto máximo en cada sentido, típica de un comportamiento frágil o una pérdida de rápida de resistencia. Esta caída abrupta, sin embargo, es más fuerte en el sentido longitudinal.

Se observa que las curvas parten del mismo punto, sin embargo, la curva para la cuantía 0.0025 presenta valores mayores de cortante en ambos sentidos, subiendo más rápido que las otras dos cuantías e indicado mayor rigidez inicial.

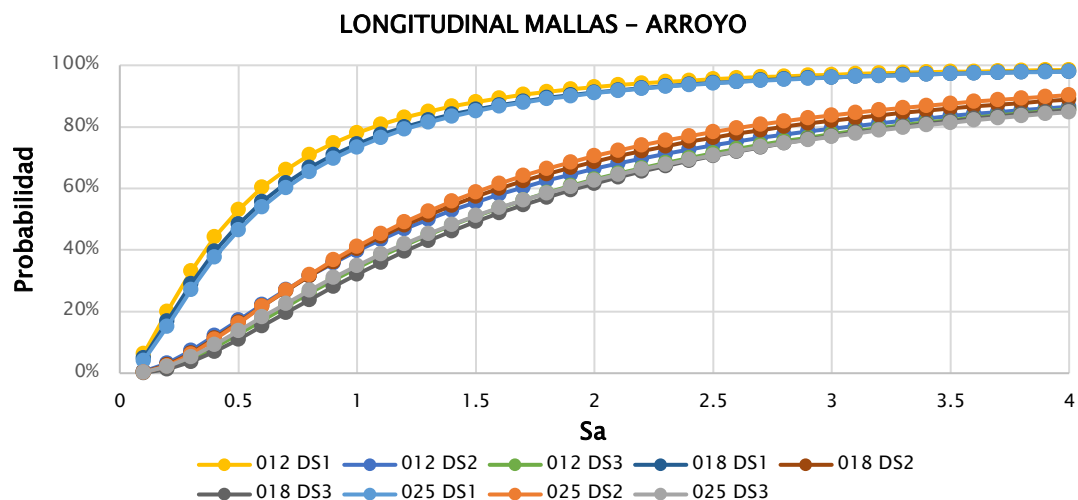
El cortante en sentido transversal es mucho mayor que en sentido longitudinal (3009.41 vs 849.47 kN) lo que indica que el sistema es más robusto en sentido transversal, aproximadamente 3.5 veces en proporción. Mientras que el RDR es 0.8 veces mayor en el sentido longitudinal, 1.73% vs los 0.93% obtenidos para la cuantía de 0.0025.

#### 4.1.2 Resultados y discusión curvas de fragilidad mallas

De acuerdo con los parámetros de Arroyo, se presenta a continuación la compilación para las mallas en ambos sentidos.

#### Figura13

*Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Arroyo.*



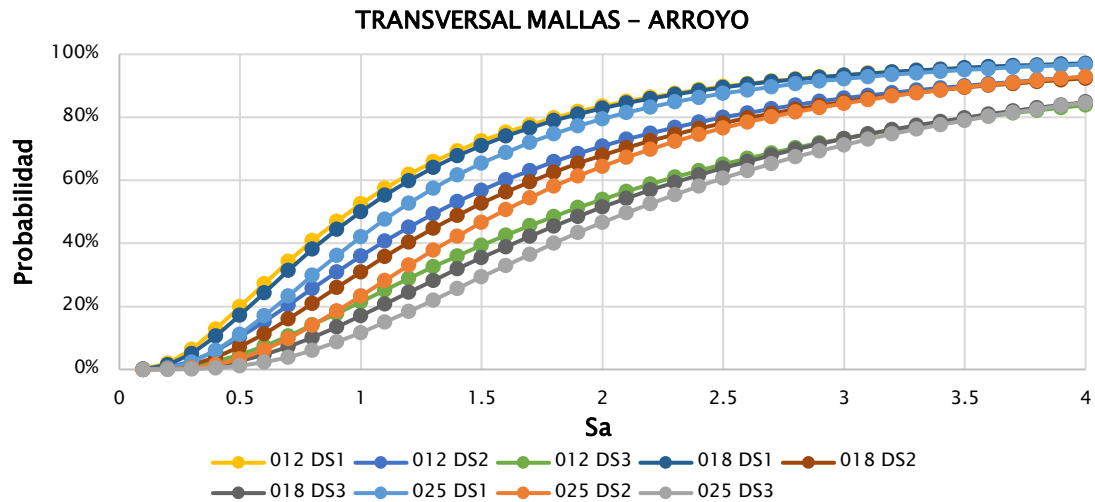
En estas gráficas se alcanza a percibir una tendencia creciente y curvas en grupos de 3 curvas (para las 3 cuantías), donde las más altas probabilidades las tiene el estado de desempeño sísmico DS<sub>1</sub>, seguido por el DS<sub>2</sub> y por último el DS<sub>3</sub>, siendo esto independiente del sentido analizado.

Longitudinalmente, el estado DS<sub>1</sub> alcanza muy rápidamente valores cercanos a 100% incluso para valores de Sa mayores a 2, lo cual indica que es muy probable para aceleraciones

moderadas. Por el contrario, el estado DS<sub>3</sub> es el menos probable alcanzando valores cercanos al 80% cuando Sa=3.5.

**Figura14**

*Curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Arroyo.*



En el sentido transversal, las curvas de fragilidad para el uso de mallas mantienen la tendencia creciente esperada con el incremento de la aceleración espectral (Sa), y se observa igualmente la agrupación por estados de daño (DS1, DS2 y DS3) para las distintas cuantías analizadas. Sin embargo, a diferencia del sentido longitudinal, en este caso las curvas presentan una distribución más gradual y una separación más visible entre estados de daño, especialmente en el rango intermedio de Sa.

Se aprecia que el DS1 continúa siendo el estado con mayor probabilidad de ocurrencia para un mismo valor de Sa, seguido por DS2 y finalmente DS3. No obstante, en el sentido transversal el incremento de probabilidad ocurre de manera menos abrupta, lo que sugiere una mayor dispersión en la respuesta del sistema frente a la demanda sísmica en esta dirección.

Adicionalmente, para valores bajos de Sa (por ejemplo,  $Sa \leq 1$ ), las probabilidades de ocurrencia son en general menores que en el sentido longitudinal, lo que indica que en la dirección

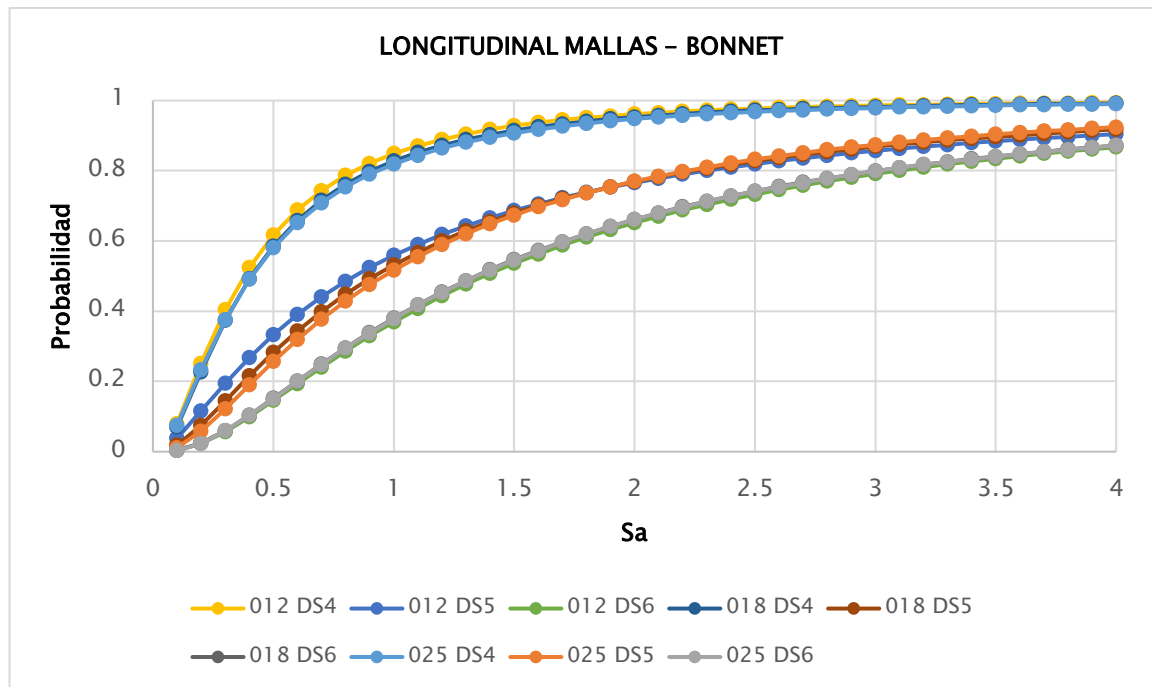
transversal se requiere una mayor demanda sísmica para alcanzar probabilidades equivalentes, en particular para DS1. Esto es consistente con una pendiente menos pronunciada de las curvas y con una transición más progresiva entre estados de daño.

Por otra parte, DS<sub>2</sub> y DS<sub>3</sub> en el sentido longitudinal presentan comportamientos similares entre ellos, siendo estas curvas más sensibles a variaciones y errores al presentar una pendiente más plana y, por ende, presentan una mayor incertidumbre.

Ahora, de acuerdo a los parámetros de Bonnet, se obtienen unos resultados dados por las gráficas a continuación, en la Figura15 y la Figura16 se alcanza a percibir una tendencia creciente y con curvas en grupos de 3 curvas (para las 3 cuantías), donde las más altas probabilidades las tiene el estado de desempeño sísmico DS<sub>4</sub>, seguido por el DS<sub>5</sub> y por último el DS<sub>6</sub>, siendo esto independiente del sentido analizado y siendo muy parecida a la tendencia según los parámetros de Arroyo.

**Figura15**

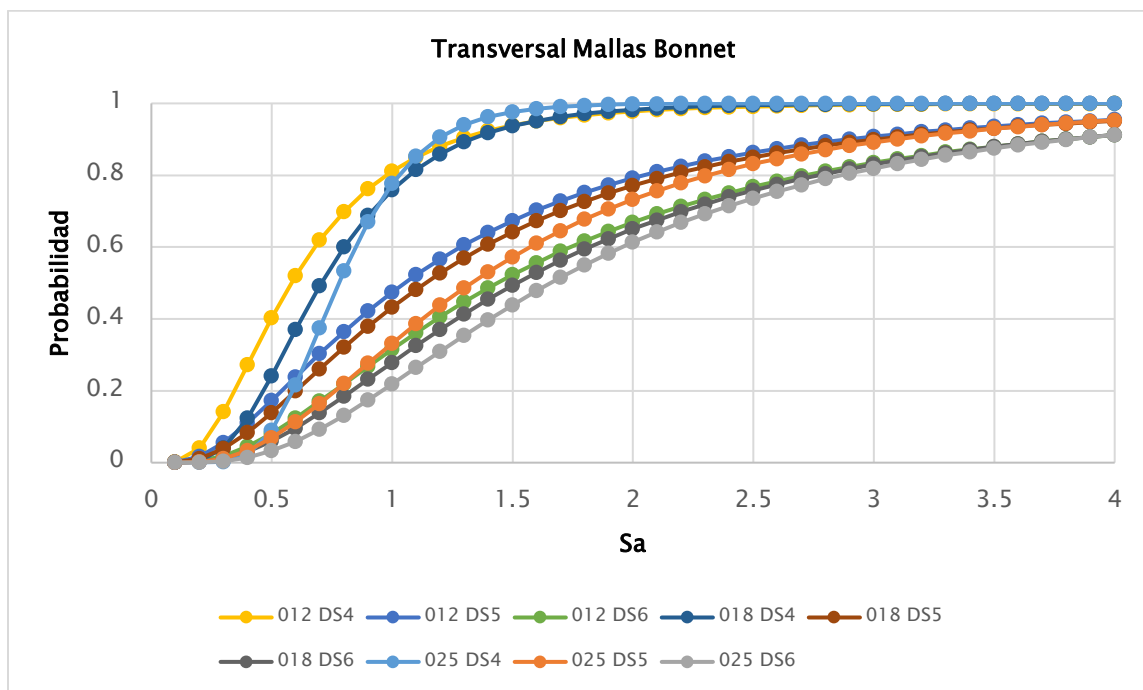
*Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Bonnet.*



DS4 es un umbral relativamente alcanzable, por lo que el sistema entra pronto a probabilidades altas de daño severo moderado, en cambio DS6 exige mayor intensidad y muestra una transición más gradual, reflejando mayor dispersión en el daño extremo. Longitudinalmente, el estado DS4 alcanza valores cercanos a 100% para  $S_a$  mayores a 2, Por el contrario, el estado DS6 es el menos probable alcanzando valores cercanos al 80% cuando  $S_a=3$ .

**Figura16**

*Curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Bonnet.*



En sentido transversal, el incremento de refuerzo desplaza de manera más efectiva las curvas hacia menores probabilidades. Además, DS4 vuelve a ser muy probable para  $S_a=1.5$ , lo que confirma que este umbral domina el riesgo incluso en la dirección más robusta, sin embargo, la separación por cuantía indica un control más directo del refuerzo sobre la vulnerabilidad transversal. En la Figura16, las curvas de fragilidad presentan una tendencia creciente con el incremento de  $S_a$ , evidenciando el comportamiento esperado de probabilidad de excedencia para los estados de daño analizados. Se observa una jerarquía clara entre estados, donde DS4 presenta

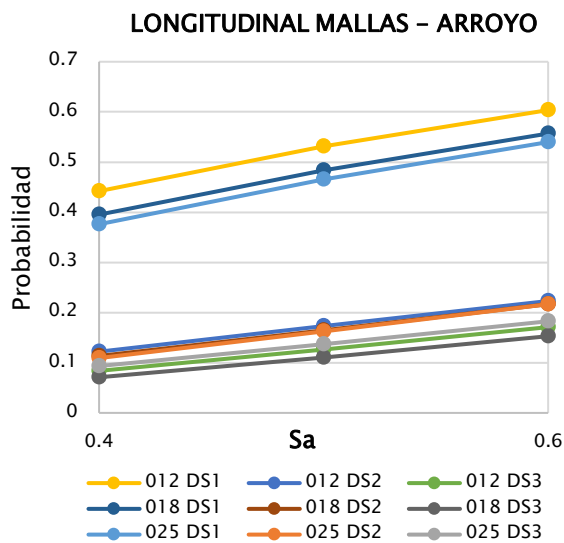
las mayores probabilidades para un mismo valor de Sa, seguido por DS5 y finalmente DS6, lo que confirma que los estados de daño más severos requieren mayores niveles de demanda sísmica. Asimismo, al comparar las cuantías de refuerzo (0.12, 0.18 y 0.25), se aprecia un desplazamiento de las curvas hacia valores mayores de Sa a medida que aumenta la cuantía, particularmente en DS5 y DS6, lo cual sugiere una mejora en la capacidad sísmica del sistema con mayor refuerzo en malla. En conjunto, el comportamiento en el sentido transversal muestra una transición progresiva entre estados de daño y una dispersión moderada de la respuesta estructural.

**4.1.3 Resultados y discusión probabilidad de daño mallas**

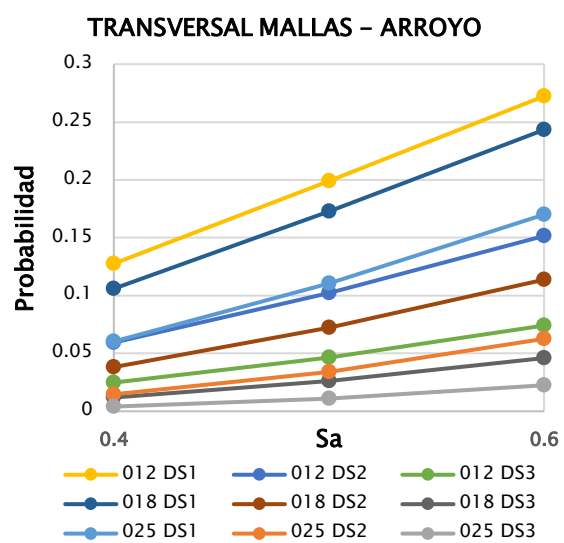
Haciendo un acercamiento a la gráfica de la Figura13 y la Figura14 , limitando el valor de Sa entre el rango 0.4 y 0.6 valores del PMBD y PMCE respectivamente, es posible visualizar el comportamiento para este rango de aceleraciones.

Primero se realiza la revisión respecto a los parámetros de Arroyo:

**Figura17**  
*Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Arroyo.*



**Figura18**  
*Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Arroyo.*



Dichos valores para un Sa=0.4 y Sa=0.6 también se pueden observar en la tabla a continuación:

**Tabla 7***Probabilidades de cumplimiento PBDE y PMCE con el uso de mallas – Arroyo.*

Arroyo		Cuantía	DS <sub>1</sub>	DS <sub>2</sub>	DS <sub>3</sub>
Probabilidad PBDE Mallas	Longitudinal	012	44.24%	12.26%	9.37%
		018	39.58%	11.32%	8.06%
		025	37.62%	10.95%	7.34%
	Transversal	012	12.74%	5.93%	2.46%
		018	10.59%	3.83%	1.18%
		025	6.03%	1.48%	0.40%
Probabilidad PMCE Mallas	Longitudinal	012	60.33%	22.28%	17.11%
		018	55.70%	21.71%	15.24%
		025	54.02%	21.66%	15.22%
	Transversal	012	27.22%	15.17%	7.42%
		018	24.35%	11.37%	4.62%
		025	17.00%	6.25%	2.25%

Las diferencias entre las probabilidades del PMCE y PBDE se encuentran en la siguiente tabla:

**Tabla 8***Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de mallas – Arroyo.*

Arroyo		Cuantía	Ds <sub>1</sub>	Ds <sub>2</sub>	Ds <sub>3</sub>
Diferencia entre PBDE y PMCE	Longitudinal	012	16.09%	10.02%	7.74%
		018	16.12%	10.39%	7.18%
		025	16.40%	10.71%	7.88%
	Transversal	012	14.48%	9.24%	4.95%
		018	13.76%	7.55%	3.44%
		025	10.97%	4.77%	1.85%

Las Ilustraciones 17 y 18 muestran un zoom de las curvas de fragilidad con mallas (Arroyo) en  $S_a = 0.4$  y  $0.6$ , facilitando la comparación directa con la Tabla 7. En longitudinal las probabilidades son más altas y aumentan evidenciando mayor sensibilidad a la demanda. En transversal las probabilidades son menores y disminuyen más al incrementar la cuantía 0.12% a 0.25%.

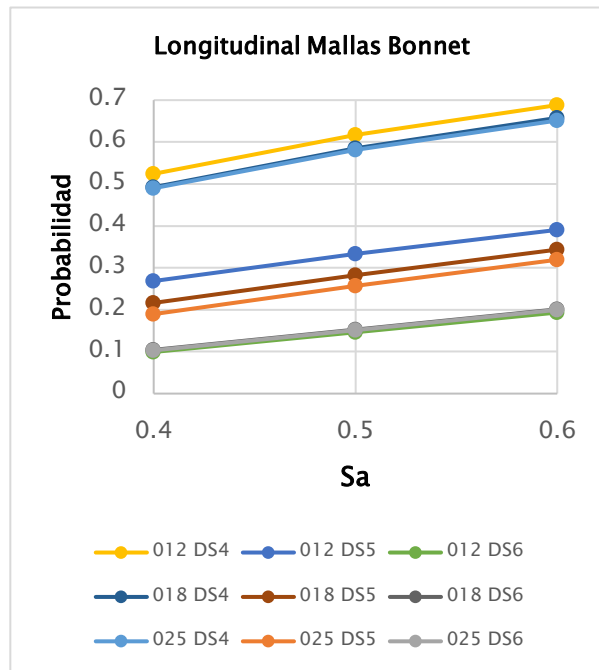
En las tablas 7 y 8 se observa la diferencia de PMCE y PBDE con mallas (Arroyo), en longitudinal, la diferencia de DS<sub>1</sub> es prácticamente constante (16.09% –16.40%) para las tres

cuantías, indicando que domina la variación más que el refuerzo en ese estado, en transversal, en cambio la diferencia disminuye con cuantía (DS1 14.48% a 10.97%), lo que implica que el refuerzo adicional sí reduce la sensibilidad al cambio de escenario.

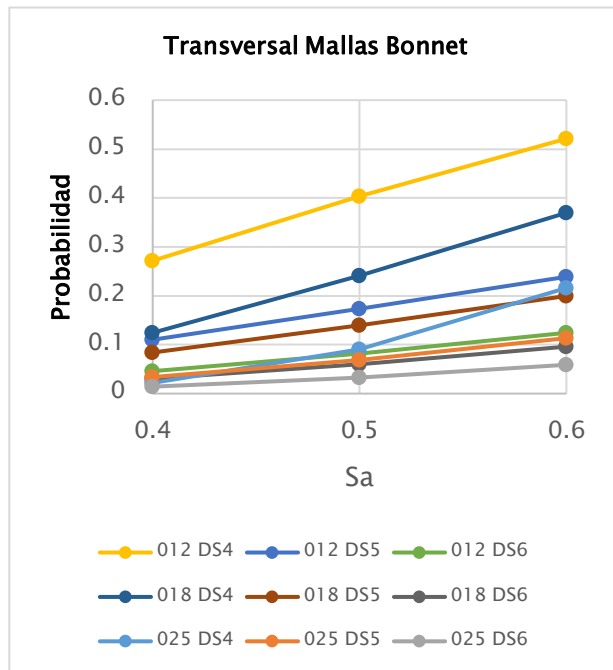
Se observa además que las diferencias entre probabilidades en el sentido longitudinal se mantienen constantes para DS<sub>1</sub>, DS<sub>2</sub> y DS<sub>3</sub> indicando mayor dispersión en los datos y una mayor incertidumbre en la predicción de daño bajo los escenarios de PMCE y PDBE. Por el contrario, en el sentido transversal las diferencias además de ser menores entre PMCE y PDBE, tienden a presentar una menor dispersión de los datos y por ende una menor vulnerabilidad en este sentido de la edificación.

Repetiendo el mismo proceso con los parámetros de Bonnet se tiene:

**Figura19**  
Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de mallas - Bonnet.



**Figura20**  
Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de mallas - Bonnet.



**Tabla 9***Probabilidades de cumplimiento PDBE y PMCE con el uso de mallas – Bonnet.*

Bonnet		Cuantía	DS <sub>4</sub>	DS <sub>5</sub>	DS <sub>6</sub>
Probabilidad PDBE Mallas	Longitudinal	012	52.41%	26.82%	10.93%
		018	49.22%	21.59%	10.39%
		025	49.04%	19.02%	10.32%
	Transversal	012	27.19%	11.04%	4.55%
		018	12.41%	8.42%	3.07%
		025	2.19%	3.39%	1.44%
Probabilidad PMCE Mallas	Longitudinal	012	68.78%	39.00%	20.39%
		018	65.80%	34.35%	20.12%
		025	65.19%	31.92%	20.02%
	Transversal	012	52.09%	23.85%	12.42%
		018	37.01%	19.96%	9.64%
		025	21.56%	11.31%	5.92%

Las diferencias entre las probabilidades del PMCE y PDBE se encuentran en la siguiente tabla:

**Tabla 10***Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de mallas – Bonnet.*

Bonnet		Cuantía	DS <sub>4</sub>	DS <sub>5</sub>	DS <sub>6</sub>
Diferencia entre PDBE y PMCE	Longitudinal	012	16.37%	12.18%	9.46%
		018	16.58%	12.76%	9.73%
		025	16.15%	12.90%	9.70%
	Transversal	012	24.90%	12.81%	7.87%
		018	24.61%	11.54%	6.57%
		025	19.37%	7.92%	4.47%

En las tablas 9 y 10 para estos estados observamos que en sentido transversal evidencia un efecto de cuantía fuerte para DS<sub>4</sub> en PDBE (27.19%→2.19% al pasar de 0.12% a 0.25%), lo que sugiere que el refuerzo adicional desplaza notablemente la capacidad frente al umbral DS<sub>4</sub> en esa dirección; en longitudinal, DS<sub>4</sub> se mantiene alto incluso con cuantía mayor (49% en PDBE y 65% en PMCE), señal de que la demanda longitudinal sigue siendo crítica y que el incremento de

cuantía no reduce el riesgo en ese umbral. En DS6, las variaciones son menores y las probabilidades se mantienen más bajas, coherente con daño extremo menos frecuente.

En las ilustraciones 19 y 20 se observa además que las probabilidades de ocurrencia de los tres estados son mayores siempre en el sentido longitudinal, las diferencias entre probabilidades se mantienen constantes para DS<sub>4</sub>, DS<sub>5</sub> y DS<sub>6</sub> indicando mayor dispersión en los datos y una mayor incertidumbre en la predicción de daño bajo los escenarios de PMCE y PDBE.

Por el contrario, en el sentido transversal las diferencias además de ser menores entre PMCE y PDBE, tienden a presentar una menor dispersión de los datos y por ende una menor vulnerabilidad en este sentido de la edificación.

## 4.2 Resultados para muros modelados con barras de refuerzo.

### 4.2.1 Resultados y discusión de análisis pushover barras

La información arrojada por los distintos modelos se encuentra graficada en la Figura21 y la Figura22, para el sentido longitudinal y transversal respectivamente.

Por otro lado, los valores máximos obtenidos por cuantía y sentido se encuentran en la Tabla 11.

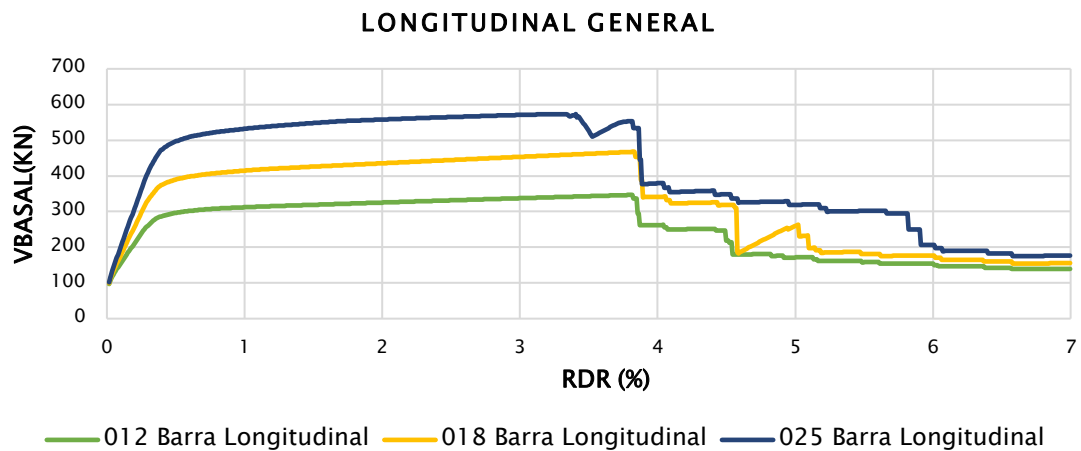
**Tabla 11**

*Valores máximos de cortante y RDR con el uso de barras.*

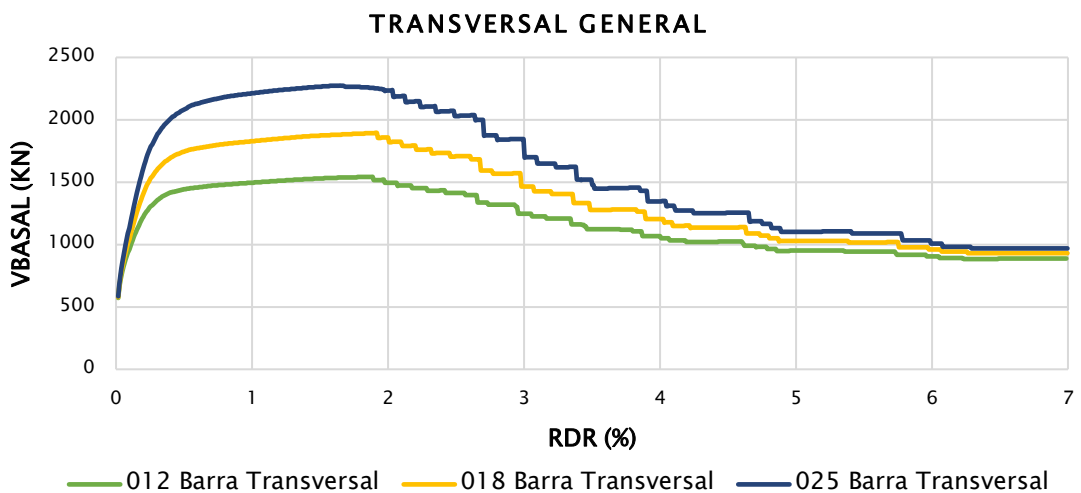
Barras	Longitudinal			Transversal		
	012	018	025	012	018	025
<b>Cortante<sub>max</sub> (kN)</b>	346.7123	467.6544	573.2013	1543.6031	1895.2402	2274.3529
<b>Rdr<sub>max</sub> (%)</b>	3.8153	3.8313	3.4056	1.8876	1.9197	1.6466

**Figura21**

*Curvas de capacidad sentido longitudinal uso de barras.*

**Figura22**

*Curvas de capacidad sentido transversal uso de barras.*



Las curvas de capacidad longitudinal con barras evidencian que mayor cuantía produce mayor resistencia, y la cuantía 0.25% alcanza mayores cortantes. Las curvas de capacidad transversal con barras confirman lo anterior y el transversal mantiene cortantes máximos mayores que el longitudinal.

Se observa un comportamiento diferenciado entre los sentidos longitudinal y transversal. Para la cuantía de refuerzo más alta, el cortante máximo resistente en sentido transversal alcanza

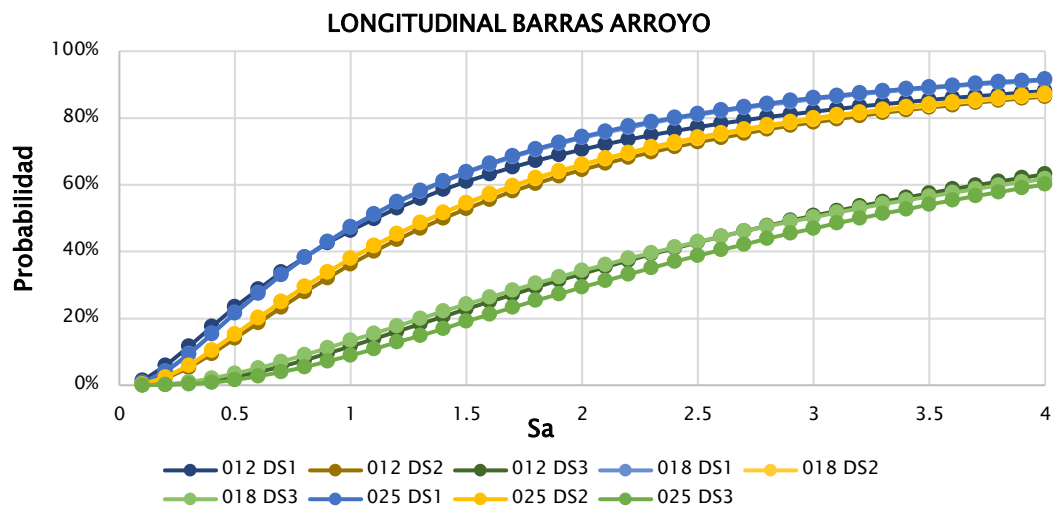
valores del orden de 2274 kN, mientras que en el sentido longitudinal se obtienen valores cercanos a 573 kN, lo que evidencia que la capacidad resistente transversal es aproximadamente cuatro veces mayor. En cuanto a la demanda de deformación, el índice de deriva de entrepiso (RDR) máximo se presenta en el sentido longitudinal, con valores cercanos al 3.40%, frente a aproximadamente 1.65% en el sentido transversal. Este comportamiento indica que, a pesar de la mayor capacidad resistente en el sentido transversal, el sistema con barras presenta una mayor vulnerabilidad por deformación en el sentido longitudinal, lo cual es consistente con la distribución y orientación de los muros estructurales. El RDR es 2.06 veces mayor en el sentido longitudinal, 3.40% vs los 1.64% obtenidos para la cuantía de 0.0025.

#### 4.2.2 Resultados y discusión curvas de fragilidad barras

De acuerdo con los parámetros de Arroyo, se presenta a continuación la compilación para las barras en ambos sentidos.

##### Figura23

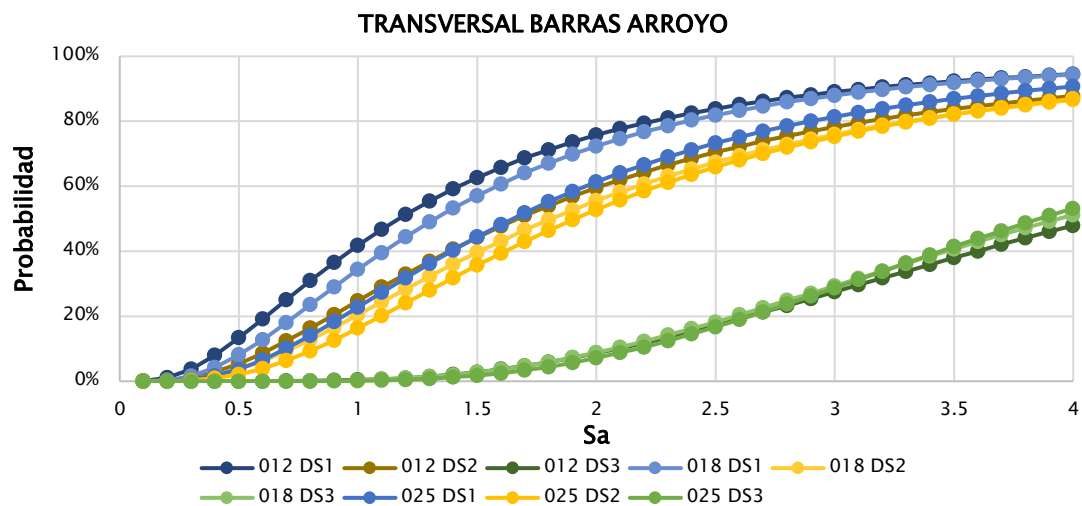
*Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Arroyo.*



En la Figura23 se observa que DS1 y DS2 se acercan a 100% para  $S_a = 4$ , lo que sugiere que el sistema no distingue fuertemente entre esos niveles en longitudinal. DS3 se mantiene menos probable 60% a  $S_a=4$ , indicando que alcanzar un estado más severo requiere mayor intensidad, y que la dispersión puede aumentar para estados altos

**Figura24**

*Curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Arroyo.*



En transversal con barras (Arroyo), las probabilidades se distribuyen más que en longitudinal y DS1 llega cerca de 100% para  $S_a \approx 3$ , mientras DS3 alcanza 50% para  $S_a=4$ .

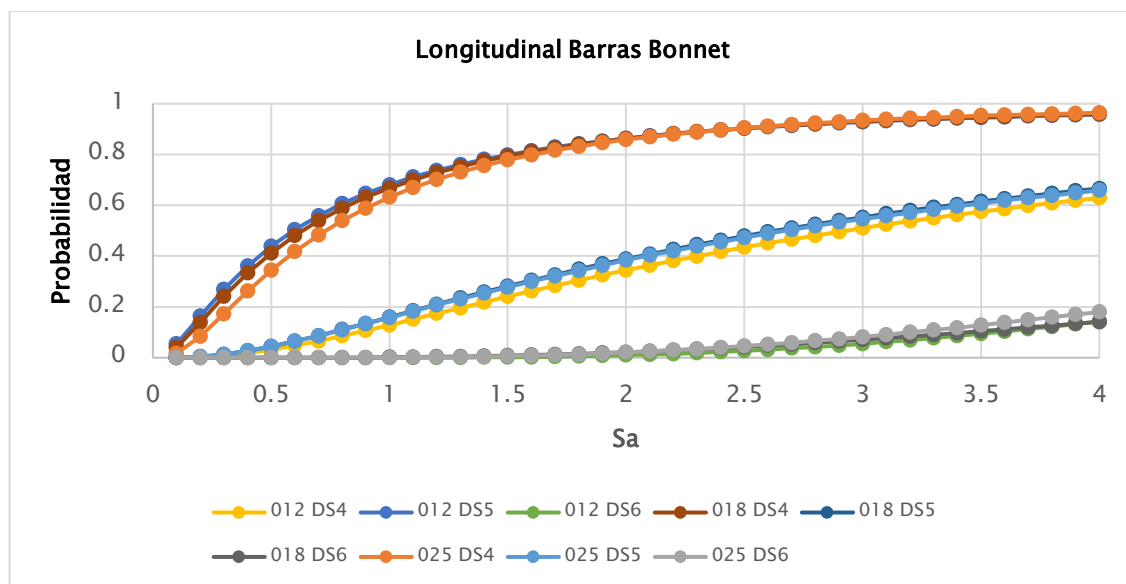
Debido a las pendientes presentadas, los estados DS<sub>1</sub> y DS<sub>2</sub> indican que estos ocurren en un rango muy estrecho de aceleraciones y reflejan una baja dispersión en la capacidad del sistema de modo que, hay una menor incertidumbre para estos, y que al superar cierto valor la ocurrencia es casi segura por lo que se tiene menor rango de error y los cálculos de seguridad son más representativos.

En el sentido transversal los estados  $DS_1$  y  $DS_2$  presentan comportamientos similares, a diferencia del estado  $DS_3$ , con valores de probabilidad particularmente bajos, donde las probabilidades de ocurrencia son tendientes a 0% hasta que  $S_a=1.5$  aproximadamente.

Ahora, de acuerdo con los parámetros de Bonnet se obtienen unos resultados dados por las gráficas a continuación. En la Figura25 y la Figura26 se alcanza a percibir una tendencia creciente y con curvas en grupos de 3 curvas para las 3 cuantías, donde las más altas probabilidades las tiene el estado de desempeño sísmico  $DS_4$ , seguido por el  $DS_5$  y por último el  $DS_6$  en el sentido longitudinal, mientras que en el sentido transversal el orden de las probabilidades es  $DS_4 > DS_6 > DS_5$ .

**Figura25**

*Curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Bonnet.*

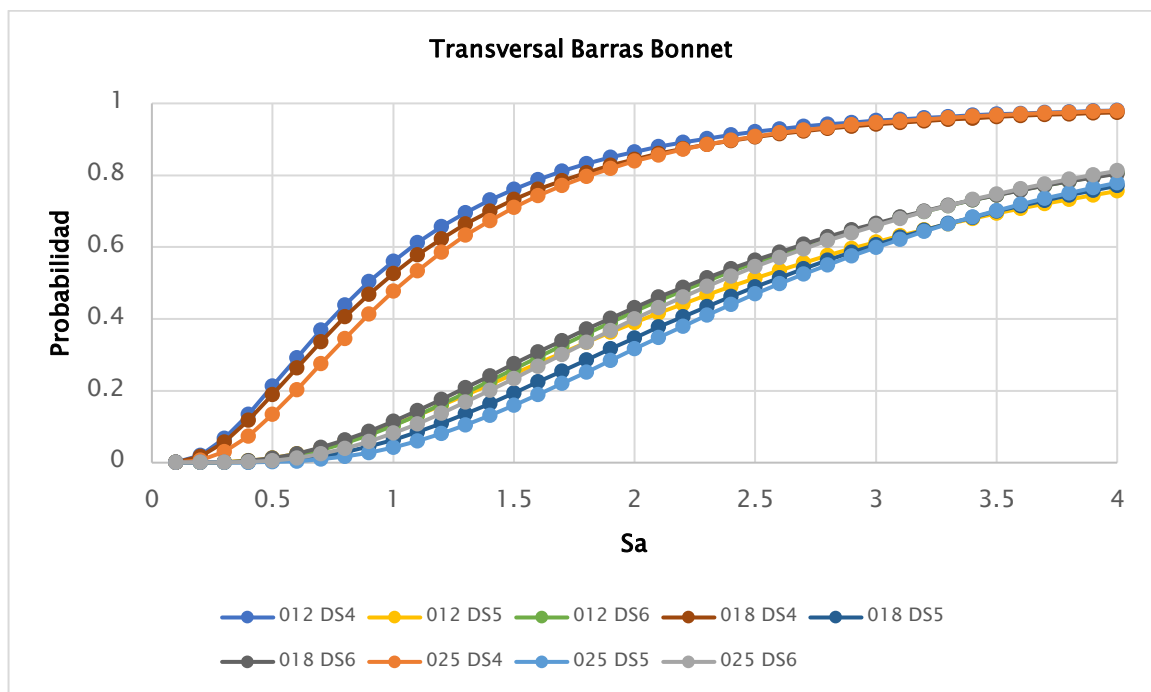


En la Figura25 observamos  $DS_4$  llega cerca de 90% a  $S_a=2.5$ , mientras  $DS_6$  apenas alcanza 20% a  $S_a=4$ , lo que marca una separación fuerte entre  $DS_4$  y  $DS_6$ . Esto sugiere que, bajo barras, el sistema puede entrar con alta probabilidad a  $DS_4$  sin necesariamente transitar con la misma facilidad hacia  $DS_6$ , lo que puede interpretarse como una mejora relativa del margen frente a daño extremo respecto a sistemas más frágiles.

En el caso del sentido transversal, las probabilidades de los 3 estados están más distribuidas (ver Figura26) en comparación con el sentido longitudinal, donde los estados presentaban probabilidades más cercanas una a la otra para todas las cuantías, lo que implica que según Bonnet la edificación es mucho más sensible a los cambios de cuantía, incidiendo en una diferencia de probabilidades más marcadas.

**Figura26**

*Curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Bonnet.*



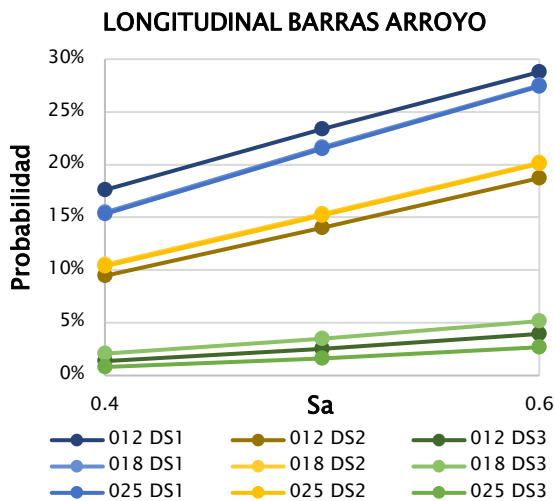
La Figura26 muestra que la probabilidad de daño aumenta con Sa para todas las cuantías (0.12%, 0.18%, 0.25%). El estado DS4 domina, crece rápido desde Sa=0.5–1.5 y alcanza probabilidades muy altas =0.9 alrededor de Sa=2–2.5, acercándose a 1 para Sa mayores. En cambio, DS5 y DS6 aumentan más lentamente y se mantienen por debajo de 1 incluso en Sa=4 =0.75–0.8.

**4.2.3 Resultados y discusión probabilidad de daño barras**

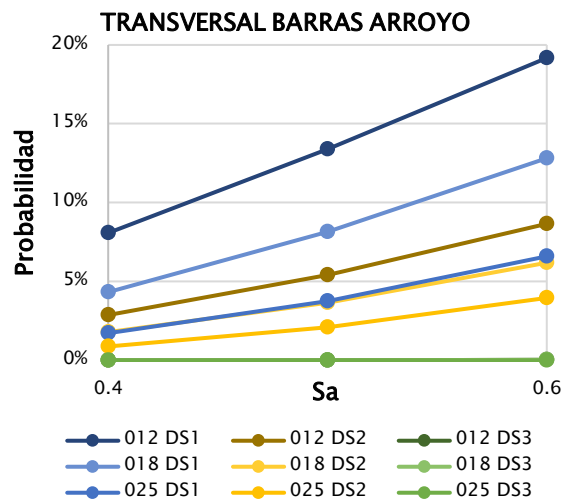
En las Figura23 y la Figura24 , limitando el valor de Sa entre el rango 0.4 y 0.6 valores del PMBD y PMCE respectivamente, es posible visualizar el comportamiento para este rango de aceleraciones.

Primero se realiza la revisión respecto a los parámetros de Arroyo:

**Figura27**  
Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Arroyo.



**Figura28**  
Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Arroyo.



Dichos valores para un Sa=0.4 y Sa=0.6 también se pueden observar en la tabla a continuación:

**Tabla 12**  
Probabilidades de cumplimiento PBDE y PMCE con el uso de barras – Arroyo.

Arroyo	Cuantía	DS <sub>1</sub>	DS <sub>2</sub>	DS <sub>3</sub>	
Probabilidad PDBE Barras	Longitudinal	012	20.52%	10.45%	2.37%
		018	15.50%	9.53%	2.05%
		025	15.32%	9.35%	0.82%
	Transversal	012	8.08%	2.85%	0.00%
		018	4.30%	1.77%	0.00%
		025	1.73%	0.88%	0.00%
Probabilidad PMCE Barras	Longitudinal	012	32.11%	20.71%	5.94%
		018	27.53%	20.20%	5.15%
		025	27.43%	20.06%	2.66%

<b>Transversal</b>	<b>012</b>	19.18%	8.64%	0.01%
	<b>018</b>	12.83%	6.20%	0.01%
	<b>025</b>	6.58%	3.94%	0.00%

Las diferencias entre las probabilidades del PMCE y PDBE se encuentran en la siguiente tabla:

**Tabla 13**

*Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PDBE y PMCE con el uso de barras – Arroyo.*

<b>Arroyo</b>		<b>Cuantía</b>	<b>DS<sub>1</sub></b>	<b>DS<sub>2</sub></b>	<b>DS<sub>3</sub></b>
<b>Diferencia entre PDBE y PMCE</b>	<b>Longitudinal</b>	<b>012</b>	11.59%	10.26%	3.57%
		<b>018</b>	12.03%	10.67%	3.10%
		<b>025</b>	12.11%	10.71%	1.84%
	<b>Transversal</b>	<b>012</b>	11.11%	5.79%	0.01%
		<b>018</b>	8.52%	4.43%	0.01%
		<b>025</b>	4.85%	3.06%	0.00%

En la Figura27 sentido longitudinal con barras (Arroyo) en  $S_a=0.4$  y  $0.6$  conecta directamente con la Tabla 12, mostrando en el rango de interés cómo cambian probabilidades entre PDBE y PMCE. Permite ver que, aunque las curvas completas lleguen a probabilidades altas en  $S_a$  grandes, en el rango de diseño adoptado las probabilidades longitudinales con barras son moderadas y responden al aumento de cuantía, lo que sustenta comparaciones objetivas contra el caso de mallas.

Por otra parte la Figura28, en el sentido transversal con barras (Arroyo) muestra que, en  $S_a=0.4$  y  $0.6$ , las probabilidades son más bajas que en longitudinal y que DS3 es prácticamente nulo para PDBE y casi nulo para PMCE, esto evidencia un margen de seguridad alto en transversal para estados severos bajo barras.

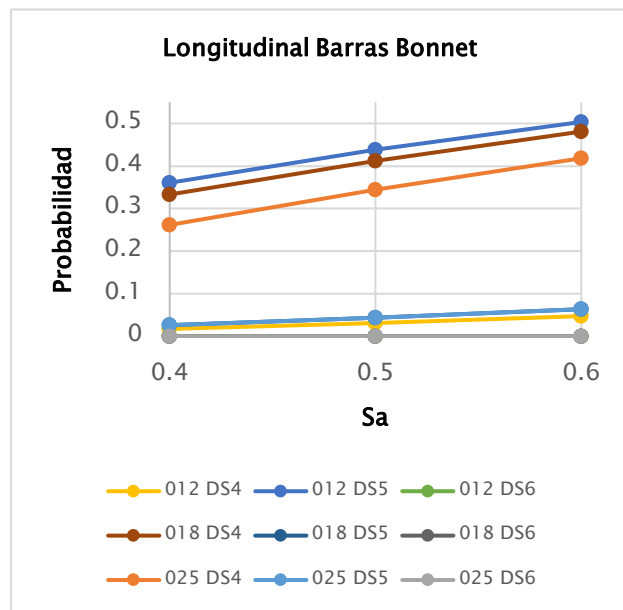
La diferencia PMCE–PDBE con barras (Arroyo) muestra incrementos más concentrados en DS1 y DS2, con DS3 mucho menor, en longitudinal, DS1 aumenta 11.59–12.11% casi constante, señalando que gobierna el incremento más que la cuantía en ese estado; en transversal,

la diferencia de DS1 disminuye con cuantía 11.11%→4.85%, evidenciando que el refuerzo reduce sensibilidad al cambio de escenario en la dirección menos crítica. Esto fortalece que si el objetivo es robustecer transversal frente a escenarios más severos, el incremento de cuantía con barras es altamente efectivo.

Repitiendo el mismo proceso con los parámetros de Bonnet se tiene:

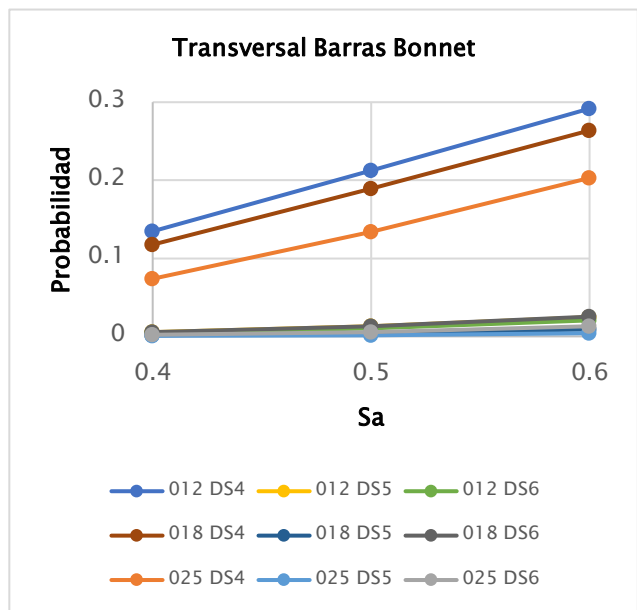
**Figura29**

*Sección curvas de fragilidad sentido longitudinal uso de barras - Bonnet.*



**Figura30**

*Sección curvas de fragilidad sentido transversal uso de barras - Bonnet.*



**Tabla 14**

*Probabilidades de cumplimiento PDBE y PMCE con el uso de barras - Bonnet.*

Bonnet		Cuantía	DS <sub>4</sub>	DS <sub>5</sub>	DS <sub>6</sub>
Probabilidad PDBE Barras	Longitudinal	012	36.10%	2.80%	0.00%
		018	33.28%	2.64%	0.00%
		025	26.15%	2.55%	0.00%
	Transversal	012	13.48%	0.56%	0.58%
		018	11.77%	0.12%	0.52%
		025	7.41%	0.04%	0.19%
Probabilidad PMCE Barras	Longitudinal	012	50.40%	6.74%	0.00%
		018	48.07%	6.43%	0.00%
	Transversal	025	41.79%	6.40%	0.00%
		012	29.20%	2.44%	2.12%

	<b>018</b>	26.34%	0.91%	2.01%
	<b>025</b>	20.27%	0.41%	1.28%

Las diferencias entre las probabilidades del PMCE y PDBE se encuentran en la siguiente tabla:

**Tabla 15**

*Diferencia entre probabilidades de ocurrencia de PBDE y PMCE con el uso de barras – Bonnet.*

Bonnet		Cuantía	DS <sub>4</sub>	DS <sub>5</sub>	DS <sub>6</sub>
Diferencia entre PDBE y PMCE	Longitudinal	<b>012</b>	14.30%	3.94%	0.00%
		<b>018</b>	14.79%	3.79%	0.00%
		<b>025</b>	15.63%	3.85%	0.00%
	Transversal	<b>012</b>	15.72%	1.89%	1.54%
		<b>018</b>	14.58%	0.79%	1.49%
		<b>025</b>	12.86%	0.37%	1.09%

Probabilidades PDBE/PMCE con barras (Bonnet) muestran un contraste fuerte entre estados: DS<sub>4</sub> es moderado (longitudinal PDBE 36.10%→26.15% al subir cuantía; PMCE 50.40%→41.79%), DS<sub>5</sub> es muy bajo (2.5% PDBE y 6.4% PMCE en longitudinal) y DS<sub>6</sub> es 0% en longitudinal para todas las cuantías. Tenemos que bajo barras, el daño extremo longitudinal DS<sub>6</sub> no aparece en estos escenarios, lo que sugiere que el umbral es muy exigente o que la respuesta longitudinal no alcanza ese nivel de demanda. En transversal, DS<sub>6</sub> es pequeño, pero nulo por ejemplo 0.58% en PDBE 0.12%, y además puede superar a DS<sub>5</sub>.

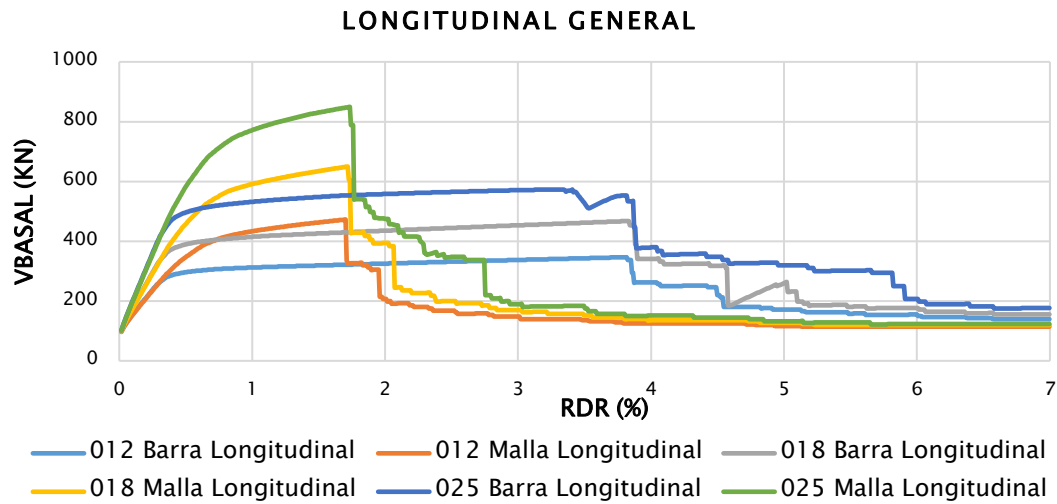
### 4.3 Resultados y Discusión según el tipo de refuerzo utilizado.

#### 4.3.1 Resultados y Discusión de análisis pushover según el tipo de refuerzo utilizado.

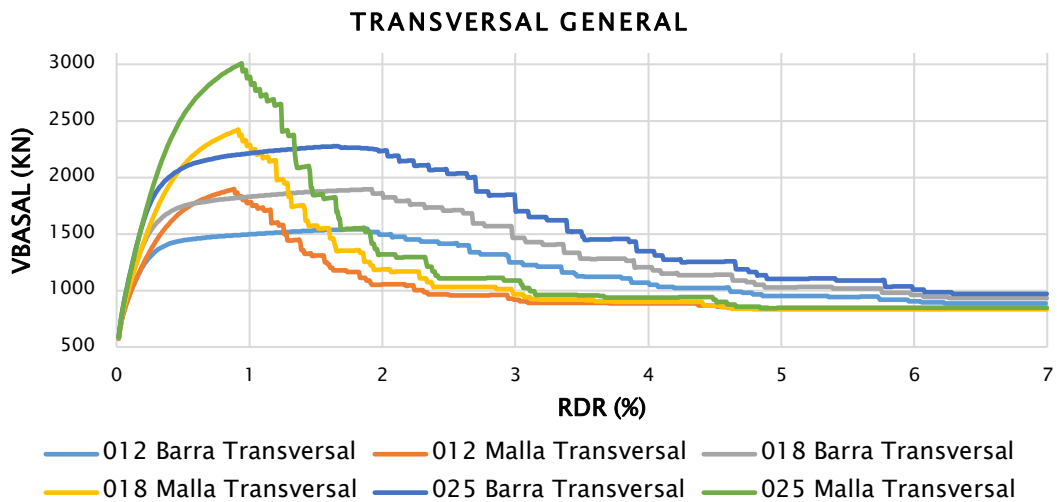
Para analizar esto se consolidaron los resultados de barras y mallas en dos gráficas según las direcciones de la edificación:

**Figura31**

Consolidado curvas de capacidad sentido longitudinal ambos refuerzos.

**Figura32**

Consolidado curvas de capacidad sentido transversal ambos refuerzos.



Según las gráficas anteriores y las Tabla 6 y Tabla 11, los resultados para mallas dominan en ambas direcciones, en el sentido transversal los valores de cortante alcanzan un valor de 3009.41 kN vs los 2274.35 kN de las barras. En el sentido longitudinal se obtienen hasta 849.47 kN en las mallas vs 573.20 kN de las barras.

Respecto al RDR las barras alcanzan valores más altos que las mallas, siendo el valor máximo de 3.83% vs el 1.73% de las mallas, por ende, la ductilidad es mayor para las barras.

Los muros con mallas tienen una mayor rigidez inicial, pero colapsan antes. Esto sugiere un comportamiento más frágil. En el caso de las barras, se presenta una menor rigidez, pero se absorbe mayor deformación, lo que proporciona un comportamiento más seguro ante demandas sísmicas. Esto puede observarse con las pendientes de las curvas, fijándose en que las mallas tienen pendientes más verticales mientras que las barras presentan una inclinación más horizontal y el hecho de que las curvas para barras mantienen valores más altos por más tiempo luego de la caída post-pico.

La comparación según el tipo de refuerzo se encuentra a continuación:

**Tabla 16**

*Comparativo valores máximos de cortante según tipo de refuerzo.*

		<b>Cortante<sub>max</sub> (kN)</b>	
		<b>Barras</b>	<b>Mallas</b>
<b>Longitudinal</b>	<b>012</b>	346.7123	472.7293
	<b>018</b>	467.6544	649.8344
	<b>025</b>	573.2013	849.4723
<b>Transversal</b>	<b>012</b>	1543.6031	1896.7463
	<b>018</b>	1895.2402	2422.2759
	<b>025</b>	2274.3529	3009.4131

Ahora, revisando la misma información para el RDR se tiene lo siguiente:

**Tabla 17**

*Comparativo valores máximos de RDR según tipo de refuerzo.*

		<b>Rdr<sub>max</sub> (%)</b>	
		<b>Barras</b>	<b>Mallas</b>
<b>Longitudinal</b>	<b>012</b>	3.8153	1.7028
	<b>018</b>	3.8313	1.7189
	<b>025</b>	3.4056	1.7349
<b>Transversal</b>	<b>012</b>	1.8876	0.8835
	<b>018</b>	1.9197	0.9157
	<b>025</b>	1.6466	0.9398

El comparativo de cortante máximo en Tabla 16 evidencia cuantitativamente el dominio resistente de las mallas: para 0.25% longitudinal, mallas 849.47 kN vs barras 573.20 kN; transversal, mallas 3009.41 kN vs barras 2274.35 kN. Las mallas incrementan significativamente la capacidad de cortante, lo que mejora control de respuesta en régimen elástico, pero debe verse junto con la fragilidad post-pico, mayor resistencia con degradación abrupta puede aumentar el riesgo de pérdida rápida de capacidad una vez superado el máximo.

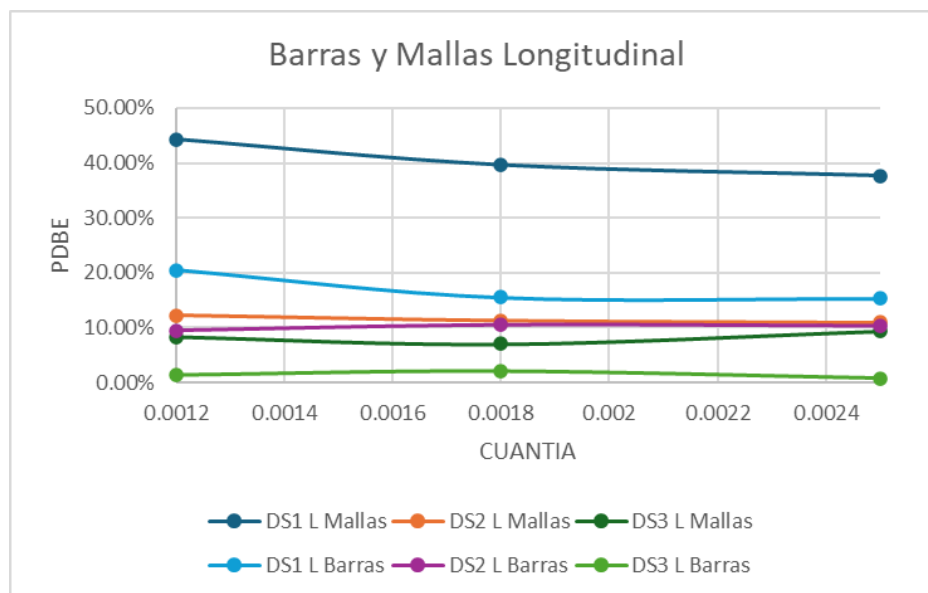
El comparativo de RDR máximo en Tabla 17 muestra lo contrario barras duplican aproximadamente la deformabilidad respecto a mallas, por ejemplo, longitudinal 3.83% vs 1.73%. Esto evidencia que barras proporcionan una respuesta más flexible y con mayor ductilidad, lo cual es crucial en desempeño bajo demandas fuertes porque incrementa la capacidad de disipar energía mediante deformaciones inelásticas sin colapsar abruptamente. Además, confirma que la dirección longitudinal siempre presenta los mayores RDR.

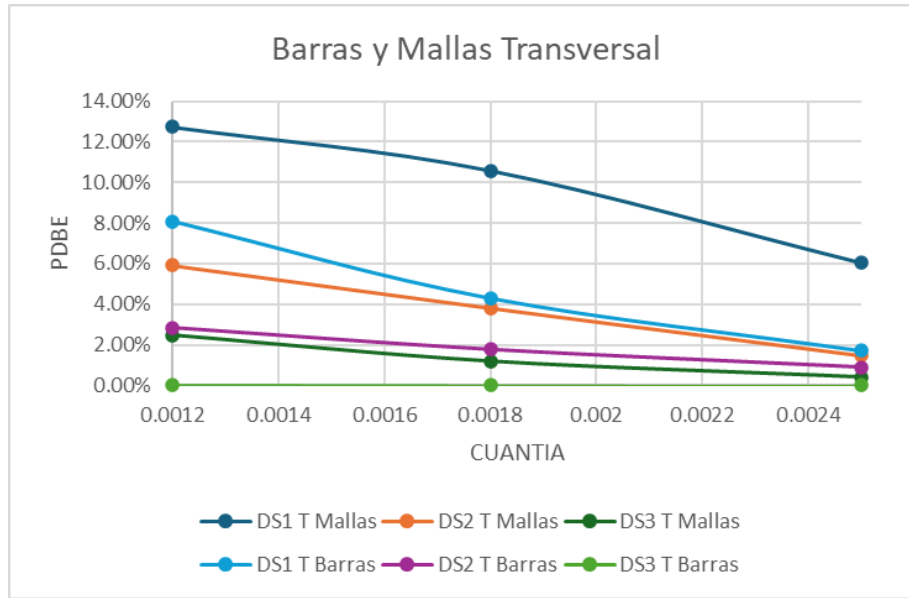
#### **4.3.2 Resultados y Discusión probabilidad de daño PMCE y PDBE según el tipo de refuerzo utilizado.**

Haciendo tabulación de los valores obtenidos de PMCE y PDBE de acuerdo con el refuerzo utilizado, se obtiene la siguiente tabla:

**Tabla 18***Comparativo valores PDBE según tipo de refuerzo.*

ESTADO	CUANTÍA	COMPARATIVO PDBE			
		LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
		MALLAS	BARRAS	MALLAS	BARRAS
DS1	0.0012	44.24%	20.52%	12.74%	8.08%
	0.0018	39.58%	15.50%	10.59%	4.30%
	0.0025	37.62%	15.32%	6.03%	1.73%
DS2	0.0012	12.26%	10.45%	5.93%	2.85%
	0.0018	11.32%	9.53%	3.83%	1.77%
	0.0025	10.95%	9.35%	1.48%	0.88%
DS3	0.0012	9.37%	2.37%	2.46%	0.00%
	0.0018	8.06%	2.05%	1.18%	0.00%
	0.0025	7.34%	0.82%	0.40%	0.00%

**Figura33.** Variación de PDBE con aumento de cuantía en Barras y Mallas Longitudinal.



**Figura34.** Variación de PDBE con aumento de cuantía en Barras y Mallas Transversal.

En la tabla 18 observamos el comparativo de PDBE por tipo de refuerzo es una evidencia para un mismo estado, cuantía y dirección, las mallas suelen presentar probabilidades mayores que las barras (por ejemplo, DS1 longitudinal 0.12%: 44.24% mallas vs 20.52% barras). Esto sugiere que, bajo el escenario PDBE ( $S_a=0.4$ ), el sistema con barras logra reducir la probabilidad de exceder estados de daño (especialmente en longitudinal), aun cuando sea más deformable en términos de RDR máximo. También se ve que aumentar cuantía reduce PDBE de manera consistente, con reducciones más marcadas en estados severos DS2 y DS3 y en transversal, donde el sistema puede llegar a probabilidades nulas (DS3 transversal con barras es 0.00% en todas las cuantías).

Para la Figura33, la variación de PDBE con cuantía en longitudinal barras y mallas sintetiza visualmente lo tabulado en la Tabla 18, al aumentar cuantía, PDBE disminuye, y las barras se mantienen por debajo de las mallas en probabilidad para los estados comparados, se observa que

el refuerzo incremental mejora desempeño, pero la vulnerabilidad longitudinal es más alto en mallas.

La variación transversal de PDBE con cuantía muestra un comportamiento mayor, la reducción con cuantía es fuerte y, con barras, ciertos estados severos prácticamente desaparecen (DS3 transversal), esto confirma que el aumento de cuantía especialmente con barras es efectivo para reducir la probabilidad de alcanzar estados de daño altos.

Ahora, en cuanto al PMCE se obtuvo:

**Tabla 19**

*Comparativo valores PMCE según tipo de refuerzo.*

ESTADO	CUANTÍA	COMPARATIVO PMCE			
		LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
		MALLAS	BARRAS	MALLAS	BARRAS
DS1	0.0012	60.33%	32.11%	27.22%	19.18%
	0.0018	55.70%	27.53%	24.35%	12.83%
	0.0025	54.02%	27.43%	17.00%	6.58%
DS2	0.0012	22.28%	20.71%	15.17%	8.64%
	0.0018	21.71%	20.20%	11.37%	6.20%
	0.0025	21.66%	20.06%	6.25%	3.94%
DS3	0.0012	17.11%	5.94%	7.42%	0.01%
	0.0018	15.24%	5.15%	4.62%	0.01%
	0.0025	15.22%	2.66%	2.25%	0.00%

En la tabla 19 se observa el comparativo de PMCE por tipo de refuerzo confirma que el escenario severo incrementa probabilidades en todos los casos, pero mantiene el mismo orden cualitativo: mallas > barras y longitudinal > transversal. En DS1 longitudinal 0.12%, PMCE es 60.33% (mallas) vs 32.11% (barras), una diferencia que evidencia que el tipo de refuerzo afecta significativamente la probabilidad de daño bajo sismos fuertes. En DS3, la diferencia es mayor, especialmente transversal, mallas tienen valores por ejemplo 7.42% en 0.12%, mientras barras son aproximadamente 0.00%. Esta tabla demuestra que aumentar la cuantía reduce el daño (más en

DS2/DS3) y las barras ofrecen mejor desempeño bajo PMCE, mientras las mallas, aunque más resistentes, resultan más vulnerables frente a demandas fuertes según los umbrales de daño definidos.

Los resultados del análisis para el PMCE evidencian que el tipo de refuerzo y la cuantía influyen de manera significativa en la probabilidad de daño de la edificación. En todos los estados de daño y para ambas direcciones, las mallas electrosoldadas presentan probabilidades de daño considerablemente mayores que las barras corrugadas, lo que confirma una mayor vulnerabilidad del sistema reforzado con mallas bajo demandas sísmicas severas.

Asimismo, se observa que el incremento de la cuantía de refuerzo reduce las probabilidades de daño, siendo este efecto más pronunciado en los estados de daño más severos DS2 y DS3 y en la dirección transversal, donde las probabilidades asociadas a las barras se aproximan a valores prácticamente nulos.

La comparación muestra que, si bien la dirección transversal presenta menores probabilidades de daño debido a su mayor rigidez, bajo PMCE las mallas continúan exhibiendo probabilidades relevantes de daño, mientras que las barras logran un desempeño claramente superior, incluso para cuantías moderadas. Los resultados del PMCE confirman que, ante escenarios sísmicos, el uso de barras corrugadas proporciona un margen de seguridad significativamente mayor, reforzando la necesidad de priorizar criterios de desempeño por deformación y estabilidad post-pico sobre criterios basados únicamente en resistencia.

## 5. Conclusiones

- El tipo de refuerzo modificó el equilibrio entre rigidez, resistencia y ductilidad del sistema. Los muros con malla electrosoldada desarrollaron una respuesta más rígida y mayores cortantes máximos, pero presentaron probabilidades de daño más altas, especialmente en la dirección longitudinal. A diferencia de los muros con barras mostraron una respuesta más flexible y con mayor capacidad de deformación, con probabilidades de daño menores bajo el mismo nivel de demanda sísmica, lo que indica un desempeño global más favorable. Esto se evidencia, por ejemplo, en el escenario PDBE-DS1 (longitudinal): con 0.25%, las mallas alcanzan 37.62%, mientras que las barras bajan a 15.32%; y en PMCE-DS1 (longitudinal), las mallas alcanzan 54.02% frente a 27.43% en barras. Aunque las mallas alcanzan mayores resistencias a 0.25% el cortante máximo longitudinal es 849.47 kN con malla vs 573.20 kN con barras, las barras logran mayores capacidades de deformación a 0.25% el RDR<sub>máx</sub> longitudinal es 3.405 en barras vs 1.734 en mallas, lo cual se traduce en menor vulnerabilidad y mejor desempeño frente a demandas severas.
- En los modelos con mallas, el aumento de cuantía de 0.12% → 0.18% → 0.25% incrementó el cortante máximo y redujo las probabilidades de daño, con efectos más notorios en la dirección longitudinal y bajo demanda PMCE. Por ejemplo, en PDBE DS1 (longitudinal) la probabilidad disminuye de 44.24% → 39.58% → 37.62%, y en PMCE-DS1 (longitudinal) disminuye de 60.33% → 55.70% → 54.02%. En dirección transversal, la mejora es mayor para DS1 en PDBE 12.74% → 10.59% → 6.03% y para DS3 en PMCE 7.42% → 4.62% → 2.25%. Sin embargo, aunque la mayor cuantía mejora el desempeño, incluso con 0.25% las mallas mantienen probabilidades relevantes en estados más exigentes, especialmente longitudinalmente por ejemplo, PMCE DS3 (longitudinal) =

15.22%. Esto confirma que, en muros delgados, la mayor rigidez de la malla no necesariamente se traduce en menor fragilidad, sino que puede asociarse a una respuesta más vulnerable bajo demandas altas.

- En los modelos con barras, el incremento de cuantía también mejoró el desempeño, reflejándose principalmente en una reducción de la vulnerabilidad en DS1 y una mejora significativa en la dirección transversal. En PDBE–DS1 (longitudinal) la probabilidad disminuye de 20.52% → 15.50% → 15.32%, y en PMCE DS1 (longitudinal) disminuye de 32.11% → 27.53% → 27.43%. En la dirección transversal, la reducción es mayor: PDBE–DS1 pasa de 8.08% → 4.30% → 1.73%, y PMCE DS1 de 19.18% → 12.83% → 6.58%. Además, en estados más severos, las barras muestran un desempeño notablemente superior: en PMCE DS6 (longitudinal) con 0.25% las barras reportan 0.00%, mientras que las mallas alcanzan 20.02%. En conjunto, los resultados indican que aumentar la cuantía en barras tiende a disminuir el riesgo de daño y, sobre todo, reduce la probabilidad de ocurrencia de estados severos, consolidando a las barras como mejor alternativa para controlar vulnerabilidad en demandas fuertes.
- En síntesis, el estudio confirma que tanto la cuantía mínima como el tipo de refuerzo controlan directamente la resistencia y las probabilidades de daño de edificaciones con muros delgados de concreto reforzado. La dirección longitudinal gobierna la vulnerabilidad del caso de estudio, y la reducción de cuantía hacia valores bajos como 0.12% incrementa de manera consistente el riesgo de daño, incluso en un contexto de amenaza sísmica baja. Aunque las mallas pueden aumentar rigidez y resistencia, presentan mayor fragilidad, en contraste, el uso de barras, especialmente con la cuantía mayor **evaluada 0.25%, ofrece el desempeño más favorable al reducir significativamente las**

probabilidades de daño y, en particular, la ocurrencia de estados severos bajo demanda PMCE. Por tanto, para optimizar seguridad estructural y disminuir vulnerabilidad en muros delgados, se recomienda priorizar barras y evitar configuraciones donde la malla electrosoldada sea el refuerzo principal del alma cuando el objetivo es minimizar el riesgo ante sismos severos.

### Referencias Bibliográficas

- Almeida, J., Prodan, O., Rosso, A., & Beyer, K. (2016). Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Cyclic Loading. *Earthquake Spectra*, pre-print 33, 323–345. Obtenido de <https://doi.org/10.6084/m9.figshare.3490754.v2>
- Arias-Lara, D., Rodriguez, D., Pérez-Liévana, K., & Muriá-Vila, D. (2023). Análisis de estrategias numéricas para el modelado no lineal de muros de concreto reforzado. . *XXIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA*. GUADALAJARA, MEXICO.
- Arroyo, O., Almeida, J., Hube, M., López, M., Vargas, A., & Santa María, H. (2020). Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions. 1074-1095. doi:<https://doi.org/10.1177/8755293020906841>
- Arroyo, O., Bonett, R., Vidales, F., Ocampo, J., Feliciano, D., Carrillo, J., & Novoa, D. (2024). *Seismic fragility assessment of reinforced concrete wall buildings in Colombia: Insights and implications for earthquake-resistant design* (Vol. 41(1)). *Earthquake Spectra*. doi:10.1177/87552930241297564
- Arroyo, O., Carrillo, J., Feliciano, D., & Hube, M. (2021). Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh. *Engineering Structures*, 241. doi:10.1016/j.engstruct.2021.112455.
- Arroyo, O., Feliciano, D., Novoa, D., & Valcárcel, J. (2024). opseestools: A Python library to streamline OpenSeesPy workflows, SoftwareX,. 27. doi:[doi.org/10.1016/j.softx.2024.101832](https://doi.org/10.1016/j.softx.2024.101832)
- Arteta, C. A., & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard-consistent analysis of engineering systems. doi:<https://doi.org/10.1193/121317EQS261M>
- Arteta, C., Blandón, C., León, R., & Carrillo, J. (2018). Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. *Reporte CEER - Colombian Earthquake Engineering Research Network* (002). doi:10.13140/RG.2.2.17919.97445.
- Blandón, C., Rave, J., & Bonett, R. (2015). Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales. *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Bogotá.
- Carrillo, J., Díaz, C., & Arteta, C. (2019). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Materials*, 195, 352–362. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096>

- Hamood, A., Sen, D., & Monical, J. (2025). Seismic Capacity Assessment of Reinforced Concrete Buildings in the 2023 Turkey Earthquake: Relation of Base Shear Strength Coefficients and RC Wall Area Ratios to Damage and Comparison with Other Earthquake-Prone Countries. *Research Square*. doi:<https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-6711430/v1>
- Hoult, R. (2018). Minimum longitudinal reinforcement requirements proposed for limited-ductile rc walls in as 3600. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 17, 1. Australian structural engineering conference. doi:0.56748/ejse.17218.
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021). Three-dimensional shear-flexure interaction model for analysis of non-planar reinforced concrete walls. *Building Engineering*, 44, 102946. doi:10.1016/j.job.2021.102946.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2016). MVLEM - Multiple-Vertical-Line-Element-Model for RC Walls. Obtenido de [https://opensees.ist.berkeley.edu/wiki/index.php?title=MVLEM\\_-\\_Multiple-Vertical-Line-Element-Model\\_for\\_RC\\_Walls](https://opensees.ist.berkeley.edu/wiki/index.php?title=MVLEM_-_Multiple-Vertical-Line-Element-Model_for_RC_Walls)
- Lu, Y., & Henry, R. (2015). Sesismic Behaviour of reinforced concrete walls with minimum vertical reinforcement. *Concrete – Innovation and Design, fib Symposium, Copenhagen May 18-20*.
- Lu, Y., & Henry, R. (2018). Comparison of Minimum Vertical Reinforcement Requirements for Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 115. doi:10.14359/51701146.
- Lu, Y., Henry, R., Gultom, R., & Ma, Q. (2017). Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement. *Structural Engineering*, 143, 04016225. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723
- Massone, L., Valenzuela, J., & Rojas, F. (2023). Minimum longitudinal reinforcement in rectangular and flanged reinforced concrete walls. *Structures*, 55, 1342–1353. doi:10.1016/j.istruc.2023.06.104.
- Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Decreto 926 de marzo 19 de 2010)*.
- Nilson, A., Darwin, D., & Dolan, C. (2010). *Design of concrete structures* (Vol. 4th ed.). McGraw-Hill Education.
- Ortega, R., Torres, P., Marulanda, J., Thomson, P., & Areiza, G. (2020). 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>
- Puranam, A., & Pujol, S. (2017). Minimum Flexural Reinforcement in Reinforced Concrete Walls. Santiago Chile: 16th World Conference on Earthquake, Paper N° 1059.
- Rodriguez, J. (s.f). Muros delgados. Concreto reforzado, riesgo contruido. *Universidad del Norte*.  
Obtenido de Intellecta: <https://www.uninorte.edu.co/web/intellecta/muros-delgados-concreto-reforzado-riesgo-construido>
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R., Chai, Y., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications. *Earthquake Spectra*. 30. 307-334. doi:10.1193/021713EQS036M.
- Suquillo, B., Rojas, F., & Massone, L. (2024). Seismic Performance Evaluation of a Chilean RC Building Damaged during the Mw8.8 Chile Earthquake. *Buildings*, 14 (4), 1028. doi:10.3390/buildings14041028

## Apéndice

## Apéndice A

MUROS EN X							
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V <sub>2</sub>
						[kN]	[kN]
N.E. 2.45	M01-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	329.1799	77.4229
N.E. 2.45	M4-3	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	445.7391	101.2362
N.E. 2.45	M2-3	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	507.0549	87.1412
N.E. 2.45	M3-3	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	154.1657	11.6046
N.E. 2.45	M2-4	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	507.0549	87.1412
N.E. 2.45	M3-4	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	154.1657	11.6046
N.E. 2.45	M01-4	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	329.1798	77.4229
N.E. 2.45	M4-4	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	445.7389	101.2357
N.E. 2.45	M6-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	1176.9457	246.7672
N.E. 2.45	M5-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	294.6706	24.4913
N.E. 2.45	M5-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	289.0375	24.5278
N.E. 2.45	M7-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	843.0047	354.4779
N.E. 2.45	M7-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	843.0047	354.4779
N.E. 2.45	M5-3	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	294.6706	24.4913
N.E. 2.45	M5-4	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	289.0375	24.5278
N.E. 2.45	M6-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	1176.9457	246.7672
N.E. 2.45	M4-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	437.3616	101.1373
N.E. 2.45	M01-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	341.612	78.6021
N.E. 2.45	M2-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	294.1403	79.4279
N.E. 2.45	M3-1	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	106.8485	11.229
N.E. 2.45	M3-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	106.8485	11.229
N.E. 2.45	M2-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	294.1403	79.4279
N.E. 2.45	M4-2	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	437.3616	101.1373
N.E. 2.45	M01-3	SismoX	LinRespSpec	Max	Bottom	341.612	78.6021

MUROS EN Y							
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V <sub>2</sub>
						[kN]	[kN]
N.E. 2.45	M9-5	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	12.2145	67.5329
N.E. 2.45	M9-6	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0007	64.6277
N.E. 2.45	M11-1	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	111.1491	150.8886
N.E. 2.45	M11-2	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	111.1491	150.8886
N.E. 2.45	M9-7	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0007	64.6277
N.E. 2.45	M9-8	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	12.2146	67.533
N.E. 2.45	M8-1	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.00001322	251.5905
N.E. 2.45	M10-1	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	140.0611
N.E. 2.45	M10-2	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	9.574E-06	195.3334
N.E. 2.45	M12-1	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0008	4.6172
N.E. 2.45	M12-2	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0009	4.6172
N.E. 2.45	M12-A (1)	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.00001052	4.332
N.E. 2.45	M12-3	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0008	4.6172
N.E. 2.45	M12-4	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0009	4.6172
N.E. 2.45	M12-A (2)	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.00001184	4.332
N.E. 2.45	M10-3	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	9.776E-06	195.3334
N.E. 2.45	M10-4	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	140.0611
N.E. 2.45	M8-2	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.00000731	251.5905
N.E. 2.45	M9-1	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	12.2145	67.5329
N.E. 2.45	M9-2	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0006	64.6277
N.E. 2.45	M11-A	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	41.5485	8.2325
N.E. 2.45	M11-C	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	100.7386	78.5236
N.E. 2.45	M11-B	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	41.5486	8.2325
N.E. 2.45	M11-D	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	100.7386	78.5236
N.E. 2.45	M9-3	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	0.0006	64.6277
N.E. 2.45	M9-4	SismoY	LinRespSpec	Max	Bottom	12.2145	67.5329