

Desempeño sísmico de edificios de muros delgados modificando el tipo de refuerzo y  
cuantía mínima en el alma: caso de estudio en Bogotá, Colombia

Antonio Vicente Santos Mantilla

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

Director

Orlando Arroyo Amell.

PhD, en Ciencias de la Ingeniería

Pontificia Universidad Católica de Chile

Universidad Industrial de Santander  
Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas  
Escuela de Ingeniería Civil  
Maestría en Ingeniería Estructural  
Bucaramanga

2026

**Dedicatoria**

A mi familia.

### **Agradecimientos**

Agradezco a los profesionales e instituciones que fueron una guía valiosa para el desarrollo de este trabajo de grado:

Al profesor Orlando Arroyo de la Universidad Industrial de Santander UIS por su apoyo, asesoría y colaboración en el desarrollo de este trabajo.

Al profesor Ricardo Bonnet de la Universidad de Medellín por su apoyo, asesoría y asesoría y colaboración en el desarrollo de este trabajo.

Al Magister Civil engineering Frank Daniel Vidales Herrera de la Universidad de Medellín.

A la universidad industrial de Santander UIS.

**Tabla de Contenido**

	<b>Pág.</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>12</b>
<b>Antecedentes y justificación</b> .....	<b>13</b>
<b>1. Objetivos</b> .....	<b>15</b>
1.1. Objetivo general .....	15
1.2. Objetivos específicos.....	15
<b>2. Metodología</b> .....	<b>16</b>
2.1. Descripción de la edificación y modelo ETABS. ....	16
2.1.1. Relación de aspecto, Ar .....	16
2.1.2. Índice de muros.....	17
2.1.3. Selección de muros protagónicos.....	17
2.2. Modelación no lineal.....	18
2.3. Definición del modelo numérico (MVLEM y OpenSeesPy) .....	18
2.3.1. Creación del modelo OpenSees. ....	19
2.3.2. Análisis estático y dinámico no lineal 2D: .....	19
2.3.3. Materiales constitutivos .....	20
2.3.4. Postprocesamiento del pushover.....	20
2.4. Selección de registros sísmicos: .....	21
2.5. Construcción de curvas de fragilidad .....	21
<b>3. Resultados</b> .....	<b>22</b>
3.1. Evaluación de la capacidad estática (pushover) y parámetros de desempeño. ....	22
3.1.1. Muros reforzados con mallas electrosoldadas. ....	22

3.1.2. Evaluación de la capacidad estática (pushover) para muros reforzados con barras. ....	23
3.1.1. Contraste de capacidad estática entre barras de refuerzo y mallas electrosoldadas. ....	24
3.2. Análisis dinámico no lineal y curvas de fragilidad. ....	24
3.2.1. Estados de daño DS1, DS2 y DS3. ....	25
3.2.2. Enfoque metodológico y descriptivo ....	25
3.2.3. Criterios de definición de estados de daño según Arroyo, O. y Bonett, R. ....	26
3.2.4. Límites de Arroyo, O. (enfoque global).....	26
3.2.5. Límites de Bonett, R. (enfoque local).....	26
3.2.6. Resultados de las curvas de fragilidad para mallas.....	27
3.2.6.1. Curvas de fragilidad para mallas electrosoldadas basadas en límites de Arroyo, O. ....	27
3.2.6.2. Curvas de fragilidad de mallas electrosoldadas basadas en los límites de Bonett, R. ....	28
3.2.7. Comparación de criterios de evaluación del daño estructural (Arroyo O. y Bonett R.)...	31
3.2.8. Resultados de las probabilidades de daño para mallas. ....	31
3.2.9. Resultados de las curvas de fragilidad para barras ....	33
3.2.9.1. Curvas de fragilidad para barras de refuerzo basadas en los límites de Arroyo, O. ....	33
3.2.9.2. Curvas de fragilidad para barras de refuerzo basadas en los límites de Bonett, R. ....	34
3.2.10. Comparación de criterios de evaluación del daño estructural (Arroyo O. y Bonett R.)...	36
3.2.11. Resultados de las probabilidades de daño para barras. ....	37
3.2.11.1. Comparación cruzada de probabilidades de daño entre mallas y barras ....	39
3.3. Correlación entre la deformación unitaria a tensión y la deriva de techo (RDR %).....	40
3.3.1. Linealidad de la respuesta y umbrales de fluencia.....	41
3.3.2. Influencia de la cuantía en el control de fisuración ....	42
3.3.3. Comparación (Dir. L vs. Dir. T).....	42

3.4. Curvas de vulnerabilidad económica. ....	43
3.5. Análisis costo-beneficio: costos de reparación vs. inversión inicial en refuerzo .....	45
3.5.1. Escenario de amenaza y criterios de evaluación. ....	45
3.5.2. Estimación de costos de construcción (línea base).....	46
3.5.3. Balance económico .....	47
<b>4. Discusión de resultados.....</b>	<b>48</b>
4.1. Análisis de fragilidad y parámetros de desempeño ( $\theta$ y $\beta$ ). ....	48
4.1.1. Desempeño de muros con malla electrosoldada. ....	48
4.1.1.1. DS1 (Fluencia/Daño leve) .....	48
4.1.1.2. DS2 (Daño severo/ruptura parcial).....	49
4.1.1.3. DS3 (Daño severo/ruptura crítica).....	49
4.1.2. Desempeño de muros con barras corrugadas.....	50
4.1.2.1. DS1 (Fluencia/daño leve).....	50
4.1.2.2. DS2 (Daño severo/ruptura parcial).....	50
4.1.2.3. DS3 (Daño severo/ruptura crítica).....	50
4.1.3. Síntesis comparativa: mallas vs. barra .....	51
<b>Conclusiones .....</b>	<b>52</b>
<b>Referencias bibliográficas .....</b>	<b>54</b>

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1 <i>Índice de muros</i> .....	17
Tabla 2 <i>Parámetros de desempeño estático (<math>\mu</math>, <math>\Omega_0</math>, <math>R_{calc}</math>) para muros con malla electrosoldada.</i> .....	22
Tabla 3 <i>Parámetros de desempeño estático (<math>\mu</math>, <math>\Omega_0</math>, <math>R_{calc}</math>) para muros con barras de refuerzo.</i>	23
Tabla 4 <i>Límites de deformación unitaria para estados de daño según criterio global de Arroyo, O.</i> .....	26
Tabla 5 <i>Límites de deformación unitaria para estados de daño según criterio local de Bonett, R.</i> .....	27
Tabla 6 <i>Parámetros <math>\theta</math> y <math>\beta</math> de curvas de fragilidad para mallas en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir. T.</i> .....	28
Tabla 7 <i>Parámetros <math>\theta</math> y <math>\beta</math> de curvas de fragilidad para mallas en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir. T.</i> .....	29
Tabla 8 <i>Parámetros <math>\theta</math> y <math>\beta</math> de curvas de fragilidad para barras en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir. T.</i> .....	34
Tabla 9 <i>Parámetros <math>\theta</math> y <math>\beta</math> de curvas de fragilidad para barras en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir. T.</i> .....	34
Tabla 10 <i>Análisis costo-beneficio (en millones de pesos) en función del incremento de la cuantía.</i> .....	47

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
Figura 1 <i>Geometría en planta y vista 3D del edificio estudiado.</i> .....	16
Figura 2 <i>Distribución de la relación de aspecto, Ar</i> .....	17
Figura 3 <i>Muros protagónicos y cortes sísmicos (en azul: muros en Dir. L, y en rojo: muros en Dir. T).</i> .....	18
Figura 4 <i>Modelo del elemento MVLEM (tomado de Kolazvari et al. 2018).</i> .....	19
Figura 5 <i>Enfoque de modelado de materiales para (a) hormigón, (b) acero y (c) relaciones constitutivas para barras dúctiles y mallas de alambre soldadas (WMW).</i> .....	20
Figura 6 <i>Curva de capacidad estática e idealización bilineal para muros con malla electrosoldada.</i> .....	22
Figura 7 <i>Curva de capacidad estática e idealización bilineal para muros con barras de refuerzo.</i> .....	23
Figura 8 <i>Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para mallas. (Arroyo, O.)</i>	27
Figura 9 <i>Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para mallas (Arroyo, O.)</i>	28
Figura 10 <i>Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para mallas. (Bonett, R.)</i>	29
Figura 11 <i>Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para mallas (Bonett, R.)</i>	29
Figura 12 <i>Secuencia de falla en muros protagónicos con refuerzo en mallas (<math>\rho_l = 0.12\%</math>, <math>0.18\%</math> y <math>0.25\%</math>) y estado de daño (DS).</i> .....	30
Figura 13 <i>Comparación de los métodos de daño de Arroyo y Bonett para mallas electrosoldadas</i> .....	31
Figura 14 <i>Probabilidades de daño en mallas bajo los sismos (PDBE) y (PMCE). Límites Arroyo O.</i> .....	32

Figura 15 Probabilidad de daño, en mallas, bajo los sismos (PMCE) y (PDBE). Límites Bonett, R. ....	32
Figura 16 Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para barras de refuerzo (Arroyo, O.).....	33
Figura 17 Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para barras (Arroyo, O.) .....	34
Figura 18 Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para barras de refuerzo. (Bonett, R.) .....	35
Figura 19 Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para barras (Bonett, R.)	35
Figura 20 Secuencia de falla en muros protagónicos con refuerzo en barras ( $\rho_l = 0.12\%$ , $0.18\%$ y $0.25\%$ ) y estado de daño (DS). ....	36
Figura 21 Comparación de los métodos de daño de Arroyo y Bonett para barras de refuerzo. ..	37
Figura 22 Probabilidades de daño, en barras, bajo los sismos (PDBE). Y (PMCE). Límites Arroyo, O. ....	38
Figura 23 Probabilidades de daño, en barras, bajo los sismos (PDBE) y (PMCE). Límites Bonett, R. ....	38
Figura 24 Relación entre la máxima tensión y la deriva de techo RDR (%) en la Dir. L. ....	40
Figura 25 Relación entre la máxima tensión y la deriva de techo RDR (%) en la Dir. T. ....	41
Figura 28 Curvas de vulnerabilidad económica, límites de Arroyo y límites de Bonett. ....	44
Figura 29 Curva esperada de pérdidas para $S_a = 0.5625g$ en función del incremento de la cuantía. ....	46

### Resumen

**Título:** Desempeño sísmico de edificios de muros delgados modificando el tipo de refuerzo y cuantía mínima en el alma: caso de estudio en Bogotá, Colombia.<sup>+</sup>

**Autor:** Antonio Vicente Santos Mantilla<sup>\*\*</sup>

**Palabras Clave:** Muros delgados de concreto, desempeño sísmico, curvas de fragilidad, malla electrosoldada, barras de refuerzo, cuantía mínima, análisis dinámico no lineal, NSR-10.

**Descripción:** Esta investigación evalúa el desempeño sísmico de una edificación de muros delgados de concreto reforzado ubicada en Bogotá, Colombia, con el objetivo de analizar la vulnerabilidad asociada al uso de mallas electrosoldadas y cuantías mínimas de refuerzo en el alma. A pesar de la popularidad de este sistema constructivo por su rapidez y economía, existen preocupaciones sobre su ductilidad y comportamiento ante eventos sísmicos, especialmente bajo la normativa NSR-10 que permite cuantías del 0.12%.

El estudio analiza un edificio residencial de seis pisos mediante modelación no lineal en OpenSeesPy utilizando elementos MVLEM. Se desarrollaron seis modelos numéricos que combinan dos tipos de refuerzo (malla electrosoldada y barras corrugadas) con tres niveles de cuantía (0.12%, 0.18% y 0.25%). La metodología integra análisis estáticos Pushover y análisis dinámicos no lineales empleando registros sísmicos seleccionados mediante la metodología CSS para generar curvas de fragilidad, evaluando el daño bajo los límites propuestos por Arroyo y Bonett.

Los resultados demuestran que, aunque el aumento de la cuantía en mallas mejora la resistencia a la fluencia, no garantiza una ductilidad adecuada ni evita la falla frágil prematura. Por el contrario, el uso de barras corrugadas ofrece un comportamiento estable y una capacidad de deformación superior. Este trabajo aporta evidencia técnica crítica para reevaluar los requisitos normativos actuales, sugiriendo que la ductilidad del material es más determinante que el simple aumento del porcentaje de acero en el alma de los muros.

---

<sup>+</sup> Trabajo de Grado

<sup>\*\*</sup> Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Ph.D. Orlando Arroyo Amell.

### Abstract

**Title:** Seismic performance of thin-wall buildings by modifying reinforcement type and minimum web reinforcement ratio: case study in Bogotá, Colombia.\*

**Author:** Antonio Vicente Santos Mantilla\*\*

**Keywords:** Thin reinforced concrete walls, seismic performance, fragility curves, welded-wire mesh, reinforcing bars, minimum reinforcement ratio, nonlinear dynamic analysis, NSR-10.

**Description:** This research evaluates the seismic performance of a thin reinforced concrete wall building located in Bogotá, Colombia, with the objective of analyzing the vulnerability associated with the use of welded-wire mesh and minimum reinforcement ratios in the wall web. Despite the widespread use of this construction system due to its speed and cost-effectiveness, there are concerns regarding its ductility and behavior under seismic events, especially under the NSR-10 code, which allows minimum reinforcement ratios as low as 0.12%.

The study analyzes a six-story residential building through nonlinear modeling in OpenSeesPy using MVLEM elements. Six numerical models were developed, combining two types of reinforcement (welded-wire mesh and deformed bars) with three reinforcement ratios (0.12%, 0.18%, and 0.25%). The methodology integrates static pushover analyses and nonlinear dynamic analyses using earthquake records selected with the CSS methodology to generate fragility curves, assessing damage according to the limits proposed by Arroyo and Bonett.

The results show that, although increasing the reinforcement ratio in walls reinforced with welded-wire mesh improves yield strength, it does not guarantee adequate ductility nor prevent premature brittle failure. In contrast, the use of deformed reinforcing bars provides a more stable behavior and greater deformation capacity. This work contributes critical technical evidence to reassess current code requirements, suggesting that material ductility is more decisive than merely increasing the percentage of steel in the wall web.

---

\* Master's Thesis

\*\* Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Ph.D. Orlando Arroyo Amell.

## Introducción

En Colombia, la construcción de edificaciones con muros estructurales delgados se ha extendido en zonas de baja, intermedia y alta amenaza sísmica. La rapidez de construcción y la percepción de que los sistemas industrializados son más económicos han consolidado su uso frecuente. De igual forma, la incorporación de la malla electrosoldada (NTC 5806; ICONTEC, 2019) como refuerzo del alma del muro contribuye a la facilidad de construcción. El “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. 2010) permite la utilización de este sistema de construcción, lo que incentiva su uso; sin embargo, no está probada su eficacia en el desempeño sísmico de la estructura, especialmente respecto al cumplimiento del nivel de ductilidad y daño esperado según parámetros normativos.

Los sistemas estructurales de muros delgados son utilizados frecuentemente en edificios de altura de hasta 17 pisos; son comunes especialmente en proyectos de vivienda de interés social debido a su construcción rápida, económica y eficiente. Los sistemas industrializados y la repetitividad de la construcción como sistemas modulares hacen eficiente su construcción y la necesidad de mano de obra menos calificada. Esto genera interés en comprender su comportamiento sísmico, capacidad de deformación, ductilidad y cómo se produce el daño en estos sistemas.

Entonces adquiere importancia la pregunta de si su geometría, cuantías y tipos de refuerzo permitidos por la normatividad garantizan un desempeño sísmico adecuado, y si la respuesta estructural bajo demanda sísmica corresponde al comportamiento previsto en el diseño.

### Antecedentes y justificación

Los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), junto con diversos ensayos de laboratorio, evidenciaron que las edificaciones con muros de concreto reforzado delgados y esbeltos (relación de aspecto altura/espesor mayor a 16) sufren daños severos que superan las expectativas de los sismos de diseño (Araújo & Arteta, 2020; Blandón et al., 2018). Estos elementos suelen presentar bajo refuerzo longitudinal, nulo confinamiento en los bordes y una sola capa de refuerzo a cortante en el alma compuesta por mallas electrosoldadas de acero formado en frío (Arteta & Abrahamson, 2018).

En el ámbito de la ingeniería estructural, un muro se clasifica como delgado cuando presenta una relación de aspecto definida como el cociente entre la altura libre de entrepiso y el espesor del elemento superior a 16. Estas estructuras se caracterizan típicamente por una baja cuantía de refuerzo longitudinal, la ausencia de elementos de confinamiento en sus bordes y una sola capa de refuerzo a cortante en el alma, la cual está constituida usualmente por mallas electrosoldadas de alambres delgados de acero formado en frío (Arteta & Abrahamson, 2018).

El comportamiento mecánico de las mallas electrosoldadas difiere sustancialmente del acero convencional regulado en la NSR-10. Aunque poseen un alto límite de fluencia ( $f_y \gg 420$  MPa), carecen de plataforma de fluencia (*plateau*), tienen nulo endurecimiento por deformación y una ductilidad muy limitada; esto provoca la rotura prematura de los alambres bajo derivas marginales tras alcanzar la resistencia máxima del elemento (Blandón et al., 2018; Carrillo et al., 2019). Por ende, la cuantía mínima del 0.12% permitida en el alma por la sección C.14.3.2 de la NSR-10 representa un factor crítico que induce a un comportamiento estructural frágil.

El objetivo de este trabajo de grado es evaluar el impacto en el desempeño sísmico de edificios de muros delgados al modificar la cuantía y el tipo de refuerzo en el alma. Para ello, se analizarán comparativamente:

- Tres cuantías de acero: el 0.12% (límite actual en muros comerciales), el 0.18% (cuantía intermedia) y el 0.25% (exigido para muros especiales de cortante según el artículo C.21.9.2.1 de la NSR-10).
- Dos tipos de refuerzo: barras corrugadas convencionales (NTC 248; ICONTEC, 2019) y mallas electrosoldadas (NTC 5806; ICONTEC, 2019).

Se plantea como hipótesis que el incremento en la cuantía de acero en el panel central (al 0.18% y 0.25%) mejorará significativamente el desempeño sísmico global de la edificación, aumentando tanto la ductilidad como la resistencia lateral de los muros delgados. En contraposición, se prevé que el uso exclusivo de mallas electrosoldadas en el alma, en sustitución de las barras corrugadas, derivará en un sistema de resistencia sísmica constituido por elementos propensos a la falla frágil.

Los resultados de esta investigación aportarán criterios técnicos para optimizar el diseño sismorresistente de estas estructuras y proveerán información de valor para la futura actualización de las normativas de construcción.

## **1.Objetivos**

### **1.1. Objetivo general**

Evaluar, mediante análisis dinámicos no lineales, el efecto que generan tres cuantías mínimas de acero en el alma de muros delgados (0.12%, 0.18% y 0.25%); en el desempeño sísmico; en función de las derivas y deformaciones unitarias como medida del daño de la estructura; considerando dos tipos de refuerzo (malla electrosoldada y barras de refuerzo).

### **1.2. Objetivos específicos**

Evaluar mediante análisis dinámicos no lineales la combinación óptima de cuantía mínima y tipo de refuerzo estudiados que produce el mejor desempeño sísmico en un edificio de muros delgados.

Analizar los niveles de deformación unitaria que se producen en el panel central de los muros para identificar el mecanismo de fisuración y su efecto en la deriva del edificio.

## 2. Metodología

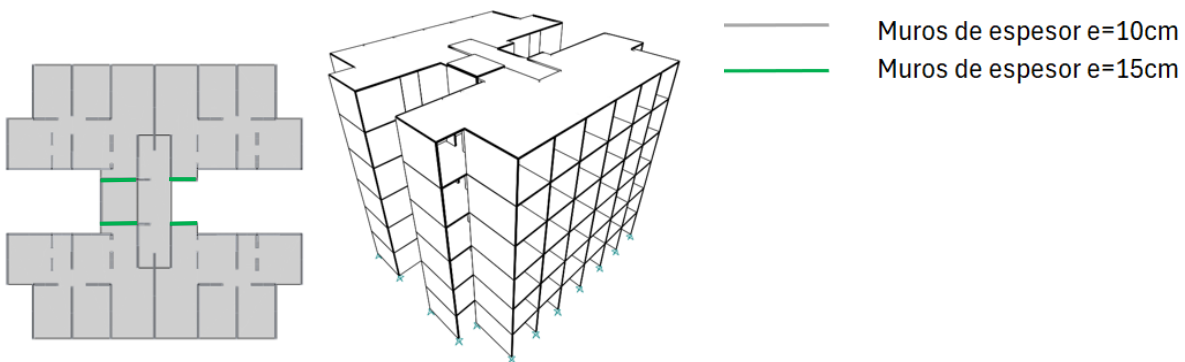
### 2.1. Descripción de la edificación y modelo ETABS.

El caso de estudio es una edificación residencial de seis (6) pisos en Bogotá (amenaza sísmica intermedia), conformada 100% por muros delgados en concreto reforzado con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) según la NSR-10; los factores son:  $R_o = 4.0$  y  $\Omega_o = 2.5$ . El valor de pseudoaceleración espectral es  $S_a = 0.5625$  y el periodo fundamental es  $T = 0.3$  s.

Los espesores de los muros son de 10 cm, salvo cuatro muros en la dirección longitudinal (Dir. T) de 15 cm. Las losas macizas de entrepiso son de 10 cm de espesor y la resistencia a compresión del concreto es  $f'_c = 21$  MPa. En la Figura 1 se presenta la geometría del edificio.

#### Figura 1

*Geometría en planta y vista 3D del edificio estudiado.*



El análisis lineal elástico se realiza con el software ETABS utilizando el método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE). Los muros se modelaron como elementos pier, las losas como diafragmas rígidos y la cimentación como base rígida sin considerar la interacción suelo-estructura.

#### 2.1.1. Relación de aspecto, $A_r$

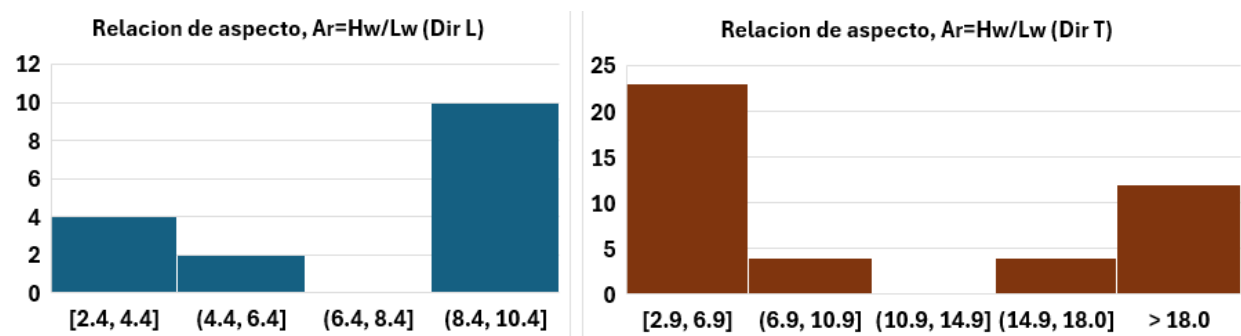
Es el cociente entre la altura total del muro ( $H_w$ ) y su longitud ( $L_w$ ). En la Figura 2 se presenta la relación de aspecto,  $A_r$ , para los muros en las dos direcciones de análisis.

Este parámetro gobierna la capacidad de rotación del elemento, el nivel de desplazamiento no lineal antes de la falla y, por consecuencia, la ductilidad tanto del muro como del edificio.

Para asegurar factores de disipación de energía (R) entre 4 y 6, se recomiendan Ar con un límite superior de 6.0. Los elementos que excedan este valor no logran incursionar en el rango inelástico, por lo que deberían diseñarse sin considerar la reducción por el factor R.

**Figura 2**

*Distribución de la relación de aspecto, Ar*



### 2.1.2. Índice de muros

Se define como la relación entre el área de los muros en la planta baja sobre el área total del edificio; el cálculo del índice se presenta en la Tabla 1.

**Tabla 1**

*Índice de muros*

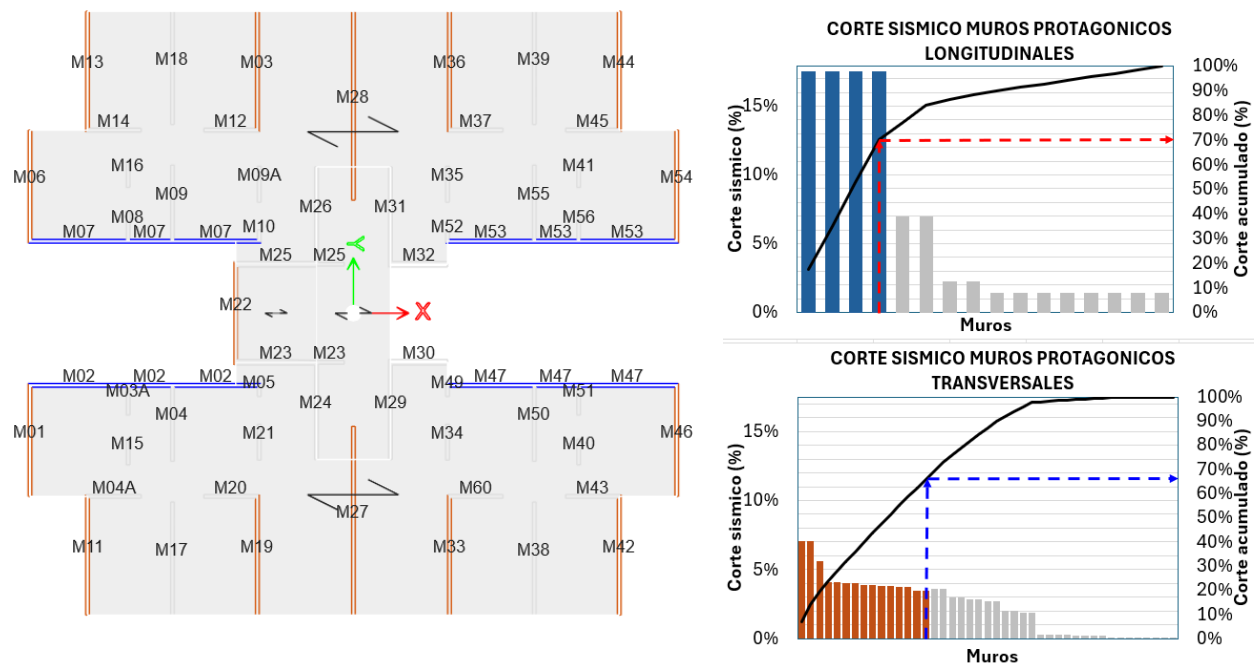
Dirección	Área total del edificio (m <sup>2</sup> )	Área de muros en la planta baja (m <sup>2</sup> )	Índice de muros (%)
Dir. L	1293.84	4.893	0.378%
Dir. T	1293.84	9.259	0.715%

### 2.1.3. Selección de muros protagónicos

Con base en el cortante basal obtenido de ETABS, se seleccionan los muros con mayor aporte estructural; para este caso, los muros seleccionados aportan el 70% del cortante en la dirección longitudinal (Dir. L) y el 66% en la dirección transversal (Dir. T). Ver la Figura 3.

**Figura 3**

*Muros protagónicos y cortes sísmicos (en azul: muros en Dir. L, y en rojo: muros en Dir. T).*



## 2.2. Modelación no lineal

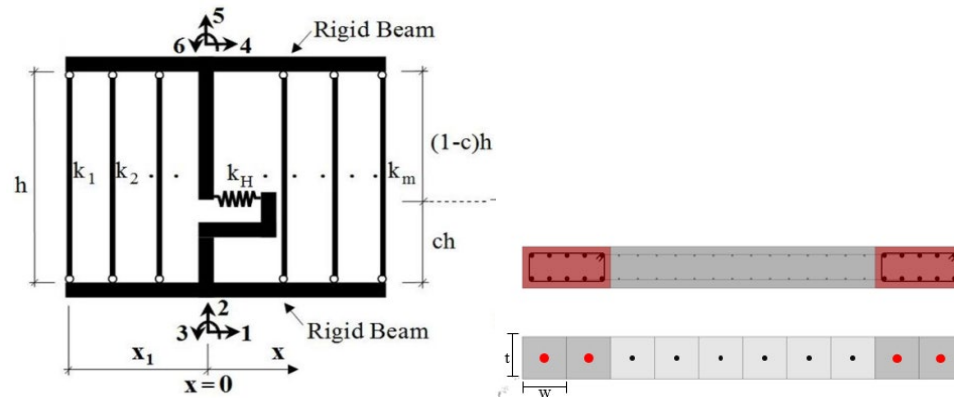
El estudio analiza el comportamiento inelástico del panel central de los muros, variando la cuantía del alma (0.12%, 0.18%, 0.25%) y el tipo de refuerzo (barras corrugadas vs. malla electrosoldada).

## 2.3. Definición del modelo numérico (MVLEM y OpenSeesPy)

Se utilizó el Modelo de Elementos de Línea Vertical Múltiple (MVLEM, Vulcano, 1998) implementado en OpenSeesPy. Se definen las propiedades geométricas del muro (altura, espesor, longitud). Este modelo discretiza la sección transversal de los muros modelados en fibras verticales uniaxiales de concreto y acero, ofreciendo una eficiencia computacional frente a elementos finitos continuos. Luego, se pueden realizar análisis estáticos no lineales (pushover) o dinámicos no lineales para evaluar el comportamiento del muro bajo diferentes condiciones. En la Figura 4 se presenta el modelo del elemento MVLEM (tomado de Kolazvari et al. 2018).

**Figura 4**

*Modelo del elemento MVLEM (tomado de Kolazvari et al. 2018).*



### 2.3.1. Creación del modelo OpenSees.

Se crearon 12 modelos numéricos (6 por dirección) que se ejecutan en OpenSeesPy (Zhu et al., 2018), que es la implementación de OpenSees (McKenna et al., s. f.) como una librería de Python (Python Software Foundation, s. f.) combinando los tres niveles de cuantía (0.12%, 0.18%, 0.25%) con los dos tipos de refuerzo normativo: barras (NTC 248) y mallas (NTC 5806).

Todos los muros se modelaron como muros planos.

### 2.3.2. Análisis estático y dinámico no lineal 2D:

Los muros se modelan con una restricción de desplazamiento horizontal uniforme por piso (diafragma rígido) y distribución de masa uniforme. Se verifica que el periodo fundamental estuviera dentro de un margen del 20% del modelo 3D.

- (a) Análisis pushover: Control por desplazamiento para evaluar la capacidad y definir el daño en función de la deriva.
- (b) Análisis dinámico no lineal (time-history): Se emplearon registros seleccionados mediante la metodología Conditional Scenario Spectra (CSS). Se monitorearon derivas, aceleraciones, fuerzas de los elementos y la información de tensión y deformación en el

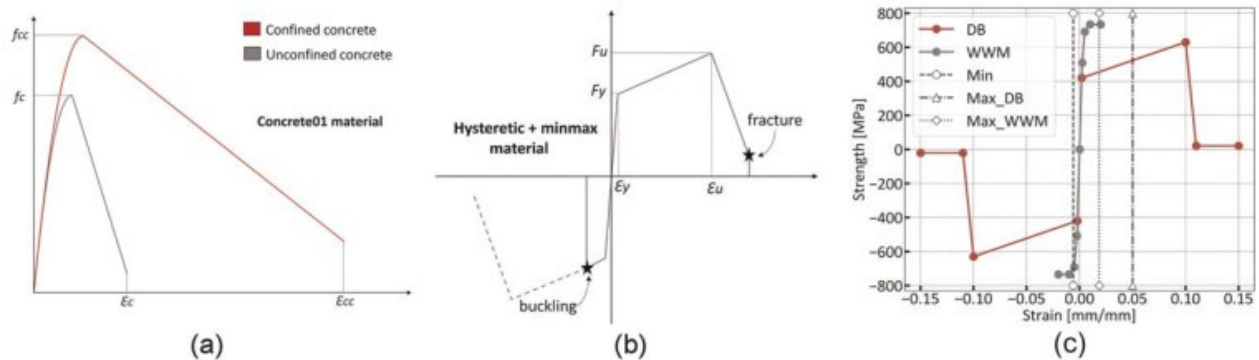
primer nivel; se evaluará el desempeño estructural, enfocándose en la aparición de deformaciones unitarias y la ruptura de las barras y mallas en el alma de los muros. Los datos obtenidos de las simulaciones serán analizados para identificar los mecanismos de falla. El postproceso se realizará con ayuda de Microsoft Excel.

### 2.3.3. *Materiales constitutivos*

- (a) Concreto: modelo Kent-Scott-Park Kent & Park, 1971 (confinado y no confinado).
- (b) Acero: material hysteretic en OpenSeesPy combinado con material MinMax para capturar el pandeo y la fatiga de bajo ciclo, según recomendaciones de Arroyo et al. (2024).

### Figura 5

*Enfoque de modelado de materiales para (a) hormigón, (b) acero y (c) relaciones constitutivas para barras dúctiles y mallas de alambre soldadas (WMM).*



### 2.3.4. *Postprocesamiento del pushover.*

Se obtienen curvas de capacidad identificando los siguientes estados límite.

- (a) El primer agrietamiento: el paso en el cual el modelo identifica que al menos uno de los muros se agrieta en el extremo.
- (b) La primera fluencia: Primera fluencia de un refuerzo.
- (c) Primera rotura de un refuerzo: Identifica en qué punto se rompe el primer refuerzo.
- (d) Capacidad máxima: falla en el muro.

(e) Punto de colapso: para una pérdida del 20% de la capacidad máxima del edificio.

#### **2.4. Selección de registros sísmicos:**

La evaluación probabilística se realizó mediante simulaciones dinámicas utilizando 420 registros sísmicos por modelo (total 5040 análisis), seleccionados vía CSS (Arteta & Abrahamson, 2018), para ser consistentes con la amenaza sísmica local ( $S_a$  a  $T = 0.3$  s). Adaptada al contexto colombiano. Dicha selección se basa en la amenaza sísmica de distintas ciudades del país.

#### **2.5. Construcción de curvas de fragilidad**

Una curva de fragilidad representa la probabilidad de que un estado de daño (DS) iguale o exceda un nivel de daño  $ds$  (ej. leve, moderado, severo, colapso) condicionado a una intensidad sísmica (IM); para este estudio, la pseudoaceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.3$  s) asociada a cada registro sísmico.

$$P(DS \geq ds | IM = sa)$$

Para cada señal se lee la pseudoaceleración  $S_a$  ( $T = 0.3$  s) de tal forma que se tienen tantas pseudoaceleraciones ( $S_a$ ) como señales haya; luego estas se agrupan por franjas, donde cada una representa un nivel de riesgo.

Se establece una deformación unitaria límite para cada nivel de daño y se compara la deformación unitaria que produce cada señal con esta; se cuentan las señales que producen una deformación unitaria mayor al límite y se calcula la probabilidad de que se presente ese nivel de daño como la división entre el número de señales que superan la deformación unitaria límite y el número total de señales en la franja de estudio. El mismo procedimiento se realiza para todas las franjas de señales; de esta forma se obtiene la curva de fragilidad para una sola estructura. Seguidamente, se realiza el informe y discusión de los resultados y las conclusiones.

### 3. Resultados

#### 3.1. Evaluación de la capacidad estática (pushover) y parámetros de desempeño.

Se evalúa la capacidad del arquetipo a través de la curva pushover de los modelos de OpenSees, la cual correlaciona la resistencia a corte normalizada ( $V_b/W$ ) con la deriva de techo (RDR, %), identificando los estados límite clave. Se estudia el comportamiento en ambas direcciones (Dir. L) y (Dir. T) para las cuantías de 0.12%, 0.18% y 0.25% y dos tipos de refuerzo, mallas y barras.

##### 3.1.1. Muros reforzados con mallas electrosoldadas.

Figura 6

Curva de capacidad estática e idealización bilineal para muros con malla electrosoldada.

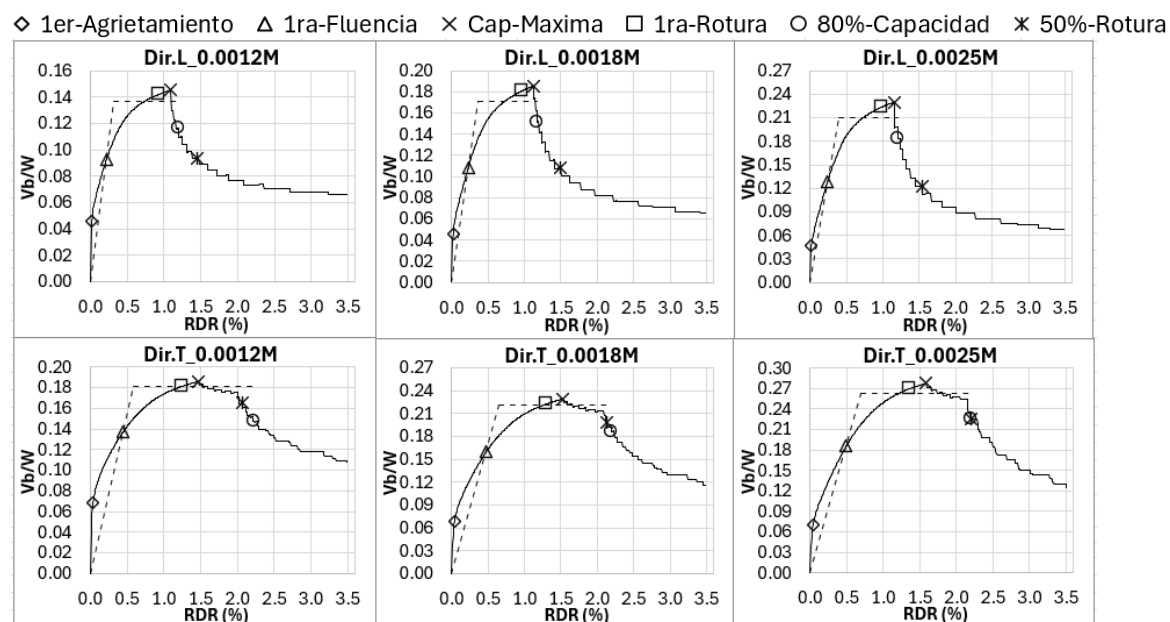


Tabla 2

Parámetros de desempeño estático ( $\mu$ ,  $\Omega_o$ ,  $R_{calc}$ ) para muros con malla electrosoldada.

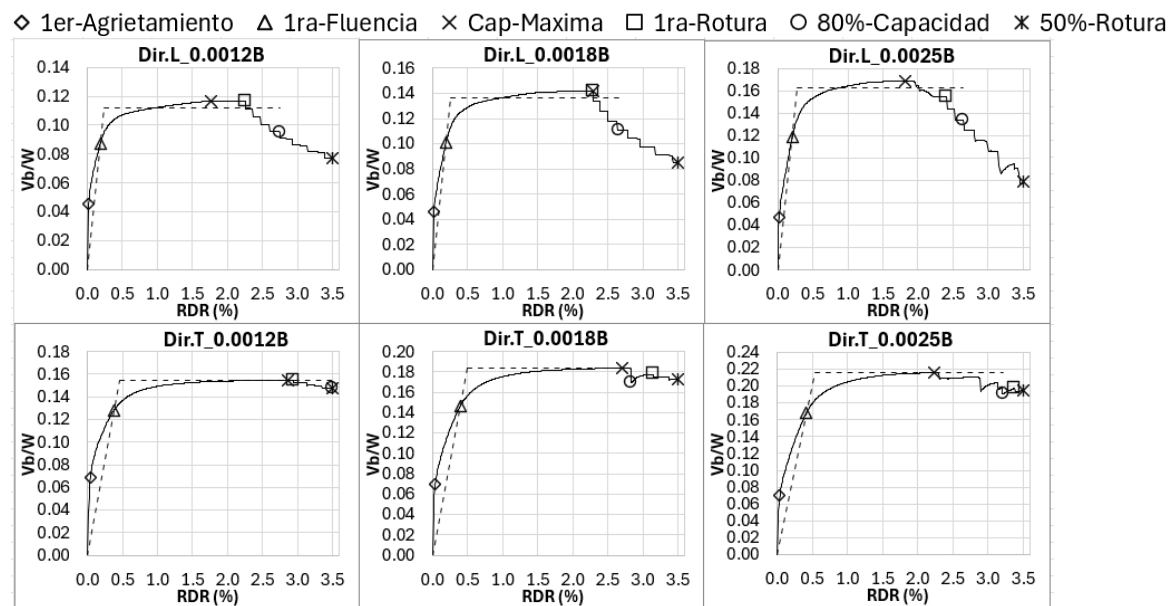
Cuantía	Dir. L				Dir. T			
	$V_b/W$	Ductilidad $\mu$	$\Omega_o$	$R_{calc}$	$V_b/W$	Ductilidad $\mu$	$\Omega_o$	$R_{calc}$
0.0012M	0.137	3.71	0.97	2.46	0.181	3.78	1.29	3.3
0.0018M	0.171	3.28	1.22	2.87	0.22	3.36	1.57	3.75
0.0025M	0.21	3.08	1.49	3.39	0.263	3.14	1.87	4.3

Como se observa en la Tabla 2, los modelos analizados presentan un mayor cortante basal normalizado ( $V_b/W$ ) que los modelos de barras, pero una ductilidad global deficiente. La respuesta después del pico presenta una degradación abrupta de la resistencia, típica de fallas frágiles; por esta razón, los parámetros  $R_{calc}$  y  $\Omega_o$  son inferiores a los mínimos normativos ( $R_o = 4.0$  y  $\Omega_o = 2.5$ ) para todas las cuantías analizadas, revelando que el uso de mallas electrosoldadas en muros delgados no garantiza el desempeño dúctil requerido para sistemas DMO.

### 3.1.2. Evaluación de la capacidad estática (pushover) para muros reforzados con barras.

**Figura 7**

*Curva de capacidad estática e idealización bilineal para muros con barras de refuerzo.*



**Tabla 3**

*Parámetros de desempeño estático ( $\mu$ ,  $\Omega_o$ ,  $R_{calc}$ ) para muros con barras de refuerzo.*

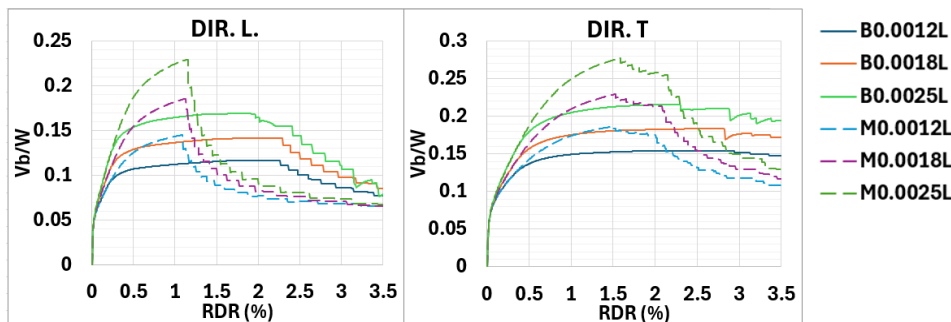
Cuantía	Dir. L				Dir. T			
	$V_b/W$	Ductilidad $\mu$	$\Omega_o$	$R_{calc}$	$V_b/W$	Ductilidad $\mu$	$\Omega_o$	$R_{calc}$
0.0012M	0.112	11.52	0.80	3.73	0.155	7.76	1.10	4.19
0.0018M	0.136	10.17	0.97	4.27	0.184	5.67	1.31	4.20
0.0025M	0.163	9.34	1.16	4.86	0.216	6.04	1.53	5.11

Como se observa en la Tabla 3, la tendencia es opuesta; si bien el  $(V_b/W)$  es menor, la estructura desarrolla una ductilidad superior con una degradación gradual de resistencia.

El coeficiente de sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ) permanece bajo; el factor de reducción  $R_o$  supera el mínimo normativo en la mayoría de los casos, excepto para la cuantía de 0.12% en la Dir. L.

Sin embargo, la “naturaleza” monótonica del análisis estático no captura la degradación cíclica de rigidez propia de un evento sísmico real. Específicamente en muros delgados, el pushover tiende a subestimar la fragilidad, ya que la falla suele estar gobernada por "el pandeo y posterior fractura del refuerzo vertical para derivas moderadas" (Lu et al., 2016), mecanismo que se evalúa con mayor precisión mediante análisis dinámicos no lineales.

### 3.1.1. *Contraste de capacidad estática entre barras de refuerzo y mallas electrosoldadas.*



### 3.2. **Análisis dinámico no lineal y curvas de fragilidad.**

Las curvas de fragilidad analíticas adoptan una distribución de probabilidad log-normal, la cual queda completamente definida por dos parámetros:

La mediana  $\theta$  (Theta): corresponde al valor de la demanda sísmica (pseudoaceleración espectral,  $S_a$ ) asociado a una probabilidad del 50% de excedencia de un estado de daño determinado. Teóricamente, se anticipa que este parámetro de capacidad aumente en proporción al incremento de la cuantía de refuerzo.

La desviación estándar logarítmica  $\beta$  (Beta): variable que cuantifica la dispersión estructural y las incertidumbres inherentes al proceso de modelación.

La combinación de estos parámetros define la probabilidad de igualar o superar un nivel límite de afectación ante una intensidad sísmica específica.

### **3.2.1. Estados de daño DS1, DS2 y DS3.**

La cuantificación del desempeño sismo-resistente requiere la definición de umbrales físicos y mecánicos que permitan caracterizar la evolución de su degradación. Para efectos de esta investigación, el nivel de afectación y la pérdida progresiva de rigidez en los elementos se clasifican en tres estados de daño (Damage States, DS), los cuales delimitan el comportamiento del sistema desde el rango elástico hasta el agotamiento de su capacidad lateral:

- (a) DS1 (Fluencia/Daño leve): el primer estado inelástico o el inicio del daño significativo.
- (b) DS2 (Daño severo/Ruptura parcial): representa un estado intermedio que implica la ruptura de un porcentaje de refuerzo o el acercamiento a la capacidad máxima local.
- (c) DS3 (Colapso/Ruptura crítica): Representa el estado límite último de la estructura, asociado a la pérdida crítica de capacidad.

### **3.2.2. Enfoque metodológico y descriptivo**

En la Figura 8 y la Figura 10 se presentan las funciones de fragilidad calculadas para los muros reforzados con mallas electrosoldadas, mientras que en la Figura 16 y la Figura 18 se expone el comportamiento correspondiente a los elementos con barras corrugadas.

Los marcadores puntuales en forma de cruz (x) denotan las probabilidades de daño obtenidas de forma discreta a través del análisis dinámico no lineal de los registros sísmicos; por su parte, las líneas continuas muestran el ajuste probabilístico continuo derivado de los parámetros  $\Theta$  y  $\beta$  para cada estado de daño (DS).

Asimismo, en la Figura 9 y la Figura 11 se muestra la superposición de estas curvas para cada nivel de cuantía y estado de daño en los modelos con mallas electrosoldadas; de forma

análoga, en la Figura 17 y la Figura 19 se expone dicho comportamiento comparativo para el caso de los elementos reforzados con barras.

### 3.2.3. *Criterios de definición de estados de daño según Arroyo, O. y Bonett, R.*

Para la definición de los umbrales de deformación se adoptan dos criterios con enfoques conceptuales diferentes pero complementarios. Los límites propuestos por Arroyo O. se basan en un enfoque global del sistema, cuantificando el daño en función del porcentaje de muros protagónicos que exceden un límite específico de ruptura de refuerzo; en contraste, los límites de Bonett R. emplean un enfoque local, priorizan el fallo del elemento más vulnerable y se basan en la deformación unitaria crítica del primer muro que alcanza el límite. Este contraste metodológico sugiere que la percepción de seguridad del edificio y la evaluación del riesgo sísmico del edificio varían significativamente según se priorice el comportamiento individual del elemento (Bonett) o la respuesta global y probabilística del conjunto (Arroyo).

### 3.2.4. *Límites de Arroyo, O. (enfoque global)*

Los límites de deformación unitaria del refuerzo y estados de daños asociados presentados en la Tabla 4. Fueron definidos por Arroyo, O. específicamente para esta investigación.

**Tabla 4**

*Límites de deformación unitaria para estados de daño según criterio global de Arroyo, O.*

Refuerzo	DS1 (fluencia del 100% de los muros)	DS2 (20% de ruptura en el 25% de los muros)	DS3 (50% de ruptura en el 50% de los muros)
Mallas	<-0.004 O > 0.0031	<-0.004 O > 0.015	<-0.004 O > 0.015
Barras	<-0.004 O > 0.0021	<-0.004 O > 0.015	<-0.004 O > 0.015

### 3.2.5. *Límites de Bonett, R. (enfoque local)*

Los límites de deformación unitaria y sus estados de daño asociados en la Tabla 5 fueron definidos por Bonett, R. Aunque inicialmente se consideró un valor de 0.06 para el límite de tracción en las barras bajo el estado DS3 (colapso), los hallazgos experimentales de Lu et al. (2017) demostraron

que la falla de los muros está gobernada por el pandeo y la posterior fractura del refuerzo vertical. Este fenómeno, detonado por la concentración de deformaciones inelásticas en grietas amplias, registró en ensayos deformaciones de tracción previas al pandeo de entre 2.2% y 4.5% (con un promedio de hasta 3.5% en los extremos). En consecuencia, se adoptó un valor promedio conservador de 0.033 (3.3%) como el nuevo límite superior para el estado DS3.

**Tabla 5**

*Límites de deformación unitaria para estados de daño según criterio local de Bonett, R.*

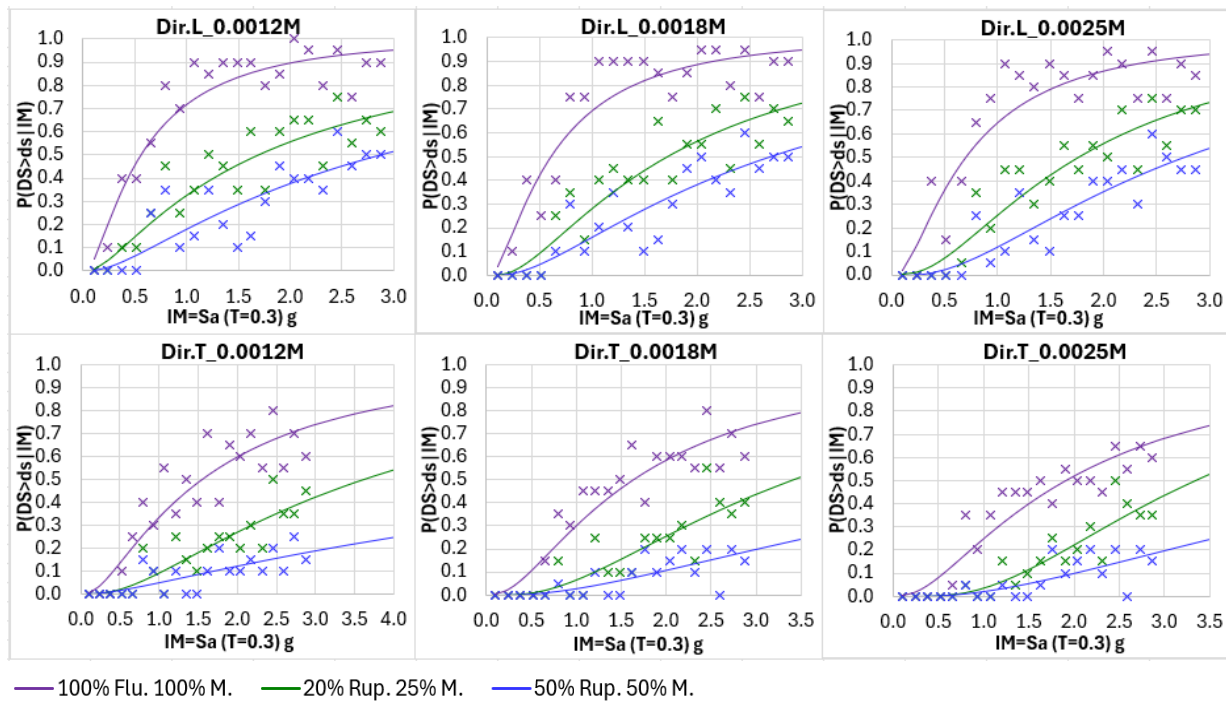
Refuerzo	DS1 (Fluencia)	DS2 (Daño Severo)	DS3 (Colapso)
Mallas	> 0.0031	<-0.004 O > 0.010	> 0.015
Barras	> 0.0021	<-0.006 O > 0.015	<-0.015 O > 0.033

**3.2.6. Resultados de las curvas de fragilidad para mallas**

**3.2.6.1. Curvas de fragilidad para mallas electrosoldadas basadas en límites de Arroyo, O.**

**Figura 8**

*Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para mallas. (Arroyo, O.)*



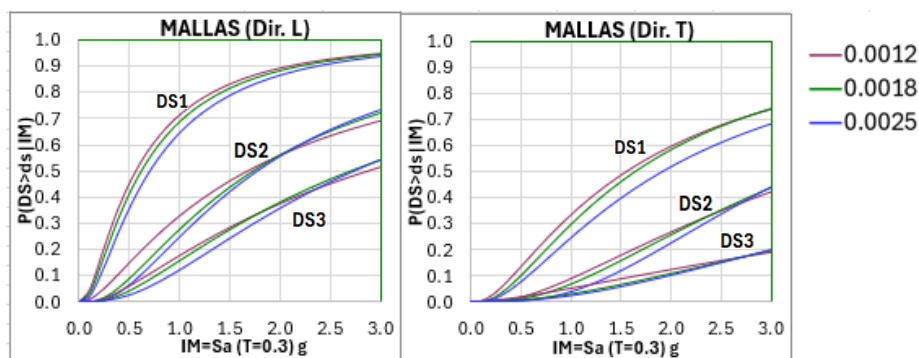
**Tabla 6**

*Parámetros  $\theta$  y  $\beta$  de curvas de fragilidad para mallas en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir.T.*

Dirección	Cuantía	DS1 ( $\theta$ )	DS2 ( $\theta$ )	DS3 ( $\theta$ )	DS1 ( $\beta$ )	DS2 ( $\beta$ )	DS3 ( $\beta$ )
Long. (L)	0.0012M	0.556	1.682	2.874	1.019	1.171	1.155
	0.0018M	0.612	1.72	2.701	0.985	0.938	1.003
	0.0025M	0.698	1.765	2.748	0.948	0.852	0.863
Trans. (T)	0.0012M	1.551	3.629	10.745	1.028	0.969	1.441
	0.0018M	1.639	3.408	7.231	0.931	0.812	1.036
	0.0025M	1.91	3.328	6.633	0.947	0.669	0.937

**Figura 9**

*Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para mallas (Arroyo, O.)*



En las curvas de fragilidad de la Figura 8 y la Figura 9. Para el estado de fluencia (DS1) se confirma la expectativa teórica. El valor de ( $\theta$ ) aumenta consistentemente con la cuantía. Sin embargo, en los estados de daño (DS2 y DS3) para aceleraciones  $Sa > 2.5$ . El aumento de la cuantía parece generar mayores probabilidades de daño. Este comportamiento se explica en que la malla electrosoldada presenta una alta resistencia, pero una ductilidad extremadamente limitada.

### 3.2.6.2. Curvas de fragilidad de mallas electrosoldadas basadas en los límites de Bonett, R.

Dado que en la dirección longitudinal los muros principales (M02, M07, M47 y M53) experimentan el mismo cortante, se exponen únicamente los resultados del M47 como modelo representativo de este grupo. En la dirección transversal se exponen únicamente los resultados del muro M27, el cual es uno de los dos muros que más toma cortante del edificio. El comportamiento de todos los muros se puede observar en la Figura 3.

Figura 10

Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para mallas. (Bonett, R.)

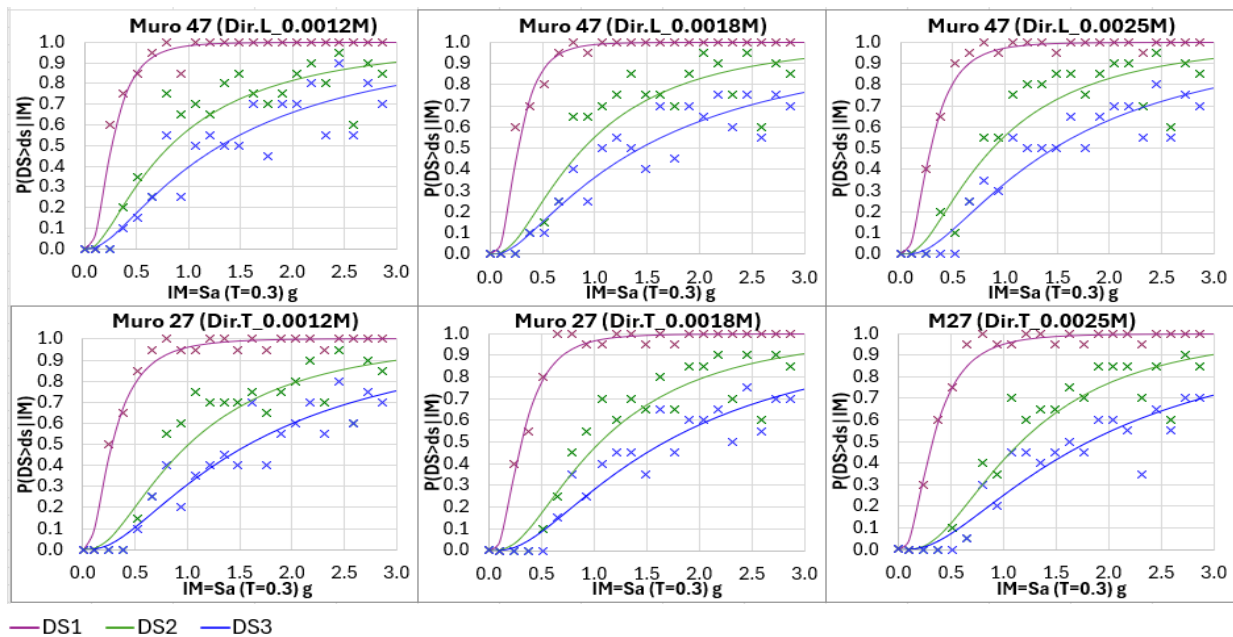


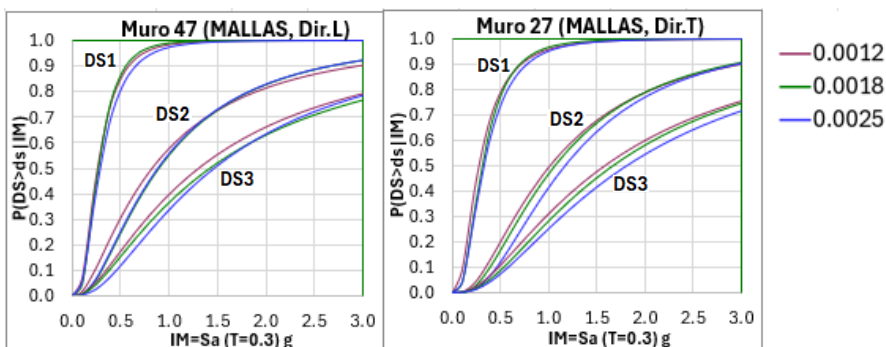
Tabla 7

Parámetros  $\theta$  y  $\beta$  de curvas de fragilidad para mallas en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir.T.

Dirección	Cuantía	DS1 ( $\theta$ )	DS2 ( $\theta$ )	DS3 ( $\theta$ )	DS1 ( $\beta$ )	DS2 ( $\beta$ )	DS3 ( $\beta$ )
Long. (L)	0.0012M	0.258	0.82	1.308	0.633	0.988	1.028
	0.0018M	0.266	0.892	1.423	0.571	0.855	1.027
	0.0025M	0.284	0.882	1.463	0.649	0.863	0.906
Trans. (T)	0.0012M	0.272	1.007	1.586	0.747	0.848	0.931
	0.0018M	0.308	1.06	1.666	0.639	0.792	0.888
	0.0025M	0.324	1.168	1.813	0.676	0.725	0.889

Figura 11

Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para mallas (Bonett, R.)

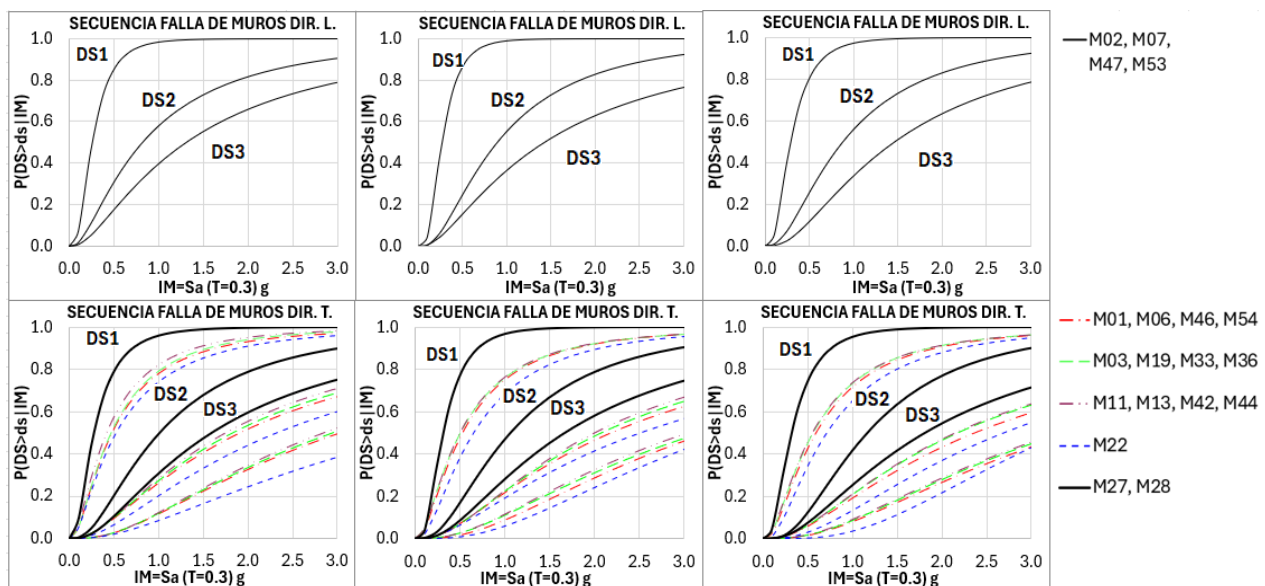


Al analizar las curvas de fragilidad en la Figura 10 y la Figura 11. Se confirma la expectativa teórica. El valor de  $(\theta)$  aumenta consistentemente con la cuantía para todos los estados de daño y la probabilidad de daño es mayor en la dirección longitudinal que en la transversal.

El enfoque de Bonett, R. también permite analizar el estado de daño de cada muro y realizar una secuencia de la falla, como se presenta en la Figura 12 para los muros protagónicos.

### Figura 12

Secuencia de falla en muros protagónicos con refuerzo en mallas ( $\rho_l = 0.12\%$ ,  $0.18\%$  y  $0.25\%$ ) y estado de daño (DS).



Al contrastar los estados de daño de cada muro específico (Figura 12) con la configuración geométrica e identificación de la Figura 3, se observa una progresión hacia estados de daño más severos en los elementos de mayor longitud. Este comportamiento es técnicamente congruente, puesto que, en estructuras con diafragma rígido, los muros más largos poseen una mayor rigidez lateral y, en consecuencia, atraen una fracción más alta del cortante basal. Esta concentración de demanda los hace más susceptibles a experimentar degradación estructural de forma prematura en comparación con los muros más cortos.

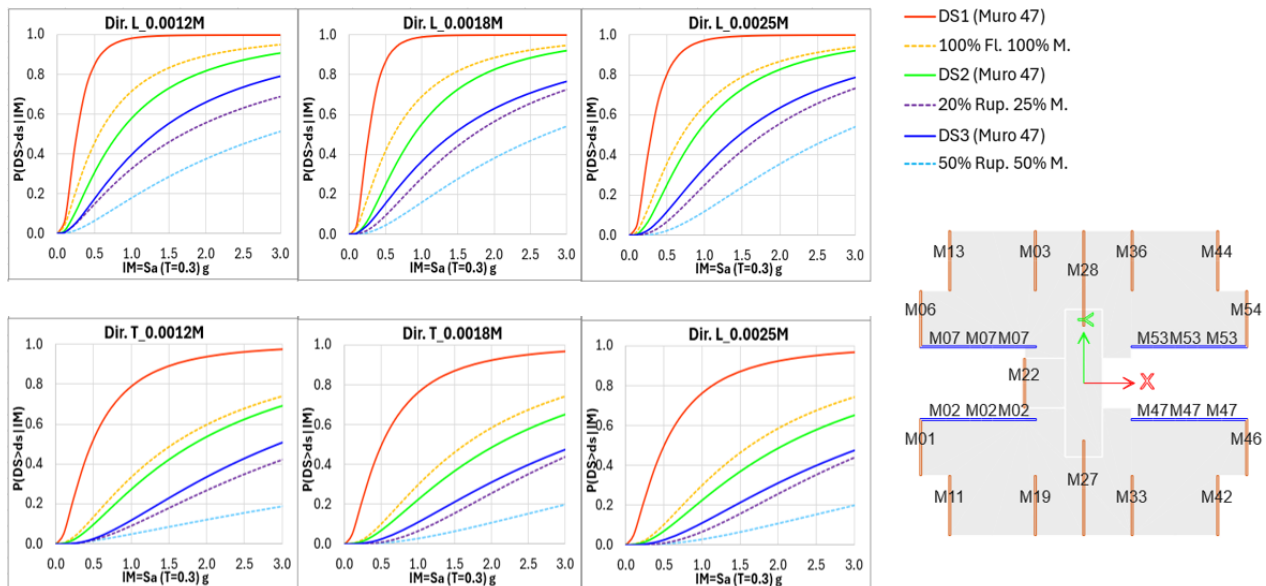
### 3.2.7. Comparación de criterios de evaluación del daño estructural (Arroyo O. y Bonett R.)

Arroyo O. cuantifica el daño según el porcentaje de muros con ruptura de refuerzo (enfoque global), mientras que Bonett R. se basa en la deformación del primer muro crítico (enfoque local).

La Figura 13 contrasta las probabilidades de excedencia de daño entre criterios.

**Figura 13**

*Comparación de los métodos de daño de Arroyo y Bonett para mallas electrosoldadas*



En la Figura 13 se presenta una comparación cruzada para los tres tipos de cuantía analizadas; nuevamente se observa que la probabilidad de daño bajo el enfoque local de Bonett es mayor que bajo el enfoque local de Arroyo para todos los estados de daño. Es decir, el enfoque de Arroyo genera una sensación optimista de seguridad.

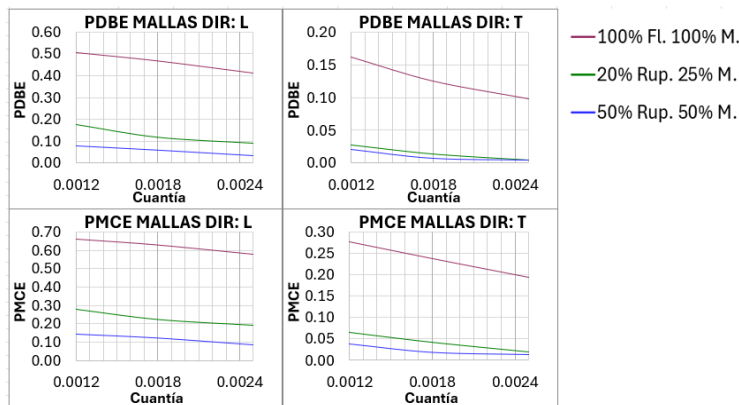
### 3.2.8. Resultados de las probabilidades de daño para mallas.

A partir de los parámetros de fragilidad  $\theta$  y  $\beta$  se calcularon las probabilidades de daño ante el aumento de la cuantía bajo dos escenarios sísmicos de diseño: el Sismo Básico de Diseño (PDBE, con un periodo de retorno  $T=475$  años y  $Sa=0.5625g$ ) y el Sismo Máximo Considerado (PMCE, con  $T=2475$  años y  $Sa=0.84375g$ ). Las curvas de probabilidad resultantes bajo los

criterios globales (límites de Arroyo, O.) se presentan en la Figura 14. Las curvas de probabilidad resultantes bajo los criterios locales (Límites Bonett, R.) se presentan en la Figura 15.

**Figura 14**

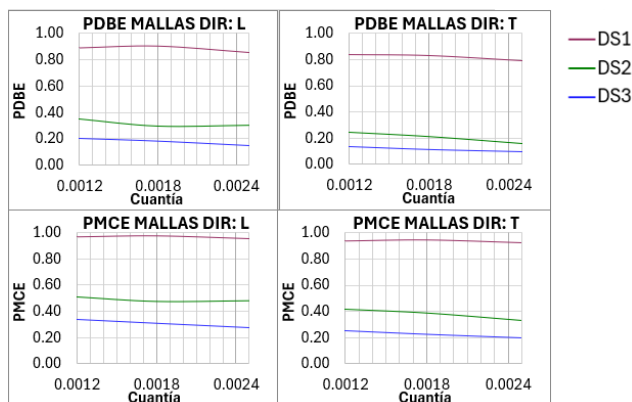
*Probabilidades de daño en mallas bajo los sismos (PDBE) y (PMCE). Límites Arroyo O.*



Al analizar los resultados de la Figura 14, se observa una pendiente negativa en las curvas de fluencia (DS1), indicando que aumentar la cuantía de 0.12% a 0.25% reduce la probabilidad de que la totalidad del sistema entre en fluencia. Sin embargo, para los estados límite de ruptura (DS2 y DS3), las curvas se aplanan. Esto confirma que, aunque añadir acero eleva la resistencia de fluencia, no mejora significativamente la ductilidad plástica, de tal forma que el aumento de la cuantía reduce marginalmente la probabilidad de colapso.

**Figura 15**

*Probabilidad de daño, en mallas, bajo los sismos (PMCE) y (PDBE). Límites Bonett, R.*



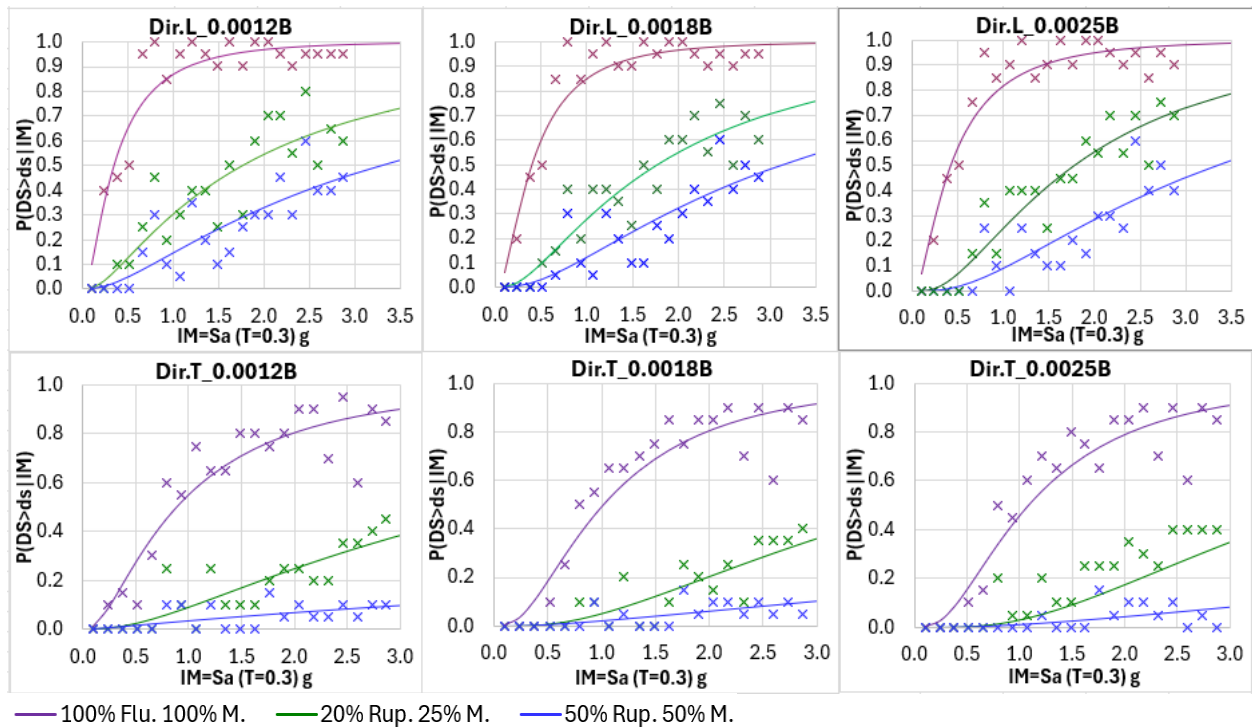
Al analizar los resultados de la Figura 15, se observa que el comportamiento es revelador. Las curvas son prácticamente horizontales para todas las cuantías y estados de daño. Esto implica una insensibilidad del desempeño ante el aumento de refuerzo: la probabilidad de que el muro crítico falle es casi independiente de si tiene 0.12% o 0.25% de cuantía. Esto corrobora la hipótesis de fragilidad intrínseca del material: la malla falla por ruptura prematura del alambre antes de poder redistribuir tensiones, anulando el beneficio teórico de una mayor área de acero.

**3.2.9. Resultados de las curvas de fragilidad para barras**

**3.2.9.1. Curvas de fragilidad para barras de refuerzo basadas en los límites de Arroyo, O.**

**Figura 16**

*Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para barras de refuerzo (Arroyo, O.)*



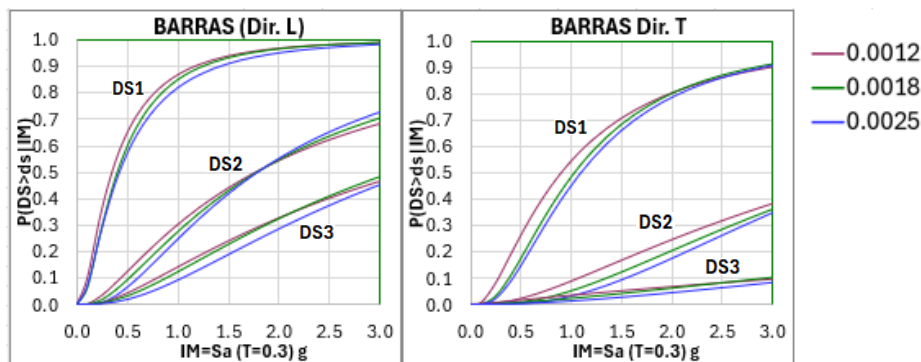
**Tabla 8**

Parámetros  $\theta$  y  $\beta$  de curvas de fragilidad para barras en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir.T.

Dirección	Cuantía	DS1 ( $\theta$ )	DS2 ( $\theta$ )	DS3 ( $\theta$ )	DS1 ( $\beta$ )	DS2 ( $\beta$ )	DS3 ( $\beta$ )
Long. (L)	0.0012B	0.347	1.75	3.283	0.95	1.108	1.127
	0.0018B	0.401	1.776	3.133	0.886	0.975	0.982
	0.0025B	0.421	1.775	3.338	0.955	0.856	0.905
Trans. (T)	0.0012B	0.892	4.084	47.399	0.943	1.042	2.126
	0.0018B	1.021	4.065	19.454	0.783	0.86	1.473
	0.0025B	1.085	4.001	17.211	0.759	0.744	1.266

**Figura 17**

Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para barras (Arroyo, O.)



Al analizar las curvas de fragilidad en la Figura 16 y la Figura 17. En general, se confirma la expectativa teórica. El valor de ( $\theta$ ) aumenta consistentemente con la cuantía para todos los estados de daño y la probabilidad de daño es mayor en la dirección longitudinal que en la transversal.

### 3.2.9.2. Curvas de fragilidad para barras de refuerzo basadas en los límites de Bonett, R.

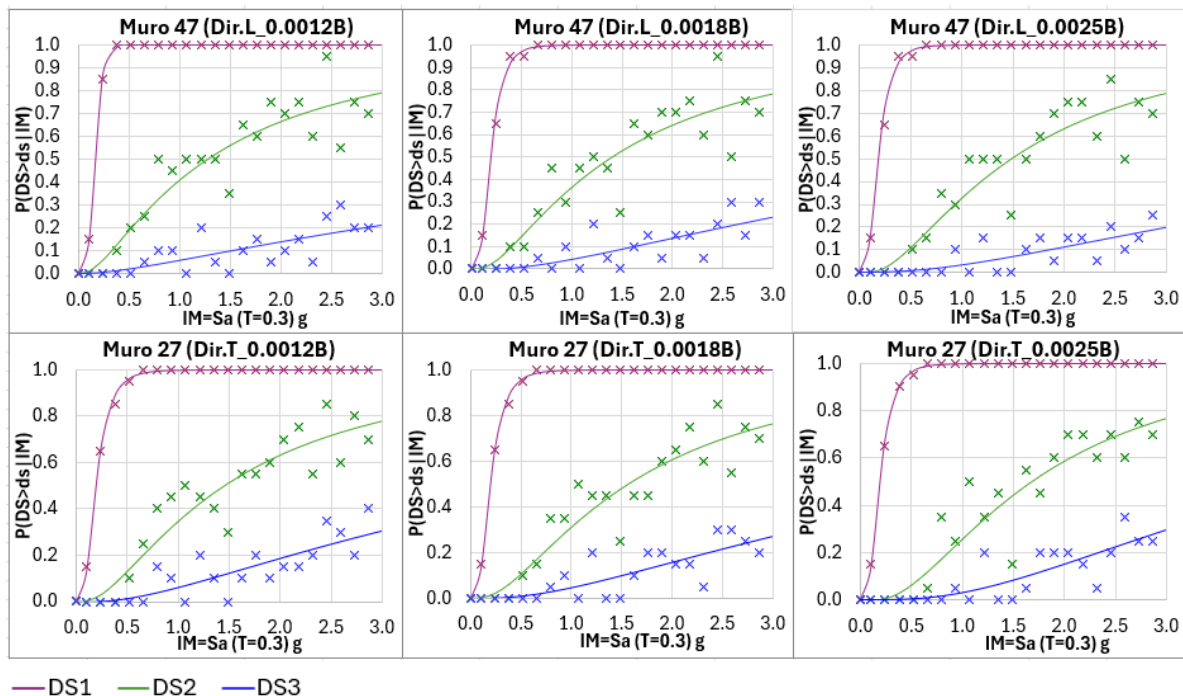
**Tabla 9**

Parámetros  $\theta$  y  $\beta$  de curvas de fragilidad para barras en estados límite 1, 2 y 3 en Dir. L y Dir.T.

Dirección	Cuantía	DS1 ( $\theta$ )	DS2 ( $\theta$ )	DS3 ( $\theta$ )	DS1 ( $\beta$ )	DS2 ( $\beta$ )	DS3 ( $\beta$ )
Long. (L)	0.0012B	0.155	1.275	9.288	0.384	1.057	1.413
	0.0018B	0.184	1.401	6.983	0.527	0.987	1.149
	0.0025B	0.184	1.491	7.564	0.527	0.884	1.089
Trans. (T)	0.0012B	0.192	1.456	5.17	0.562	0.947	1.071
	0.0018B	0.192	1.574	5.639	0.562	0.912	1.028
	0.0025B	0.188	1.676	4.646	0.546	0.798	0.814

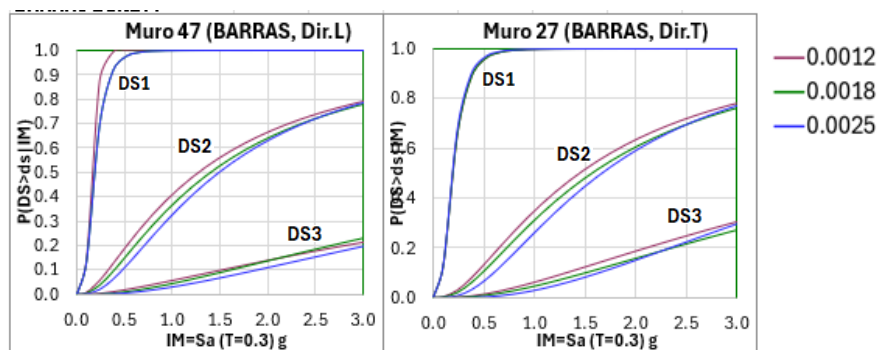
**Figura 18**

*Curvas de fragilidad en función del incremento de cuantía para barras de refuerzo. (Bonett, R.)*



**Figura 19**

*Probabilidad de daño (DS) ante la variación de la cuantía para barras (Bonett, R.)*



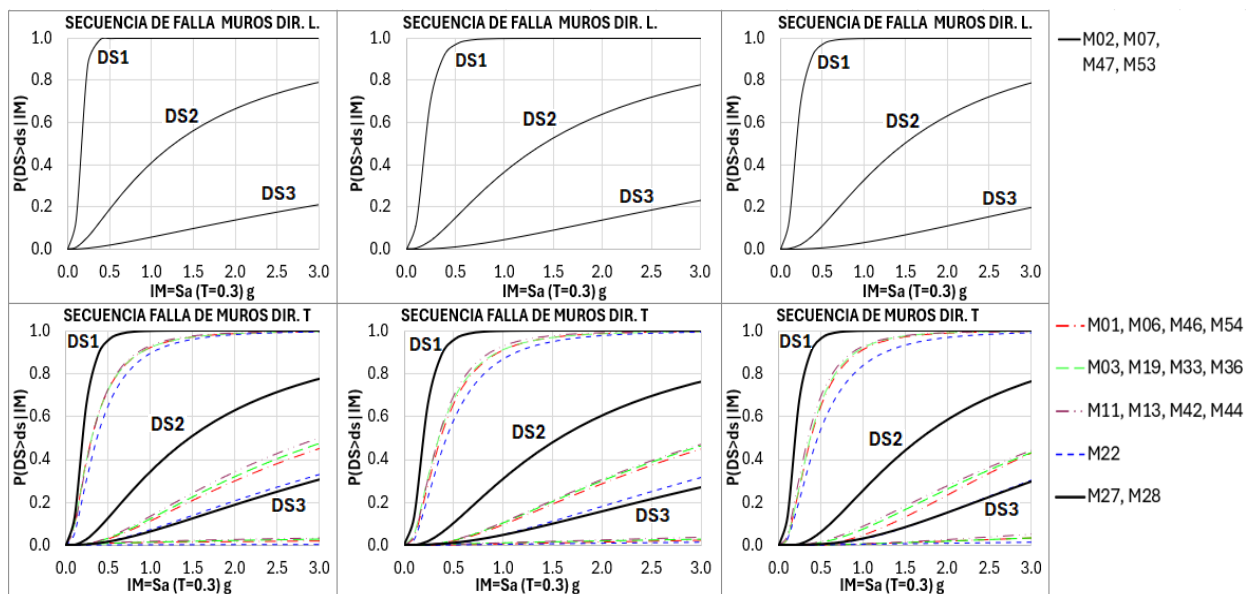
Al analizar las curvas de fragilidad en la Figura 18 y la Figura 19. Se observa que, para las dos direcciones y el estado de daño de fluencia (DS1), la resistencia no muestra sensibilidad al aumento de cuantía, Esto es predecible y aceptable en diseño sismorresistente; indica que el acero está disipando energía tal como se diseñó.

Para el control del colapso (DS2 y DS3), a diferencia de las mallas, las curvas para estados de daño severo muestran probabilidades más bajas.

El enfoque de Bonett, R. también permite analizar el estado de daño de cada muro individual y realizar una secuencia de la falla como se presenta en la Figura 12 para los muros protagónicos.

### Figura 20

Secuencia de falla en muros protagónicos con refuerzo en barras ( $\rho_l = 0.12\%$ ,  $0.18\%$  y  $0.25\%$ ) y estado de daño (DS).



Al contrastar los estados de daño de cada muro específico (Figura 20) con la configuración geométrica e identificación de la Figura 3, se observa una progresión hacia estados de daño más severos en los elementos de mayor longitud por las mismas razones expuestas en el análisis de la Figura 12 para mallas.

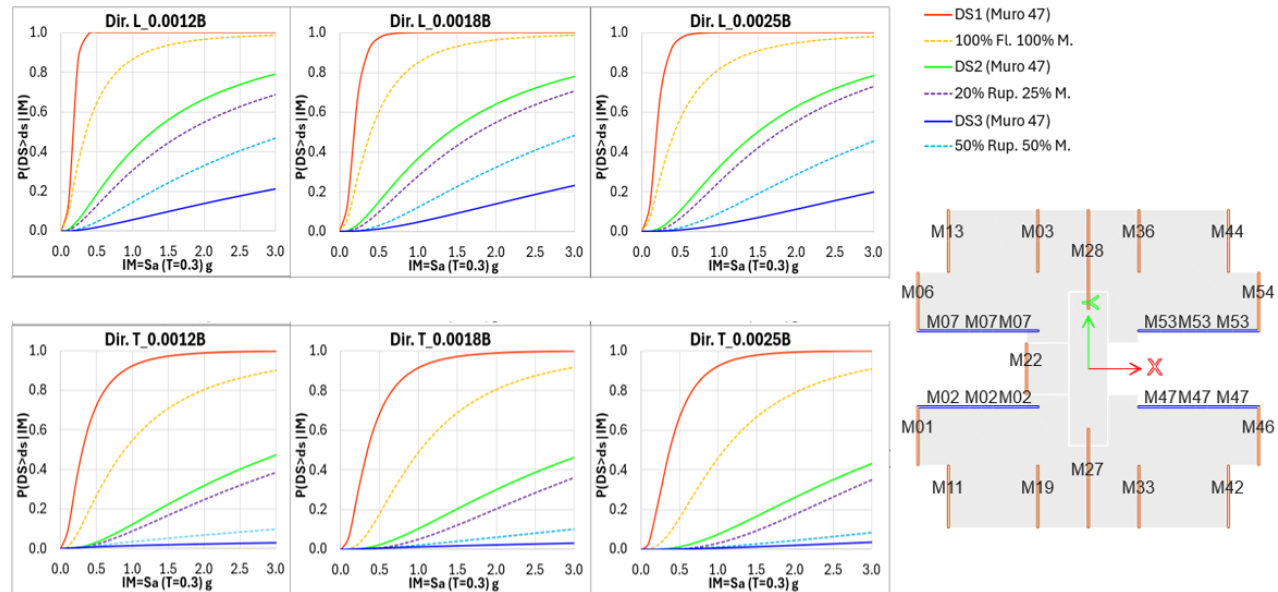
#### 3.2.10. Comparación de criterios de evaluación del daño estructural (Arroyo O. y Bonett R.)

Arroyo O. cuantifica el daño según el porcentaje de muros con ruptura de refuerzo (enfoque global), mientras que Bonett R. se basa en la deformación del primer muro crítico (enfoque local).

Figura 21 contrasta las probabilidades de excedencia de daño entre criterios.

**Figura 21**

*Comparación de los métodos de daño de Arroyo y Bonett para barras de refuerzo.*



En la Figura 21 se presenta una comparación cruzada para los tres tipos de cuantía analizadas; al igual que para mallas, también se observa que la probabilidad de daño bajo el enfoque local de Bonett es mayor que bajo el enfoque local de Arroyo para todos los estados de daño. Es decir, el enfoque de Arroyo genera una sensación optimista de seguridad.

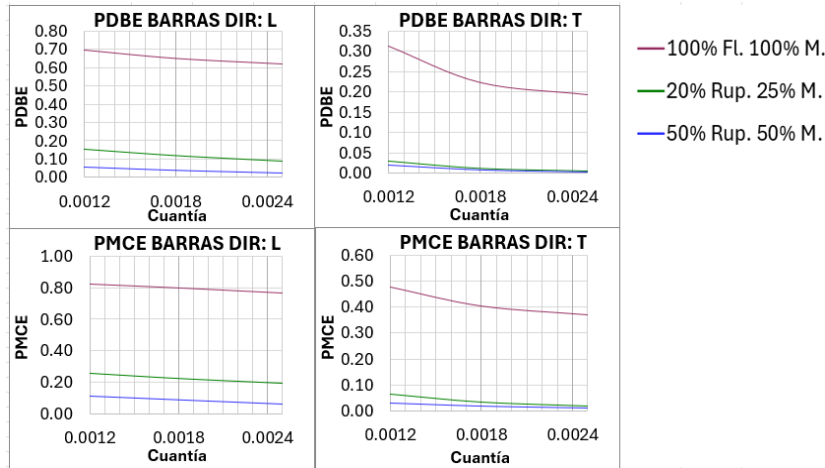
### 3.2.11. Resultados de las probabilidades de daño para barras.

A partir de los parámetros de fragilidad  $\theta$ ,  $\beta$ , se calcularon las probabilidades de daño para cada cuantía de refuerzo bajo dos escenarios sísmicos de diseño: el Sismo Básico de Diseño (PDBE, con un periodo de retorno  $T=475$  años y  $Sa=0.5625g$ ) y el Sismo Máximo Considerado

(PMCE, con  $T = 2475$  años y  $Sa = 0.84375 g$ ). Las curvas de probabilidad resultantes bajo los criterios globales (límites de Arroyo, O.) se presentan en la Figura 22. Las curvas de probabilidad resultantes bajo los criterios locales (límites Bonett, R.) se presentan en la Figura 23.

**Figura 22**

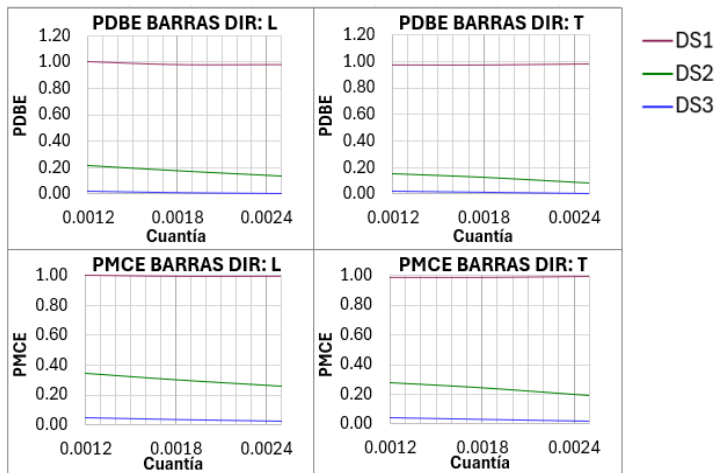
*Probabilidades de daño, en barras, bajo los sismos (PDBE). Y (PMCE). Límites Arroyo, O.*



Al analizar los resultados de la Figura 22, se observa

**Figura 23**

*Probabilidades de daño, en barras, bajo los sismos (PDBE) y (PMCE). Límites Bonett, R.*



La (Figura 22 y Figura 23) confirma la superioridad de las barras en el control de daños severos, a pesar de la alta probabilidad de fluencia:

Tanto en los criterios de Arroyo (Figura 22) como en los de Bonett (Figura 23), la probabilidad de entrar en fluencia (DS1) es alta (cercana a 1.0 en Bonett). Esto es predecible y aceptable en diseño sismorresistente; indica que el acero está disipando energía tal como se diseñó.

Para el control del colapso (DS2 y DS3), a diferencia de las mallas, las curvas para estados de daño severo muestran probabilidades bajas ( $< 20\%$  en Arroyo para PDBE) y estables. La pendiente negativa suave en la Figura 22 sugiere que aumentar la cuantía en barras aporta una reserva de seguridad adicional contra la ruptura, una ventaja que no se materializa en los modelos con malla debido a su baja elongación de rotura.

### **3.2.11.1. Comparación cruzada de probabilidades de daño entre mallas y barras**

La comparación cruzada de las gráficas muestra cómo la forma en que se define el daño altera la percepción de seguridad:

En el Criterio Global (Arroyo, O.), al promediar el comportamiento del sistema (Figura 14 y Figura 22), se obtienen probabilidades de daño menores. Los límites definidos generan un enfoque más optimista y cuentan con que la redundancia estructural permite la redistribución de cargas tras la falla de elementos individuales.

En contraste, el criterio local (Bonett, R.), al enfocarse en el primer elemento que excede el límite (Figura 15 y Figura 23), las probabilidades de daño aumentan radicalmente, mostrando que el daño es casi inevitable bajo demandas altas.

Considerando la seguridad estructural y la realidad física de los materiales analizados, el método más indicado para evaluar el daño en muros delgados es el enfoque local (Método de Bonett). Dado que los muros delgados tienen poca redundancia y fallan por pandeo frágil, es arriesgado asumir que el edificio puede redistribuir cargas eficientemente (hipótesis del criterio global). El método local es más prudente al penalizar la falla del elemento más débil.

Las curvas de probabilidades de daño revelan que es el tipo de refuerzo el que gobierna la capacidad del sistema; en comparación, el aumento de la cuantía presenta bajos rendimientos, especialmente bajo criterios de daño local.

### 3.3. Correlación entre la deformación unitaria a tensión y la deriva de techo (RDR %)

Esta sección presenta la correlación entre la respuesta local del material y el desplazamiento global de la estructura. Las gráficas siguientes tienen como objetivo identificar el mecanismo de fisuración o daño y su efecto en la deriva. El análisis relaciona las siguientes variables:

- (a) Eje X (RDR %): La deriva de techo. Cuantifica el desplazamiento global del edificio.
- (b) Eje Y (máxima tensión): la deformación unitaria máxima a tensión ( $\epsilon_t$ ) en el panel central del muro. Esta actúa como el indicador directo del mecanismo de fisuración.

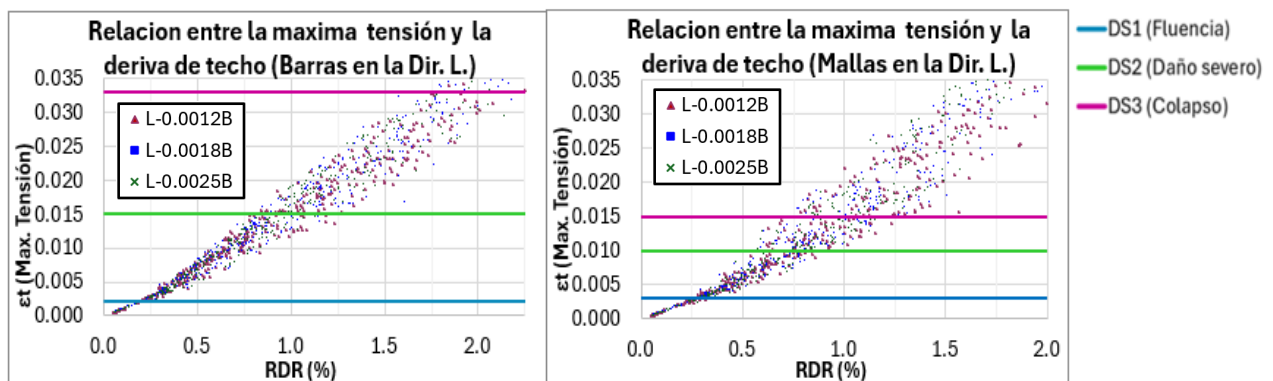
El comportamiento se analiza para los tres niveles de cuantía (0.12%, 0.18% y 0.25%) y los dos tipos de refuerzo (mallas electrosoldadas y barras de refuerzo). En el análisis se considera que el agrietamiento del concreto inicia para deformaciones unitarias cercanas a 0.0001-0.00015. El límite elástico es 0.0021 para las barras de refuerzo y 0.0031 para mallas electrosoldadas.

En la Figura 24 se presenta la correlación general entre la máxima tensión y la deriva de techo para barras y mallas en la Dir. L.

De manera similar, en la Figura 25 se presenta la correlación general entre la máxima tensión y la deriva de techo para barras y mallas en la Dir. L.

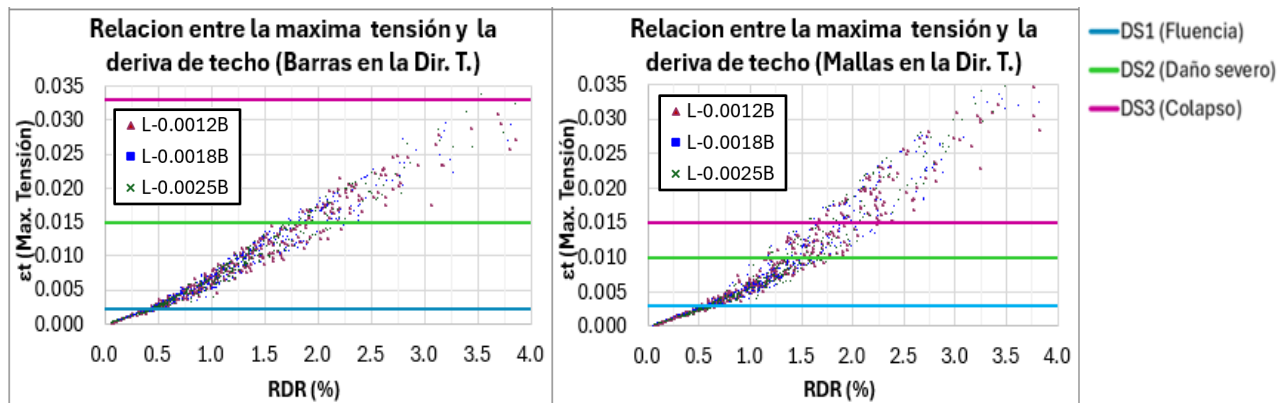
#### Figura 24

*Relación entre la máxima tensión y la deriva de techo RDR (%) en la Dir. L.*



**Figura 25**

Relación entre la máxima tensión y la deriva de techo RDR (%) en la Dir. T.



### 3.3.1. Linealidad de la respuesta y umbrales de fluencia

Se observa una correlación positiva y casi lineal entre la deriva y la máxima deformación unitaria local en el panel central; esta es independiente de la dirección (L o T) o el tipo de refuerzo.

Al analizar la gráfica (Figura 24 y Figura 25), se identifica que para una deriva de techo baja del 0.2%, se producen deformaciones unitarias cercanas a 0.0020, coincidiendo con el límite de fluencia de las barras corrugadas ( $\approx 0.0021$ ); para derivas moderadas del 0.5%, las deformaciones unitarias se sitúan en el rango de 0.006 a 0.007. Este nivel de deformación supera ampliamente el límite elástico tanto de las barras como de las mallas electrosoldadas (cuyo límite de fluencia es ( $\approx 0.0031$ )).

Bajo el criterio de Bonett, R., donde el fallo se define por el primer muro que excede el límite, estos resultados son críticos. Si bien la respuesta de la relación deriva-deformación es similar para mallas y barras, la consecuencia estructural es muy distinta.

Se observa que para una deriva del 1% (común en sismos de diseño en edificaciones de muros de concreto reforzado), se obtienen tensiones en la Dir. L. de  $\epsilon_t \approx 0.015$ . Esto implica que las barras están en una zona de ductilidad. Sin embargo, para las mallas, este valor de 0.015 se

define como su límite de ruptura o pérdida de capacidad de carga. Confirmando la vulnerabilidad del sistema ante derivas que la norma NSR 10 consideraría aceptables.

### **3.3.2. *Influencia de la cuantía en el control de fisuración***

El análisis de dispersión en las Figura 24 y Figura 25 describe el efecto de la cuantía mínima en el control del daño local:

Se observa una tendencia consistente donde, para un mismo nivel de deriva global (ejemplo RDR=1.0%), los modelos con cuantía de 0.25% (cruces verdes) exhiben deformaciones unitarias ( $\epsilon_t$ ) ligeramente inferiores a los modelos con cuantía de 0.12% (triángulos naranjas).

Esto confirma que el aumento de la cuantía aporta rigidez al panel y mejora la distribución de fisuras, reduciendo la concentración de tensiones en el acero individual. Sin embargo, en el caso de las mallas (derecha en Figura 24 y Figura 25), esta reducción de tensión no es suficiente para evitar que el material alcance su punto de ruptura frágil ante grandes demandas de desplazamiento.

### **3.3.3. *Comparación (Dir. L vs. Dir. T)***

Existe una diferencia notable en la magnitud de las derivas alcanzadas:

En la (Dir. L - Figura 24): Las derivas máximas registradas llegan hasta el 2.0%, con deformaciones unitarias asociadas de hasta 0.035. Mientras que en la (Dir. T - Figura 25): El sistema permite derivas mayores, cercanas al 3.5% - 4.0%. Generando deformaciones unitarias similares. Lo anterior evidencia que la (Dir. T) no solo posee una mayor rigidez inherente debido a su índice de muros superior (0.715% vs. 0.378%), sino que exhibe una capacidad de deformación global más competente. La relación entre deriva y deformación demuestra que la (Dir. T) puede acomodar demandas de deriva significativamente mayores (hasta 4.0%) antes de alcanzar niveles

críticos de deformación unitaria, lo que implica una mayor tolerancia al daño y una redundancia estructural superior a la de la (Dir. L).

### 3.4. Curvas de vulnerabilidad económica.

La evaluación del desempeño sísmico también permite la estimación de pérdidas financieras mediante curvas de vulnerabilidad económica. Estas relacionan la intensidad sísmica ( $IM = Sa$ ) con el valor esperado de pérdida ( $E[L]$ ), como porcentaje del costo del edificio ( $C$ ).

Para su construcción, se relacionan las probabilidades de excedencia de los estados de daño ( $P(DS \geq ds)$ ) obtenidas de las curvas de fragilidad, ponderándolas con los costos de reparación asociados a cada nivel de deterioro físico. Basado en la magnitud de las intervenciones requeridas (desde reparaciones cosméticas hasta la reconstrucción total), se definieron las siguientes Relaciones de costo de reparación (RCR):

- (a) Estado de daño ligero (DS1): Asociado a reparaciones menores (fisuras, acabados). Costo asignado:  $0.10C$  (10% del valor del edificio).
- (b) Estado de daño severo (DS2): Implica reforzamiento estructural y reparaciones mayores. Costo asignado:  $0.65C$  (65% del valor del edificio).
- (c) Colapso (DS3): Pérdida total y necesidad de reconstrucción. Costo asignado:  $1.00C$  (100% del valor del edificio).

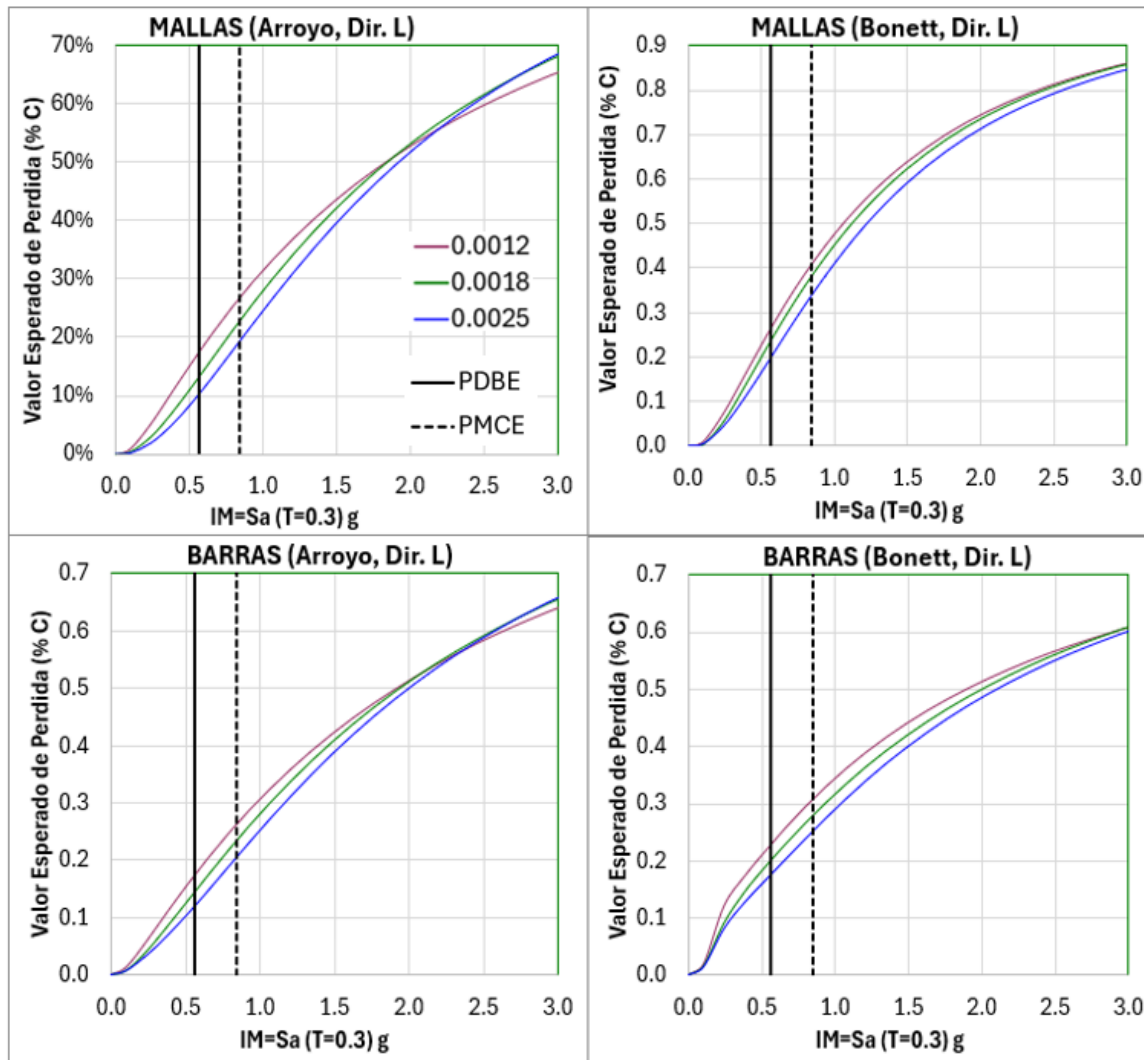
La pérdida esperada para una intensidad dada se calculó mediante la sumatoria probabilística de estos costos:

$$E[L|IM] = \sum (P[DS_i] \times RCR_i)$$

La Figura 26. Presenta la evolución del riesgo económico para las tres cuantías (0.0012, 0.0018, 0.0025) y los dos tipos de refuerzo.

**Figura 26**

*Curvas de vulnerabilidad económica, límites de Arroyo y límites de Bonett.*



El análisis revela que la estimación de pérdidas es altamente sensible al criterio de daño seleccionado, como se aprecia en la Figura 26.

- (a) Escenario bajo Criterio Global (Arroyo, O.): Bajo este enfoque, las curvas de pérdida para mallas electrosoldadas y barras corrugadas tienden a converger. Aunque las mallas presentan consistentemente un mayor costo esperado, la diferencia máxima observada es del orden del 5%. Esto se debe a que el criterio global "promedia" el daño en el conjunto

de muros, atenuando el impacto financiero de las fallas locales prematuras de la malla. En este escenario, la decisión de inversión parecería ser indiferente al tipo de material.

- (b) Escenario bajo enfoque local (Bonett, R.): Al adoptar un criterio que penaliza la falla del elemento más vulnerable, la disparidad económica se hace evidente. Las mallas electrosoldadas exhiben un crecimiento acelerado de la pérdida desde intensidades bajas, resultando en costos de reparación hasta un 23% mayores que los modelos equivalentes con barras corrugadas. Este sobre costo del 23% refleja la falta de ductilidad; el edificio con mallas requiere costos financieros mucho antes que el edificio con barras, el cual logra disipar energía manteniéndose en rangos de daño reparable por más tiempo.

### **3.5. Análisis costo-beneficio: costos de reparación vs. inversión inicial en refuerzo**

Para evaluar la viabilidad financiera del incremento de la cuantía de refuerzo, se desarrolló un análisis costo-beneficio que contrasta el costo incremental de construcción frente a la reducción del Valor Esperado de Pérdida (VEP) ante un evento sísmico.

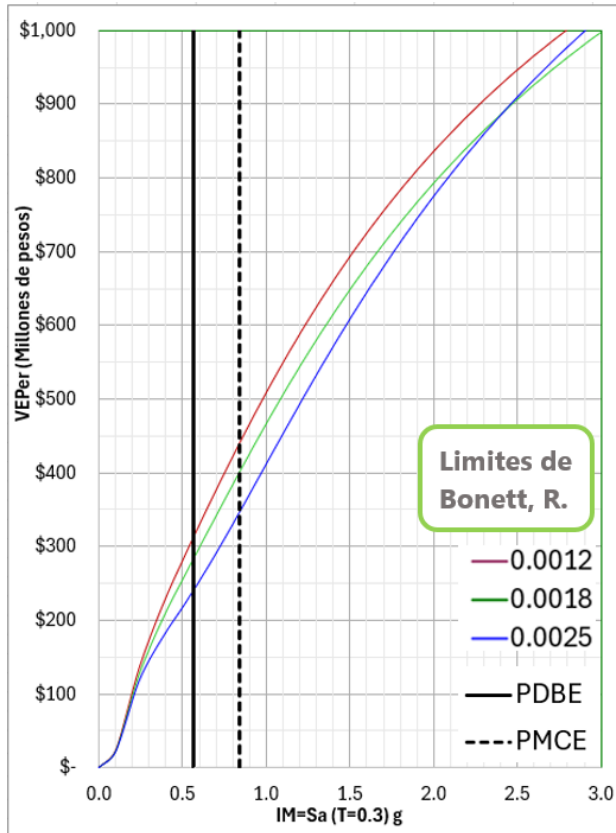
#### **3.5.1. Escenario de amenaza y criterios de evaluación.**

El análisis se restringe exclusivamente al uso de barras corrugadas, dado que, como se demostró previamente, el incremento de cuantía en mallas electrosoldadas no aporta una mejora significativa en la capacidad última a colapso. Adicionalmente, se adopta el enfoque local de Bonett para la determinación de los estados de daño, al haber demostrado ser el método más idóneo para capturar la vulnerabilidad en muros delgados.

El escenario sísmico evaluado corresponde al Sismo Básico de Diseño (PDBE), caracterizado por una pseudoaceleración espectral  $S_a = 0.5625g$  y un periodo de retorno  $T_R = 475$  años. La Figura 27 ilustra la curva esperada de pérdidas, mostrando la variación del VEP en función de la cuantía de refuerzo para la demanda sísmica especificada.

**Figura 27**

Curva esperada de pérdidas para  $S_a = 0.5625g$  en función del incremento de la cuantía.



### 3.5.2. Estimación de costos de construcción (línea base)

El cálculo del costo directo de la estructura se realizó mediante el cómputo métrico de las cantidades de obra (concreto y acero de losas y muros) basado en la geometría del edificio prototipo. Para la valoración, se utilizaron precios unitarios de mercado actualizados al año 2025. Los parámetros de diseño para la estimación de cantidades fueron:

- Losas de entresuelo: Cuantía mínima normativa de  $\rho = 0.0018$  (NSR-10, C.7.12.2).
- Muros (Ref. Horizontal): Cuantía mínima normativa de  $\rho_t = 0.0020$  (NSR-10, C.14.3.3).
- Muros (Ref. Vertical): Variable de estudio con escenarios de  $\rho_l = 0.0012, 0.0018$  y  $0.0025$ .

El modelo de línea base (muros con cuantía mínima de 0.0012) registró un costo del componente estructural (losas y muros) de \$488,594,981.

Para estimar el costo total del edificio (C), se asumió que la incidencia de la estructura (losas y muros) representa el 30% del costo directo total del proyecto, un porcentaje representativo para edificaciones residenciales de muros delgados con acabados estándar. Bajo esta premisa ( $\text{Cost}_{\text{est}} = 0.30C$ ), el valor total del edificio se estimó en:

$$C = \frac{\$488,594,981}{0.30} = \$1,628,649,938 \text{ COP}$$

### 3.5.3. Balance económico

Se recalcula el costo inicial de la estructura para los escenarios de cuantía mínima (0.0018 y 0.0025) y se extrajo el VEP correspondiente a la demanda sísmica de diseño ( $S_a = 0.5625g$ ).

La Tabla 10 presenta el balance final del ejercicio. En ella se compara el sobre costo constructivo inicial frente a la reducción de pérdidas esperadas. La columna "Beneficio Neto" representa el ahorro potencial, calculado como la diferencia entre la reducción de pérdidas y la inversión adicional requerida.

**Tabla 10**

*Análisis costo-beneficio (en millones de pesos) en función del incremento de la cuantía.*

Cuantía vertical (pl)	VE perdida ( $S_a=0.5625g$ )	Costo inicial del edificio	Costo inicial componente estructural	Beneficio neto (ahorro)
0.0012	\$313.5	\$1628.65 (C)	\$488.6 (0.30C)	<b>línea Base</b>
0.0018	\$284.7	\$1637.4	\$497.3	\$20.1
0.0025	\$242.1	\$1647.6	\$507.5	\$52.4

Los resultados evidencian la conveniencia financiera de superar la cuantía mínima normativa. Al incrementar la cuantía de 0.0012 a 0.0025, el costo estructural inicial aumenta en \$18.9 millones. Sin embargo, esta inversión genera una reducción en las pérdidas esperadas de \$71.4 millones, resultando en un beneficio neto o ahorro de \$52.4 millones. Esto demuestra que el incremento del acero vertical no solo aporta redundancia y seguridad técnica, sino que constituye una inversión rentable al mitigar significativamente el riesgo financiero ante el sismo de diseño.

#### 4. Discusión de resultados

Este capítulo presenta y discute los hallazgos obtenidos de los análisis dinámicos no lineales. Considerando la evaluación probabilística mediante curvas de fragilidad (análisis dinámico no lineal). El estudio se centra en evaluar la influencia de las variables claves del estudio; cuantía mínima de refuerzo y tipo de acero en el alma del muro; los resultados se expresan en términos del desempeño sísmico y las probabilidades de alcanzar o superar distintos niveles de estructural.

##### 4.1. Análisis de fragilidad y parámetros de desempeño ( $\theta$ y $\beta$ ).

###### 4.1.1. *Desempeño de muros con malla electrosoldada.*

El análisis de los modelos reforzados con malla (Tabla 6 y Tabla 7) muestran divergencias entre el comportamiento en fluencia y ruptura tanto en la Dirección Longitudinal (Dir. L) como en la transversal (Dir. T).

###### 4.1.1.1.DS1 (Fluencia/Daño leve)

Se confirma la expectativa teórica. El valor de ( $\theta$ ) aumenta consistentemente con la cuantía bajo ambos criterios de evaluación.

Criterio Arroyo, en la Dir. T,  $\theta$  incrementa de 1.55 g a 1.91 g en Dir. T representando una ganancia de resistencia inicial del 23%.

Criterio Bonett: En la Dir. T, el incremento es de 0.272 g a 0.324 g ( $\approx 19\%$ ).

Se destaca que la capacidad resistente estimada bajo los límites de Arroyo es significativamente superior a la obtenida con los límites de Bonett. Respecto a la dispersión, los límites de Arroyo presentan una alta variabilidad ( $\beta \approx 0.95$ ), mientras que los de Bonett muestran una variabilidad moderada ( $\beta \approx 0.65$ )

**4.1.1.2.DS2 (Daño severo/ruptura parcial).**

Criterio Arroyo: No se cumple la expectativa teórica;  $\theta$  permanece constante o presenta aumentos marginales ( $< 5\%$ ), sugiriendo una insensibilidad a la cuantía adicional.

Criterio Bonett: Se cumple parcialmente la expectativa. En la Dir. T,  $\theta$  aumenta un 16%. En la Dir. L, el aumento es del 9%, saturándose para la cuantía de 0.25%.

Ambos criterios arrojan valores de dispersión altos ( $\beta \approx 0.85$ ). Nuevamente, la resistencia calculada bajo el criterio de Arroyo supera a la del criterio de Bonett.

**4.1.1.3.DS3 (Daño severo/ruptura crítica).**

Criterio Arroyo: Se observan anomalías numéricas. En la Dir. L,  $\theta$  es constante. En la Dir. T,  $\theta$  disminuye drásticamente; este comportamiento se atribuye a la pérdida de sensibilidad del modelo probabilístico en niveles de daño muy bajos, donde la escasez de puntos impide un ajuste preciso de la curva, confirmado por  $\beta > 1.44$  y la Figura 8.

Criterio Bonett: Se registra una ganancia de resistencia del 14% en Dir. T y 12% en Dir. L (hasta la cuantía 0.18%). Saturándose posteriormente.

Ambos criterios arrojan valores de dispersión altos ( $\beta \approx 0.95$ ). Nuevamente, la resistencia calculada bajo el criterio de Arroyo supera a la del criterio de Bonett.

En síntesis, el beneficio del aumento de cuantía se limita principalmente al régimen elástico (fluencia). Para los estados de daño severo (2 y 3), especialmente bajo límites de Arroyo, el incremento de acero no se traduce en mayor capacidad ( $\theta$ ). Esto es atribuible a la limitada ductilidad y fragilidad intrínseca de la malla electrosoldada, la cual sufre degradación prematura antes de activar el endurecimiento por deformación. Generalmente,  $\beta$  disminuye al aumentar la cuantía, indicando mayor estabilidad predictiva en modelos con más acero.

#### **4.1.2. Desempeño de muros con barras corrugadas.**

El análisis de los modelos reforzados con malla (Tabla 6 y Tabla 7) muestra comportamientos diferentes en función del criterio de daño aplicado.

##### **4.1.2.1.DS1 (Fluencia/daño leve)**

Criterio Arroyo: Se cumple la expectativa;  $\theta$  aumenta consistentemente (ej. 22% en Dir. T, pasando de 0.892 g a 1.085 g).

Criterio Bonett: El comportamiento es heterogéneo. En Dir. L existe una ganancia del 19% (entre 0.12% y 0.18%), saturándose posteriormente. En Dir. T, la resistencia no muestra sensibilidad al aumento de cuantía. La dispersión es alta para Arroyo ( $\beta \approx 0.95$ ) y moderada para Bonett ( $\beta \approx 0.55$ ). La resistencia calculada bajo el criterio de Arroyo supera a la del criterio de Bonett.

##### **4.1.2.2.DS2 (Daño severo/ruptura parcial).**

Criterio Arroyo:  $\theta$  se mantiene prácticamente constante, incumpliendo la expectativa teórica de ganancia por cuantía.

Criterio Bonett: Se valida la expectativa teórica con incrementos de capacidad del 17% en Dir. L y 15% en Dir. T.

Ambos criterios presentan alta dispersión ( $\beta \approx 0.90$ ). Nuevamente la resistencia calculada bajo el criterio de Arroyo supera a la del criterio de Bonett.

##### **4.1.2.3.DS3 (Daño severo/ruptura crítica).**

Para este estado límite, ambos criterios presentan inconsistencias atribuidas a limitaciones numéricas del ajuste de la curva de fragilidad (pocos puntos de datos para probabilidades de daño bajas).

Criterio Arroyo: Disminución abrupta en Dir. T ( $\beta$  hasta 2.13). El valor de ( $\theta$ ) se mantiene para la Dir. L.

Criterio Bonett: Disminución contradictoria de resistencia (10-20%) con el aumento de cuantía ( $\beta$  hasta 1.4). Estos resultados, ilustrados en la Figura 16 y la Figura 18, no se consideran representativos del comportamiento físico real, sino por la escasez de puntos que impide un ajuste preciso de la curva en niveles de daño muy bajos.

Mientras que la fluencia mejora consistentemente bajo el criterio de Arroyo, el criterio de Bonett captura mejor la ganancia de capacidad en el Estado 2. La falta de incremento de  $\theta$  en estados límites últimos bajo ciertos criterios no debe interpretarse como fragilidad del material (a diferencia de la malla), sino como limitaciones en la definición del límite de daño o sensibilidad numérica. En general, el aumento de cuantía tiende a reducir la incertidumbre ( $\beta$ ).

#### ***4.1.3. Síntesis comparativa: mallas vs. barra***

Para el estado de fluencia, las mallas exigen un ( $\theta$ ) mayor que las barras, lo que indica que los muros con malla poseen una mayor rigidez inicial.

En los estados 2 y 3, la capacidad de las barras supera a la de las mallas, evidenciando el mayor potencial de ductilidad del acero corrugado frente a la fragilidad de la malla electrosoldada.

La capacidad última de los muros con barras supera consistentemente a la de las mallas, validando a las barras como un sistema superior para el diseño sismorresistente en zonas de amenaza sísmica.

### Conclusiones

Se determinó que el desempeño sísmico de los muros delgados está gobernado prioritariamente por la ductilidad del tipo de refuerzo, factor que predomina sobre la cuantía dispuesta en el alma. Aunque el incremento de la cuantía de malla electrosoldada (hasta un 0.25%) favorece el comportamiento en fluencia, resulta insuficiente para prevenir la ruptura frágil prematura o incrementar la capacidad última ante el colapso bajo los criterios locales de Bonett, dada la nula ductilidad del material. En consecuencia, aumentar la cuantía de este refuerzo es una medida técnica y económicamente ineficaz para garantizar la seguridad estructural.

Se evidenció que las barras de refuerzo superan el desempeño de la malla electrosoldada, minimizando el riesgo de ruptura abrupta. La ductilidad de las barras actúa como el mecanismo principal para controlar el daño severo, proporcionando una reserva de capacidad esencial para evitar el colapso.

Se validó, con base en la relación deriva-deformación, que el daño en muros delgados es gobernado por el desplazamiento impuesto. Dado que las mallas y barras sufren aproximadamente la misma deformación unitaria ante la misma deriva, la seguridad del edificio depende enteramente de la capacidad del material para soportar dicha elongación sin romperse. Las barras poseen esta capacidad; las mallas, limitadas por su baja ductilidad, fallan prematuramente bajo esta demanda impuesta.

Se aportó, mediante este trabajo, evidencia sobre el riesgo de utilizar malla electrosoldada en zonas de amenaza sísmica intermedia. Los resultados sugieren la necesidad de actualizar los códigos de diseño para priorizar el uso de refuerzos dúctiles (barras) sobre sistemas frágiles, o incrementar las restricciones de uso de mallas para garantizar la seguridad de las edificaciones.

Se concluyó que el análisis Pushover, aunque útil para una valoración inicial, subestima la fragilidad real de los muros delgados, ya que no captura el escenario real, donde la falla está controlada por el pandeo, fractura del refuerzo y ciclos histéricos, especialmente en muros delgados sin elementos de borde.

Se evidenció que el criterio de evaluación global (Arroyo O.) puede generar una sensación optimista de seguridad en muros delgados al asumir una redistribución de cargas que el sistema no siempre puede garantizar. El enfoque local (Bonett R.), al penalizar la falla del muro más vulnerable, se establece como el método más prudente y representativo para tipologías de baja redundancia y falla frágil por pandeo.

La integración de los costos de reparación (0.10C, 0.65C, 1.00C) al análisis de fragilidad permite concluir que el ahorro inicial en la construcción con mallas electrosoldadas es riesgoso. Mientras que un análisis global podría sugerir una falsa equivalencia de costos postsismo (diferencia marginal del 5%), el análisis local demuestra que la fragilidad de la malla expone al propietario a una pérdida potencial adicional de casi la cuarta parte del valor del edificio (23%). Por tanto, el uso de barras corrugadas actúa como un mecanismo de protección financiera, reduciendo significativamente el valor esperado de la pérdida ( $E[L]$ ) ante el riesgo sísmico.

Se determinó que la cuantía del 0.25% en muros con barras es la alternativa más eficiente. Estructuralmente, proporciona una reserva de ductilidad que reduce tanto la incertidumbre ( $\beta$ ) como la probabilidad de falla frágil. Económicamente, el análisis costo-beneficio valida esta opción: el retraso en la aparición de daños críticos disminuye los costos de reparación esperados, resultando en un ahorro neto de \$52.4 millones de pesos para el sismo de diseño.

### Referencias bibliográficas

- ACI Committee 318 (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (American Concrete Institute).
- Araújo, G. A., & Arteta, C. A. (2020). Evaluación de la respuesta sísmica de sistemas de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia / Evaluation of the seismic response of thin concrete reinforced concrete wall systems in high-risk seismic zones [Ponencia]. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Colombia.
- Arroyo, O., Feliciano, D., Carrillo, J., & Hube, M. A. (2021). Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh. *Engineering Structures*.
- Arroyo, O., Bonett, R., Vidales, F., Ocampo, J. 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.
- Arteta, C.A. (2015). Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls. Ph.D. Thesis Dissertation. University of California, Berkeley.
- Arteta, C.A., and Abrahamson, N.A. (2018). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard consistent analysis of engineering systems. *Earthquake Spectra*.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Bogotá, D.C.).
- Carrillo, J., Diaz, C., and Arteta, C.A. (2019). Tensile mechanical properties of the electro welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Materials*.
- Computers and Structures, Inc. (2016). Structural Software for Building Analysis and Design | ETABS.

- Lu, Y., Henry, R. S., Gultom, R. V., & Ma, Q. (2016). Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 142(11), 1-18. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001723](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723).
- Puranam, A., & Pujol, S. (2017, January). Minimum flexural reinforcement in reinforced concrete walls [Paper No. 1059]. In *16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE)*. Santiago, Chile.
- Sánchez, J., and Arteta, C. (2017). Caracterización estadística de edificios de muros delgados en concreto reforzado para zonas de amenaza sísmica alta. (Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia).
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications. *Earthquake Spectra*.