

Desempeño estructural de edificaciones con muros de carga de bajo espesor: Impacto de las variaciones del refuerzo frente a condiciones sísmicas. Estudio de caso en Casanare, Colombia.

Xavier David Ariza Chamorro.

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

Director

Orlando Arroyo Amell.

PhD. en ingeniería civil con énfasis en optimización estructural. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Universidad Industrial de Santander
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas
Escuela de Ingeniería Civil
Maestría en Ingeniería Estructural
Bucaramanga
2026

Dedicatoria

A Jhonny, Thor y Tonny.

Agradecimientos

A todas las personas que brindaron su apoyo para lograr ser un mejor profesional y persona.
Reconocimiento especial al Doctor Orlando Arroyo Amell quien fue la guía que impulso el desarrollo de este proyecto, mil gracias.

Tabla de contenido

Introducción	11
1. Planteamiento del problema	13
2. Justificación.....	15
3. Objetivos.....	16
3.1 Objetivo general.....	16
3.2 Objetivos específicos	16
4. Hipótesis	17
5. Marco teórico.....	18
5.1 Normatividad vigente sismorresistencia en Colombia	18
5.2 Normatividad vigente sobre la calidad de refuerzo estructural	18
5.3 Sistema De Muros De Carga.....	19
5.4 Alertas tempranas uso de muro estructurales.....	19
5.5 Análisis Dinámico Elástico Espectral.....	20
5.6 Procedimiento No Lineal Estático De Plastificación Progresiva “PUSHOVER”	21
5.7 MVLEM - Elementos de Líneas Verticales Múltiples	22
5.8 Antecedentes y/o revisión de la literatura.....	24
6. Metodología.....	28
6.1 Procedimiento	28
7. Resultados.....	45
7.1 Resultados y discusión de resultados Basados en Cortante y Deriva de Techo	45
7.2 Resultados Basados en probabilidad de cumplimiento del PMCE y PDBE.....	50
7.2.1 Resultados basados en la probabilidad de excedencia respecto a la cuantía.	57
8. Discusión de resultados	58
8.1 Discusión Basada en probabilidad de colapso PMCE y PDBE.....	58

8.1.1	Discusión de la probabilidad de excedencia respecto a la cuantía.....	62
9.	Conclusiones.....	63
	Referencias Bibliográficas	65

Lista de tablas

Tabla 1 Definición zona de amenaza sísmica de los municipios de Colombia.	30
Tabla 2 Control del programa para modelación.....	31
Tabla 3 Revisión de fuerzas en la base del edificio caso estudio.	33
Tabla 4 Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido X.....	36
Tabla 5 Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido Y.....	36
Tabla 6 Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros protagónicos en X.	40
Tabla 7 Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros protagónicos en Y.	41
Tabla 8 Revisión de masa gravitacional en sentido X por nivel.....	41
Tabla 9 Revisión de masa gravitacional en sentido Y por nivel.....	42
Tabla 10 Revisión de masa sísmica en sentido X por nivel.....	42
Tabla 11 Revisión de masa sísmica en sentido Y por nivel.....	42
Tabla 12 Valores máximos pushover sentido transversal.....	45
Tabla 13 Valores máximos pushover sentido longitudinal.....	45
Tabla 14 Diferencia de cortante basal máximo según refuerzo utilizado.....	49
Tabla 15 Diferencia del RDR máximo según refuerzo utilizado.....	49
Tabla 16 Probabilidad PMCE para barras en ambos sentidos.....	53
Tabla 17 Probabilidad PMCE para mallas en ambos sentidos.....	53
Tabla 18 Probabilidad PDBE para barras en ambos sentidos.....	53
Tabla 19 Probabilidad PDBE para mallas en ambos sentidos.....	53
Tabla 20 PMCE según cuantía mallas.....	59
Tabla 21 PMCE según cuantía barras.....	59
Tabla 22 PDBE según cuantía mallas.....	60

Tabla 23 PDBE según cuantía barras..... 61

Lista de figuras

Figura 1	Representación elementos MVLEM y de las rotaciones y desplazamientos.	23
Figura 2	Representación modelo tridimensional MVLEM desglosado.	23
Figura 3	Ubicación del municipio de Tauramena, Casanare, Colombia.	29
Figura 4	Planta edificio caso estudio.	29
Figura 5	Modelo 3D edificio estudio.	30
Figura 6	Zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones según la NSR10.	31
Figura 7	Ejemplo revisión cargas aplicadas caso estudio.	32
Figura 8	Ejemplo revisión en software del espectro de diseño caso estudio.	33
Figura 9	Ejemplo verificación de deriva máximas en X caso estudio.	34
Figura 10	Ejemplo verificación de deriva máximas en Y caso estudio.	34
Figura 11	Verificación ausencia de fallas en los elementos edificación caso estudio.	35
Figura 12	Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido X.	37
Figura 13	Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido Y.	37
Figura 14	Revisión todos los muros caso estudio en sentido X.	38
Figura 15	Revisión todos los muros caso estudio en sentido Y.	38
Figura 16	Muros protagónicos caso estudio en sentido X.	39
Figura 17	Muros protagónicos caso estudio en sentido Y.	39
Figura 18	Gráfica sentido transversal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas.	46
Figura 19	Gráfica sentido transversal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de barras.	46
Figura 20	Gráfica sentido longitudinal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas.	46
Figura 21	Gráfica sentido longitudinal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de barras.	46
Figura 22	Gráfica sentido transversal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas y barras. ...	48

- Figura 23** Gráfica sentido longitudinal RDR Vs V_{basal} caso estudio, uso de mallas y barras. . 48
- Figura 24.** Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido Longitudinal..... 51
- Figura 25.** Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido Transversal..... 51
- Figura 26.** Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido Longitudinal 52
- Figura 27.** Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido Transversal 52
- Figura 28.** Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de mallas sentidos longitudinal y transversal. 55
- Figura 29.** Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de barras sentidos longitudinal y transversal. 56
- Figura 30** Variación de PDBE con el aumento de cuantía en barras en el sentido longitudinal 57
- Figura 31** Variación de PDBE con el aumento de cuantía en mallas en el sentido longitudinal 57
- Figura 32** Variación de PDBE con el aumento de cuantía en barras en el sentido transversal .. 57
- Figura 33** Variación de PDBE con el aumento de cuantía en mallas en el sentido transversal.. 57
- Figura 34** Variación de PDBE con el aumento de cuantía en el sentido longitudinal 62
- Figura 35** Variación de PDBE con el aumento de cuantía en el sentido Transversal..... 62

Resumen

Título: Desempeño estructural de edificaciones con muros de carga de bajo espesor: Impacto de las variaciones del refuerzo frente a condiciones sísmicas. Estudio de caso en Casanare, Colombia.*

Autor: Xavier David Ariza Chamorro**

Palabras Clave: Muros delgados en concreto reforzado, desempeño sísmico, Malla electrosoldada, Barras Corrugadas, Cuantía, Análisis no lineal, Colapso, Fluencia, Ruptura

Descripción: En Colombia, la creciente demanda de Vivienda de Interés Social (VIS) ha impulsado el uso de sistemas industrializados que emplean muros estructurales delgados de concreto reforzado, con espesores entre 80 y 120 mm. Aunque estos sistemas ofrecen ventajas en eficiencia constructiva y reducción de costos, su comportamiento sísmico plantea preocupaciones técnicas, especialmente en zonas de amenaza sísmica alta.

Esta investigación evalúa el desempeño sísmico de una edificación de mediana altura ubicada en Tauramena, Casanare, considerando variaciones en la cuantía de refuerzo y el tipo de acero utilizado (mallas electrosoldadas vs. barras Corrugadas). Se empleó un enfoque numérico mediante análisis no lineales en los programas ETABS y OpenseesPy, desarrollando siete modelos estructurales para comparar la respuesta ante eventos sísmicos.

Los resultados evidencian que los muros reforzados con malla electrosoldada presentan una mayor probabilidad de falla frente a sismos, en comparación con aquellos reforzados con barras Corrugadas. Además, se concluye que la disminución a la cuantía de refuerzo establecida por la NSR-10 con base en el cortante es insuficiente para garantizar un desempeño sísmico adecuado, lo que sugiere la necesidad de revisar y actualizar la normativa vigente.

El estudio contribuye al entendimiento del comportamiento de muros delgados en edificaciones de baja y mediana altura, proponiendo criterios técnicos que mejoran la seguridad estructural y apoyan el desarrollo de metodologías de diseño más rigurosas en el contexto colombiano.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Orlando Arroyo Amell. PhD. en Ingeniería Civil.

Abstract

Title: Structural Performance of Low-Thickness Load-Bearing Wall Buildings: Impact of Reinforcement Variations under Seismic Conditions. A Case Study in Casanare, Colombia *

Author: Xavier David Ariza Chamorro**

Key Words: Collapse, Conventional bars, Creep, Reinforcement ratio, Rupture, Seismic performance, Thin structural walls, Welded wire mesh, nonlinear analysis.

Description: In Colombia, the growing demand for Social Interest Housing (VIS) has led to the widespread use of industrialized construction systems featuring thin reinforced concrete structural walls, with thicknesses ranging from 80 to 120 mm. While these systems offer advantages in terms of construction efficiency and cost reduction, their seismic performance raises technical concerns, especially in regions with high seismic hazard.

This study evaluates the seismic performance of a mid-rise building located in Tauramena, Casanare, considering variations in reinforcement ratio and steel type (welded wire mesh vs. conventional bars). A numerical approach was employed using nonlinear analyses in ETABS and OpenseesPy, developing seven structural models to assess the response under seismic events.

Results indicate that walls reinforced with welded wire mesh exhibit a higher probability of failure compared to those reinforced with conventional bars. Furthermore, the minimum reinforcement ratio established by the Colombian seismic code (NSR-10) is found to be insufficient to ensure adequate seismic performance, highlighting the need for code revision and updates.

This research contributes to the understanding of thin wall behavior in low- and mid-rise buildings and proposes technical criteria to enhance structural safety. It also supports the development of more rigorous design methodologies within the Colombian context.

* Degree Work

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering, School of Civil Engineering. Director: Orlando Arroyo Amell, PhD in Civil Engineering.

Introducción

La infraestructura constituye una base fundamental en el desarrollo de los países. Su planificación y gestión no deben limitarse únicamente a criterios económicos, sino que deben incorporar consideraciones que garanticen la protección de la vida humana y el uso responsable de los recursos naturales en concordancia con los principios del desarrollo sostenible.

El crecimiento acelerado de la población mundial ha incrementado significativamente la demanda de infraestructura destinada a servicios esenciales como educación, salud, vivienda y transporte. Esta expansión ha conllevado una mayor exposición de las estructuras y de la población a amenazas naturales, y particularmente en el caso de Colombia la infraestructura se encuentra expuesta ante amenaza sísmica alta debido a su ubicación en el cinturón de Fuego del Pacífico y la convergencia de varias placas tectónicas.

Ante este panorama, resulta imperativo promover el diseño y la construcción de infraestructura que no solo cumpla con los estándares actuales, sino que además contribuya a la reducción de vulnerabilidades. En este sentido, la infraestructura debe desempeñar un rol activo en la gestión del riesgo y en la promoción del bienestar humano, garantizando la integridad estructural y funcional y, por ende, minimizando el impacto económico y la carga operativa de los organismos de emergencia.

Sin embargo, se ha evidenciado que en Colombia cada vez es más difícil cumplir con los niveles de desempeño exigidos internacionalmente usando las técnicas convencionales de construcción, ya que la normatividad local (NSR-10¹) debe ajustarse y actualizarse a los lineamientos reflejados en las más recientes investigaciones y experiencias en el área de la sismorresistencia, o a lineamientos internacionales como ASCE² 7-16 y ACI 318-25. En realidad, en múltiples investigaciones acerca de ello, se ha alertado sobre la poca adaptación de la normativa local y ante todo, la evaluación insuficiente del comportamiento dinámico de las estructuras construidas mediante sistemas industrializados en el país.

Consecuentemente, en busca de la reducción de peso estructural y optimización de costos en edificaciones existe una continua preocupación debido a que se ha popularizado la disminución

¹ Norma Sismo-Resistente 2010 (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010)

² American Society of Civil Engineers

de espesor de muros de carga llevándolos incluso a 80mm de ancho, aprovechando el vacío en la norma respecto a límites mínimos de espesor para muros estructurales lo que conlleva varias implicaciones que serán desarrolladas en apartados posteriores de este documento. Carlos Arteta en el año 2018 menciona y evalúa en su estudio muros de 80mm de espesor, así como Sánchez en 2019 lo demuestra en una caracterización estadística de este tipo de muros en Colombia.

Teniendo en cuenta lo anterior y conociendo que la normativa actual no exige verificación experimental del comportamiento real de este tipo de muros en sistemas industrializados, surgen interrogantes técnicos sobre dicha optimización de diseño estructural: ¿Qué nivel de cuantía mínima de acero permitiría mantener la estabilidad sin comprometer la seguridad estructural? ¿Cuál de los dos tipos de refuerzo, malla electrosoldada o barras corrugadas, ofrece un mejor desempeño sísmico en muros delgados?

En este contexto, la presente investigación se plantea como respuesta a los interrogantes anteriormente mencionados, mediante un enfoque numérico que utiliza modelos no lineales para evaluar la respuesta sísmica de una edificación ante variaciones en la cuantía de refuerzo y el tipo de acero utilizado en muros delgados. Se toma como referencia los estudios de Arroyo et al. (2020, 2021) los cuales han documentado el comportamiento crítico de estas tipologías en edificaciones de baja y mediana altura.

1. Planteamiento del problema

En la actualidad, especialmente en ciudades principales de Colombia como Bogotá, Medellín y Cali, donde existe una alta demanda y un marcado déficit de Vivienda de Interés Social (VIS), los sistemas industrializados permiten la construcción acelerada de grandes volúmenes de vivienda, lo cual resulta ideal para proyectos de carácter masivo al optimizar tiempos y mano de obra, y al disminuir desperdicios de materiales.

Estos sistemas son reconocidos por el uso de muros esbeltos con espesores alrededor de los 80 – 120 mm como elementos estructurales. Además, son predilectos por su optimización en el área útil de las edificaciones, la reducción en peso y consecuentemente de las cargas transmitidas a las cimentaciones, así como su fácil producción, entre otras ventajas anteriormente mencionadas (Rodríguez, s.f). No obstante, los riesgos asociados a su implementación conllevan una serie de consideraciones técnicas destacando la necesidad de una estricta supervisión para el cumplimiento de los diseños y la garantía en la calidad requerida de estos elementos estructurales.

En países como Colombia, donde la actividad sísmica es alta y se tiene una gran demanda de vivienda, es imperativo ampliar información y estudios respecto a estos sistemas constructivos para poder garantizar la seguridad estructural, optimizar los diseños y reducir costos sin que tener que renunciar o comprometer la seguridad de los ocupantes. Asimismo, se contribuiría al desarrollo y estandarización de la normativa vigente y de metodologías de diseño para ingenieros y arquitectos.

A partir de esta situación, diversos investigadores y profesionales del área han evidenciado mediante algunos estudios desarrollados la existencia de algunos vacíos teóricos y normativos en el país que a la fecha no han sido abordados dentro de la NSR-10. Entre esos vacíos más relevantes, asociados a muros delgados se destacan:

- La ausencia de límites mínimos de espesor para muros estructurales, lo que ha derivado en algunos casos en el uso de espesores muy bajos (80mm) que se consideran como excesivamente esbeltos.
- La sobreestimación del factor de reducción sísmica (factor R) en la NSR10, lo que implica que la capacidad de disipación de energía no es congruente con el comportamiento real de los muros esbeltos.

- Insuficiencia de ensayos experimentales representativos, que limitan la validación de los modelos teóricos y los parámetros de diseño de este tipo de muros.
- Aplicación limitada del código ACI (ACI 318-08) originalmente no concebido para muros delgados.
- Limitación del uso de muros esbeltos dentro de ciertas configuraciones arquitectónicas que eviten muros discontinuos, ausencia de confinamiento o mala distribución del refuerzo.
- Uso general de malla que implica una limitación en la ductilidad del acero de refuerzo y afecta la capacidad de disipación de energía ante un evento sísmico.

En relación con lo anterior, dichos vacíos hacen necesaria una revisión profunda y un ajuste de la norma sísmica actual, así como una mayor investigación de carácter experimental que la respalde. Esta problemática no es indistinta a la de otros países de Latinoamérica con parecidas condiciones de actividad sísmica y un popular uso de sistemas industrializados, pero, que con base en la experiencia adquirida tras eventos sísmicos de gran relevancia han decidido abordar y regular el diseño de muros esbeltos como sucede en el caso de Chile, México y Argentina, o países más desarrollados como Nueva Zelanda y Estados Unidos.

En este contexto, y con el propósito de abordar la problemática identificada y ampliar la literatura existente, se plantean los siguientes interrogantes:

- ¿Cuál debería ser el límite para la cuantía mínima de refuerzo en el alma de muros delgados de concreto, con el fin de evitar el colapso de estructuras cuyo sistema de resistencia sísmica depende de estos elementos?
- ¿Cómo se ve afectado el desempeño sísmico de estos muros y las estructuras que los incorporan, en función del tipo de refuerzo utilizado sea malla electrosoldada o barras de acero?

2. Justificación

La presente investigación se fundamenta en la necesidad de comprender y analizar el comportamiento sísmico de edificaciones construidas con muros delgados de concreto reforzado, en el marco de la normatividad colombiana vigente para estructuras de baja y mediana altura. Aunque este tipo de sistema constructivo es ampliamente utilizado en el país por su eficiencia y economía, la base experimental y normativa que respalda su desempeño estructural frente a eventos sísmicos es limitada.

Ante esta situación, se hace necesario generar conocimiento técnico que contribuya al desarrollo de modelos no lineales más precisos y a la formulación de criterios de diseño estructural más seguros. Esta investigación cobra especial relevancia en el contexto de la ingeniería estructural y la gestión del riesgo sísmico, particularmente en zonas urbanas vulnerables donde estas tipologías constructivas son frecuentemente empleadas.

3. Objetivos

3.1 Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio de mediana altura con muros estructurales de concreto de bajo espesor considerando la variación en la cuantía y el tipo de refuerzo, con el fin de analizar cómo estas modificaciones inciden en la probabilidad de colapso estructural.

3.2 Objetivos específicos

- Comparar el comportamiento sísmico de muros delgados de concreto reforzados con mallas electrosoldadas frente a aquellos reforzados con barras de acero convencional, identificando sus ventajas y/o limitaciones.
- Evaluar mediante análisis estáticos no lineales el desempeño sísmico de una edificación existente en el municipio de Tauramena, Casanare.
- Determinar la probabilidad de colapso de una edificación existente, considerando el tipo de refuerzo (mallas electrosoldadas o barras de acero) utilizado en el alma de los muros de concreto.
- Verificar si los muros estructurales sometidos a flexión requieren una cantidad de refuerzo superior al mínimo establecido por la norma sismorresistente colombiana (NSR-10) para garantizar un adecuado desempeño sísmico.
- Analizar críticamente la evidencia de investigaciones previas que indican que las mallas electrosoldadas no son adecuadas como refuerzo estructural en el alma de muros delgados.

4. Hipótesis

Las edificaciones de mediana altura construidas con muros delgados de concreto reforzado con malla electrosoldada, ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta, presentan una mayor probabilidad de falla sísmica en comparación con aquellas reforzadas con barras corrugadas. Además, ambas configuraciones requieren una cantidad de refuerzo superior al mínimo establecido por la norma sismorresistente colombiana (NSR-10) con base en el criterio de cortante para garantizar un desempeño sísmico adecuado.

5. Marco teórico

El análisis sísmico de edificaciones con muros delgados de hormigón armado representa un campo de estudio crucial en la ingeniería estructural, especialmente en regiones con alta amenaza sísmica como Colombia. Estos sistemas constructivos representan desafíos significativos relacionados con su comportamiento frente a cargas dinámicas, lo que exige una comprensión profunda su desempeño estructural. En este marco, el presente capítulo aborda temas fundamentales como los sistemas estructurales basados en muros de concreto, el comportamiento sísmico de las estructuras, los tipos de refuerzo utilizados (barras de acero y mallas electrosoldadas), los métodos de análisis no lineal, y las disposiciones de la normativa sismorresistente colombiana (NSR-10). Además, se revisan investigaciones previas que evidencian las limitaciones de estos sistemas, los hallazgos más representativos que orientaron el desarrollo de algunos criterios para la presente investigación.

5.1 Normatividad vigente sismorresistencia en Colombia

El diseño, la construcción y la supervisión técnica en Colombia deben regirse por los criterios y requisitos mínimos establecidos en las Normas Sismo Resistentes Colombianas. Estas normas comprenden: La Ley 400 de 1997, La Ley 1229 de 2008, el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010), adoptado mediante el Decreto 926 de marzo 19 de 2010, y las resoluciones expedidas por la “Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes” del Gobierno Nacional, adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, y creada por el Artículo 39 de la Ley 400 de 1997.

5.2 Normatividad vigente sobre la calidad de refuerzo estructural

En Colombia, la norma NTC 5806:2019 establece los requisitos técnicos para el alambre de acero liso y grafilado, así como para las mallas electrosoldadas utilizadas como refuerzo en estructuras de concreto. Esta norma corresponde a una adopción modificada de la ASTM A1064/A1064M:2017, adaptada por el ICONTEC para el contexto nacional. Por otro lado, la NTC 6574:2023 regula los requisitos para el acero figurado utilizado como refuerzo en estructuras de

concreto, en alineación con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

5.3 Sistema De Muros De Carga

Según el inciso A.3.2.1 de la NSR-10, el sistema de muros de carga es un sistema estructural caracterizado por la ausencia de un pórtico esencialmente completo. En este sistema, las cargas verticales (peso propio, cargas muertas y vivas) son resistidas por muros de carga que las transmiten hasta la cimentación, mientras que las fuerzas horizontales (sismo y viento) son resistidas por muros estructurales o por pórticos equipados con diagonales. Este sistema se caracteriza por tener como ventajas una alta rigidez lateral, una distribución uniforme de cargas y menor demanda de elementos de piso.

5.4 Alertas tempranas uso de muro estructurales.

En el libro “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” de 1992 de Paulay y Priestley se desarrolló por primera vez el concepto de diseño por capacidad.

Al analizar el comportamiento de varios tipos de muros (acoplados y delgados) así como el de elementos de borde, se evidenció por primera vez problemas graves como el pandeo fuera de plano. Paulay y Priestley introdujeron así los criterios de ductilidad, confinamiento y sobre todo el detallado sísmico, los cuales fueron refinados posteriormente en el año 1993. Se afirma que Paulay, mediante ensayos realizados en la Universidad de Canterbury (Nueva Zelanda), logró anticipar modos de falla no previstos por la normativa de ese tiempo al estudiar muros sometidos a cargas cíclicas. Estos hallazgos fueron clave para formalizar el concepto de inestabilidad inducida por deformaciones inelásticas.

En 1993, con la finalidad de investigar dicha inestabilidad fuera de plano en muros de concreto armado sometidos a cargas sísmicas simuladas, los mismos investigadores formularon recomendaciones de diseño tales como: mejorar el confinamiento en zonas de compresión crítica, aumentar en espesor de muro, reforzar los elementos de borde para evitar el pandeo y considerar el efecto acumulativo de los ciclos de cargas sísmicas en estos diseños.

El aporte de estos investigadores se considera pionero al cambiar la perspectiva sobre el diseño sísmicos de este tipo de muros y cuestionó los criterios de diseño para muros en la época, sentando las bases para numerosos estudios posteriores.

5.5 Análisis Dinámico Elástico Espectral

El análisis dinámico espectral es un método avanzado de ingeniería estructural para evaluar la respuesta de una estructura ante un sismo identificando los modos de vibración y la respuesta máxima de cada uno mediante un espectro de diseño o respuesta. Esas respuestas posteriormente se combinan para obtener una respuesta total de la estructura y así determinar desplazamientos y fuerzas en cada elemento, asegurando que se alcancen los niveles de desempeño requeridos.

Según la NSR-10 apartado A.5, deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

- Obtención de los modos de vibración — Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma.
- Respuesta espectral modal — La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño para el período de vibración propio del modo.
- Respuesta total — Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño.
- Ajuste de los resultados — Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados.
- El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
- Evaluación de las derivas — Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas no excedan los límites.
- Fuerzas de diseño en los elementos — Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s , debidamente ajustada, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia, para

obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, y se combinan con las otras cargas prescritas por la norma sismorresistente colombiana de acuerdo con su Título B.

- Diseño de los elementos estructurales — Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material.
- Número de modos de vibración — Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales de análisis por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura.

5.6 Procedimiento No Lineal Estático De Plastificación Progresiva “PUSHOVER”

En el apéndice A-3 de la NSR-10 el análisis no lineal estático también conocido algunas veces como análisis “pushover”, o método de capacidad, es un procedimiento de análisis sísmico simplificado que permite evaluar directamente la respuesta no lineal de estructuras ante movimientos fuertes del terreno causados por un sismo.

Este procedimiento requiere un modelo de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema, incluyendo los efectos no lineales de los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional.

Para estructuras regulares con sistemas de resistencia sísmica ortogonales, se permite usar modelos independientes bidimensionales para representar cada sistema. Cuando los diafragmas no son rígidos comparados con los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el modelo debe incluir la representación de la flexibilidad del diafragma.

A menos que el análisis indique que el componente permanece en el rango elástico, se debe usar un modelo fuerza-deformación no lineal para representar la rigidez de los componentes antes de llegar a la fluencia, la resistencia a la fluencia y las propiedades de rigidez de los componentes a diferentes niveles de deformación después de la fluencia.

Las propiedades de los componentes en modelos no lineales deben basarse en principios mecánicos o datos experimentales. La resistencia no debe superar los valores esperados

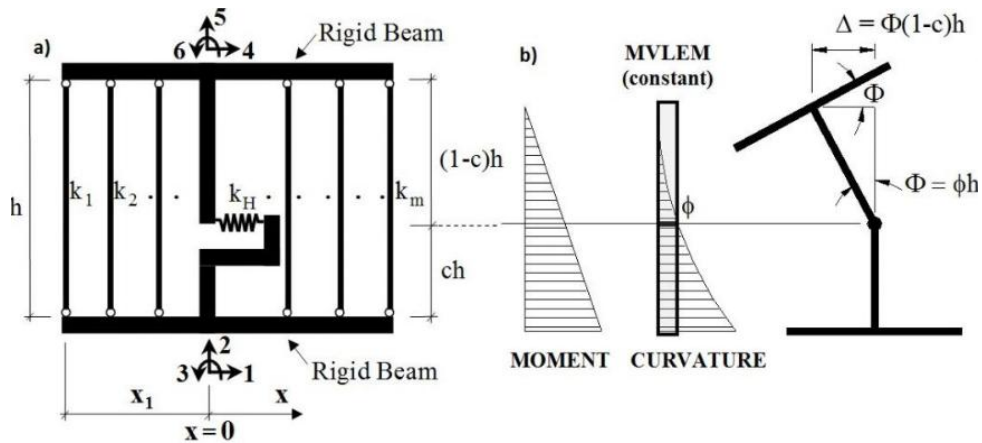
considerando la sobre resistencia del material y el endurecimiento por deformación. Después de la fluencia, se debe incluir la degradación de resistencia y rigidez. En columnas, se debe considerar el efecto de la carga axial si supera el 15% de la resistencia a compresión. También deben incluirse los efectos de fisuración en elementos de concreto y mampostería. El modelo estructural puede asumir una base fija o incorporar condiciones reales del suelo y fundaciones. Finalmente, se debe definir un punto de control en el centro de masa del nivel superior de la estructura.

5.7 MVLEM - Elementos de Líneas Verticales Múltiples

El comando de elemento MVLEM se utiliza para generar un modelo de elementos de líneas verticales múltiples bidimensional (MVLEM; Vulcano et al., 1988; Orakcal et al., 2004, Kolozvari et al., 2015) para la simulación del comportamiento de muros de concreto armado dominado por la flexión. Un solo elemento de modelo incorpora seis grados de libertad globales, tres de cada uno ubicados en el centro de las vigas rígidas superior e inferior, como se ilustra en la Figura 1. La respuesta axial/flexural del MVLEM se simula mediante una serie de elementos uniaxiales (o macrofibras) conectados a las vigas rígidas en los niveles superior e inferior (por ejemplo, el piso), mientras que la respuesta de corte se describe mediante un resorte de corte ubicado a la altura ch desde la parte inferior del elemento de muro. Las respuestas de corte y flexión del elemento de modelo están desacopladas. La rotación relativa entre las caras superior e inferior del elemento de pared se produce alrededor del punto ubicado en el eje central del elemento a la altura ch . Las rotaciones y los desplazamientos transversales resultantes se calculan en función de la curvatura de la pared, derivada de la sección y las propiedades del material, correspondientes al momento de flexión a la altura ch de cada elemento. Vulcano et al. (1988) recomendaron un valor de $c = 0,4$ basándose en la comparación de la respuesta del modelo con los resultados experimentales. (Kolozvari et al., 2016)

Figura 1

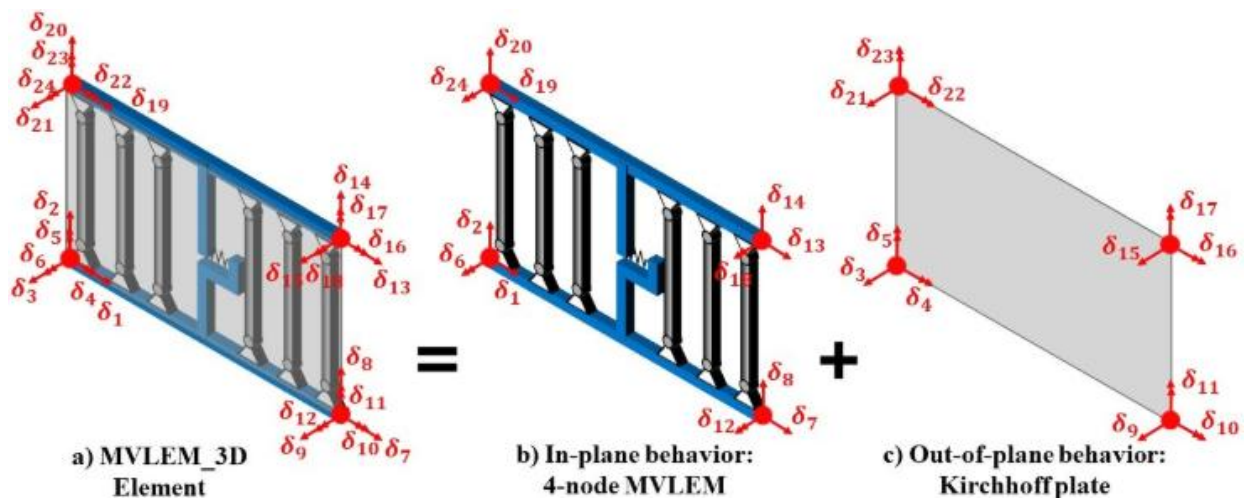
Representación elementos MVLEM y de las rotaciones y desplazamientos.



Nota. (Koložvari et al., 2021)

Figura 2

Representación modelo tridimensional MVLEM desglosado.



Nota. (Koložvari et al., 2021)

En la Figura 2 se muestra el modelo 3D desglosado para mostrar distintos aspectos de su comportamiento: en el diagrama A se observa el modelo completo con los nodos numerados desde δ_1 hasta δ_{24} , conectados por elementos horizontales y verticales. En el diagrama B, se enfoca el comportamiento en el plano del muro usando un modelo de 4 nodos: $\delta_1, \delta_2, \delta_7$ y δ_8 y se analiza cómo se deforma y resiste a fuerzas horizontales, por último, el Diagrama C utiliza un modelo de placa de Kirchhoff utilizado para mostrar

deformaciones fuera del plano ante cargas perpendiculares. Esta descomposición permite modelar de forma más precisa el comportamiento sísmico y estructural de muros de concreto armado. (Hube et al., 2020)

Otro estudio importante en el cual se utilizaron modelos macro no lineales para representar el comportamiento global de muros de concreto reforzado es el de (Pozo et al, 2020), en el cual se realizó comparación entre modelos de fibra, modelos concentrados y otros enfoques demostrando que el MVLEM funciona para muros de relaciones de aspecto mayor a 2 y se realizaron recomendaciones para el uso de este modelo en el diseño estructural según desempeño.

5.8 Antecedentes y/o revisión de la literatura

La investigación titulada “Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions” (Hube et al., 2020), abordó el comportamiento sísmico de muros delgados de concreto reforzado con una única capa de refuerzo, utilizados en construcciones de baja altura en Latinoamérica. A través de ensayos experimentales a una escala real de varios tipos de muro, empleando mallas electrosoldadas y barras corrugadas como refuerzo, se realizaron modelos no lineales para simular el comportamiento de una vivienda típica de dos pisos. Se concluyó que el tipo de acero incide significativamente en el desempeño sísmico de la estructura, puesto que los muros reforzados con barras corrugadas se comportan mejor que los reforzados solo con malla y que, para una edificación de este tipo los muros pueden ser apropiados bajo condiciones sísmicas.

En Colombia, reconociendo la necesidad de mitigar el riesgo sísmico, el Servicio Geológico Colombiano encargó el desarrollo de un Modelo Nacional de Riesgo Sísmico. Este proyecto articuló el desarrollo de modelos de exposición y funciones de fragilidad sísmica que sirvieron como insumo para los escenarios de riesgo sísmico.

Posteriormente, en colaboración con otros autores (Arroyo et al., 2021) se realizó un análisis similar para edificaciones de mediana altura construidas también con muros delgados de concreto reforzado de 100mm de espesor, evaluando nuevamente la influencia del refuerzo estructural sea bien mallas electrosoldadas o barras corrugadas. El caso de estudio fue un edificio de seis pisos en Bogotá, Colombia, donde los modelos no lineales permitieron inferir un mejor desempeño estructural cuando se usan barras corrugadas de refuerzo. Concluyendo, por ende, que las edificaciones conformadas por muros reforzados con malla electrosoldada pueden presentar

mayor vulnerabilidad sísmica y altas probabilidades de colapso, lo que sugiere que este refuerzo no es recomendable para edificaciones de mediana altura en zonas de alta amenaza sísmica.

En el ámbito nacional también es necesario reconocer los estudios realizados por el Ing. Carlos Arteta, cuyas áreas de investigación más desarrolladas corresponden al diseño y análisis de estructuras en concreto reforzado, evaluación de riesgo estructural y modelos de amplificación de sitio y movimiento del terreno, así como la fundación del CEER (Colombian Earthquake Engineering Research Network), y su aporte en el desarrollo de normas sísmicas colombianas. Una de las principales investigaciones tomada como base para el presente estudio es la realizada por (Arteta et al, 2015), en la cual quedó evidenciado que los muros estructurales con detallado de refuerzo insuficiente y con relaciones espesor-altura de piso mayores a 15 denominados delgados ($h_p/h > 15$) presentan un mal comportamiento sísmico, fallas frágiles e inestabilidad fuera del plano y por ende, las edificaciones del estudio presentan una vulnerabilidad sísmica significativa.

Según (Arteta et al, 2018) los sismos de Chile en 2010 y Nueva Zelanda 2011 destacaron que los muros delgados y esbeltos, pueden presentar daños severos cuando no están correctamente diseñados y afirma que aunque el riesgo sísmico de Colombia comparado con estos dos países es menor, se requieren mejoras en diseño y detallado, especialmente en zonas sísmicas altas por lo que recomienda revisar los criterios de diseño actuales para evitar modos de falla no deseados.

Ese mismo año, en otra investigación local (Blandón et al., 2015) se elaboraron ensayos físicos en muros estructurales, a partir de los cuales se recomendó revisar el detallado del refuerzo, aumentar el espesor mínimo de los muros y considerar la inclusión de elementos de borde confinados para mejorar su desempeño sísmico. Los resultados evidenciaron que el sistema constructivo actual no garantiza un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos. Las conclusiones se basaron en observaciones de daños significativos ocurridos con derivas cercanas al 1 %, incluyendo fallas principales como el descascaramiento del concreto debido al pandeo del acero de refuerzo longitudinal, así como una menor capacidad de deformación en los muros que no contaban con restricciones laterales.

Asimismo, la Universidad del Valle analizó el comportamiento sísmico de muros delgados y esbeltos de concreto mediante dos ensayos experimentales en muros de zonas de alta amenaza sísmica de Colombia, sometidos a cargas axiales distintas, pruebas monotónicas y cíclicas y evaluando dos configuraciones: Malla o barras de acero como refuerzo (Ortega et al., 2020). Las conclusiones fueron congruentes con los estudios mencionados previamente, evidenciando

aspectos como una moderada capacidad de rotación, una alta degradación de la rigidez, un nivel significativo de deterioro, acentuando fallas frágiles y fenómenos de pandeo fuera de plano, y permitiendo plantear alertas sobre la seguridad de estos sistemas.

Véase como a nivel nacional todos los estudios mencionados respecto al desempeño sísmico de estos sistemas constructivos han sido coherentes en cuanto a sus conclusiones y recomendaciones e incluso, han sido divulgados periodísticamente en artículos con contribución técnica y crítica que buscan generar conciencia sobre los riesgos estructurales en estas edificaciones (Rodríguez, s.f).

Por otra parte, a nivel Latinoamérica, estudios realizados en Chile como el de (Massone et al, 2023) y (Suquillo et al., 2024) también analizan el comportamiento sísmico de este tipo de muros en relación con el refuerzo mínimo y la respuesta estructural. El primero utilizando un modelo estructural para muros rectangulares y con alas, mientras que el segundo hace uso de la observación de daños reales de un edificio dañado en el terremoto de 8.8 grados ocurrido en febrero de 2010. Ambos tienen implicaciones directas en el diseño estructural, proponiendo ajustes en los criterios de refuerzo mínimo y en la configuración de los muros brindando evidencia que podría ser utilizada para mejorar códigos de diseño sísmico en zonas de alta amenaza sísmica.

A nivel internacional se han desarrollado otros estudios mediante modelos matemáticos o computacionales para analizar el comportamiento estructural, sobre todo abordando la seguridad sísmica, las implicaciones normativas y la aplicación a nivel internacional. (Hoult, 2018) y (Lu & Henry, 2018) realizaron revisión de normativas y requisitos internacionales para plantear propuestas en la mejora de requisitos de diseño e identificar inconsistencias normativas respectivamente. Hoult enfocándose en el código australiano AS3600 y el segundo estudio con una revisión de códigos varios y una comparación internacional. Otro estudio similar fue el de (Puranam & Pujol, 2017) en el cual también mediante análisis técnico y normativo aportaron una discusión sobre requisitos mínimos de flexión.

Consecuentemente, otros aportes relevantes respecto al impacto del refuerzo mínimo longitudinal, vertical o flexional en el comportamiento estructural de muros de concreto, fueron el de (Kolozvari et al., 2021) y el de (Lu et al, 2018). El primer estudio mencionado presentó un análisis detallado de interacción estructural para muros no planos concluyendo que el comportamiento de muros no planos requiere modelos tridimensionales que consideren la interacción corte-flexión para predecir fallas con mayor precisión aunque la normativa en algunos

países no lo requiera (como es el caso de Colombia) y el segundo realizado varios años atrás, realizó mediante ensayos cíclicos en muros dominados por flexión con dos capas de refuerzo, concluyendo que se debe revisar los criterios de diseño de refuerzo mínimo, considerar longitudes de rótula plástica más realistas e incorporar refuerzo anti-pandeo en zonas críticas como la base de los muros.

Otro estudio realizado en Nueva Zelanda simulando los terremotos ocurridos allí en 2010 y 2011, al aplicar las leyes modernas de diseño sísmico de ese país, concluyen que para el diseño de muros se requiere distribuir mejor el refuerzo longitudinal a lo largo del mismo, no solo en los extremos; de igual forma, se requiere aumentar el espesor del muro para evitar el pandeo fuera del plano y establecer requisitos mínimos de refuerzo vertical para garantizar ductilidad y evitar fallas frágiles (Sritharan et al., 2014).

En Suiza, por otra parte, Joao Almeida en colaboración con otros investigadores logró evaluar el comportamiento sísmico de muros con una sola capa de refuerzo, típicos de viviendas de bajo costo. Los resultados muestran que la interacción entre flexión y pandeo fuera del plano puede reducir significativamente la capacidad de deformación (Almeida et al., 2016).

En conclusión, los estudios revisados evidencian de manera consistente que los muros delgados y esbeltos de concreto armado, especialmente aquellos reforzados únicamente con malla electrosoldada, presentan limitaciones significativas en su comportamiento sísmico, incluso cuando cumplen con los criterios normativos actuales local e internacionalmente.

6. Metodología

Esta investigación se realizó mediante un enfoque numérico en el que se evaluaron los resultados de la respuesta sísmica de una edificación ante el cambio de la cantidad de acero de refuerzo suministrado por área (cuantía) en el alma del muro, utilizando el programa ETABS y la metodología de OpenseesPy descrita en (Arroyo et al., 2024b).

Se establecieron dos variables de estudio: el valor de la cuantía y el tipo de refuerzo, que para el presente estudio fueron consideradas mallas electrosoldadas (NTC 5806:2019) y barras de acero convencional (NTC 6574:2023).

Las cuantías fueron revisadas bajo las indicaciones de los Artículos C.21.9.2-1 Y C.14.3 de la Norma sismorresistente colombiana (NSR-10); y siendo consecuentes, se consideraron tres valores para la cuantía de refuerzo, de **0.12%** (valor actualmente permitido por norma para valores de cortante por debajo del valor dado por la ecuación 1); **0.18%** como un valor intermedio propuesto en este estudio y por último **0.25%** indicado en el Artículo C.21.9.2-1.

$$0.083A_{CV}\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{(Ecuación 1)}$$

Donde: A_{CV} es el área en planta del muro protagónico.

λ es un factor que considera el tipo de agregados del concreto.

f'_c es la resistencia a compresión del concreto.

En total se contó con 7 modelos para el análisis, uno en el software ETABS y seis modelos en OpenseesPy; en ETABS se desarrolló el análisis estructural de la edificación por medio del método análisis dinámico elástico espectral mientras que en OpenseesPy se desarrolló el procesamiento de los registros sísmicos que se consideraron en esta investigación y su efecto en los muros estructurales de la edificación evaluada; en esta parte del estudio se hizo uso del análisis no lineal estático pushover y los análisis dinámicos con base en los registros desarrollados para el MNRS³ seleccionados mediante el CSS (Arteta & Abrahamson, 2019)

6.1 Procedimiento

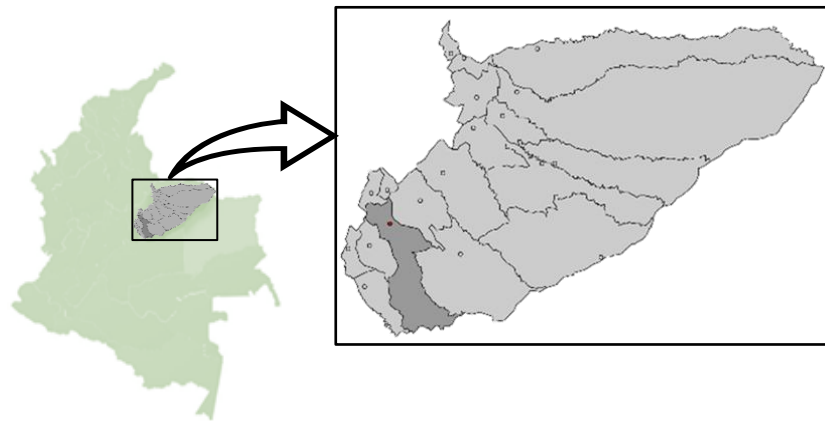
Se tomó como base de la presente investigación el estudio previo desarrollado por el Ing. Orlando Arroyo (director del presente proyecto), el modelo tridimensional en ETABS y el código

³ Modelo Nacional de Riesgo Sísmico

OpenseesPy indicado por el MNRS en (Arroyo et al., 2024b), para un edificio de vivienda de 5 niveles en el municipio de Tauramena en Casanare, Colombia, cuya ubicación geográfica se encuentra descrita en la Figura 3.

Figura 3

Ubicación del municipio de Tauramena, Casanare, Colombia.

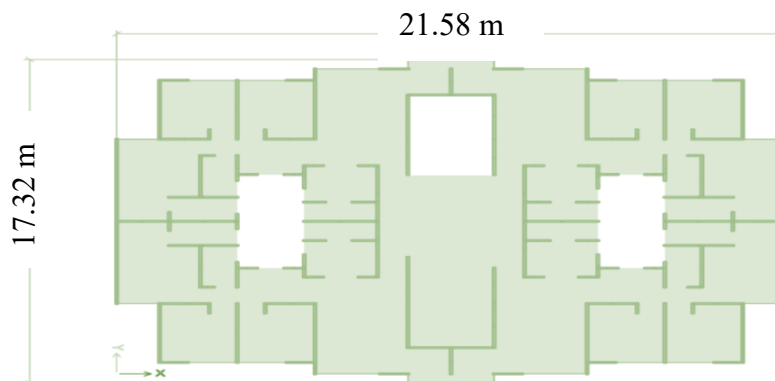


La edificación cuenta con un área en planta de 322.00 m², está conformada por 5 niveles y 13 m. de altura total, presenta una altura por nivel de 2.55 m de piso a techo y muros de carga con espesor de 0.10 m. Las losas del edificio tienen espesor de 0.15m.

En la Figura 4 se muestra la distribución en planta del edificio, incluyendo la ubicación general de los muros. Cabe destacar que la cimentación de la estructura no ha sido considerada.

Figura 4

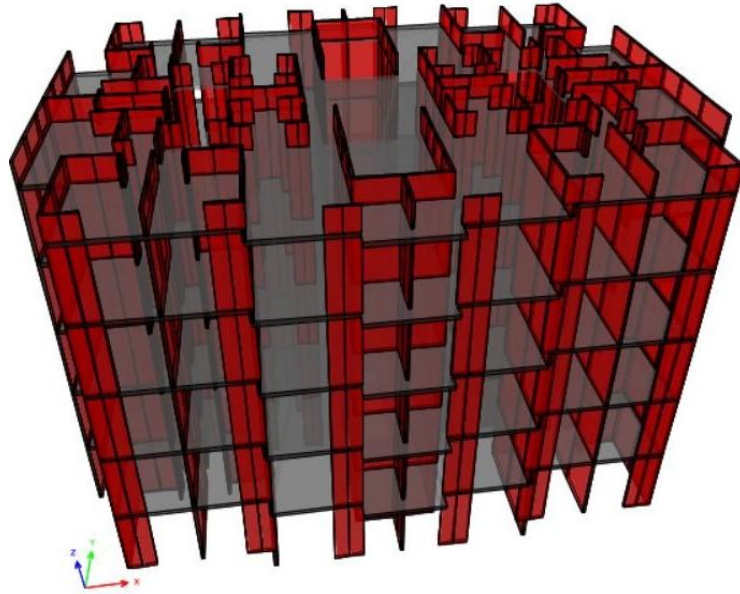
Planta edificio caso estudio.



Del mismo modo, en la Figura 5 se presenta una visualización tridimensional del edificio en cuestión, donde puede evidenciarse el sistema de muros estructurales más fácilmente.

Figura 5

Modelo 3D edificio estudio.



Según la ubicación geográfica y la información indicada por la NSR-10, la edificación se encuentra contemplada dentro de una zona de amenaza sísmica INTERMEDIA, como puede apreciarse en la Tabla 1 y Figura 6.

Tabla 1

Definición zona de amenaza sísmica de los municipios de Colombia.

Municipio	Código Municipio	Aa	Av	Zona de Amenaza Sísmica	Ae	Ad
Sácama	85315	0.35	0.2	Alta	0.16	0.08
San Luis de Palenque	85325	0.1	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Támara	85400	0.35	0.15	Alta	0.16	0.08
Tauramena	85410	0.15	0.2	Intermedia	0.06	0.03
Trinidad	85430	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Villanueva	85440	0.2	0.2	Intermedia	0.06	0.03

Nota. Fracción Apéndice A-4 NSR-10.

Esta misma clasificación puede observarse con la ayuda de la Figura 6 donde el municipio de Tauramena estaría ubicado aproximadamente así:

Figura 6

Zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones según la NSR10.



Nota. NSR10 Título A.

La información asociada al primer modelo y al programa utilizado corresponde a la indicada en la siguiente tabla:

Tabla 2

Control del programa para modelación.

ProgramName	ETABS
Version	22.3.0
ProgLevel	Ultimate
CurrUnits	kip, in, F
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

Se realizó a continuación, la verificación del modelo tridimensional entregado por el Ing. Orlando Arroyo, así como la verificación del análisis estructural y de los resultados de cumplimiento de deriva bajo los límites de la norma sismorresistente colombiana con el software ETABS. Dentro de la revisión se verificó la geometría de la estructura, las cargas y las combinaciones de carga (ver Figura 7), y espectro de diseño (ver Figura 8).

Figura 7

Ejemplo revisión cargas aplicadas caso estudio.

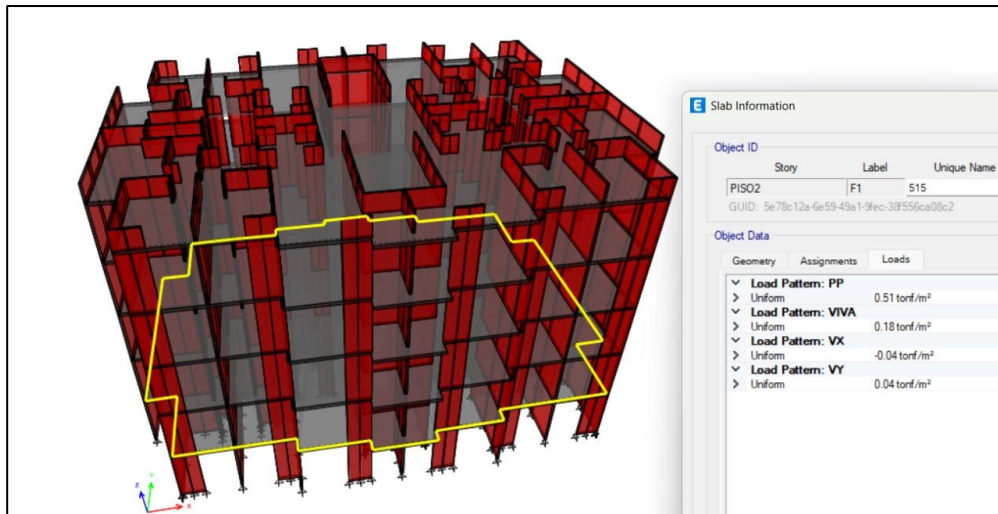
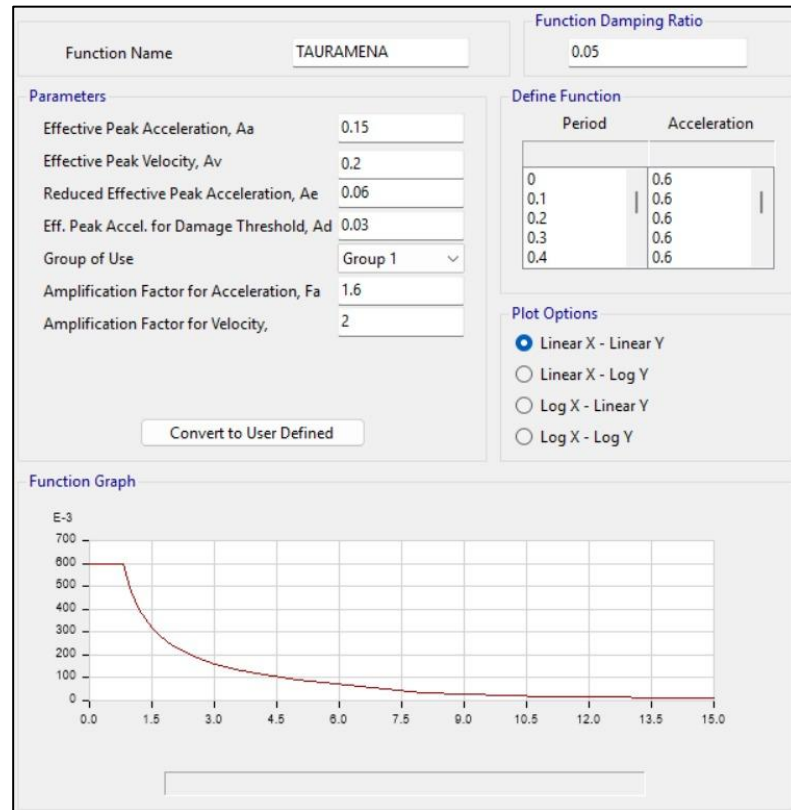


Figura 8

Ejemplo revisión en software del espectro de diseño caso estudio.



El siguiente paso fue realizar la verificación del cortante basal y que este parámetro se encontrara dentro de lo esperado para un edificio con estas características. No se presentaron alertas respecto al cortante basal obtenido, por lo que se procedió con la revisión de las derivas en los dos sentidos, estos pasos pueden evidenciarse en la Tabla 3, la Figura 9 y la Figura 10

Tabla 3

Revisión de fuerzas en la base del edificio caso estudio.

Output Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN-m)	MY (kN-m)	MZ (kN-m)
PP	0.000	0.000	13139.785	106192.605	-141820.784	0.000
Sx	6262.183	39.836	0.000	388.146	58689.794	54040.082
Sy	41.251	6505.763	0.000	60885.384	374.634	75481.616

Figura 9
Ejemplo verificación de deriva máximas en X caso estudio.

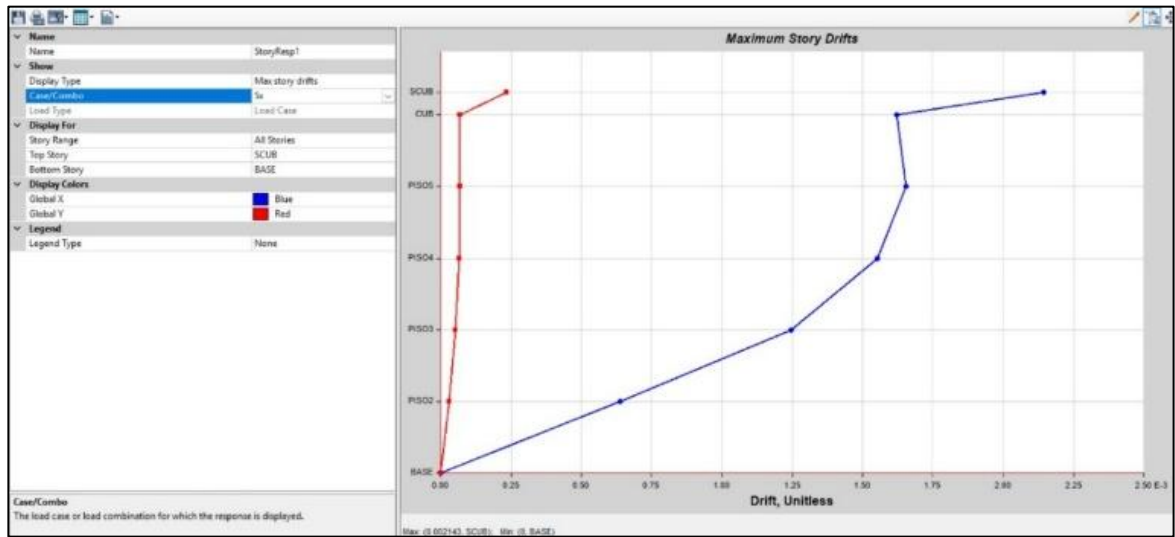
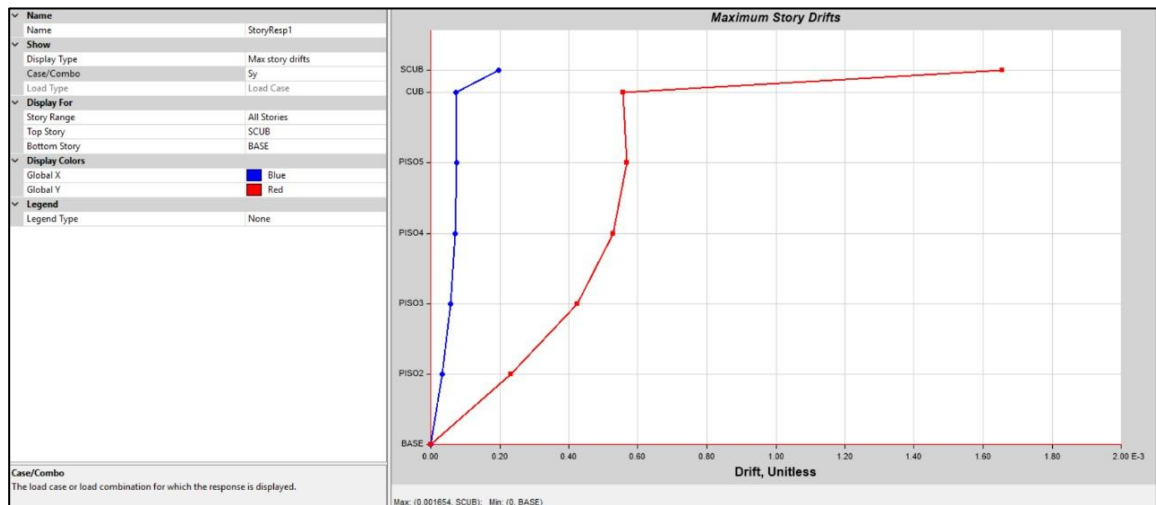


Figura 10
Ejemplo verificación de deriva máximas en Y caso estudio.

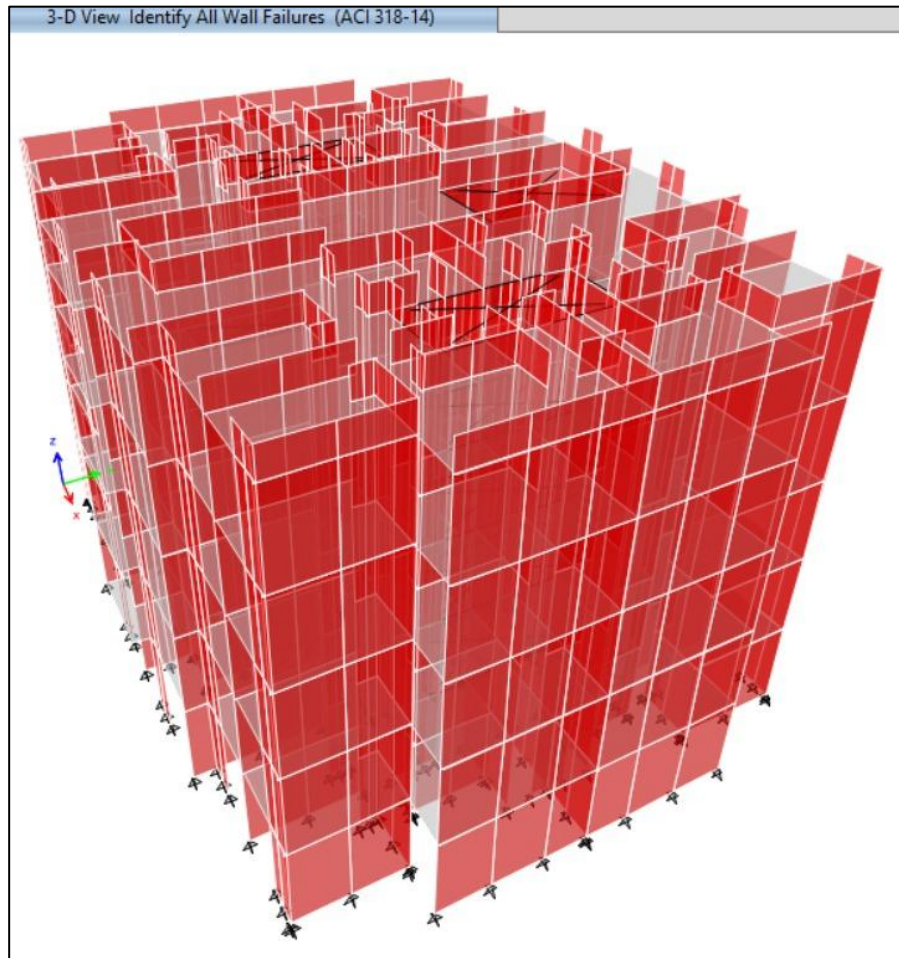


El siguiente paso fue la revisión del cumplimiento de las solicitaciones de los elementos y por ende, la verificación de ausencia de fallas en estos.

Dicha revisión puede visualizarse en el software como en la Figura 11.

Figura 11

Verificación ausencia de fallas en los elementos edificación caso estudio.



A continuación, enfocándose únicamente en el análisis de la carga sísmica se identifican cuáles son los muros que asumen la mayor carga en la edificación. En virtud del análisis anterior se determinó cuál era el porcentaje de corte que absorbe cada uno de los muros en la base a nivel del suelo, registrando estos valores de mayor a menor. Para facilitar el análisis se realizó una segmentación de los muros bajo dos criterios, para así seleccionar los muros más importantes estructuralmente: Primero: que el valor porcentual acumulado del cortante basal absorbido por el conjunto de muros fuera del 40%. Segundo, los muros con diferencias superiores al 15% en el valor de cortante en la base de un muro respecto a otro. Estos criterios se tuvieron en cuenta siguiendo la metodología del MNRS indicada en (Arroyo et al., 2024b).

Los muros que cumplieron estas dos condiciones fueron llamados muros protagónicos. Esta identificación y análisis de las dos condiciones puede observarse en la Tabla 4 y la Figura 12 para el sentido X y en la Tabla 5 y Figura 13 para el sentido Y.

Tabla 4

Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido X.

Pier	P	V2	V3	T	M2	M3	V ACUMULADO	%VMURO	%V ACUMULADO
	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	%	%
M27A	1574.90	385.29	0.06	0.03	0.01	567.94	385.29	6.27%	6.27%
M27	1574.94	385.28	0.05	0.02	0.01	567.94	770.57	6.27%	12.53%
M16	16.56	375.87	0.01	0.41	0.00	1263.07	1146.44	6.11%	18.65%
M16A	5.44	370.85	0.01	0.40	0.00	1255.58	1517.29	6.03%	24.68%
M26	182.65	296.47	0.09	0.12	0.03	239.07	1813.76	4.82%	29.50%
M26A	182.64	296.46	0.09	0.13	0.04	239.07	2110.22	4.82%	34.32%
M28	961.58	259.30	0.02	0.02	0.01	783.69	2369.52	4.22%	38.54%
M28A	961.58	259.30	0.02	0.02	0.01	783.69	2628.82	4.22%	42.76%

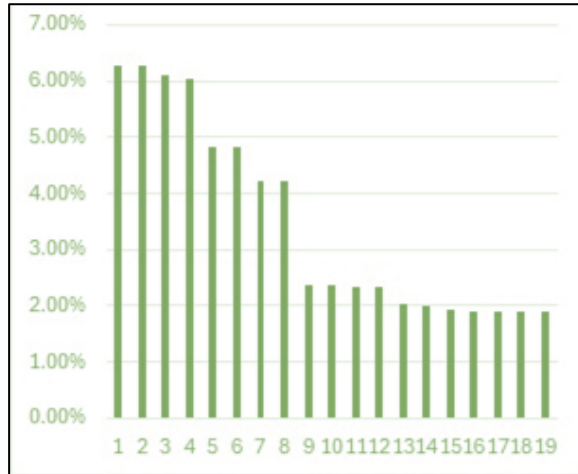
Tabla 5

Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido Y.

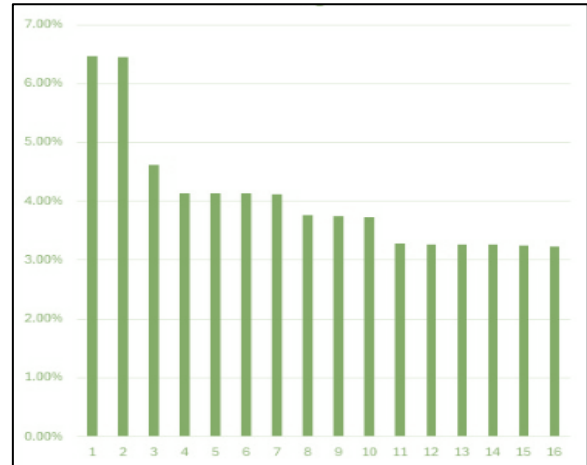
Pier	P	V2	V3	T	M2	M3	V ACUMULADO	%VMURO	%V ACUMULADO
	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	%	%
M10B	5.45	360.40	0.01	0.14	0.00	2489.27	360.40	6.46%	6.46%
M10A	5.45	360.00	0.01	0.14	0.00	2482.45	720.41	6.46%	12.92%
M13	450.54	256.95	0.03	0.06	0.00	1516.65	977.36	4.61%	17.53%
M1C	1098.55	231.10	0.01	0.02	0.00	476.57	1208.46	4.14%	21.67%
M1B	1096.69	230.71	0.01	0.02	0.00	476.84	1439.17	4.14%	25.81%
M1	1088.49	230.27	0.01	0.02	0.00	473.09	1669.44	4.13%	29.94%
M1A	1086.58	229.85	0.01	0.02	0.00	473.38	1899.29	4.12%	34.06%
M11A	389.79	209.52	0.02	0.06	0.00	1129.48	2108.81	3.76%	37.82%
M11	382.89	208.77	0.03	0.05	0.00	1128.62	2317.58	3.74%	41.56%
M12B	365.88	208.29	0.02	0.05	0.00	1132.28	2525.87	3.74%	45.30%

Figura 12

Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido X.

**Figura 13**

Revisión de criterios para identificación de muros protagónicos caso estudio en sentido Y.



Cabe anotar que las relaciones de altura de piso del muro sobre su espesor son mayores a 15, por lo que todos los muros son delgados en todos los niveles (La relación h_{pi}/h es aproximadamente 25 en este estudio, valor mayor a 15 que viene siendo el límite para considerar un muro como delgado).

El análisis de los muros segmentados por sentido se puede observar en las gráficas a continuación:

Figura 14
 Revisión todos los muros caso estudio en sentido X.

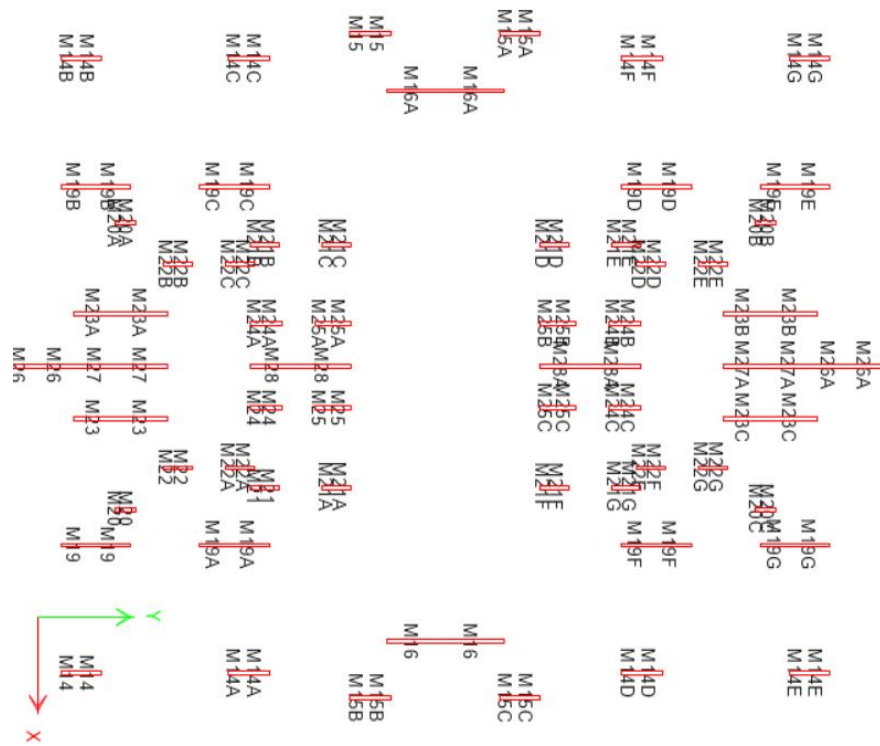
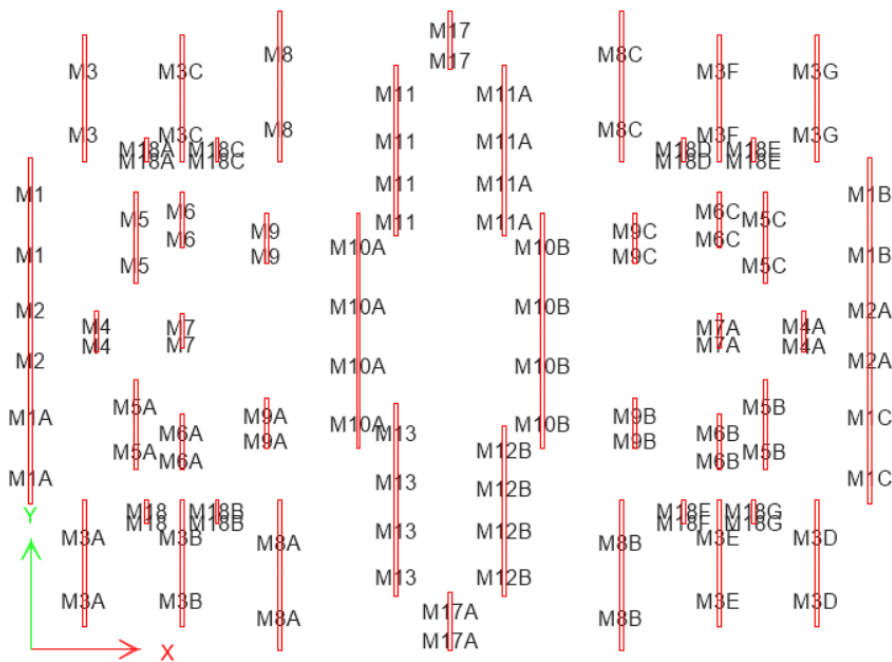


Figura 15
 Revisión todos los muros caso estudio en sentido Y.



Se identificaron los elementos que cumplieron las condiciones dadas anteriormente, reduciéndolos a los ilustrados de la Figura 16 y Figura 17.

Figura 16
Muros protagónicos caso estudio en sentido X.

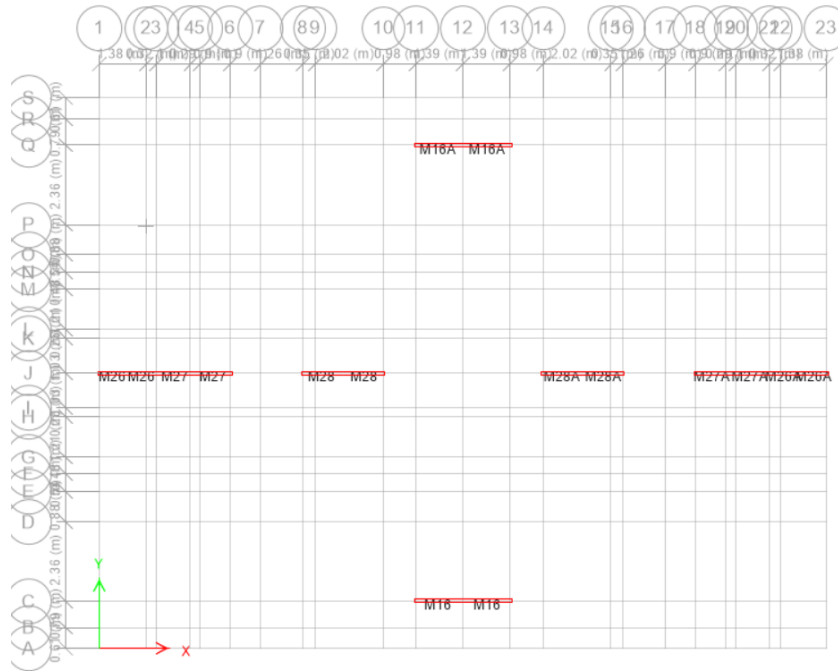
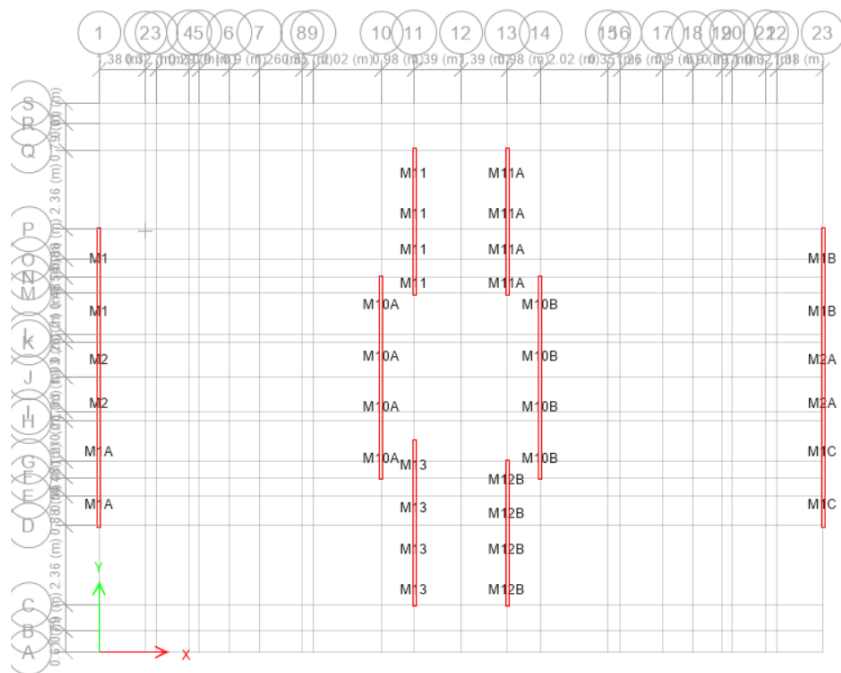


Figura 17
Muros protagónicos caso estudio en sentido Y.



Luego, se procedió a realizar la verificación del cortante en la base de cada muro protagónico para poder aplicar lo dispuesto en el Artículo C.21.9.2 de la NSR10 apoyados en la ecuación 1. Ahora, la norma establece que para valores de cortante por debajo del calculado con la ecuación 1, se puede aplicar una optimización de acero utilizando un valor menor en los sentidos transversal y longitudinal teniendo en cuenta lo establecido en el artículo C.14.3 referente a dicho refuerzo mínimo.

Se aplicará esta disminución de cuantía en el presente estudio para evaluar los efectos de la optimización permitida por norma, y en ese orden de ideas, la validación realizada fue la siguiente:

Tabla 6

Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros protagónicos en X.

Pier	Step Type	P	V2 (KN)	Area (mm ²)	Vn (KN)	¿Reducción?
M16	Max	-209.524	74.9893	288000	109.541889	SI
M16	Min	-396.281	-78.0713	288000	109.541889	SI
M16A	Max	-167.1811	75.0551	288000	109.541889	SI
M16A	Min	-329.7066	-75.5326	288000	109.541889	SI
M26	Max	-72.0554	50.6126	170000	64.6601431	SI
M26	Min	-156.0495	-64.6500	170000	64.6601431	SI
M26A	Max	-71.8426	64.3920	170000	64.6601431	SI
M26A	Min	-155.7203	-50.9329	170000	64.6601431	SI
M27	Max	174.8528	83.2810	219000	83.2974784	SI
M27	Min	-469.996	-69.5020	219000	83.2974784	SI
M27A	Max	173.1693	69.0932	219000	83.2974784	SI
M27A	Min	-472.1237	-83.2912	219000	83.2974784	SI
M28	Max	-10.1917	47.9614	242000	92.0456154	SI
M28	Min	-422.8908	-57.0463	242000	92.0456154	SI
M28A	Max	-16.056	57.8998	242000	92.0456154	SI
M28A	Min	-430.2367	-47.3005	242000	92.0456154	SI

Tabla 7*Validación de posibilidad de disminución de cuantía en muros protagónicos en Y.*

Pier	Step Type	P	V2 (KN)	Area (mm2)	Vn (KN)	Reduccion?
M1	Max	63.3234	67.2419	315000	119.811442	SI
M1	Min	-496.9315	-40.8567	315000	119.811442	SI
M1A	Max	75.7298	41.5873	315000	119.811442	SI
M1A	Min	-480.5826	-65.4821	315000	119.811442	SI
M1B	Max	65.2268	67.4758	315000	119.811442	SI
M1B	Min	-501.9637	-41.1474	315000	119.811442	SI
M1C	Max	79.4808	41.8816	315000	119.811442	SI
M1C	Min	-477.805	-65.3016	315000	119.811442	SI
M10A	Max	-294.2001	72.4238	606000	230.494392	SI
M10A	Min	-796.4204	-72.8318	606000	230.494392	SI
M10B	Max	-311.787	73.0209	606000	230.494392	SI
M10B	Min	-818.4554	-72.727	606000	230.494392	SI
M11	Max	-56.6111	52.3437	436000	165.834249	SI
M11	Min	-692.8953	-43.4499	436000	165.834249	SI
M11A	Max	-55.9039	52.5492	436000	165.834249	SI
M11A	Min	-688.72	-43.3183	436000	165.834249	SI
M12B	Max	-174.7509	40.1151	436000	165.834249	SI
M12B	Min	-850.3807	-56.7393	436000	165.834249	SI
M13	Max	-180.283	52.0909	494000	165.834249	SI
M13	Min	-870.8821	-64.4938	494000	165.834249	SI

Acto seguido, se identificó la masa gravitacional para cada muro protagónico que resultó de dividir las cargas verticales de cada muro por la gravedad. A continuación, se observan los valores obtenidos de masa gravitacional (ver Tabla 8 y Tabla 9) obtenida de la combinación 1.0CM + 0.25CV.

Tabla 8*Revisión de masa gravitacional en sentido X por nivel.*

Pier	Output Case	P (kN)	Wx
M16	1.0CM+0.25CV	-245.3248	4.91
M16A	1.0CM+0.25CV	-201.8713	4.04
M26	1.0CM+0.25CV	-93.2467	1.86
M26A	1.0CM+0.25CV	-93.0323	1.86
M27	1.0CM+0.25CV	-120.6486	2.41
M27A	1.0CM+0.25CV	-122.1645	2.44
M28	1.0CM+0.25CV	-175.8688	3.52
M28A	1.0CM+0.25CV	-181.1262	3.62

Tabla 9*Revisión de masa gravitacional en sentido Y por nivel.*

Pier	Output Case	P kN	Wy
M1	1.0CM+0.25CV	-177.1133	3.54
M1A	1.0CM+0.25CV	-165.6008	3.31
M1B	1.0CM+0.25CV	-178.3391	3.57
M1C	1.0CM+0.25CV	-163.0193	3.26
M10A	1.0CM+0.25CV	-442.8091	8.86
M10B	1.0CM+0.25CV	-458.5769	9.17
M11	1.0CM+0.25CV	-304.4893	6.09
M11A	1.0CM+0.25CV	-302.5507	6.05
M13	1.0CM+0.25CV	-425.7795	8.52

La masa sísmica se obtiene del caso de carga sísmica sin reducir. Los valores obtenidos de este parámetro se encuentran en la Tabla 10 y Tabla 11 en sentido “X” y “Y”, respectivamente.

Tabla 10*Revisión de masa sísmica en sentido X por nivel*

Pier	Wsx
M27A	17.46
M27	17.46
M16	17.03
M16A	16.80
M26	13.43
M26A	13.43
M28	11.75
M28A	11.75

Tabla 11*Revisión de masa sísmica en sentido Y por nivel*

Pier	Wsy
M10B	16.33
M10A	16.31
M13	11.64
M1C	10.47
M1B	10.45
M1	10.43
M1A	10.41
M11A	9.49
M11	9.46
M12B	9.44

Estos valores de masa gravitacional y masa sísmica son utilizados posteriormente para el análisis Pushover.

Seguidamente, se modelaron los muros seleccionados utilizando los elementos de múltiples líneas verticales (MVLEM) en OpenseesPy mejorado mediante la biblioteca en Python diseñada para mejorar y simplificar el trabajo según (Arroyo et al., 2024b), con una restricción de desplazamiento igual en la dirección horizontal en cada nivel de piso. La masa sísmica por piso calculada anteriormente fue distribuida en partes iguales en los muros por cada nivel. Se verificó,

además, que el período de este modelo fuera cercano al obtenido en el modelado en ETABS y se utilizó este parámetro para la posterior escogencia de los sismos con distribuciones frecuenciales cercanas ($T_l=0.24s$ y $T_t=0.18s$).

Se realizó entonces análisis Pushover considerando registros sísmicos empleados en el MNRS basados en (Arteta & Abrahamson, 2019) y (Arroyo et al., 2024b) . Se procedió a la construcción de las curvas de fragilidad y probabilidad de colapso para los modelos desarrollados (6 modelos), y por último, se hicieron análisis para la verificación de resultados.

En estos modelos se tuvo en cuenta la variación del tipo de refuerzo: mallas electrosoldadas (NTC 5806:2019), barras Corrugadas (NTC 6574:2023) y las cuantías indicadas anteriormente (0.12%,0.18% y 0.25%), obteniendo las seis (6) combinaciones para los modelos desarrollados.

Los muros fueron representados mediante elementos verticales segmentados por niveles, para capturar las variaciones en esfuerzos y deformaciones a lo largo de la altura del edificio. Se consideró concreto sin confinamiento en el modelo, y las cargas gravitacionales que se aplicaron fueron las indicadas en las tablas anteriores. Para el análisis dinámico, se implementó amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial (Rayleigh) y se utilizó el esquema de integración de Newmark.

Y por último, para la parte posterior del estudio, las curvas de fragilidad resultantes fueron ajustadas mediante distribuciones lognormales, cuyos parámetros característicos son θ y β . El parámetro θ representa la aceleración espectral media asociada a una probabilidad del 50% de colapso estructural, mientras que β define la dispersión de la respuesta sísmica, indicando el grado de incertidumbre en la estimación del daño. A partir de estas funciones, se determinaron las probabilidades de falla al nivel de diseño sísmico (PDBE) y al nivel de sismo máximo creíble (PMCE), correspondientes a factores de escala de 1.0 y 1.5 veces la aceleración de diseño base, respectivamente.

Se verificaron resultados entre los diversos modelos y se establecieron conclusiones sobre los parámetros a revisar en esta investigación: Deriva de piso, deformación de acero y probabilidad de colapso según indicado a continuación:

1) Estados de desempeño sísmico teniendo en cuenta los muros protagónicos de la edificación:

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

2) Estados de desempeño sísmico según teniendo en cuenta el total de los muros para la edificación:

BARRAS	MALLAS
<ul style="list-style-type: none"> • DS1 ALL-RB: Deformación de las fibras en el muro superior a la fluencia (>0.0021) 	<ul style="list-style-type: none"> • DS1 ALL-WWM: Deformación de las fibras en el muro superior a la fluencia (>0.0031)
<ul style="list-style-type: none"> • 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 (-0.006 y >0.04) 	<ul style="list-style-type: none"> • 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 (-0.004 y >0.01)
<ul style="list-style-type: none"> • DS3 ALL-RB: Deformación de las fibras en el muro superior a la ruptura (<-0.015 y > 0.05). 	<ul style="list-style-type: none"> • DS3 ALL-WWM: Deformación de las fibras en el muro superior a la ruptura (>0.015)

7. Resultados

7.1 Resultados y discusión de resultados Basados en Cortante y Deriva de Techo

Utilizaremos como criterio el RDR (Roof Drift Ratio), o la relación de deriva en la cubierta como parámetro para evaluar el comportamiento sísmico de la edificación. Este valor es la relación entre el desplazamiento lateral máximo de la parte superior de la estructura y la altura total de la misma. La información arrojada por el análisis Pushover y los valores máximos de cortante y RDR se encuentran en la Tabla 13 y la Tabla 14.

Tabla 12

Valores máximos pushover sentido transversal.

Cuantía	Vbasal MALLAS			Vbasal BARRAS		
	0,0012	0,0018	0,0025	0,0012	0,0018	0,0025
Vbasal MAX	1.627,20	2.110,02	2.643,66	1.303,60	1.627,11	1.976,11
RDR MAX	1.06	1.10	1.13	2.21	2.26	2.16

Tabla 13

Valores máximos pushover sentido longitudinal.

Cuantía	Vbasal MALLAS			Vbasal BARRAS		
	0,0012	0,0018	0,0025	0,0012	0,0018	0,0025
Vbasal MAX	1.050,56	1.350,58	1.661,96	842,96	1.018,90	1.233,23
RDR MAX	1.55	1.58	1.58	3.41	3.43	2.78

A partir del análisis individual de las curvas de capacidad correspondientes a cada muro fue posible construir una curva de capacidad global para la estructura. Esta integración consideró las condiciones de falla específicas de cada muro en función de la deriva obtenida en cada instante.

La información presentada en las tablas anteriores fue la utilizada para la creación de las curvas a continuación, manteniendo el RDR fijo en el eje X y los valores obtenidos para cada cuantía en el eje Y del gráfico.

Figura 18

Gráfica sentido transversal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas.

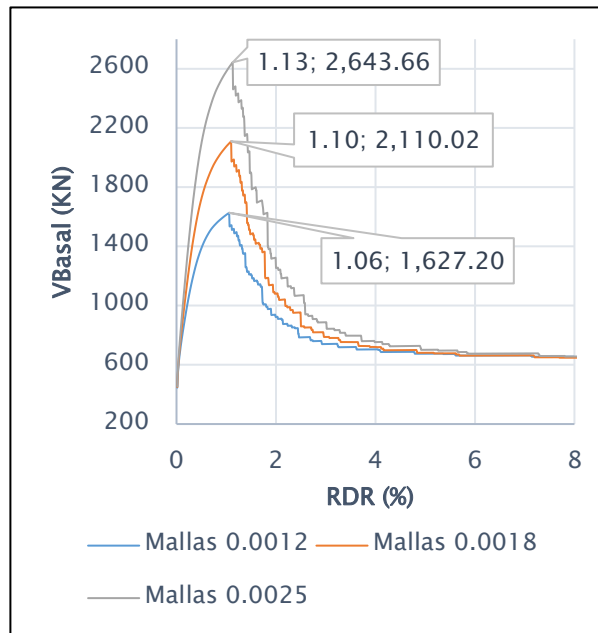


Figura 19

Gráfica sentido transversal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de barras.

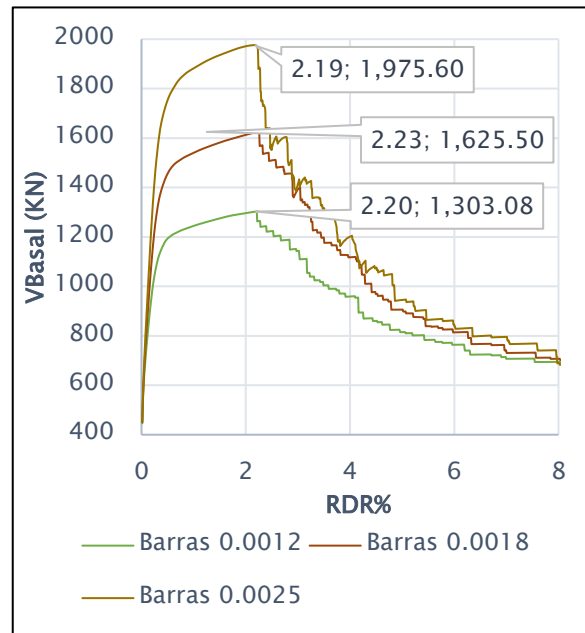


Figura 20

Gráfica sentido longitudinal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas.

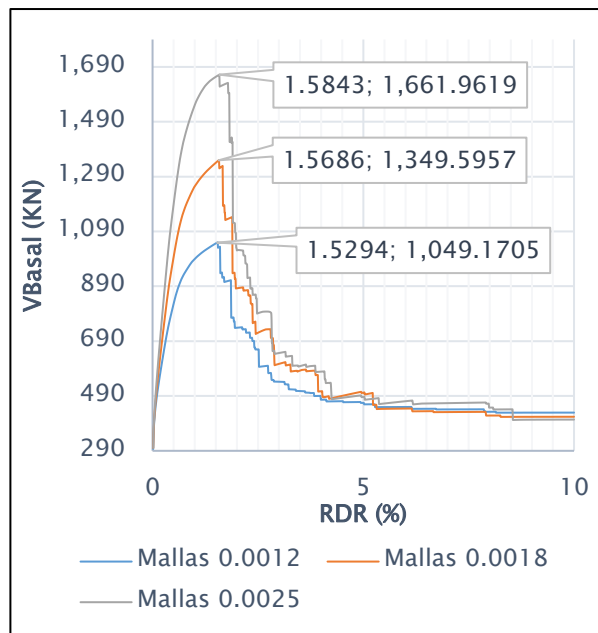
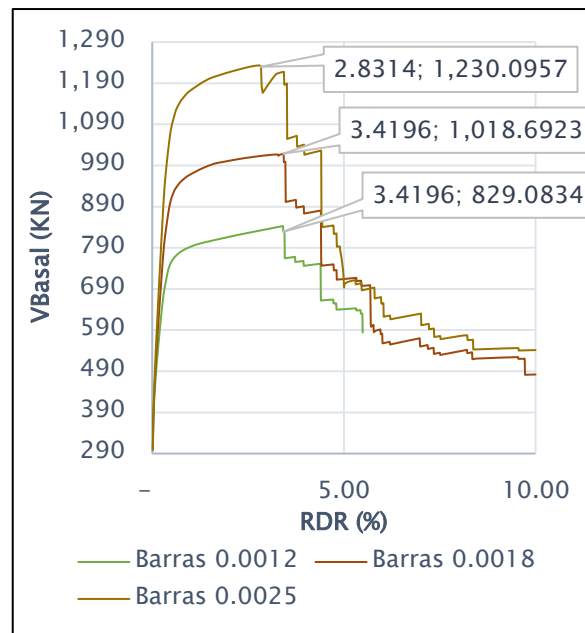


Figura 21

Gráfica sentido longitudinal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de barras.



En el sentido transversal el comportamiento observado revela una deriva de techo máxima cercana al 1.08% para las cuantías evaluadas en el caso de uso de mallas. Aproximadamente en este punto se identifica el inicio de la pérdida de resistencia estructural tal como se evidencia en la Figura 18, en la zona donde la curva comienza a descender. El RDR obtenido es directamente proporcional a la cuantía utilizada, encontrando diferencias de 0.04% al disminuir la cuantía 0.0025 a 0.0012.

También se evidencia en la Figura 18 que el cortante basal máximo es directamente proporcional a la cuantía utilizada, encontrándose una disminución de capacidad de 1002.93 KN al disminuir la cuantía de 0.0025 a 0.0012.

Por el contrario, en el caso del uso de barras el comportamiento observado en el mismo sentido revela una deriva de techo máxima es cercana al 2.20% para las cuantías evaluadas. En este punto se identifica el inicio de la pérdida de resistencia estructural tal como se puede observar en la Figura 19 en la zona donde la curva comienza a descender. El RDR parece mantener un valor cercano al 2.19% para todas las cuantías sin presentar una variación significativa.

También se evidencia en la Figura 19 que el cortante basal máximo es directamente proporcional a la cuantía utilizada, encontrándose una disminución de capacidad de 672.78 KN al disminuir la cuantía de 0.0025 a 0.0012.

Ahora, el análisis del comportamiento estructural en el sentido longitudinal muestra que la deriva máxima en el techo alcanza en promedio un 1.56% para las distintas cuantías evaluadas en el uso de mallas. Este valor marca el punto en el que comienza la pérdida de resistencia, como se observa en la Figura 20, donde la curva presenta un descenso pronunciado. El RDR obtenido guarda una relación directa con la cuantía empleada, evidenciándose una variación de 0.05% al reducir la cuantía de 0.0025 a 0.0012.

Asimismo, se observa que el cortante basal máximo también es proporcional a la cuantía utilizada, registrándose una disminución de capacidad de 612.79 kN al reducir la cuantía en el mismo rango.

Por último, en el sentido “Y” muestra que la deriva máxima en el techo alcanza en promedio un 3.22% para las distintas cuantías evaluadas en el uso de barras. Este valor marca el punto en el que comienza la pérdida de resistencia, como se observa en la Figura 21 donde la curva presenta un descenso pronunciado.

También se evidencia en la Figura 21 que el cortante basal máximo es directamente proporcional a la cuantía utilizada, encontrándose una disminución de capacidad de 401 KN al disminuir la cuantía de 0.0025 a 0.0012.

Ahora, teniendo en cuenta el tipo de refuerzo, se muestran los datos obtenidos comparando ambos refuerzos, mallas de alambre electrosoldadas (Welded Wire Mesh ó WWM) y Barras de refuerzo (Reinforcing Bars ó RB).

En las Figura 31 y Figura 32 se presentan el comparativo de las curvas de capacidad obtenidas y en la Tabla 15 se presentan las principales diferencias entre los resultados:

Figura 22

Gráfica sentido transversal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas y barras.

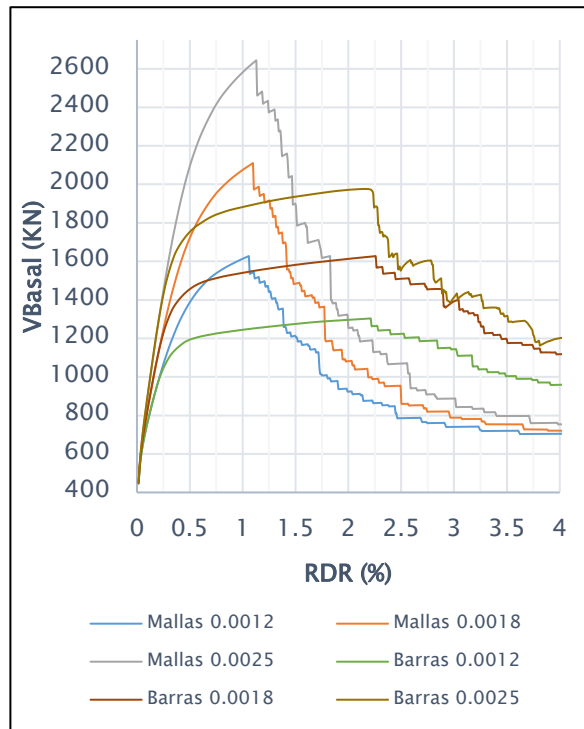


Figura 23

Gráfica sentido longitudinal RDR Vs Vbasal caso estudio, uso de mallas y barras.

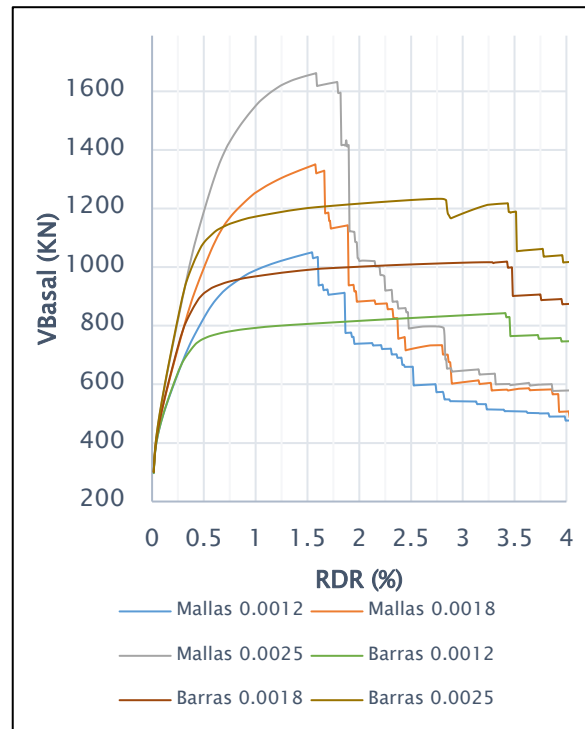


Tabla 14*Diferencia de cortante basal máximo según refuerzo utilizado.*

CORTANTE CUANTÍA	TRANSVERSAL			LONGITUDINAL		
	MALLAS	BARRAS	DIF %	MALLAS	BARRAS	DIF%
0.0012	1050.55	842.95	20%	1627.20	1303.60	20%
0.0018	1350.58	1018.90	25%	2110.02	1627.11	23%
0.0025	1661.96	1233.22	26%	2643.66	1976.11	25%

Tabla 15*Diferencia del RDR máximo según refuerzo utilizado.*

RDR CUANTÍA	TRANSVERSAL			LONGITUDINAL		
	MALLAS	BARRAS	DIF %	MALLAS	BARRAS	DIF %
0.0012	1.5451	3.4117	54.71%	1.0587	2.2116	52.13%
0.0018	1.5764	3.4274	54.00%	1.0979	2.2587	51.39%
0.0025	1.5843	2.7764	42.94%	1.1292	2.1645	47.83%

De la información anterior se puede indicar que todas las curvas inician con una pendiente pronunciada y presentan una caída abrupta de resistencia en el caso de las mallas, además, las mallas aportan más rigidez inicial que las barras, pero presentan una mayor degradación. Esta mayor capacidad se entiende al mirar los valores de fluencia que en el caso de las mallas es significativamente mayor que el de las barras.

Las mallas con mayor cuantía definitivamente alcanzan el mayor cortante del conjunto de combinaciones y las barras con mayor cuantía definitivamente alcanzan el mayor RDR del conjunto de combinaciones.

Además, se observa que las barras presentan unas curvas de capacidad más planas, demostrando una mayor facultad de deformación, es decir una mayor ductilidad.

Se evidencian valores más altos de cortante para el caso de la malla electrosoldada, en ambos sentidos de la edificación antes de la caída de rigidez. El incremento de cuantía mejora la capacidad de cortante, aunque este efecto no es el mismo para el RDR en el punto máximo, notando que este valor no varía tanto (entre 1.0% y 1.4 %).

Cabe destacar que la diferencia porcentual de cortante también aumenta a medida que incrementa la cuantía, lo que sugiere que el uso de mallas podría ofrecer ventajas estructurales más significativas siempre y cuando se incremente la cuantía de refuerzo. Por el contrario, al analizar el RDR se observa que las barras son una mejor elección debido a que alcanzan mayores derivas

de piso dada su ductilidad y la diferencia porcentual entre las tipologías disminuye al aumentar la cuantía.

7.2 Resultados Basados en probabilidad de cumplimiento del PMCE y PDBE.

El PMCE (Peligro Máximo Creíble de un Evento sísmico) es un concepto que se utiliza en ingeniería sísmica para describir el sismo más severo que se espera pueda ocurrir en una zona específica considerando el conocimiento histórico, estadístico y geológicos de la zona. En inglés este concepto se conoce como MCE (Maximum Credible Earthquake).

Teniendo en cuenta este concepto, se debe ser consciente de que el PMCE implica un nivel extremo de demanda sísmica, ante el cual se espera que la estructura no colapse, aunque se permita cierto daño y que, los elementos estructurales deben tener alta capacidad de disipación de energía, ductilidad y resistencia cíclica.

Por otro lado, el PDBE (Performance-Based Design for Earthquakes) corresponde mismo concepto anterior pero el análisis sísmico de la edificación está basado en el sismo de diseño, por lo que no es tan extremo como el PMCE.

Ahora, con la información de límites de deformación obtenidas mediante los distintos modelos, se logra calcular las curvas de probabilidad en función de la aceleración S_a , obteniendo las siguientes gráficas:

Figura 24.
Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido Longitudinal

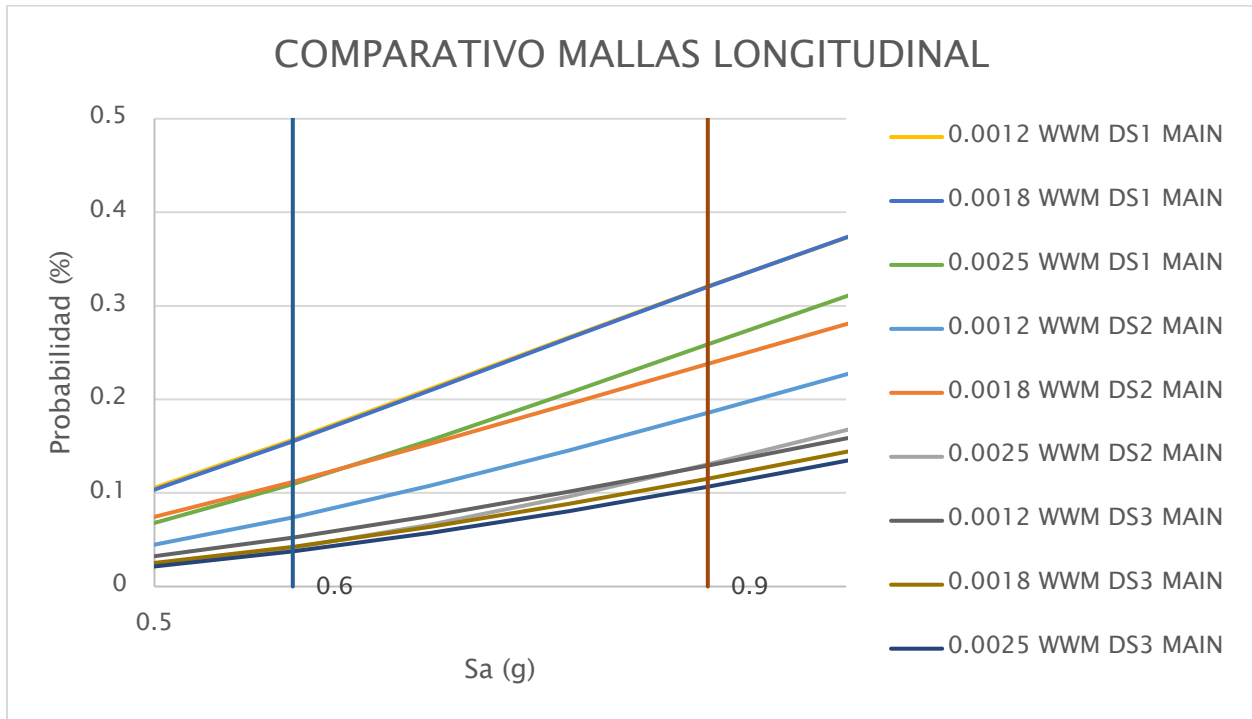


Figura 25.
Curvas de fragilidad para los diferentes estados en mallas sentido Transversal

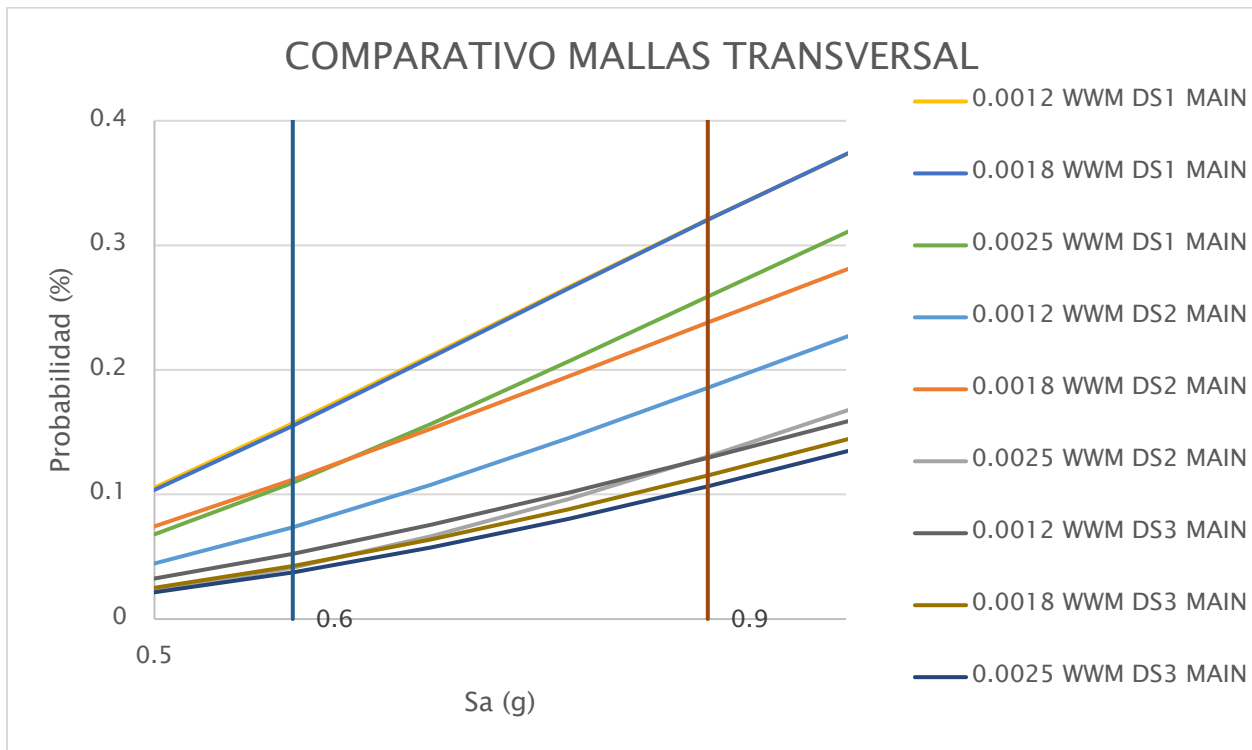


Figura 26.
Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido Longitudinal

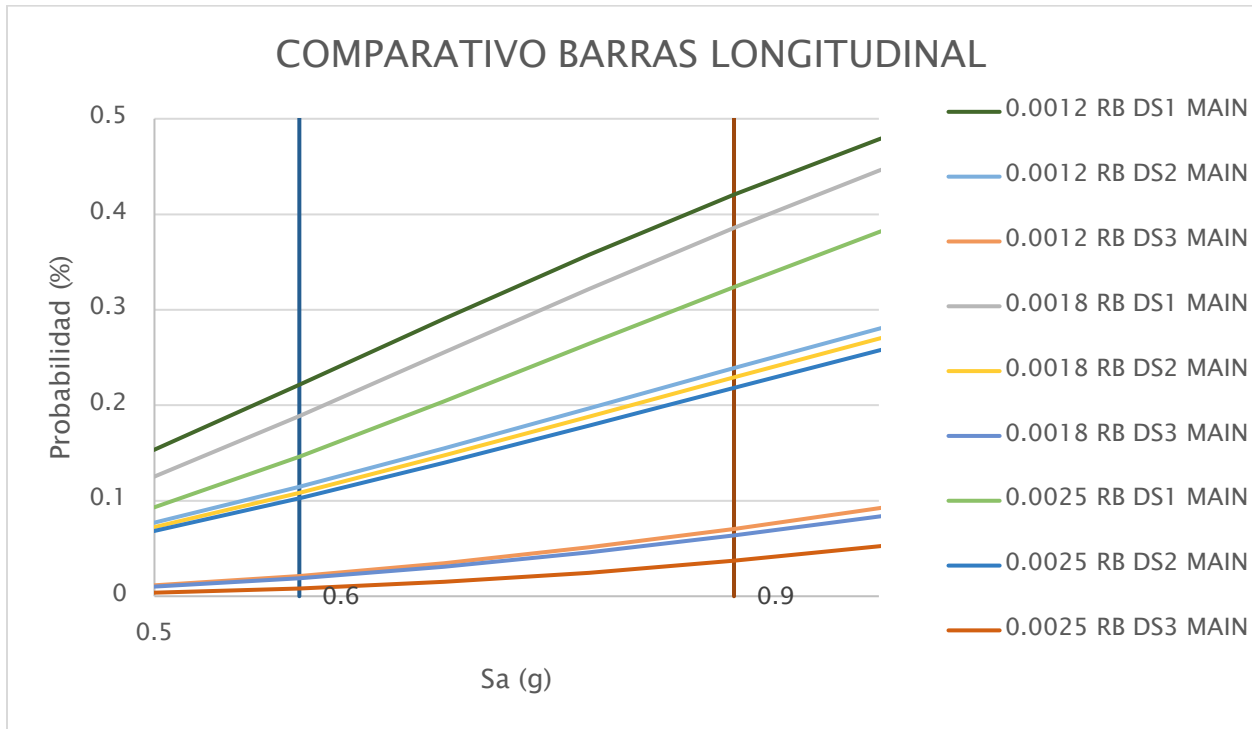
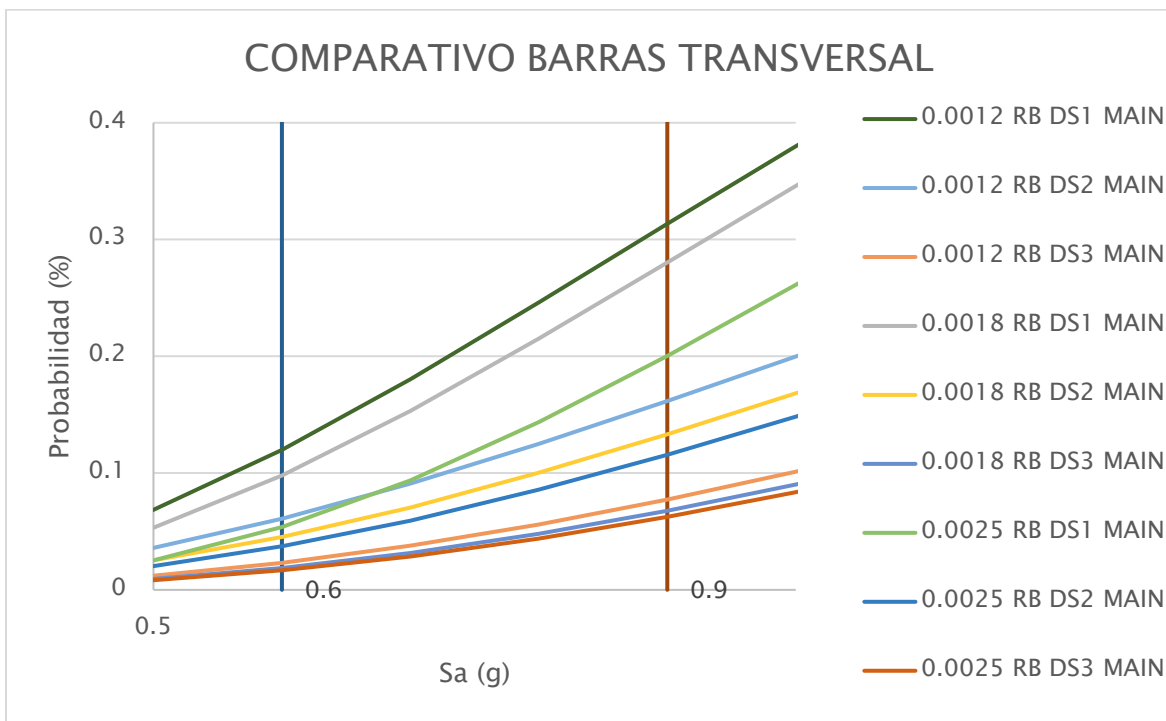


Figura 27.
Curvas de fragilidad para los diferentes estados en barras sentido Transversal



Se obtuvieron los valores de cada gráfica obteniendo las siguientes tablas:

Tabla 16*Probabilidad PMCE para barras en ambos sentidos.*

CUANTÍA	PROBABILIDAD PMCE BARRAS LONGITUDINAL			PROBABILIDAD PMCE BARRAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0025	0.0012	0.0018	0.0025
DS1 MAIN-RB	42.05%	38.57%	32.39%	31.36%	28.05%	20.05%
DS2 MAIN-RB	23.89%	22.92%	21.81%	16.17%	13.31%	11.57%
DS3 MAIN-RB	7.05%	6.36%	3.72%	7.73%	6.78%	6.24%

Tabla 17*Probabilidad PMCE para mallas en ambos sentidos.*

CUANTÍA	PROBABILIDAD PMCE MALLAS LONGITUDINAL			PROBABILIDAD PMCE MALLAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0025	0.0012	0.0018	0.0025
DS1 MAIN-WWM	32.09%	32.05%	25.90%	24.64%	17.48%	14.19%
DS2 MAIN-WWM	25.43%	23.80%	20.20%	18.56%	14.66%	13.05%
DS3 MAIN-WWM	12.94%	11.53%	10.66%	10.99%	10.50%	5.82%

Tabla 18*Probabilidad PDBE para barras en ambos sentidos.*

CUANTÍA	PROBABILIDAD PDBE BARRAS LONGITUDINAL			PROBABILIDAD PDBE BARRAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0025	0.0012	0.0018	0.0025
DS1 MAIN-RB	22.15%	18.88%	14.62%	11.97%	9.79%	5.36%
DS2 MAIN-RB	11.45%	10.84%	10.26%	6.09%	4.53%	3.73%
DS3 MAIN-RB	2.13%	1.89%	0.80%	2.31%	1.87%	1.66%

Tabla 19*Probabilidad PDBE para mallas en ambos sentidos.*

CUANTÍA	PROBABILIDAD PDBE MALLAS LONGITUDINAL			PROBABILIDAD PDBE MALLAS TRANSVERSAL		
	0.0012	0.0018	0.0025	0.0012	0.0018	0.0025
DS1 MAIN-WWM	15.70%	15.52%	10.94%	9.74%	5.27%	3.76%
DS2 MAIN-WWM	12.09%	11.19%	8.46%	7.37%	4.98%	4.13%
DS3 MAIN-WWM	5.23%	4.25%	3.74%	3.65%	3.37%	1.24%

Los datos anteriores y la Figura 22 se obtuvieron para los escenarios de desempeño sísmico DS1, DS2 y DS3 ALL donde los valores correspondían al análisis de todos los muros en conjunto, sin embargo, como un plus a la información obtenida de probabilidades se quiso verificar el comportamiento individual de cada muro protagónico y compararla con la información anterior, obteniendo las curvas individuales por muro y clasificándolas por refuerzo, cuantía y sentido, tal como sigue:

Figura 28. Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de mallas sentidos longitudinal y transversal.

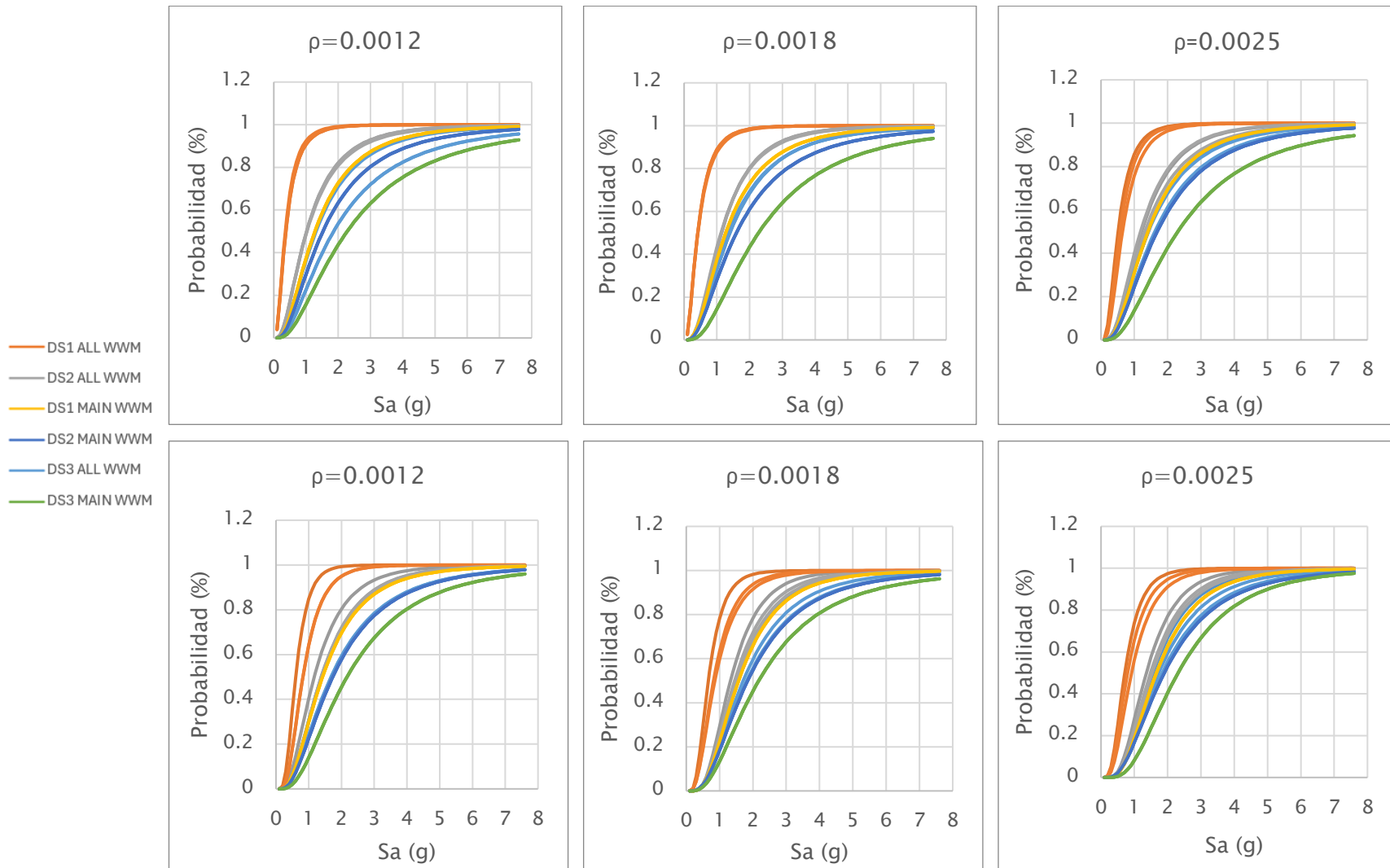
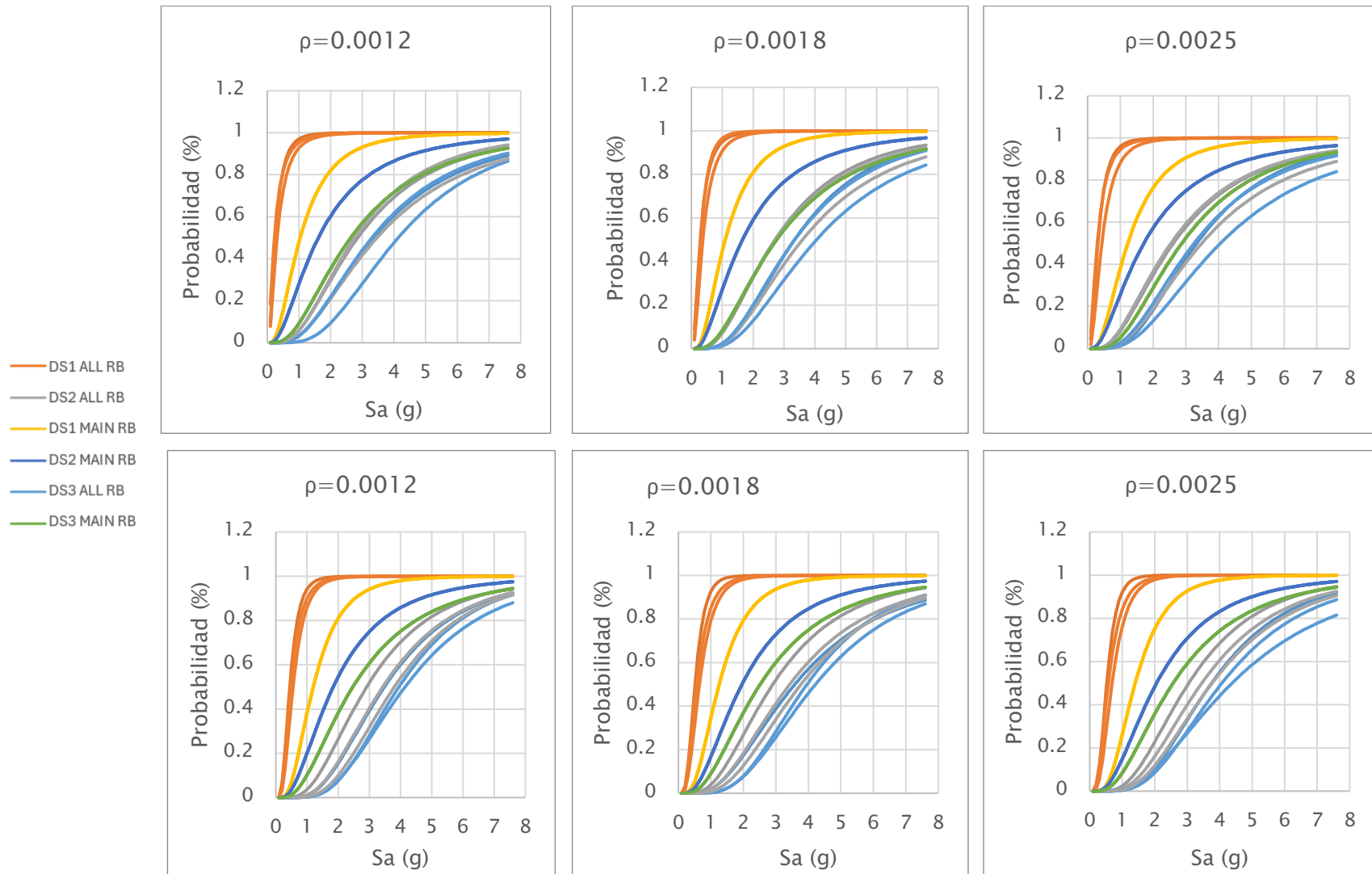


Figura 29. Comportamiento de las curvas de fragilidad muro por muro protagónico con el uso de barras sentidos longitudinal y transversal.



7.2.1 Resultados basados en la probabilidad de excedencia respecto a la cuantía.

A partir de la información de la Tabla 17 y con el fin de facilitar la visualización y la interpretación de los datos se generaron las siguientes figuras:

Figura 30

Variación de PDBE con el aumento de cuantía en barras en el sentido longitudinal

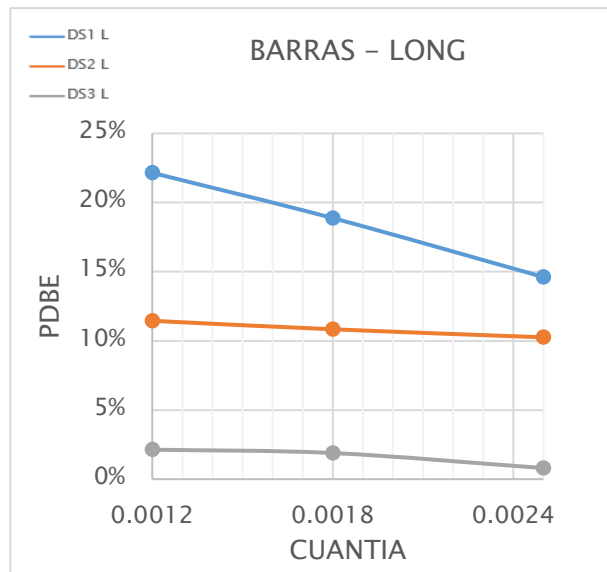


Figura 31

Variación de PDBE con el aumento de cuantía en mallas en el sentido longitudinal

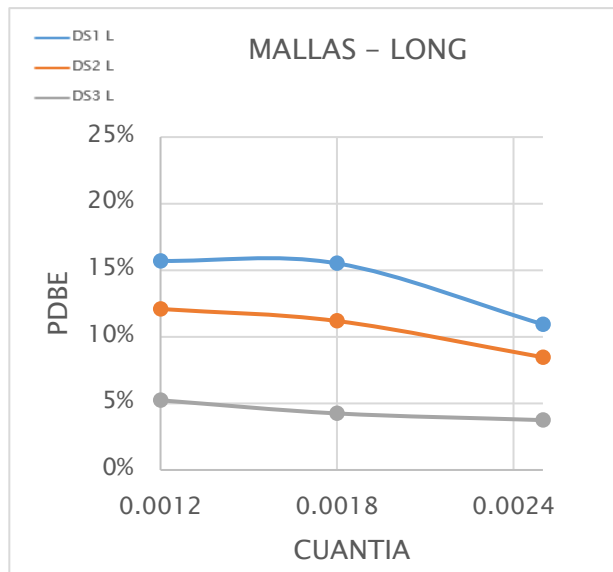


Figura 32

Variación de PDBE con el aumento de cuantía en barras en el sentido transversal

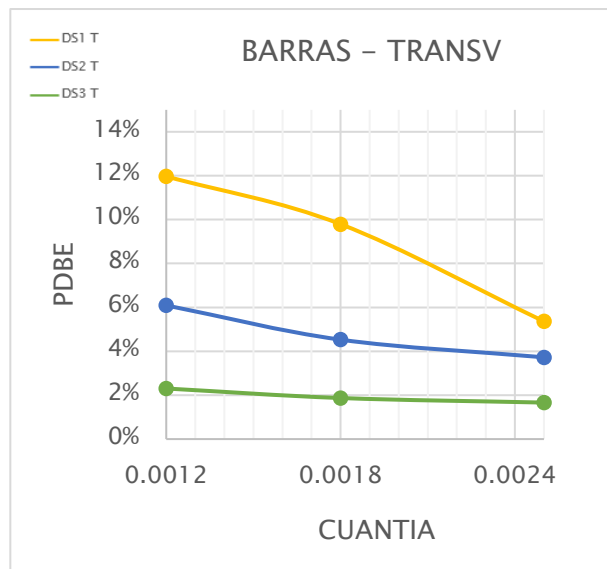
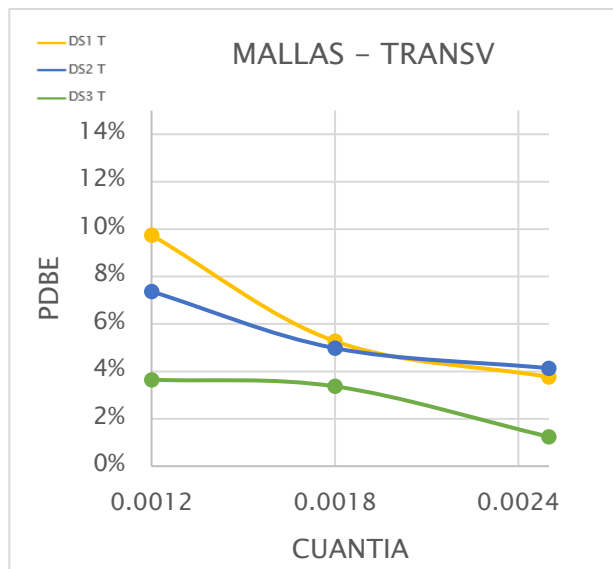


Figura 33

Variación de PDBE con el aumento de cuantía en mallas en el sentido transversal



8. Discusión de resultados

8.1 Discusión Basada en probabilidad de colapso PMCE y PDBE.

A partir de las Figura 23 y Figura 24 se puede inferir que todas las curvas son crecientes, lo que indica que, a mayor aceleración espectral, mayor es la probabilidad de que se cumplan las condiciones de desempeño planteadas en los estados DS1 MAIN al DS3 MAIN.

En el sentido transversal, las curvas para las mallas tienen pendientes más pronunciadas, lo que indica mayor vulnerabilidad sísmica frente a incrementos de S_a . Por el contrario, las curvas para las barras son más bajas indicando un mejor desempeño sísmico y una menor probabilidad de alcanzar los estados de daño planteados.

Haciendo la revisión de acuerdo con los estados de desempeño, el DS1 MAIN presenta las menores probabilidades en ambos sistemas, mientras que las curvas de mallas en el DS3 MAIN presentan probabilidades significativamente más altas que las barras especialmente en valores de $S_a > 0.9$ o el PMCE.

Ahora, para el sentido longitudinal las pendientes de las curvas de mallas son aún más pronunciadas, estando más altas e indicando mayor vulnerabilidad en este sentido.

Las barras parecen tener un comportamiento más consistente en ambos sentidos, lo que indica un comportamiento sísmico más uniforme.

Las aceleraciones mayores incrementan significativamente la probabilidad de daño, especialmente para el caso de las mallas electrosoldadas.

De acuerdo con lo esperado, las probabilidades de DS1 MAIN son mayores que el DS2 MAIN y por último el DS3 MAIN, lo que es consistente con el orden de los estados de daño planteados y descritos en el procedimiento de este estudio.

Por otra parte, a partir de las Tabla 17 a la Tabla 20, se compararon los valores de probabilidades para el PMCE y el PBDE, según el tipo de refuerzo utilizado y con cada estado de desempeño sísmico planteado, cuantía y sentido, se obtuvieron las tablas indicadas a continuación:

Tabla 20*PMCE según cuantía mallas.*

PMCE		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
ESTADO	CUANTIA	MALLAS	MALLAS
	0.0012	32.09%	24.64%
DS1	0.0018	32.05%	17.48%
WWM	0.0025	25.90%	14.19%
	0.0012	25.43%	18.56%
DS2	0.0018	23.80%	14.66%
WWM	0.0025	20.20%	13.05%
	0.0012	12.94%	10.99%
DS3	0.0018	11.53%	10.50%
WWM	0.0025	10.66%	5.82%

Tabla 21*PMCE según cuantía barras.*

PMCE			
		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
ESTADO	CUANTIA	BARRAS	BARRAS
	0.0012	42.05%	31.36%
DS1 RB	0.0018	38.57%	28.05%
	0.0025	32.39%	20.05%
	0.0012	23.89%	16.17%
DS2 RB	0.0018	22.92%	13.31%
	0.0025	21.81%	11.57%
	0.0012	7.05%	7.73%
DS3 RB	0.0018	6.36%	6.78%
	0.0025	3.72%	6.24%

En el PMCE DS1 MAIN-RB, las probabilidades son más altas para la cuantía más baja en el sentido longitudinal (hasta 42.05%) y disminuyen conforme aumenta la cuantía, mientras que en DS3 MAIN RB, las probabilidades son mucho menores (3.72%–7.73%). Esto concuerda con los estados de daño de la edificación: primero se alcanza la fluencia del acero y luego el material llega al endurecimiento, también nos indica que la edificación tiene un comportamiento menos dúctil en el sentido longitudinal.

En el PMCE DS1 MAIN-WWM las probabilidades son más altas para la cuantía más baja (hasta 32.09%) y disminuyen conforme aumenta la cuantía, mientras que en DS3 MAIN WWM, las probabilidades son mucho menores (5.82%–12.94%). Esto concuerda con los estados de daño

de la edificación: primero se alcanza la fluencia del acero y luego el material llega a la ruptura, pero en este caso el material se degrada más rápido que las barras.

La tendencia de los datos con el uso de mallas es similar a las barras, es decir, menor probabilidad de colapso mientras mayor sea la cuantía.

Para las probabilidades de ocurrencia del PMCE con barras de refuerzo, se observa que en ambos sentidos estas disminuyen para todos los estados de daño al aumentar la cuantía. Siendo siempre el DS1 MAIN RB el más probable y el DS3 MAIN RB el menos probable de los escenarios.

El DS3 MAIN WWM en el sentido longitudinal de la edificación las probabilidades de colapso de la edificación tienen diferencias muy pequeñas ante las diferentes cuantías mientras que en el sentido transversal se observa una diferencia considerable al pasar de 0.0018 a 0.0025.

El sentido longitudinal muestra mayores diferencias en DS3 MAIN-WWM, lo que indica que el comportamiento es más sensible en ese sentido para mallas.

Tabla 22
PDBE según cuantía mallas.

ESTADO	CUANTIA	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
		MALLAS	MALLAS
DS1 MAIN WWM	0.0012	15.70%	9.74%
	0.0018	15.52%	5.27%
	0.0025	10.94%	3.76%
DS2 MAIN WWM	0.0012	12.09%	7.37%
	0.0018	11.19%	4.98%
	0.0025	8.46%	4.13%
DS3 MAIN WWM	0.0012	5.23%	3.65%
	0.0018	4.25%	3.37%
	0.0025	3.74%	1.24%

Tabla 23*PDBE según cuantía barras.*

PDBE		LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
ESTADO	CUANTIA	BARRAS	BARRAS
	0.0012	22.15%	11.97%
DS1 MAIN	0.0018	18.88%	9.79%
RB	0.0025	14.62%	5.36%
	0.0012	11.45%	6.09%
DS2 MAIN	0.0018	10.84%	4.53%
RB	0.0025	10.26%	3.73%
	0.0012	2.13%	2.31%
DS3 MAIN	0.0018	1.89%	1.87%
RB	0.0025	0.80%	1.66%

En el PDBE DS1 MAIN-RB, las probabilidades son más altas para la cuantía más baja en el sentido longitudinal (hasta 22.15%) y disminuyen conforme aumenta la cuantía, mientras que en DS3 MAIN-RB, las probabilidades son mucho menores (0.80%–2.13%).

En el PDBE DS1 MAIN-WWM, las probabilidades son más altas para la cuantía más baja en el sentido longitudinal (hasta 15.70%) y disminuyen conforme aumenta la cuantía, mientras que en DS3 MAIN-WWM, las probabilidades son mucho menores (1.24%–5.23%).

Con el uso de barras y mallas se tienen consistentemente mayores probabilidades en DS1 (estado de fluencia) y menores en DS3 (endurecimiento en barras y ruptura en mallas respectivamente). Las probabilidades son menores que en PMCE lo que tiene sentido porque PBDE corresponde a una demanda sísmica más baja.

Los valores de DS1 son mayores, luego le siguen los valores de DS2 y por último los valores de DS3 en ambos sentidos; esto aplica para barras y mallas.

A mayor cuantía, se reduce la probabilidad en barras y mallas; las diferencias entre las probabilidades de las cuantías por tipología dependen de los estados considerados y en el caso de las mallas se observa de forma más amplia al pasar de 0.0018 a 0.0025.

8.1.1 Discusión de la probabilidad de excedencia respecto a la cuantía.

La probabilidad del sismo básico de diseño disminuye al aumentar la cuantía sin importar la tipología ni el sentido en que se analiza la edificación.

Figura 34
Variación de PDBE con el aumento de cuantía en el sentido longitudinal

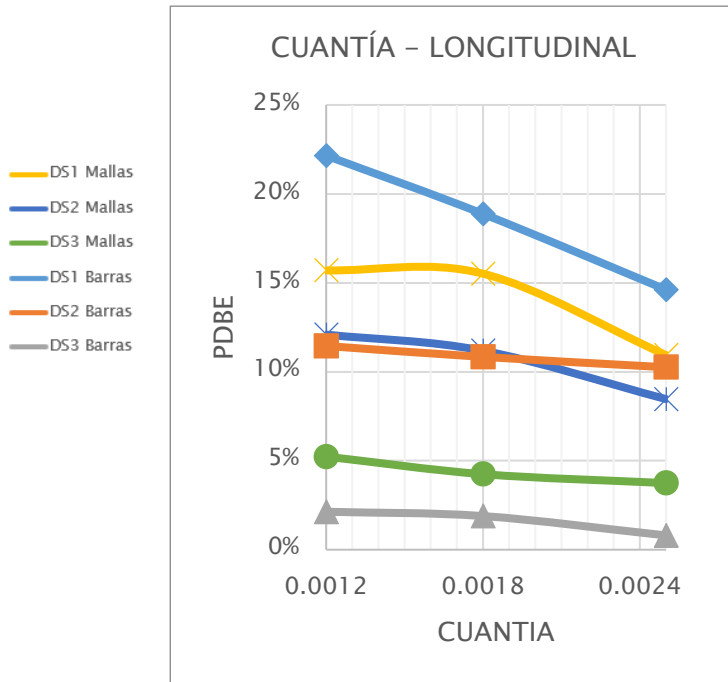
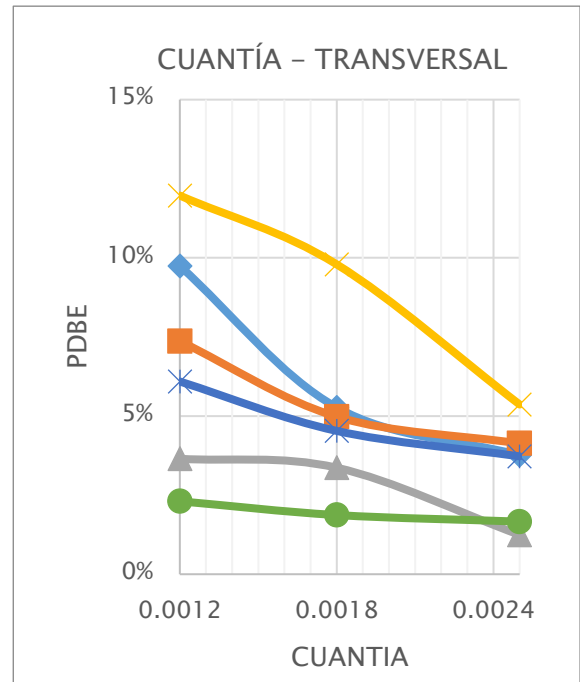


Figura 35
Variación de PDBE con el aumento de cuantía en el sentido Transversal



9. Conclusiones

Al evaluar el comportamiento estructural indicado por las curvas de capacidad de la edificación, al alcanzar los puntos máximos de resistencia se observa que los muros con mallas, independientemente de la cuantía utilizada pierden capacidad de manera abrupta, lo cual evidencia un comportamiento frágil. En contraste, las barras presentan una capacidad residual que permite una mayor disipación de energía y una respuesta cíclica más prolongada.

Aunque a igual cuantía las mallas alcanzan valores superiores de cortante máximo, las barras muestran un mejor desempeño en términos de rigidez efectiva y relación de desplazamiento relativo (RDR), lo que se traduce en una mayor ductilidad del sistema.

La reducción de la cuantía mínima en muros basada en el criterio de cortante, tal como lo establece la NSR-10 permite una cuantía de 0.0012; este valor resulta insuficiente para garantizar un desempeño sísmico adecuado independientemente del tipo de refuerzo empleado. Las probabilidades de que todos los muros protagónicos alcancen el 100% de fluencia en todas las mallas durante el sismo de diseño oscilan entre el 10% y el 16%, mientras que en el sismo máximo creíble estas probabilidades aumentan al rango del 25% al 32%. En el caso de las barras, las probabilidades se sitúan entre el 12% y el 22% para el sismo de diseño, y entre el 32% y el 42% para el sismo máximo creíble.

En los estados de daño DS2 MAIN WWM - DS2 MAIN RB y DS3 MAIN WWM - DS3 MAIN RB, donde se compara el punto de ruptura en mallas con el inicio del endurecimiento por deformación en barras ($\epsilon_{sh} = 0.015$, nueve veces menor que la deformación de ruptura $\epsilon_{su} = 0.14$), se evidencia que las diferencias en la probabilidad de excedencia no son significativas. Sin embargo, es menos probable que una estructura reforzada con barras alcance el endurecimiento por deformación, en comparación con una estructura reforzada con mallas que llegue a la ruptura, independientemente de la cuantía.

Se identifica un patrón progresivo de disminución en las probabilidades a medida que se consideran estados de daño más severos en los muros y en la cantidad de fibras comprometidas. Las probabilidades más altas se presentan cuando se considera la fluencia individual de los muros, seguida por las fallas a compresión individuales. Posteriormente, es más probable que todos los muros entren en fluencia simultáneamente antes de que un muro individual alcance la ruptura y

que esta progresión continúe hasta el endurecimiento o la ruptura del 50% de las fibras en el 50% de los muros considerando si hablamos de barras o mallas.

Independientemente de la tipología de refuerzo, se observa que las probabilidades de colapso disminuyen al incrementar la cuantía. Este incremento también provoca un desplazamiento hacia la derecha de todas las curvas de desempeño, lo que implica que se requiere un mayor valor de aceleración espectral (S_a) para alcanzar una misma probabilidad de daño.

La estructura presenta una mayor resistencia en la dirección transversal en comparación con la longitudinal cuando se emplean mallas, comportamiento que se mantiene constante sin importar el estado de daño considerado. Esto se explica por la mayor rigidez de los muros en sentido transversal. En el caso de las barras, los muros también muestran mejor desempeño en estados iniciales de deformación plástica y endurecimiento por deformación en la dirección transversal. No obstante, a medida que las deformaciones aumentan, las probabilidades de colapso en esta dirección superan a las del sentido longitudinal, posiblemente debido a que los muros más grandes presentan agrietamiento del concreto de forma más acelerada que los muros de menor tamaño.

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>
- 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
- 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.
- 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.
- Hube, M., Santa María, H., Arroyo, O., Vargas, A., Almeida, J., & López, M. (2020). Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions. 1074-1095. doi:<https://doi.org/10.1177/8755293020906841>
- Kolozvar, K., Orakcal, K., & Wallace, John. (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
- 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.jobe.2021.102946.
- 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)*.
- 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
- Pozo, J. D., Hube, M., & Kurama, Y. C. (2020). Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls. *Engineering Structures*, 224. doi:doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111190
- 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-contruido>
- 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