

EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE UNA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO PARA MUROS
DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO EN EDIFICACIONES EXISTENTES

EDUAR ANDRÉS CUESVAS ROSERO

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
OCTUBRE 2023

EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE UNA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO PARA MUROS
DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO EN EDIFICACIONES EXISTENTES

PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CON ÉNFASIS EN INGENIERÍA CIVIL

DIRECTORES:
PETER TOMSON, Ph.D.
CARLOS MADERA, Ph.D.

ASESOR:
ROGER ORTEGA, Ph.D.

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
OCTUBRE 2023

Resumen

Este estudio evalúa una alternativa de reforzamiento para edificaciones existentes del sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado en Colombia, propuesta por el grupo de investigación G-7 de la universidad del Valle. La alternativa de reforzamiento consiste en el uso de platinas de acero adosadas externamente a las caras de los muros mediante resina epoxi y pernos de alta resistencia, para confinar los elementos de borde y la base del alma de los muros. El objetivo principal es incrementar la capacidad de desplazamiento y retrasar el daño sin incrementar significativamente la resistencia ni la rigidez. Para esto, se dispuso de dos pares de muros en escala real diseñados y construidos por el laboratorio MAP-H del grupo G-7, con características representativas del sistema industrializado. De cada par de muros, se reforzó un espécimen con configuraciones distintas de platinas entre sí, lo que resultó en dos muros reforzados y dos muros equivalentes en su estado original. Estos muros fueron sometidos a carga lateral cíclica cuasi-estática y carga axial constante, y se obtuvo su respuesta histerética. Se realizó: la comparación de la respuesta entre los muros reforzados y sus equivalentes, cuantificando la resistencia y capacidad de desplazamiento; la degradación de rigidez; la disipación de energía; componentes de deformación; curvatura y pandeo fuera del plano.

Posteriormente, se elaboraron modelos numéricos de los muros reforzados y en su condición original, con el propósito de simular el efecto del reforzamiento y de obtener un modelo numérico ajustado respecto a los resultados experimentales. A partir del modelo ajustado, y con la finalidad de encontrar una configuración de las platinas de acero que mejore la eficiencia del reforzamiento, se realizó un análisis paramétrico sobre la influencia de algunas variables de reforzamiento en el comportamiento histerético de los muros. Finalmente, se propuso una estrategia de reforzamiento mejorada respecto de las variables más influyentes como la altura de confinamiento, cuantía de refuerzo adicional en el alma, el espesor, la altura y la separación vertical entre platinas.

Los resultados de la evaluación experimental mostraron que la propuesta de reforzamiento puede ser una técnica eficaz para mejorar el comportamiento de los muros. Se registraron incrementos promedio del 37% en la capacidad de desplazamiento y del 104.5% en la energía disipada acumulada. Se logró retrasar el daño, la fractura de la malla ocurrió, en promedio, para derivas 29% mayores. También se controló el pandeo del refuerzo longitudinal y el aplastamiento del concreto en los bordes de los muros. El análisis paramétrico permitió confirmar algunas observaciones experimentales e identificar la importancia de confinar los elementos de borde, usar platinas espaciadas verticalmente y adicionar cuantía de refuerzo dúctil en el alma de los muros. La propuesta recomendada sugiere usar platinas espaciadas verticalmente hasta una altura de confinamiento igual a la longitud del muro, manteniendo el primer juego de platinas anclado a la cimentación, emplear espesores de platina de 3 mm y una separación vertical máxima igual al 50% de la altura de la platina, para alturas de platina entre 50 mm y 150 mm. También, confinar la zona inferior del alma y adicionar cuantía de refuerzo dúctil en el alma, en un porcentaje mínimo de 0.35% y un máximo de 0.5%.

Palabras clave: Muros delgados, Sistema industrializado, Propuesta de reforzamiento, Platinas de acero, Capacidad de desplazamiento, Ensayo cíclico, Modelos numéricos, OpenSees.

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a mi familia por su amor incondicional y apoyo constante. Su aliento y confianza en mí han sido mi mayor motivación. A Dios, por permitirme esta oportunidad, y respaldarme a lo largo de este camino.

Agradezco a mis directores, los profesores Peter Thomson y Carlos Madera y a mi asesor de tesis, el profesor Roger Ortega, por su orientación experta, por todo su apoyo y confianza para el desarrollo de este trabajo.

A mis queridos compañeros y amigos del laboratorio MAPH, Pedro Torres, Sara Gómez, Juan José Rengifo, Natalia Tabares, Alejandro Arango, Sebastián Suárez y demás compañeros del grupo de investigación G-7 de la Escuela de Ingeniería Civil. Sus discusiones, colaboraciones y amistad han enriquecido mi experiencia académica y personal de manera significativa.

Contenido

Resumen.....	3
Agradecimientos	4
Contenido	5
Lista de figuras.....	7
Lista de tablas.....	11
I Introducción	12
1.1 Descripción del problema.....	14
1.2 Formulación.....	16
1.3 Objetivos.....	16
1.4 Justificación	17
2 Estado del arte	18
2.1 Reforzamiento de muros de concreto reforzado	18
2.2 Modelización de muros de concreto reforzado	24
2.3 Modelización del reforzamiento mediante platinas de acero en muros de concreto reforzado.....	24
3 Evaluación de propuestas existentes de reforzamiento de MDCR con platinas de acero	27
3.1 Contexto general	27
3.2 Descripción de los muros de prueba	28
3.3 Descripción de la propuesta de reforzamiento	28
3.4 Descripción de la respuesta de los muros reforzados.....	30
3.5 Análisis y observaciones de la propuesta existente de reforzamiento	32
4 Evaluación de la propuesta de reforzamiento externo para MDCR.....	33
4.1 Descripción de los muros de prueba	33
4.2 Reforzamiento de los muros	37
4.3 Descripción del montaje, instrumentación y protocolo de desplazamientos.....	41

4.4	Resultados experimentales	44
4.5	Análisis y discusión de resultados	50
4.6	Aspectos relevantes.....	62
5	Modelización numérica del reforzamiento externo de MDCR	63
5.1	Descripción del modelo numérico	63
5.2	Modelos de los materiales	64
5.3	Ajuste de modelos numéricos	66
5.4	Aspectos relevantes.....	75
6	Optimización numérica de la propuesta de reforzamiento	76
6.1	Análisis paramétrico del reforzamiento con platinas de acero	76
6.2	Propuesta de reforzamiento mejorada	85
	Conclusiones	87
	Referencias.....	88
	Anexos.....	93
7	Anexo 1. Diseño, construcción y respuesta de los muros.....	93
7.1	Diseño de los muros de prueba	93
7.2	Construcción de los muros de prueba	94
7.3	Aspectos adicionales de la respuesta experimental de los muros	95
8	Anexo 2. Detalles del reforzamiento externo.....	97
8.1	Diseño de la propuesta de reforzamiento	97
8.2	Procedimiento para el reforzamiento de los muros.....	101
8.3	Aspectos adicionales de la respuesta experimental de los muros reforzados	103

Lista de figuras

Figura 1.1. Sistema constructivo de MDCR en Colombia. Fuente: INGESCOL [5].....	14
Figura 1.2. Unidades en proceso nuevas por sistemas constructivos para la construcción de vivienda residencial en Colombia. Fuente: DANE [17].....	15
Figura 1.3. Evaluación probabilística del riesgo sísmico en Colombia; pérdida anual esperada a nivel departamental. Fuente: UNGRD [20].....	17
Figura 2.1. Estrategias de reforzamiento. Fuente: Galal y El-Sokkary [26].	18
Figura 2.2. Intervención de la rigidez; a) Probeta ensayada, b) Resultado experimental. Fuente: Elnashai y Salama [27].....	19
Figura 2.3. Intervención de la resistencia; a) Alternativas evaluadas, b) Resultado experimental. Fuente: Elnashai y Salama [27].	19
Figura 2.4. Intervención de la ductilidad; a) Alternativa propuesta, b) comparación de la ductilidad con confinamiento interno (estribos convencionales) y externo (platinas). Fuente: Elnashai y Salama [27].....	20
Figura 2.5. Intervención de la resistencia al cortante; a) alternativa propuesta (muro SWR24), b) resultados experimentales. Fuente: Elnashai y Salama [27].....	20
Figura 2.6. Reforzamiento de muros de CR con platinas de acero ancladas a la cimentación; a) propuestas de reforzamiento (muros WII y WIIR), b) resultados experimentales del muro original y de los muros reforzados. Fuente: Taghdi et al. [28].....	21
Figura 2.7. Reforzamiento de muros de CR según Sanada; a) propuesta de reforzamiento, b) comparación de la respuesta de los muros con y sin reforzamiento.	22
Figura 2.8. Muros reforzados según Altin et al. [30]; a) propuestas de reforzamiento, b) resultados de pruebas experimentales. Nota: Specimen I, es el muro original (sin reforzamiento).	23
Figura 2.9. Modelización de reforzamiento según Elnashai & Salama [27]; a) muro original (no intervenido), b) intervención de la rigidez, c) intervención de la resistencia, d) intervención de la ductilidad.....	25
Figura 2.10. Detalle de modelización según Cortés-Puentes y Palermo [32]; a) muro SW32, b) muro WIIR.....	26
Figura 2.11. Resultados de modelización según Cortés-Puentes y Palermo [32]; a) muro SW32, b) muro WIIR.....	26
Figura 3.1. Reforzamiento del muro M2TRR ensayado por Ortega [1].....	29
Figura 3.2. Esquema de reforzamiento de los muros M3RR y M5TR ensayados por Ortega [1].	30

Figura 3.3. Respuesta fuerza vs. desplazamiento de muros ensayados por Ortega [1].	31
Figura 4.1. Análisis estadístico de la base de datos. Adaptada de: Areiza et al [37].	34
Figura 4.2. Geometría y detalle de refuerzo interno de los muros de prueba. Dimensiones en mm.	35
Figura 4.3. Curvas esfuerzo-deformación de barras, malla electrosoldada y platinas de reforzamiento.	36
Figura 4.4. Propuesta de reforzamiento de los muros M7RR y M8RR [1]. Dimensiones en mm	38
Figura 4.5. Proceso de reforzamiento del muro M7RR.	39
Figura 4.6. Proceso de reforzamiento muro M8RR.	40
Figura 4.7. Montaje para pruebas experimentales. Adaptada de Ortega [1].	41
Figura 4.8. Sensores de medición	42
Figura 4.9. Instrumentación típica de los muros de prueba.	43
Figura 4.10. Secuencia de aplicación de carga axial y carga lateral durante las pruebas.	44
Figura 4.11. Respuesta histerética, fuerza vs. Desplazamiento.	44
Figura 4.12. Patrón de agrietamiento y extensión del daño de los muros reforzados y originales.	48
Figura 4.13. Estado final de los muros, cara norte, y extremos oeste y este.	48
Figura 4.14. Degradación de la rigidez de los muros reforzados y originales.	53
Figura 4.15. Disipación de energía de los muros reforzados y originales.	54
Figura 4.16. Contribución de los componentes de deformación en los muros originales y reforzados.	56
Figura 4.17. Amplitud de desplazamiento vertical en la base de los muros.	57
Figura 4.18. Distribución de curvatura promedio en los muros originales y reforzados.	59
Figura 4.19. Perfiles de deformaciones unitarias de tracción en los muros originales y reforzados.	59
Figura 4.20. Deformaciones unitarias medidas en las barras de acero longitudinal de los extremos a una altura de 300 mm.	60
Figura 4.21. Pandeo fuera del plano de los muros originales y reforzados.	61

Figura 5.1. Formulación Multilayer Shell. Fuente: X. Lu et al. [49].....	64
Figura 5.2. Esquema de la curva esfuerzo-deformación de los materiales adoptados: a) Material “Hysteretic” para el acero de refuerzo; b) Material “PlaneStressUseMaterial” para el concreto.	65
Figura 5.3. Modelos constitutivos de los materiales. a) Barra No. 4, b) Malla electrosoldada (7mm).	65
Figura 5.4. Esquema de regularización de materiales. a) regularización del concreto confinado e inconfinado, b) regularización del acero de refuerzo. Fuente: Pozo et al. [51].....	67
Figura 5.5. Mallas de elementos finitos para el análisis de sensibilidad del mallado.	67
Figura 5.6. Evaluación de la sensibilidad del mallado con y sin regularización de los materiales. .	68
Figura 5.7. Evaluación del efecto de los parámetros del material HystereticSM. Esfuerzo en MPa.	69
Figura 5.8. Comparación de respuesta fuerza versus desplazamiento de modelos numéricos y resultados experimentales.	72
Figura 5.9. Comparación de energía disipada acumulada entre pruebas experimentales y modelos numéricos.	73
Figura 6.1. Esquema de variables de reforzamiento en el análisis paramétrico.	76
Figura 6.2. Esquemas de reforzamiento numérico: altura de confinamiento.	78
Figura 6.3. Influencia de la altura de confinamiento, continuidad, y anclaje de platinas a la cimentación de los muros.....	79
Figura 6.4. Influencia de la cuantía de reforzamiento adicional en el alma.....	81
Figura 6.5. Factor de confinamiento efectivo k_D en función de la altura, el espesor y la separación vertical entre platinas de reforzamiento.	82
Figura 6.6. Correlación entre la deformación unitaria última del concreto confinado y la geometría de las platinas.	83
Figura 6.7. Esquema de propuesta de reforzamiento recomendada.	86
Figura 7.1. Diagramas momento vs. curvatura de los muros de prueba.....	93
Figura 7.2. Proceso constructivo y transporte de los muros de prueba.....	94
Figura 7.3. Ensayos del concreto, acero de refuerzo y platinas de confinamiento.	95
Figura 7.4. Imágenes del progreso del daño en el muro M7R.....	95

Figura 7.5. Imágenes del progreso de daño en el muro M8R.	96
Figura 8.1. Variables de cálculo, tomada de Elnashai y Pinho [31].....	97
Figura 8.2. Curva Momento-curvatura para el muro M8R con reforzamiento.	100
Figura 8.3. Procedimiento para el reforzamiento.....	102
Figura 8.4. Imágenes del progreso del daño en el muro M7RR.	104
Figura 8.5. Imágenes del progreso del daño en el muro M8RR.	105

Lista de tablas

Tabla 3.1. Propiedades de los muros de prueba ensayados por Ortega [1].....	28
Tabla 3.2. Variación (%) de la rigidez, resistencia máxima, deriva última y energía disipada acumulada respecto de los muros originales. Tomada de Ortega [1].....	32
Tabla 4.1. Propiedades de los muros de prueba.....	36
Tabla 4.2. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.....	36
Tabla 4.3. Progreso del daño registrado en las pruebas.	47
Tabla 4.4 Resistencia y esfuerzo cortante normalizado.....	50
Tabla 4.5. Variación (%) de la deriva, resistencia, degradación de rigidez y energía disipada acumulada respecto de los muros originales.....	51
Tabla 4.6. Longitud de la zona plástica de los muros originales y reforzados.	58
Tabla 5.1. Propiedades mecánicas de los materiales en los modelos numéricos.....	65
Tabla 5.2. Variación de parámetros del material HystereticSM.....	68
Tabla 5.3. Comparación de la respuesta numérica versus la respuesta experimental de los muros originales y reforzados.....	71
Tabla 5.4. Parámetros de calibración del material HystereticSM en los muros originales y reforzados.	74
Tabla 6.1. Variación de la Influencia de la altura de confinamiento, continuidad, y anclaje de platinas a la cimentación de los muros.	79
Tabla 6.2. Variación de la influencia de la cuantía de reforzamiento adicional en el alma.	81
Tabla 6.3. Resumen de análisis paramétrico.....	84
Tabla 7.1. Momentos y cortantes de diseño de los muros de prueba.	93
Tabla 7.2. Comparación de momentos analíticos y experimentales.....	95
Tabla 8.1. Comparación de momentos analíticos y experimentales.....	104

I Introducción

El comportamiento sísmico del sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado (MDCR), en zonas de alta amenaza sísmica en Colombia podría ser crítico, como lo sugiere la evidencia experimental proporcionada por algunos autores y los efectos observados en eventos sísmicos significativos, como los ocurridos en Chile en 2010 y en Nueva Zelanda en 2011, en edificaciones construidas con el sistema tradicional de muros de concreto reforzado (CR). A pesar de que los estudios sobre el comportamiento sísmico de este tipo de construcciones en el país han tomado relevancia en los últimos años, las prácticas constructivas y de diseño aún no son adecuadas para garantizar un comportamiento sísmico adecuado. Por consiguiente, existen algunas configuraciones en edificios de MDCR que los hacen vulnerables sísmicamente, en especial, los de mayor altura. En este contexto, resulta esencial llevar a cabo investigaciones enfocadas no solo en aportar a la comprensión del comportamiento del sistema, sino también en la mitigación de la vulnerabilidad sísmica.

De acuerdo con lo anterior, en año 2020, el grupo de investigación G-7 de la universidad del Valle emprendió una campaña experimental sobre el reforzamiento de MDCR mediante el proyecto denominado “Evaluación del comportamiento estructural y propuesta de reforzamiento para edificaciones existentes de muros delgados de concreto reforzado” el cual fue financiado por Minciencias y la Universidad del Valle, y dentro del cual se enmarca el presente estudio. El propósito inicial de este proyecto fue incrementar la ductilidad de los muros y mejorar su comportamiento en términos de daño, utilizando el concepto de intervención selectiva. Para esto, se propuso utilizar platinas de acero de bajo espesor adosadas a las caras de los muros, de modo que no afectaran los espacios de distribución arquitectónica de las edificaciones, ni generaran un peso considerable en la estructura. Los resultados obtenidos de la evaluación experimental de la propuesta inicial de reforzamiento reportados por Ortega [1], indicaron que el reforzamiento de MDCR mediante platinas de acero es una alternativa efectiva para mejorar el comportamiento sísmico de estos muros. No obstante, se realizaron algunas recomendaciones sobre la necesidad de generar más evidencia experimental y evaluar distintas configuraciones de platinas con el fin de mejorar la propuesta inicial.

En este sentido, esta investigación tiene como objetivo evaluar experimentalmente una alternativa de reforzamiento propuesta y diseñada por Ortega [1] para el reforzamiento externo de MDCR con platinas de acero, y determinar, mediante un análisis numérico y observaciones experimentales, una configuración de platinas de acero que garantice un mejor comportamiento sísmico de los MDCR.

Este documento consta de seis capítulos que describen la revisión de la propuesta existente de reforzamiento, la evaluación experimental de muros reforzados y en su condición original, la modelización numérica del efecto del reforzamiento y la optimización de la propuesta inicial de reforzamiento.

El Capítulo I presenta el planteamiento del problema, la formulación de los objetivos y la justificación de este trabajo de investigación.

En el Capítulo 2 se realiza una descripción del estado del arte sobre el reforzamiento de muros de CR con elementos de acero, la modelización numérica de muros de CR y de la modelización numérica del reforzamiento con platinas de acero.

En el Capítulo 3 se hace una revisión de la propuesta de reforzamiento externo de MDCR diseñada y evaluada experimentalmente por el grupo de investigación G-7 de la Universidad del Valle.

El Capítulo 4 describe la propuesta de reforzamiento propuesta, y la implementación y evaluación de las alternativas de reforzamiento externo para muros delgados, mediante la comparación de la respuesta histerética de los muros reforzados y sus equivalentes en condición original.

En el Capítulo 5 se elaboran modelos numéricos ajustados con los resultados experimentales de los muros reforzados y sus equivalentes, incluyendo los muros ensayados por Ortega [1]. El ajuste se realiza mediante la comparación de la respuesta histerética.

El Capítulo 6 comprende el desarrollo de un análisis paramétrico a partir del cual se optimiza la propuesta de reforzamiento inicial teniendo en cuenta las observaciones experimentales y el ajuste de los modelos numéricos.

1.1 Descripción del problema

El sistema industrializado para la construcción de vivienda residencial en Colombia ha tenido gran acogida debido a sus bondades técnicas y económicas, permitiendo el desarrollo del sector de la construcción y atender el déficit de vivienda existente en las principales ciudades del país. Las edificaciones de este sistema constructivo están compuestas principalmente por muros delgados de concreto reforzado (MDCR) que se encargan de resistir las cargas verticales y laterales, además de dividir los espacios arquitectónicos. El proceso constructivo se basa en la utilización de formaleta metálica modular o tipo túnel reutilizable que permite verter el concreto en una sola etapa para la conformación de los muros y losa entrepiso [2]. Estas edificaciones se caracterizan por emplear muros de espesor reducido y refuerzo electrosoldado no dúctil en el alma de los muros, dispuesto en una sola capa en la mayoría de los casos. La altura de estas edificaciones varía entre 4 y 15 pisos principalmente; el espesor de los muros toma valores entre 80 mm y 150 mm, siendo 100 mm el valor típico; la cuantía de refuerzo típica en el alma de los muros es de 0.25% y equivale a la mínima recomendada por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) [3], [4]. En todos los casos, los elementos de borde de los muros conservan el mismo espesor del alma y disponen de acero longitudinal convencional soportado por ganchos o estribos cerrados [4]. Los diafragmas de entrepiso y cubierta son losas macizas de concreto reforzado (CR) con espesores típicos de 100 mm o 120 mm, reforzadas con una o dos capas de refuerzo electrosoldado. La Figura 1.1 muestra edificaciones típicas de este sistema constructivo.



Figura 1.1. Sistema constructivo de MDCR en Colombia. Fuente: INGESCOT [5]

De acuerdo con el Censo de Edificaciones (CEED) realizado por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), entre el tercer trimestre del año 2020 y el segundo trimestre del año 2022, el sistema industrializado es el más utilizado (58.1%) para la construcción de vivienda en el país, superando al sistema aporticado (25.9%), Figura 1.2. A pesar de esto, estudios numéricos y campañas experimentales impulsadas por eventos sísmicos como los ocurridos en Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) han demostrado que este tipo de edificaciones, incluso con muros de mayor espesor, podrían presentar un desempeño sísmico limitado. Esto se debe principalmente, a su baja capacidad de deformación inelástica, baja capacidad de disipación de energía, baja ductilidad del refuerzo electrosoldado, susceptibilidad al pandeo fuera del plano, y falta de confinamiento efectivo, entre otros factores [6]–[11].

La base de datos construida por Ortega et al. [4], conformada por 121 edificaciones de MDCR ubicadas en zona de amenaza sísmica alta en Colombia, reporta que el coeficiente básico disipación de energía (R_o) usado para el diseño, en zona de amenaza sísmica alta, es de siete para edificaciones diseñadas con la Norma NSR-98 [12] y de cinco para las diseñadas con el Reglamento NSR-10 [13]. En países como Chile y Perú, en edificaciones de muros con características similares, los códigos de diseño sísmico (NCh433-DS60, E.030) exigen emplear un R_o de cuatro para edificios con un máximo de cinco y siete pisos, respectivamente. La base de datos también indica que los valores promedio para la relación de esbeltez h_w/t_w en edificios de 5, 8 y 10 pisos es de 30.6, 24.5 y 24, respectivamente, superando el límite de 16 recomendado por el ACI-318 [14] y la Norma Chilena NCh433-DS60 [15]. Respecto a la densidad de muros en planta, señala que cerca del 80% de las edificaciones se encuentran por debajo del límite de 3% recomendado por Sozen [16].

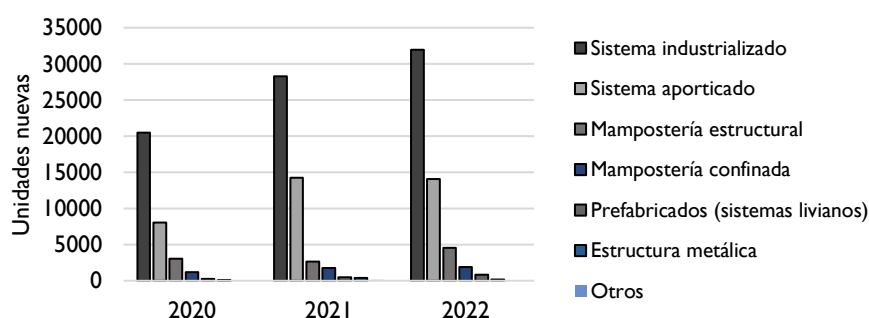


Figura 1.2. Unidades en proceso nuevas por sistemas constructivos para la construcción de vivienda residencial en Colombia. Fuente: DANE [17].

La práctica constructiva y de diseño en el país, con las características previamente mencionadas, fue posible debido a que los códigos de diseño NSR-98 y NSR-10 no establecían claramente un espesor mínimo para los muros, ni el requerimiento estricto del control de la inestabilidad fuera del plano y el detallado del refuerzo de los extremos de los muros. No obstante, la Resolución 0017 del 4 de diciembre de 2017 [18] aclaró la interpretación y aplicación de la norma actual (NSR-10), estableciendo la necesidad de controlar la inestabilidad fuera del plano y el refuerzo estricto de los extremos de los muros. La evidencia experimental y estudios numéricos en el país [6], [8], [10], han ayudado a comprender y caracterizar el comportamiento sísmico de este sistema estructural, evidenciando que para ciertas configuraciones la vulnerabilidad sísmica puede ser considerable y que su desempeño es limitado ante los efectos de un sismo de gran magnitud. Sin embargo, no se han propuesto soluciones para mitigar estas deficiencias en edificaciones existentes.

Por lo anterior, es necesario evaluar alternativas de reforzamiento y contribuir a la generación de evidencia experimental y numérica sobre el reforzamiento de este tipo de estructuras. En este sentido, esta investigación pretende dar continuidad a una propuesta realizada por el grupo de investigación G-7 de la Universidad del Valle [1], sobre el reforzamiento con platinas de acero adosadas a las caras de los muros. El propósito principal de esta investigación, consiste en evaluar experimentalmente la propuesta reforzamiento y determinar una configuración de platinas de acero que mejore el comportamiento sísmico de los MDCR.

I.2 Formulación

¿Cuál es la configuración óptima del reforzamiento con platinas de acero para muros delgados de concreto reforzado?

I.3 Objetivos

I.3.1 Objetivo General

Evaluar el reforzamiento con platinas de acero de muros delgados de concreto reforzado

I.3.2 Objetivos Específicos

- Evaluar propuestas de reforzamiento existentes en MDCR
- Proponer, construir y evaluar experimentalmente el reforzamiento externo de MDCR con platinas de acero
- Desarrollar modelos numéricos ajustados de las propuestas de reforzamiento externo con platinas de acero en MDCR
- Optimizar, mediante análisis numérico, el reforzamiento con platinas de acero de MDCR

2 Estado del arte

2.1 Reforzamiento de muros de concreto reforzado

El reforzamiento es uno de los métodos más importantes para reducir el riesgo sísmico. Existen varios tipos de reforzamiento para las estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, muchos de los métodos de intervención utilizados en el pasado han sido revisados y mejorados de acuerdo con los nuevos requisitos de los códigos sísmicos y se han propuesto métodos basados en el uso de materiales como polímeros reforzados con fibras (FRP), platinas de acero, concreto reforzado con fibras de acero (CRFA) y aleaciones con memoria de forma (SMA), principalmente [25], [26]. Con la introducción del concepto de diseño por desplazamiento, en el cual parámetros como la resistencia y la rigidez se obtienen como un producto del proceso de diseño, se dio impulso a la utilización de técnicas de intervención selectiva en el reforzamiento de las estructuras de concreto reforzado. Este enfoque, propuesto por Elnashai y Salama [27] con aplicación a muros de concreto reforzado, consiste en afectar parámetros particulares de respuesta como la rigidez, resistencia y ductilidad, que se consideren deficientes, con poca o nula alteración los demás.

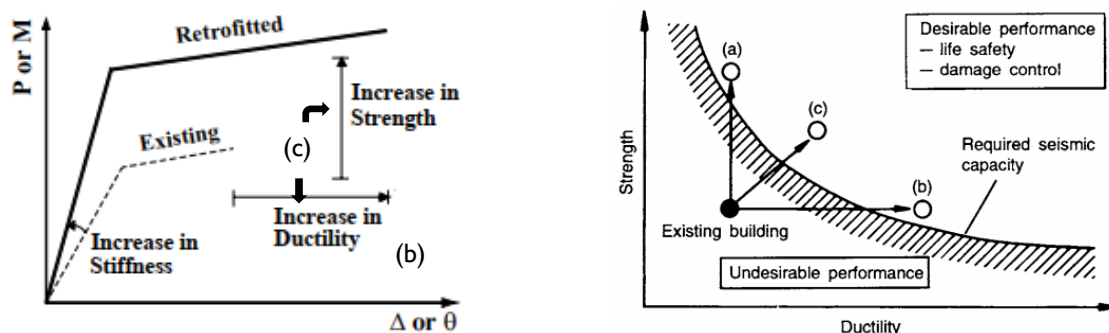


Figura 2.1. Estrategias de reforzamiento. Fuente: Galal y El-Sokkarry [26].

Diversos autores han realizado estudios sobre el reforzamiento de muros de concreto reforzado, no obstante, las características de estos elementos difieren de las características de los MDCR. A continuación, se describen algunos antecedentes en los que se ha realizado pruebas experimentales de muros de concreto reforzado para evaluar la viabilidad de distintas propuestas de reforzamiento utilizando elementos metálicos.

El estudio ejecutado por Elnashai y Salama [27], introdujo por primera vez el concepto de intervención selectiva y definió propuestas de reforzamiento, usando platinas de acero, aplicadas a muros de concreto reforzado. Para esto definieron posibles escenarios en los que se podría requerir intervención selectiva, tales como: intervención de la rigidez, intervención de la resistencia e intervención de la ductilidad, y realizaron una serie de pruebas experimentales que confirmaron la viabilidad de estas propuestas. La intervención únicamente de la rigidez de los muros fue posible cuando se colocaron platinas de acero externas adheridas con mortero epoxi a los bordes de los muros en toda su altura, cubriendo como mínimo la zona de la rótula plástica, dejando una separación entre estas y la cimentación para garantizar que la resistencia no sea alterada, Figura 2.2a. Esta configuración restableció la rigidez a su condición original (Figura 2.2b). Sin embargo, afectó la propagación distribuida del daño. Para la intervención de la resistencia, sin

afectar los otros parámetros, se evaluaron dos alternativas: usar barras de refuerzo externas o platinas de acero externas no adheridas; e implementar un mecanismo de retraso que permitiera aumentar la resistencia después de un determinado nivel de desplazamiento, como se observa en la Figura 2.3a. Cabe anotar que este método aumenta la demanda de capacidad de otros elementos como, por ejemplo, la cimentación. La Figura 2.3b muestra que este método efectivamente incrementa la resistencia lateral del espécimen.

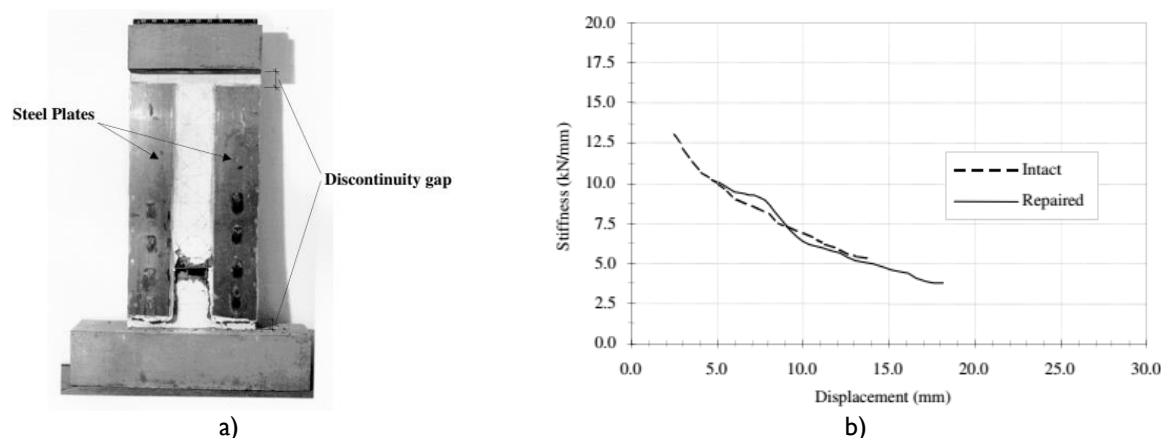


Figura 2.2. Intervención de la rigidez; a) Probeta ensayada, b) Resultado experimental. Fuente: Elnashai y Salama [27].

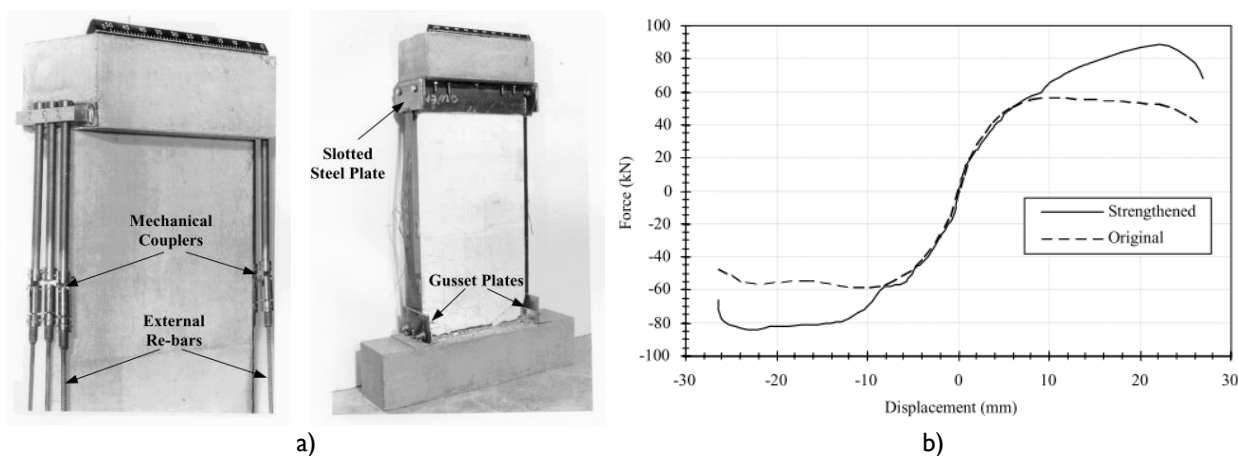


Figura 2.3. Intervención de la resistencia; a) Alternativas evaluadas, b) Resultado experimental. Fuente: Elnashai y Salama [27].

Por su parte, la intervención únicamente de la ductilidad se logró empleando platinas de acero de 3.6 mm de espesor en forma de “U” adheridas con resina epoxi y pernos pretensados para confinar la zona donde se requiere ductilidad adicional. Las platinas se colocaron dejando espacios entre ellas para permitir la distribución de las grietas y sin continuidad con la cimentación para no aportar resistencia. El espesor de la platina fue diseñado para proveer al muro la misma capacidad de ductilidad que un muro idéntico confinado con estribos convencionales internos. La Figura 2.4 muestra el nivel de ductilidad alcanzado con el uso de platinas externas. Como se puede observar, no hay cambios significativos en la rigidez o resistencia, pero si un ligero incremento en la capacidad desplazamiento lateral.

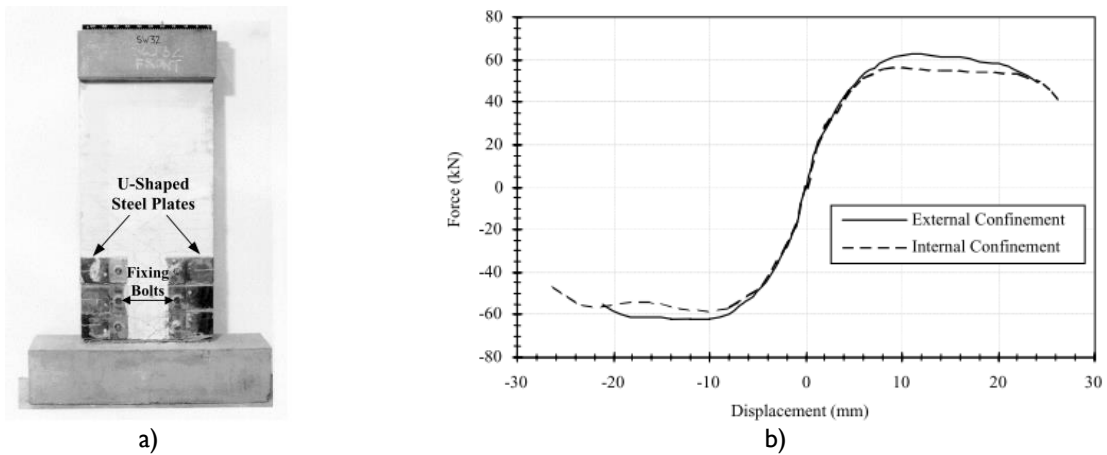


Figura 2.4. Intervención de la ductilidad; a) Alternativa propuesta, b) comparación de la ductilidad con confinamiento interno (estribos convencionales) y externo (platinas). Fuente: Elnashai y Salama [27].

También se intervino la resistencia al cortante mediante la adición externa de platinas horizontales adheridas con resina epoxi, Figura 2.5a. La prueba experimental consistió en reparar y ensayar un muro previamente sujeto a carga cíclica y que presentó falla por deformación excesiva a cortante. Los resultados mostraron que la resistencia por cortante del muro fue restaurada completamente y que hubo un mayor desarrollo de la ductilidad y la resistencia a flexión, Figura 2.5b.

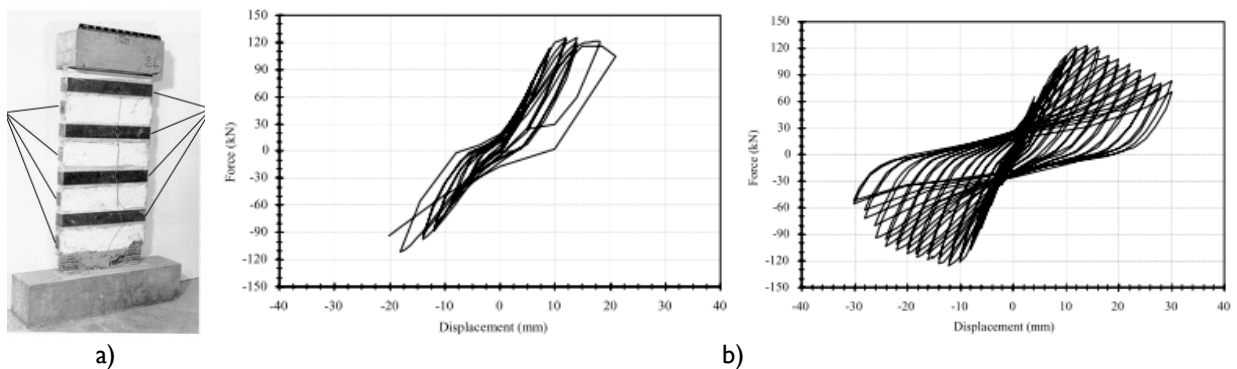


Figura 2.5. Intervención de la resistencia al cortante; a) alternativa propuesta (muro SWR24), b) resultados experimentales. Fuente: Elnashai y Salama [27].

Taghdi et al. [28] reforzaron dos muros de CR con el propósito de aumentar la resistencia y la ductilidad. Se evaluaron dos alternativas; platinas de acero verticales en los bordes (Figura 2.6a) y platinas diagonales con platinas verticales (Figura 2.6b) fijadas mediante pernos. Para conectar las platinas de acero a la cimentación y a la viga de carga superior se utilizaron pernos de anclaje. Todos los muros se ensayaron ante carga lateral cíclica con carga axial constante. Las pruebas experimentales mostraron que el sistema con platinas diagonales y verticales fue eficaz para aumentar significativamente la resistencia y la ductilidad del muro. La Figura 2.6c muestra la comparación de las propuestas de reforzamiento.

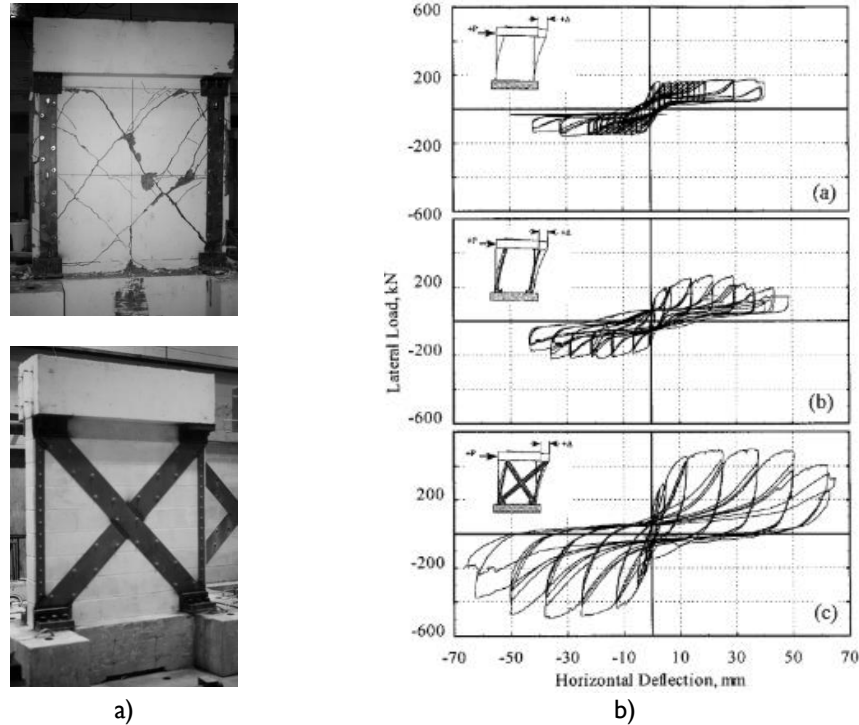


Figura 2.6. Reforzamiento de muros de CR con platinas de acero ancladas a la cimentación; a) propuestas de reforzamiento (muros WII y WIIR), b) resultados experimentales del muro original y de los muros reforzados. Fuente: Taghdi et al. [28].

Galal y El-Sokkary [26] hicieron una revisión del estado del arte de técnicas de reforzamiento y rehabilitación para muros de concreto reforzado. Analizaron y describieron procedimientos de rehabilitación como el reemplazo del concreto, encamisado con concreto, uso de elementos metálicos, uso de materiales compuestos, adición de elementos de borde, y uso de aleaciones con memoria de forma. Enfatizan en que el reforzamiento debe estar enfocado en el concepto de intervención selectiva y concluyen que aspectos como el modo de falla esperado, las consecuencias del reforzamiento (p. ej. incrementar la demanda en la cimentación), los costos, y las limitaciones físicas (p. ej. requerimientos arquitectónicos, accesibilidad) son los parámetros que controlan la selección de una técnica de reforzamiento.

En el estudio realizado por Sanada [29] se evaluó experimentalmente el comportamiento sísmico de 2 muros típicos de los muros de CR existentes en Japón, confinando los elementos de borde mediante el uso de elementos metálicos, Figura 2.8. Las probetas reforzadas (RW0.8 y RW0.4) mostraron un comportamiento estable, el confinamiento de los elementos de borde evitó el modo de falla por cortante que sufrieron los muros sin reforzar (SW0.8 y SW0.4). El método de reforzamiento permitió mejorar en un 100% y 30% la capacidad de deformación a flexión y cortante de los muros SW0.8 y SW0.4, respectivamente.

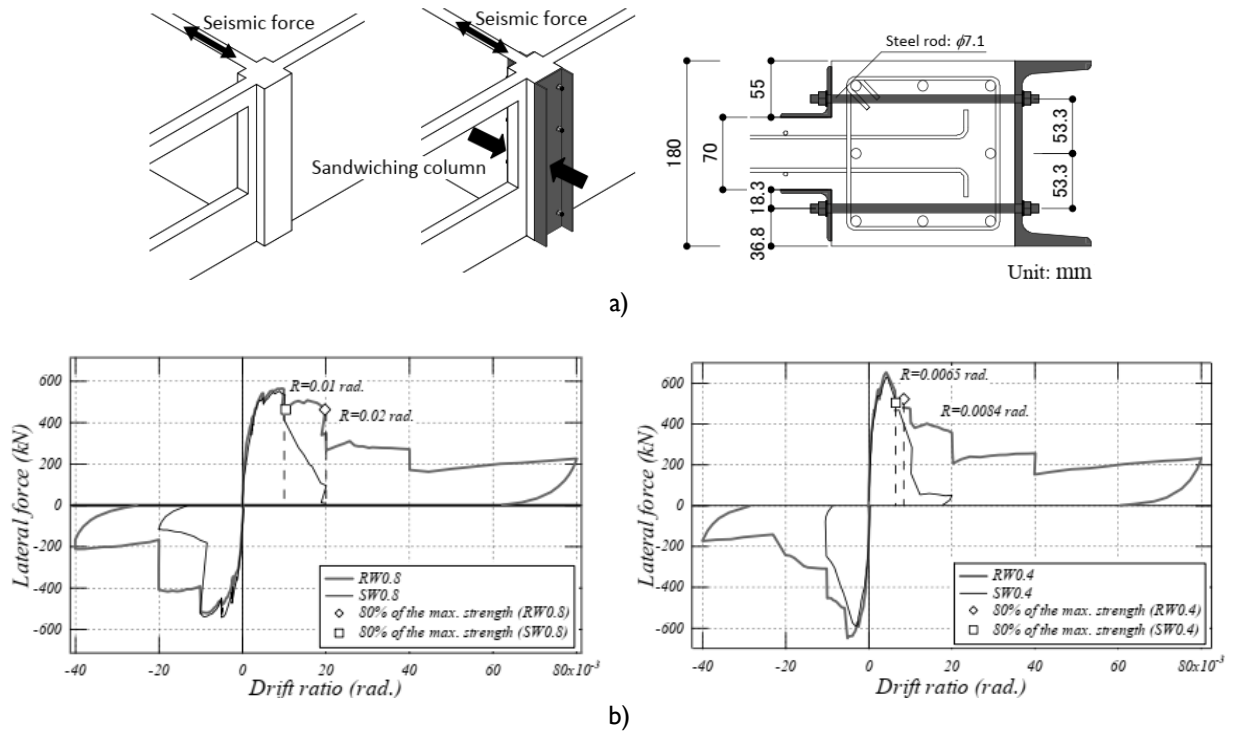
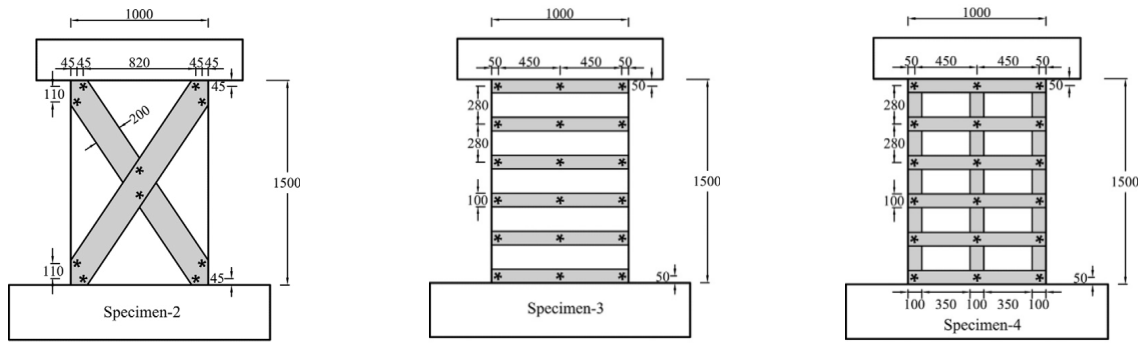
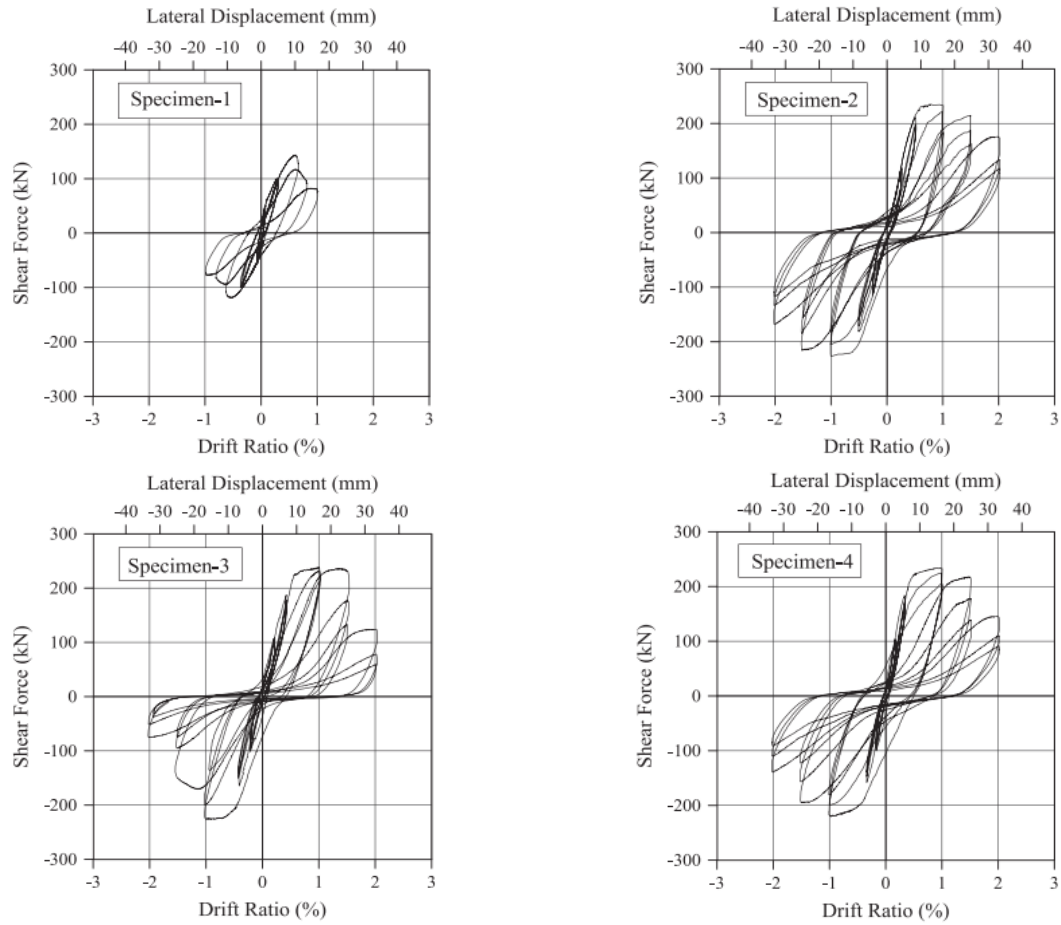


Figura 2.7. Reforzamiento de muros de CR según Sanada; a) propuesta de reforzamiento, b) comparación de la respuesta de los muros con y sin reforzamiento.

Altin et al. [30] evaluaron el reforzamiento de tres muros de CR con baja capacidad a cortante mediante la adición de platinas externas adheridas con resina epoxi y pernos, Figura 2.8a. Las configuraciones de reforzamiento propuestas estuvieron enfocadas en mejorar la resistencia lateral y la ductilidad de los muros. Los resultados experimentales de los muros sometidos a carga cíclica mostraron que las propuestas de reforzamiento permitieron, en todos los casos, incrementar significativamente el comportamiento histerético en términos de la resistencia lateral (65%), capacidad de deformación (100%) y capacidad de disipación de energía. La Figura 2.8b muestra la comparación del comportamiento histerético del muro reforzado versus el muro original.



a)



b)

Figura 2.8. Muros reforzados según Altin et al. [30]; a) propuestas de reforzamiento, b) resultados de pruebas experimentales. Nota: Specimen 1, es el muro original (sin reforzamiento).

2.2 Modelización de muros de concreto reforzado

Generalmente, el comportamiento sísmico de muros de CR se evalúa experimentalmente, mediante la aplicación de carga cíclica, obteniendo como resultado la respuesta histerética en términos de fuerza lateral y desplazamiento. Se considera que este es el enfoque más evidente para evaluar el comportamiento histerético de un muro de CR, no obstante, las simulaciones numéricas proveen herramientas valiosas cuando se requiere de estudios paramétricos para evaluar el comportamiento sísmico de un muro de CR bajo distintas condiciones.

Existen principalmente dos tendencias de modelización numérica, clasificadas por el tipo de modelo numérico empleado. Una es la modelización mediante macromodelos, la cual hace referencia al uso de modelos simplificados que permiten evaluar la respuesta global de un elemento con buenas aproximaciones y por lo general, con bajo costo computacional. Algunos ejemplos de este enfoque son: los modelos “beam-truss model”, “Three-vertical-line element model” (TVLEM), “Multiple-Vertical-Line-Element-Model” y Shear-Flexure Interaction Multiple-Vertical-Line-Element Model (SFI-MVLEM), entre otros. La otra tendencia está basada en el uso de micromodelos, los cuales emplean formulaciones más elaboradas que buscan capturar el comportamiento de un elemento a detalle, demandando mayor costo computacional y conocimiento en su desarrollo e interpretación de resultados. Ejemplos de este enfoque son: método de los elementos finitos (FEM), modelo de fibras de plasticidad distribuida, modelos en capas “Shell layered”.

2.3 Modelización del reforzamiento mediante platinas de acero en muros de concreto reforzado

Pocos estudios numéricos han sido desarrollados para la simulación del comportamiento sísmico de muros de CR, reforzados con elementos metálicos como platinas y pernos. A continuación, se describen algunos de los estudios más representativos.

Elnashai & Pinho [31] simularon las intervenciones selectivas evaluadas por Elnashai & Salama [27], mediante el paquete de elementos finitos ADAPTIC. En esta simulación, los muros se modelaron mediante elementos finitos inelásticos subdivididos en 150 fibras donde se calcularon los esfuerzos y las deformaciones. Las platinas externas y barras fueron modeladas usando el modelo bilineal elastoplástico para el acero, ya que no se esperaba que estos elementos incursionaran en el rango inelástico. La modelización para la intervención de la rigidez se modeló adicionando una sección de acero excéntrica a la sección transversal del muro, para este caso la comparación se hizo respecto del muro original. De forma similar, para el escenario de afectación de la resistencia, se modeló una sección de acero excéntrica, esta vez, con continuidad hasta la cimentación. Para el escenario de intervención de la ductilidad, el efecto de las platinas de acero fue tenido en cuenta mediante la curva esfuerzo deformación del concreto, mediante un factor de confinamiento efectivo. La comparación de esta propuesta de modelización (Figura 2.9) muestra que en general se logró capturar adecuadamente la respuesta en cada uno de los escenarios de intervención.

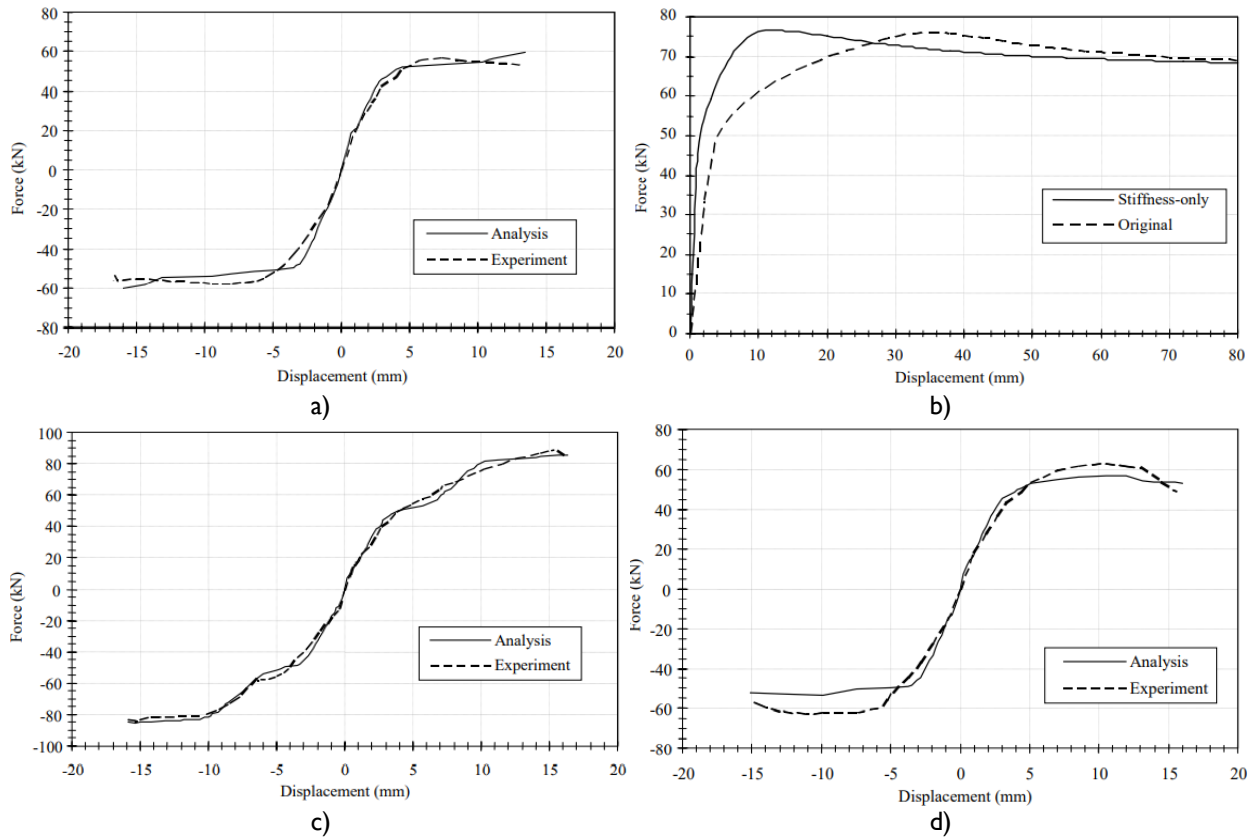


Figura 2.9. Modelización de reforzamiento según Elnashai & Salama [27]; a) muro original (no intervenido), b) intervención de la rigidez, c) intervención de la resistencia, d) intervención de la ductilidad.

Estos mismos autores llevaron a cabo estudios paramétricos mediante modelos analíticos verificados, que condujeron a expresiones de diseño de las intervenciones en escenarios de: intervención de la rigidez, intervención de la resistencia e intervención de la ductilidad.

Uno de los trabajos más recientes sobre la modelización del reforzamiento de muros de CR mediante la adición de platinas de acero es el realizado por Cortés-Puentes & Palermo [32], en el que modelaron las probetas SW32 y W11R ensayadas por Elnashai & Salama [27] y Taghdi et al. [28], respectivamente. En su estudio usaron VecTor2, un programa de elementos finitos no lineales bidimensionales basado en la Teoría del Campo de Compresión Modificada (MCFT) y el Modelo de Campo de Esfuerzos Modificado (DSFM). Para la modelización del concreto utilizaron elementos tipo membrana de cuatro nodos, para las platinas utilizaron elementos tipo barra, y elementos tipo “link” para tener en cuenta la adherencia entre las platinas y el concreto, Figura 2.11. Los modelos realizados en este estudio fueron capaces de capturar efectivamente la respuesta en términos de la resistencia máxima, máximo desplazamiento lateral, mecanismos de falla, rigidez, entre otros parámetros. La Figura 2.11 muestra la comparación de la respuesta histerética de los muros evaluados.

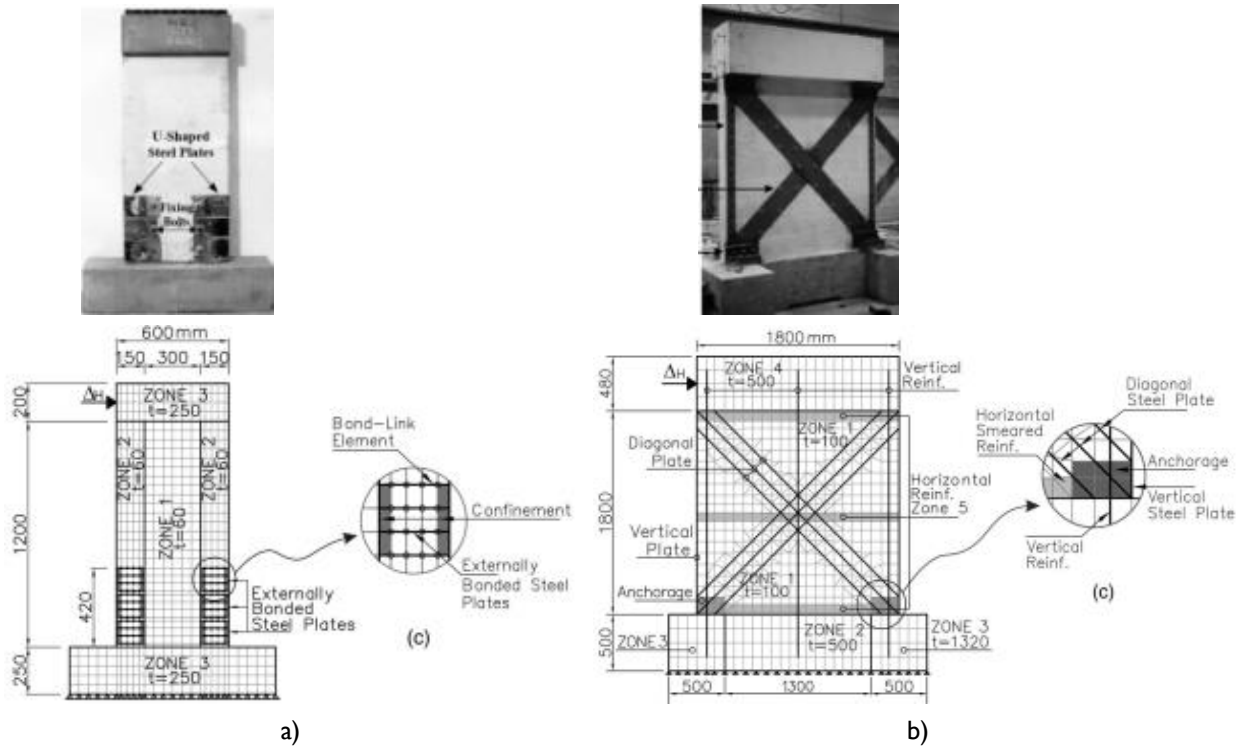


Figura 2.10. Detalle de modelización según Cortés-Puentes y Palermo [32]; a) muro SW32, b) muro W11R.

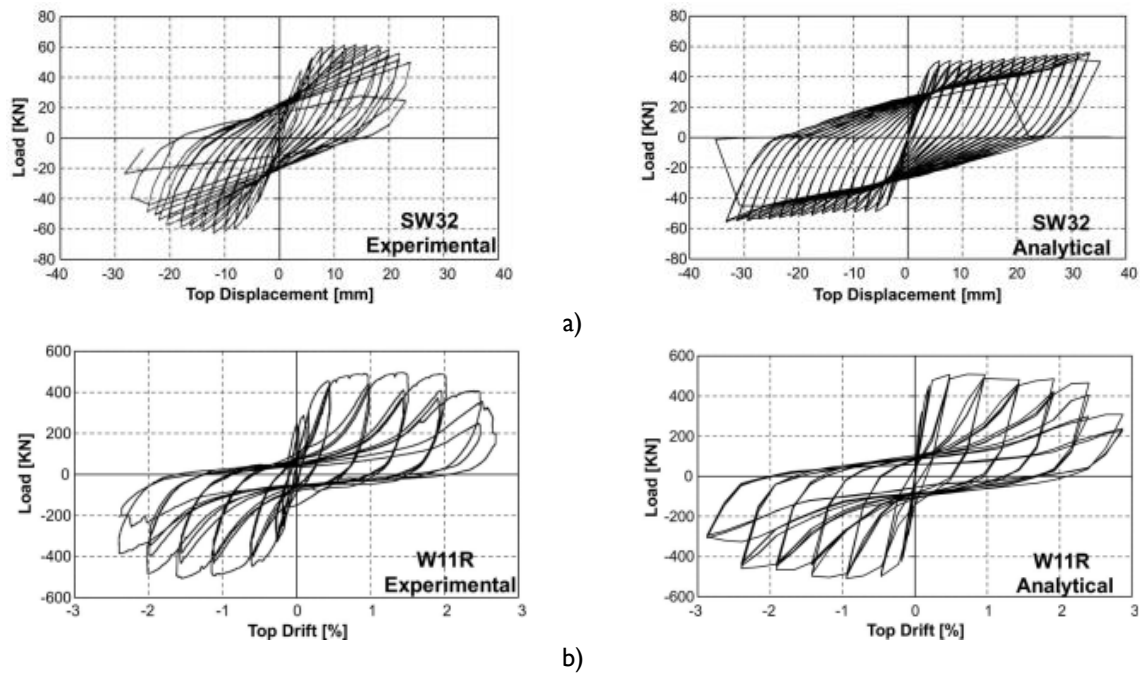


Figura 2.11. Resultados de modelización según Cortés-Puentes y Palermo [32]; a) muro SW32, b) muro W11R.

3 Evaluación de propuestas existentes de reforzamiento de MDCR con platinas de acero

En este capítulo se hace una revisión del estado del arte sobre el reforzamiento externo de MDCR con platinas de acero, que ha sido objeto de estudio en el grupo de investigación G-7 de la Universidad del Valle. El propósito de este capítulo es revisar los resultados de la evaluación experimental desarrollada por Ortega [1], con el fin de identificar posibles mejoras en la alternativa de reforzamiento.

3.1 Contexto general

El reforzamiento externo de los MDCR es un campo con escasos antecedentes investigativos. A pesar de que se han llevado a cabo algunos análisis concernientes al reforzamiento de muros de concreto y mampostería, utilizando encamisado de concreto reforzado con fibras de acero (SFRC) [33], [34] y polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) [35], la implementación de reforzamiento externo de MDCR basado en el uso de elementos metálicos como platinas de acero, a excepción de la campaña experimental desarrollada por el grupo de investigación G-7 de la Universidad del Valle [1], carece de estudio en Colombia.

Recientemente, el grupo de investigación G-7 de la Universidad del Valle, emprendió el desarrollo de una campaña experimental que se ejecutó en dos fases generales: en la primera, se evaluó el comportamiento histerético de MDCR representativos del sistema industrializado en Colombia. En la segunda, se evaluó una propuesta de reforzamiento externo de MDCR mediante platinas de acero para mejorar el comportamiento sísmico observado en la primera fase.

La primera fase permitió comprender el comportamiento e identificar las principales características de la respuesta de este tipo de muros. Para esto se construyeron y se ensayaron muros de prueba que fueron sometidos a carga lateral cuasi-estática. Los resultados de esta fase evidenciaron que aspectos como la baja cuantía refuerzo longitudinal en el alma, la baja ductilidad del refuerzo electrosoldado del alma y la ausencia de elementos de borde bien confinados limitan la capacidad de desplazamiento último de este tipo de muros. Debido a esto, el patrón de falla se localiza en la interfaz cimiento-muro, y está gobernado por la rotura de la malla electrosoldada del alma, seguido del desprendimiento de la base de los muros, el aplastamiento del concreto en los extremos de los muros y la rotación de cuerpo rígido [10]. La segunda fase se enfocó en mitigar la vulnerabilidad estructural observada de los MDCR. Para esto se reforzaron MDCR sin daño previo mediante platinas de acero adosadas a las caras externas de los muros. El objetivo principal fue aumentar la capacidad de desplazamiento y de capacidad de disipación de la energía, y retrasar el daño (fractura de la malla electrosoldada, aplastamiento del concreto y pandeo del refuerzo) confinando los extremos de los muros y reforzando la zona crítica observada en los ensayos de la primera fase. A continuación, se presenta una revisión de la propuesta de refuerzo existente y de los resultados obtenidos.

3.2 Descripción de los muros de prueba

En la alternativa de reforzamiento evaluada por Ortega [1] se ensayaron seis muros, con tres distintas configuraciones de platinas de acero. La propuesta se implementó en un muro rehabilitado, posterior a un ensayo cíclico que lo llevó a la falla (M2TRR), y en dos muros sin daño previo construidos en pares idénticos (M3R-M3RR y M5T-M5TR). Las propiedades geométricas y mecánicas de los muros fueron definidas a partir de una base de datos de 136 edificios de muros delgados ubicados en zona de amenaza sísmica alta presentada en ese mismo estudio. El espesor de los muros, t_w , fue de 100 mm, y la altura, h_w , de 2400 mm. Se empleó refuerzo electrosoldado no dúctil para el alma de los muros M3RR y M5TR, y refuerzo dúctil para el muro M2TR. La longitud de los muros, l_w , se definió de acuerdo con la capacidad del laboratorio. La Tabla 3.1 resume las propiedades de los muros ensayados.

Tabla 3.1. Propiedades de los muros de prueba ensayados por Ortega [1].

Muro	l_w (mm)	Refuerzo del alma ρ_w (%)	Refuerzo longitudinal en los bordes ρ_b (%)		Refuerzo transversal en los bordes	f_c (MPa)	ALR (%)
			Aleta o extremo oeste	Extremo este			
M2T - M2TRR	1500	MØ6.35 mm @130 (0.26) ^a	3#4 (1.09)	2#6 + 1#4 (3.49)	Gancho #2 @75 – (oeste)	24.5	4.9
M3R- M3RR	1500	MØ7 mm @150 (0.28) ^b	2#5 + 1#4 (2.62)	2#5 + 1#4 (2.62)	Gancho #2 @75 – (oeste) Gancho #2 @150 – (este)	24.5	5.0
M5T - M5TR	1700	MØ7 mm @150 (0.25)	3#4 (1.09)	3#4 (1.09)	Gancho #2 @150	25.5	5.0

^a 1 barra de acero dúctil de diámetro (6.35 mm) espaciada cada 130 mm

^b Malla electrosoldada de diámetro 7mm espaciada cada 150 mm

3.3 Descripción de la propuesta de reforzamiento

La propuesta de reforzamiento de los muros está basada en el concepto de intervención selectiva [27], en el que se busca intervenir solo uno o algunos de los parámetros de la respuesta de los muros sin afectar los otros. Esto permite, en el caso de una edificación existente, no incrementar la demanda en otros elementos, respecto a la resistencia, la rigidez o la ductilidad.

El muro M2TRR fue construido y ensayado en su condición original (M2T), posteriormente se reparó reemplazando el concreto afectado, el refuerzo fracturado del alma y de la aleta, y sellando las grietas de todo el muro utilizando resina epoxi (M2TR). Se comprobó que su resistencia y rigidez en el rango elástico habían sido restauradas. El reforzamiento consistió en confinar el alma y los elementos de borde del muro con platinas de acero de 4.8 mm y 6.4 mm de espesor, respectivamente. Las platinas se adosaron a las caras laterales con adhesivo epoxi y pernos de alta resistencia, como se muestra en la Figura 3.1. El objetivo fue aumentar la ductilidad y controlar el efecto del pandeo del refuerzo. Para no incrementar la resistencia a la flexión se conservó la sección crítica (interfaz cimiento-muro) dejando una separación de 10 mm entre las platinas de acero y la cimentación. La intervención en la rigidez del muro se afectó dando continuidad a las platinas hasta la parte superior del muro.



Figura 3.1. Reforzamiento del muro M2TRR ensayado por Ortega [1].

El reforzamiento para los muros M3RR y M5TR se diseñó de acuerdo con el comportamiento y modo de falla observados en los muros delgados ensayados sin daño previo y los resultados de la prueba del muro M2TRR. En este sentido, la intervención se enfocó en: i) aumentar la capacidad de desplazamiento, ii) controlar o retrasar el daño, principalmente la fractura del refuerzo del alma y el pandeo del refuerzo, iii) incrementar la capacidad de disipación de energía. Esto sin incrementar considerablemente la resistencia por flexión (menor al 15%).

Para esto se confinaron externamente los extremos de los muros, la zona inferior del alma, y se aumentó la cuantía de refuerzo en el alma, aproximadamente al doble del valor original, Figura 3.2. El confinamiento de los bordes y del alma se realizó mediante platinas de acero de 4.8 mm espaciadas cada 20 mm y un ángulo metálico rígido de 6.4 mm. Para el aumento de la cuantía en el alma se usaron pernos anclados externamente a la cimentación por ambas caras, los cuales se conectaron al alma mediante el ángulo metálico rígido. El ancho, el espesor y la altura de las platinas fueron seleccionados de acuerdo con el nivel de confinamiento esperado.

Los cambios en el reforzamiento del muro M5TR respecto del reforzamiento del muro M3RR fueron: mayor altura del confinamiento, mayor ancho de platinas aumentando la longitud del borde comprimido y mayor cuantía de reforzamiento en el alma.

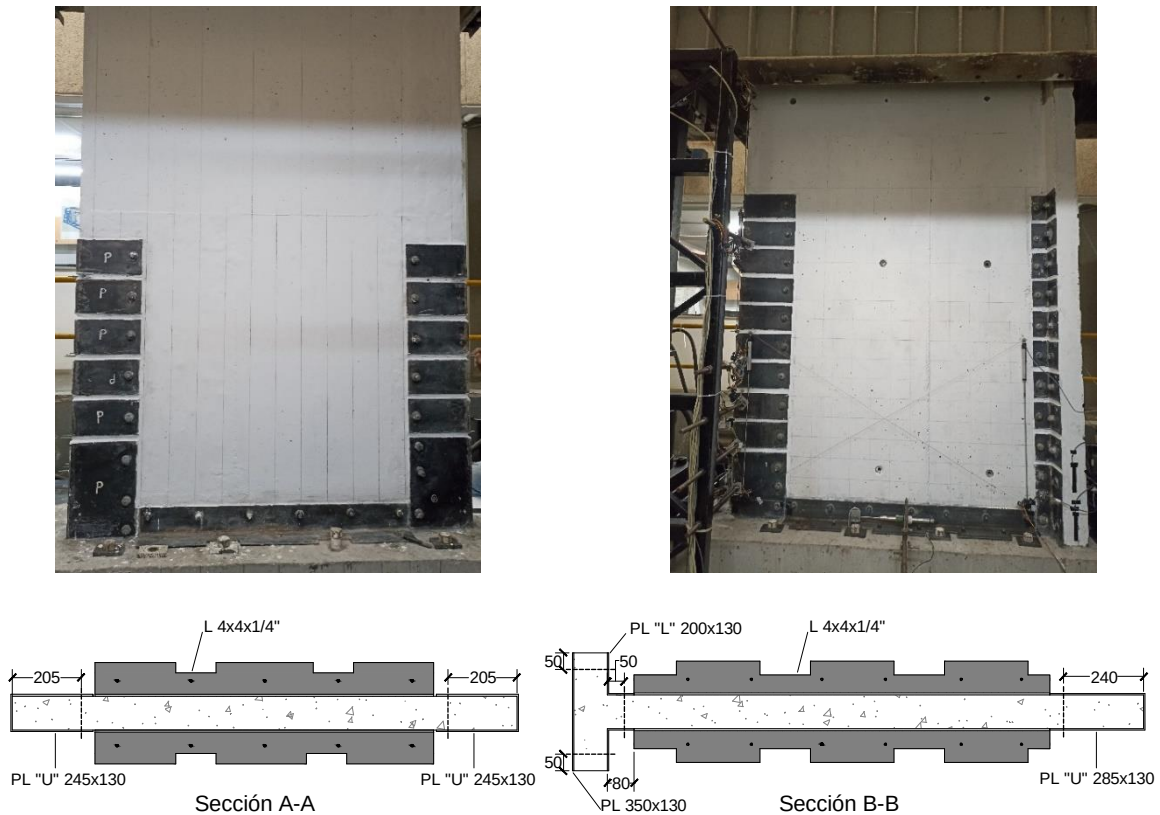


Figura 3.2. Esquema de reforzamiento de los muros M3RR y M5TR ensayados por Ortega [1].

3.4 Descripción de la respuesta de los muros reforzados

En general, se observó una mejora significativa en la respuesta global de los muros reforzados en comparación con los muros originales. La Tabla 3.2 resume la cuantificación del comportamiento global de los muros reforzados y sus equivalentes (M2T, M3R y M5T) en términos de la degradación de rigidez, resistencia máxima, capacidad de desplazamiento y disipación de energía.

En el caso del muro M2TRR, la estrategia de reforzamiento implementada mostró un mejor desempeño cuando la aleta del muro fue sometida a fuerzas de compresión. Se logró un aumento del 26.4% en la capacidad de desplazamiento, un incremento del 19% en la energía disipada total y una mejora moderada en la rigidez estructural. Estos cambios se lograron sin generar un aumento considerable en la resistencia, manteniéndose coherente con el diseño original. También se logró controlar el daño en los extremos del muro, impidiendo deformaciones por pandeo de las barras dúctiles. Aunque hubo agrietamiento a lo largo de toda la altura del muro, las platinas continuas contribuyeron a disminuir el número de grietas en comparación con el muro original, causando la concentración del daño en la interfaz cimiento-muro, seguida por rotación de cuerpo rígido. Las platinas diagonales que confinaron el alma del muro y contrarrestaron la formación de grietas, ocasionaron un efecto de puntal que transfirió fuerzas a la base, generando daños significativos en el extremo este del muro.

En los muros M3RR y M5TR el reforzamiento tuvo un impacto más significativo en su comportamiento. Se logró retrasar el daño, el agrietamiento en la interfaz, el inicio de rotación de cuerpo rígido, la fractura del refuerzo del alma, el descascaramiento del concreto y el pandeo del refuerzo longitudinal, de tal modo que ocurrieran para desplazamientos mayores en comparación con los muros originales. La capacidad de desplazamiento promedio aumentó en un 26.5% y un 36.1%, respectivamente. También se incrementó la capacidad de absorción de energía; en un 81.3% y un 135.5%. Según Ortega [1] esto se atribuye a las separaciones entre las platinas verticales, las cuales permitieron que las grietas surgieran a través de estos espacios, logrando una distribución más amplia del agrietamiento, evitando la concentración del daño en la sección crítica de la base. Por su parte, la rigidez tuvo un incremento menor en comparación con el incremento en el muro M2TR, y la mejora en la resistencia no fue sustancial. La Figura 3.3 muestra la comparación de la respuesta histerética de los reforzados y sin reforzar.

Cabe anotar que entre los muros M3RR y M5TR el reforzamiento del muro M5TR fue más eficiente, puesto que los pernos de anclaje (los cuales actúan como una cuantía adicional de refuerzo en el alma) no se fracturaron, esto, además de proporcionar mayor capacidad de desplazamiento, causó que la grieta en la base tuviera una amplitud bastante menor que en el muro original. Respecto la integridad de las platinas de reforzamiento, no se observó daño o síntoma de desprendimiento de estas, en ninguno de los tres muros. Es decir, la resina epóxica cumplió con su labor de adherencia.

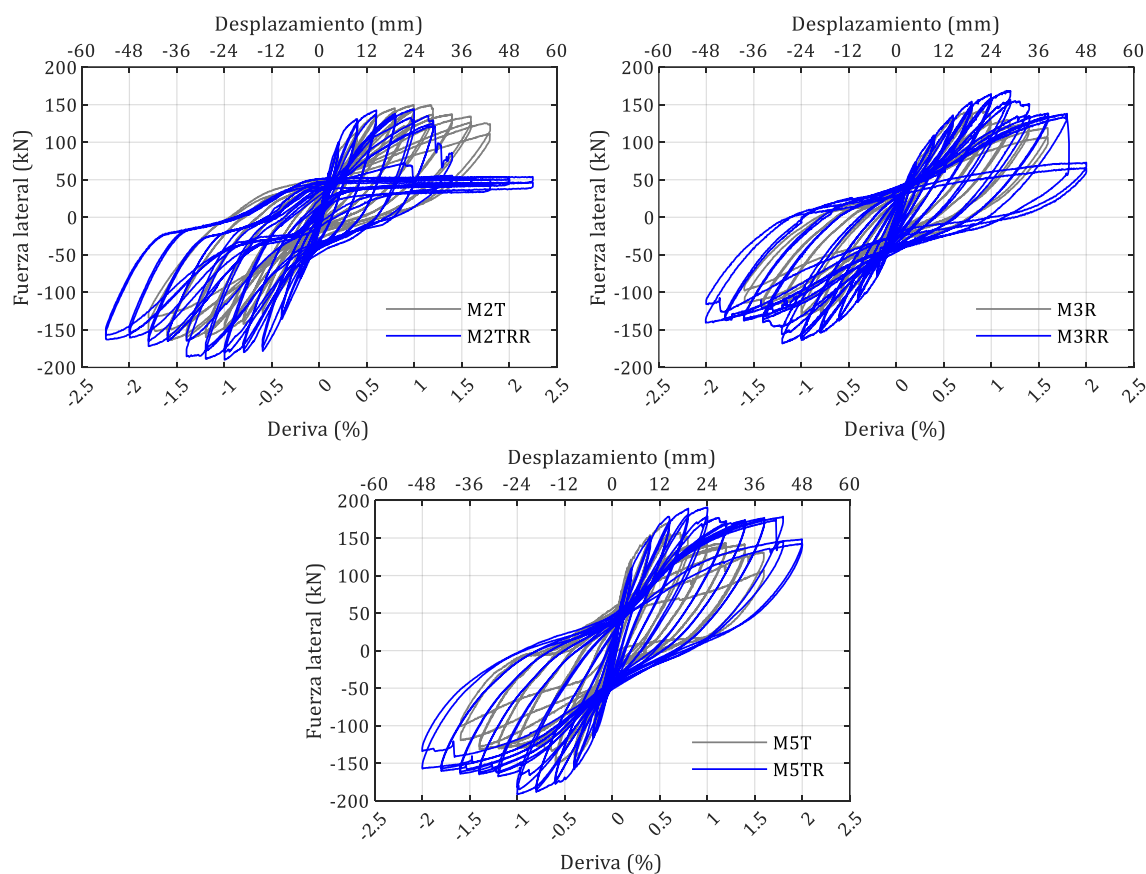


Figura 3.3. Respuesta fuerza vs. desplazamiento de muros ensayados por Ortega [1].

Tabla 3.2. Variación (%) de la rigidez, resistencia máxima, deriva última y energía disipada acumulada respecto de los muros originales. Tomada de Ortega [1].

Muro	Rigidez, K_{05}		Resistencia, V_{max}		Deriva última, Δ_u		Energía disipada acumulada, E_{DA}	
	Dir. pos.	Dir. neg.	Dir. pos.	Dir. neg.	Dir. pos.	Dir. neg.	Deriva (%)	Incremento
M2TRR/M2T	+33.4	+11.2	-3.8	+15.7	-31.7	+26.4	2.25 ^a (1.8) ^b	+19.0
M3RR/M3R	+4.0	+16.1	+19.1	+28.7	+27.9	+25.0	2.0 (1.6)	+81.3
M5TR/M5T	-5.6	-3.9	+14.9	+29.8	+28.9	+43.3	2.0 (1.4)	+135.5

^{a, b} Indican las derivas, en el muro reforzado y en el original, definidas para comparar la energía disipada.

3.5 Análisis y observaciones de la propuesta existente de reforzamiento

Los estudios de Blandón et al. [8] y Ortega et al. [10], sobre el comportamiento histerético de los MDCR, han mostrado que características del refuerzo del alma, como la baja cuantía, la limitada ductilidad, el uso de una sola capa de refuerzo, y la ausencia de confinamiento efectivo en los bordes, controlan y limitan la capacidad de desplazamiento. También que, debido a estas características, el modo de falla consiste en la concentración de la plasticidad en una grieta principal en la interfaz, que atraviesa todo el muro y se amplía considerablemente, incrementando la demanda de deformaciones unitarias en la sección crítica de la base. Esto hace que la falla esté controlada por la concentración del daño en la base y la rotación de cuerpo rígido, principalmente.

La revisión de la propuesta de reforzamiento desarrollada por Ortega [1] indica que el confinamiento de los extremos de los muros con platinas de acero y el reforzamiento de la sección crítica del alma mejora considerablemente el desempeño de los muros, logrando incrementar la capacidad de desplazamiento y de energía disipada. Así mismo, se logra controlar el agrietamiento en la interfaz cimiento-muro y retrasar el inicio del daño, el cual se alcanza para derivas mayores que en los muros originales. Los resultados sugieren que es recomendable el uso de platinas separadas entre sí en vez de platinas continuas para confinar los bordes, y que la altura de confinamiento debe ser consistente con la ubicación de deformaciones plásticas.

Aunque los resultados de la propuesta de reforzamiento son satisfactorios, es necesario incrementar la evidencia experimental para esta alternativa de reforzamiento. Por este motivo, es necesario evaluar otras variables que puedan influir en la efectividad de esta técnica de reforzamiento. Es evidente que la base del alma debe reforzarse, y si bien, en uno de los casos resultó ser efectivo, es necesario confirmar este enfoque y evaluar otras opciones para proteger esta zona. En cuanto al confinamiento de los elementos de borde, dado que este estudio busca una propuesta de reforzamiento mejorada, es necesario evaluar el efecto de variables como, por ejemplo, el espesor, el espaciamiento de platinas y la altura de confinamiento.

De acuerdo con los resultados de estos estudios, Ortega [1] propuso y diseñó una alternativa de reforzamiento mejorada para ser evaluada en esta investigación en dos de los muros que conforman la campaña experimental del Grupo de Investigación G-7, como se describe en el siguiente capítulo.

4 Evaluación de la propuesta de reforzamiento externo para MDCR

En este capítulo se evalúan experimentalmente las alternativas de reforzamiento propuestas y diseñadas por Ortega [1] para esta investigación, las cuales fueron planteadas de acuerdo con los resultados descritos en el tercer capítulo de este documento. En este trabajo de investigación se apoyó en el diseño de estas alternativas y posteriormente se fabricaron los elementos de reforzamiento y se construyó o implementó el reforzamiento sobre los muros de prueba, los cuales se sometieron a ensayos de carga cíclica. La implementación de esta alternativa de reforzamiento se llevó a cabo en dos muros representativos del sistema industrializado que fueron diseñados y construidos por el Grupo de Investigación G-7, actividades en las cuales también se apoyó durante el desarrollo de este trabajo. El propósito fundamental del reforzamiento externo fue mejorar el comportamiento histerético de los muros mediante el reforzamiento externo de la base del alma y de los extremos de los muros, sin ocasionar un aumento significativo en la rigidez ni en la capacidad de resistencia a la flexión. La evaluación de la efectividad del reforzamiento se realizó respecto de la capacidad de desplazamiento, la evolución del daño, el modo de falla, los componentes de deformación, el comportamiento fuera del plano y la capacidad de disipación de energía.

A continuación, se proporciona una descripción detallada de los muros de prueba diseñados para la campaña experimental del grupo de investigación G-7 y de la estrategia de reforzamiento. Asimismo, se presentan y analizan los resultados experimentales obtenidos de los dos muros reforzados, comparándolos con el comportamiento de los originales.

4.1 Descripción de los muros de prueba

Para el diseño de los muros [1] se tuvo en cuenta el análisis estadístico de una base de datos de 136 edificios existentes de muros delgados con información recopilada por Palacios [36] y depurada y ampliada por Ortega et al. [37], [38]. La base de datos está conformada por edificios ubicados en zona de amenaza sísmica alta, la mayoría construidos antes de la implementación de la Resolución 0017 del 2017 [18]. Las variables de interés fueron: ubicación, número de pisos, resistencia de los materiales, altura total, norma de diseño, coeficiente de disipación de energía, dimensiones del edificio, dimensiones de los muros, relaciones de aspecto, periodos, densidades de muros, cuantías y detallado del refuerzo, entre otras.

Respecto a las características estructurales de los muros, se encontró que la resistencia típica a la compresión del concreto (f'_c) fue de 21 MPa. La resistencia a la fluencia teórica del refuerzo (f_y) era de 485 MPa y 420 MPa para acero tipo malla electrosoldada en el alma y tipo convencional dúctil en los extremos del muro, respectivamente. Las cuantías de refuerzo en el alma (ρ_w) variaban entre 0.12% y 0.7%, siendo 0.25% la más común, y la del refuerzo longitudinal en los bordes (ρ_b) entre 0.5% y 4%. Respecto a las dimensiones, el espesor (t_w) típico de los muros era de 100 mm para edificaciones de hasta 12 pisos. La altura libre de muros (h_w) típica era de 2400 mm y las longitudes más comunes se encontraban entre 1 y 3 m, con una relación de aspecto típica h_w/l_w de 1.2. La relación de esbeltez (h_w/t_w) típica fue de 25. En cuanto a la disposición del refuerzo en los bordes de los muros, se encontraron muros sin refuerzo adicional en sus extremos, muros con refuerzo adicional dúctil, ya sea con o sin refuerzo transversal, y muros con

refuerzo dúctil en dos capas soportado por estribos cerrados. La Figura 4.1 muestra la distribución porcentual para algunas de las variables.

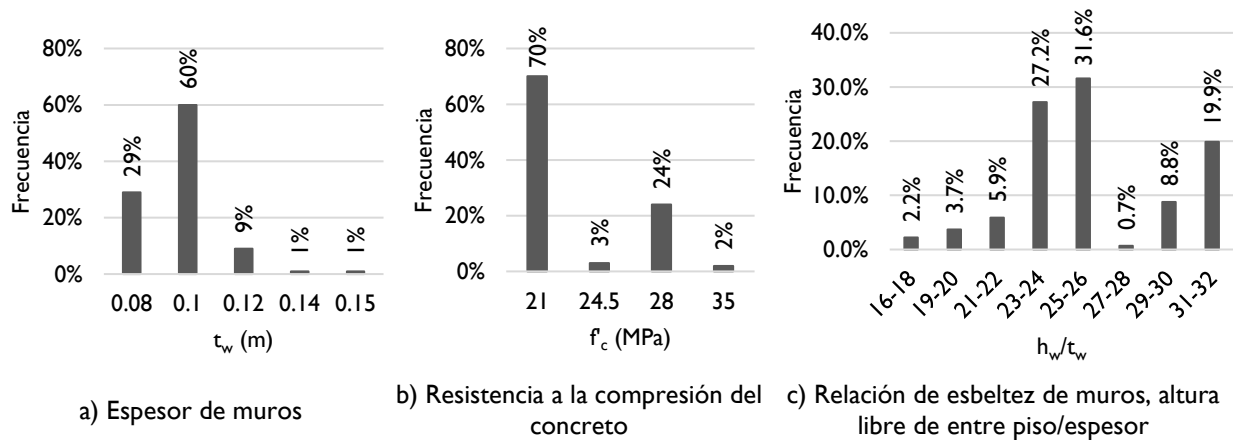


Figura 4.1. Análisis estadístico de la base de datos. Adaptada de: Areiza et al [37].

Los muros fueron diseñados y construidos en parejas idénticas para permitir la comparación entre los resultados obtenidos con y sin reforzamiento. Los muros originales se denominaron M7R y M8R, mientras que sus equivalentes reforzados se identificaron como M7RR y M8RR. La nomenclatura adoptada forma parte de la campaña experimental en la que se enmarca este estudio. La letra "R" hace referencia a un muro de sección rectangular original, mientras que "RR" indica un muro rectangular reforzado. El proceso de diseño y construcción se realizó en escala real, siguiendo las prácticas comunes para este sistema estructural, respecto al uso de dovelas, empalmes, tipo de concreto, encofrado, procedimientos de fundición y curado.

La Tabla 4.1 muestra las principales propiedades de los muros de prueba de esta investigación. Se estableció un espesor típico de 100 mm, una altura de 2400 mm, correspondiente a la altura típica de un entrepiso, y una longitud de 1700 mm, que es la máxima permitida por la capacidad del laboratorio. De acuerdo con esto, se tuvo una relación de aspecto de 1.4. Respecto al refuerzo del alma de los muros, se utilizó una malla electrosoldada no dúctil, dispuesta de manera uniforme en una sola capa con cuantía de 0.25%, valor mínimo exigido por el NSR-10. Para el refuerzo longitudinal en los bordes, se utilizaron barras corrugadas de acero dúctil con cuantías de 1.9% y 0.6%, correspondientes a un caso típico y al caso más crítico observado en la base de datos, respectivamente. La resistencia teórica a compresión del concreto se tomó de 21 MPa, valor típico observado en la base de datos, y de 35 MPa para la cimentación. La resistencia real, obtenida mediante ensayos de cilindros a la edad de 28 días para el muro, fue de 24.5 MPa. La Figura 4.2 muestra las dimensiones y el detalle del refuerzo de los muros de prueba. La información adicional sobre el diseño y el proceso constructivo de los muros se reporta en el Anexo I.

Estas características permitieron evaluar condiciones críticas comunes de este sistema constructivo como una baja cantidad de refuerzo no dúctil en el alma, ausencia de confinamiento efectivo en los extremos de los muros y una alta relación de esbeltez.

Tabla 4.1. Propiedades de los muros de prueba.

Muro	l_w (mm)	Refuerzo del alma ρ_w (%)	Refuerzo longitudinal en los bordes ρ_b (%)		Refuerzo transversal en los bordes	f_c (MPa)	ALR (%)
			Aleta o extremo oeste	Extremo este			
M7R – M7RR	1700	MØ7 mm @150 (0.25)	3#4 (1.9)	3#4 (1.9%)	Gancho #2 @150	24.5	5.0
M8R – M8RR	1700	MØ7 mm @150 (0.25)	1#4 (0.6)	1#4 (0.6)	-	25.5	5.0

Se llevaron a cabo ensayos a tracción para las barras #4, para la malla electrosoldada de 7 mm de diámetro, y para las platinas de reforzamiento utilizadas, según se describe en la siguiente sección. Con esto se determinó su deformación última, el módulo de elasticidad y los esfuerzos de fluencia y máximo, como se resume en la Tabla 4.2. La deformación última fue de 2.5% en la malla electrosoldada y de 11% para las barras #4. Los ensayos se realizaron con una longitud de calibración de 100 mm. En la Figura 4.3 se muestra la curva esfuerzo-deformación de los tipos de acero utilizados en la etapa constructiva y de reforzamiento.

Tabla 4.2. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

Material	f_y (MPa)	f_{max} (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_u (%)
Malla Ø 7 mm	596.1	662.8	193.4	2.49
Barra #4	459.9	653.1	198.4	11.1
Platina 1/4"	350.4	476.2	198.8	13.0
Platina 1/8"	401.1	532.0	189.5	16.0
Pernos de anclaje para refuerzo adicional en el alma 1/2" (d_b efectivo: 7 mm)	420.0	525.0	198.4	11.1

f_y : esfuerzo de fluencia, f_{max} : esfuerzo máximo, E_s : módulo de elasticidad, ϵ_u : deformación última

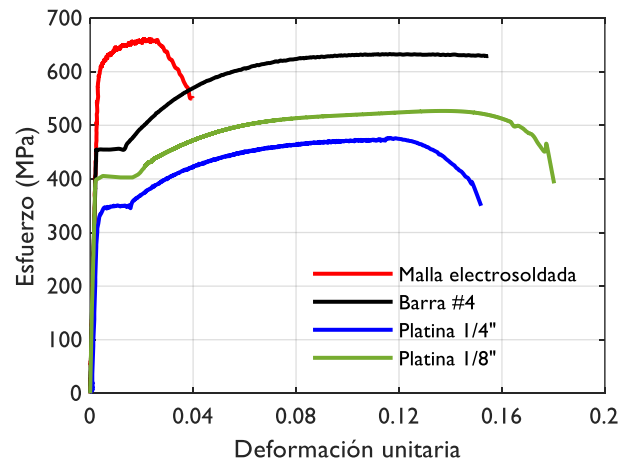


Figura 4.3. Curvas esfuerzo-deformación de barras, malla electrosoldada y platinas de reforzamiento.

4.2 Reforzamiento de los muros

El diseño de la propuesta de reforzamiento planteado por Ortega [1] se enfocó en controlar el modo típico de falla de este tipo de muros, caracterizado por la formación de una grieta principal en la interfaz de la base que incrementa significativamente la demanda de deformaciones unitarias, ocasionando la fractura del refuerzo electrosoldado del alma y la concentración del daño en los extremos comprimidos de los muros para derivas tempranas [10]. Según esto, los objetivos principales de la propuesta de reforzamiento son:

- i. Incrementar la capacidad de desplazamiento último.
- ii. Controlar (o retrasar) el daño, principalmente la fractura de refuerzo del alma, el pandeo del refuerzo y el aplastamiento del concreto en los extremos de la base de los muros.
- iii. Aumentar la capacidad de disipación de energía.

A continuación, se describen las dos estrategias de reforzamiento propuestas:

La primera estrategia consistió en confinar únicamente los extremos de los muros mediante platinas de acero en forma de U de 3.2 mm de espesor adosadas a las caras laterales con resina epoxi (Epojet LV) y pernos pasantes de alta resistencia (ASTM A-197 B7, $d_b=12.7$ mm), como se muestra en la Figura 4.4a. Los pernos se colocaron atravesando el muro y las platinas, formando un anillo cerrado que confina el elemento de borde. Para contrarrestar el aplastamiento del concreto debido a la alta concentración de esfuerzos de compresión en los extremos de la base de los muros, se ancló, con resina epoxi, dentro de la cimentación, el primer juego de platinas de confinamiento, en una profundidad aproximada de 80 mm. Esta profundidad de anclaje estaba limitada por el refuerzo de la viga de cimentación. El ancho de las platinas se determinó de tal manera que se confinara aproximadamente desde el eje neutro hasta el borde comprimido. Para garantizar una mejor distribución del agrietamiento en altura, se dejó una separación de 30 mm entre platinas. La altura de confinamiento fue de 1065 mm. El espesor y la altura de las platinas se definió de acuerdo con el nivel de confinamiento esperado (Anexo 2).

Los resultados experimentales de esta estrategia, descritos en la sección 4.4, exhibieron la necesidad del reforzamiento de la base del alma de los muros y la importancia de proteger la base de los extremos de los muros mediante platinas ancladas a la cimentación, puesto que hubo desprendimiento de la base del muro y rotación de cuerpo rígido. Sin embargo, se logró incrementar satisfactoriamente la capacidad de desplazamiento. De acuerdo con esto, la segunda estrategia se enfocó en reforzar la zona crítica del alma, manteniendo el confinamiento en los bordes con el primer juego de platinas anclado a la cimentación, Figura 4.4b. Para esto, se aumentó la cuantía de refuerzo en aproximadamente el doble de la cuantía original ($\rho_w=0.5\%$), y se confinó la zona crítica en dos regiones; en la base, a nivel de la interfaz cimiento-muro, y a 300 mm de la interfaz. El refuerzo adicional en el alma consistió en pernos de acero dúctil de diámetro 5/16" (d_b efectivo de 7 mm) con una longitud de anclaje de aproximadamente $18d_b$ y 9.5 mm de diámetro. Los pernos se anclaron a la cimentación y se conectaron al alma mediante ángulos rígidos por ambas caras, Figura 4.4c. A su vez, la cara lateral de los ángulos rígidos de dimensiones 4"x4"x 1/4" se unieron al muro con adhesivo epoxi (Adesilex PGI) y pernos pasantes de 12.7 mm de diámetro, previamente fijados al concreto con resina epoxi. Con esta configuración, además de las platinas ubicadas a 300 mm de la base del muro, dispuestas en ambas caras con pernos

pasantes y resina epoxi, se confinó la base del alma. En los extremos del muro, al igual que en la primera estrategia, se adosaron platinas de acero del mismo espesor, en forma de U. El primer juego de platinas se mantuvo anclado a la base, pero se aumentó su altura para cubrir la zona esperada de rótula plástica ($3t_w$). La altura de confinamiento fue de 1650 mm, aproximadamente igual a la longitud del muro.

En las dos estrategias, la ductilidad se intervino confinando externamente el concreto de los extremos de los muros. Para evitar un aumento significativo en la rigidez, se utilizaron platinas espaciadas verticalmente en vez de continuas. Los resultados mostraron que, a pesar de anclar el primer juego de platinas en los extremos del muro, la resistencia no se incrementó significativamente. Los detalles sobre el diseño del reforzamiento se presentan en el Anexo 2.

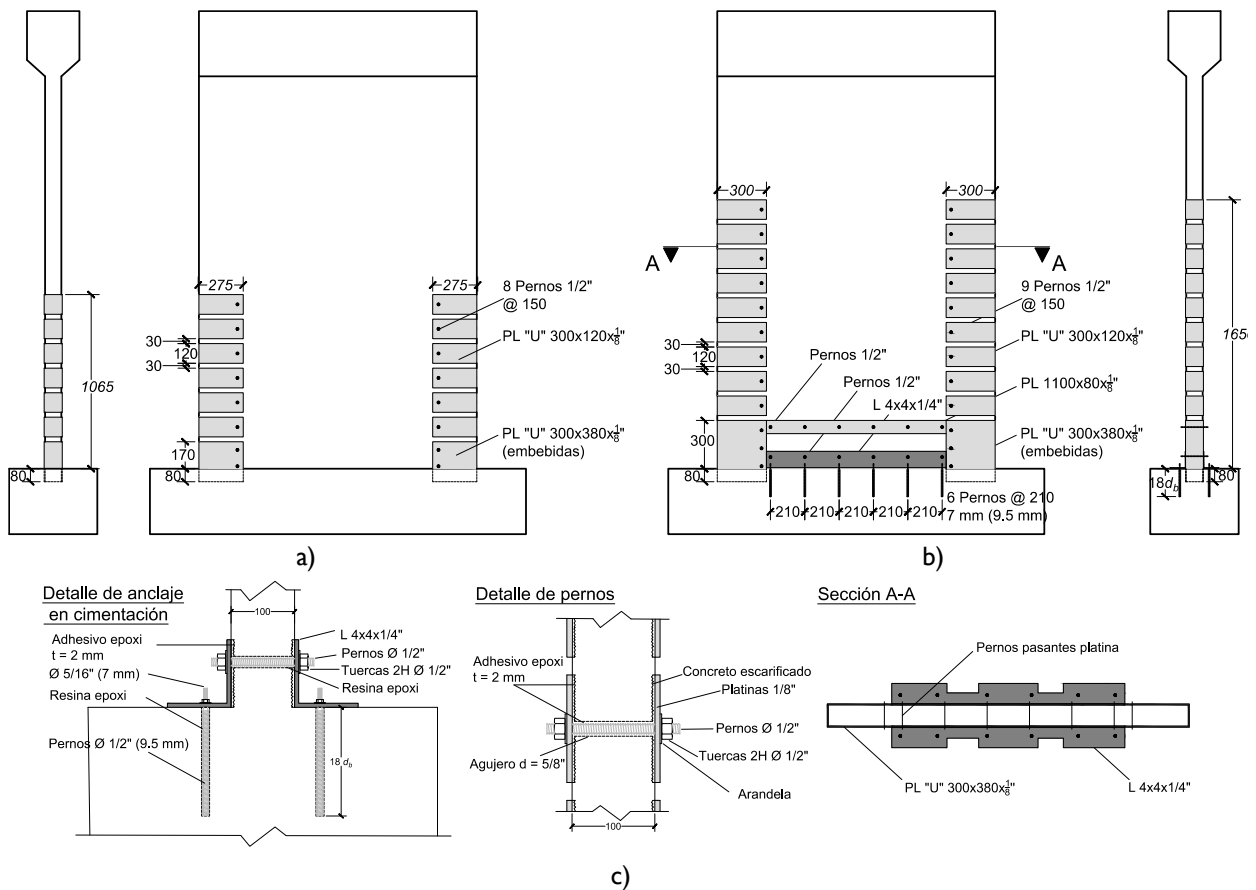


Figura 4.4. Propuesta de reforzamiento de los muros M7RR y M8RR [1]. Dimensiones en mm

El proceso de reforzamiento inició con la delimitación de las zonas destinadas a alojar las platinas. Para esto, en primer lugar, se determinó la ubicación de las barras de refuerzo empleando un detector de metales. Acto seguido, se escarificó la superficie de cada espacio designado para las platinas, con el objetivo de conferir una textura más rugosa. Posteriormente, se procedió a cortar el concreto de la base alrededor de los extremos de los muros, creando así una cavidad de dimensiones: 80 mm de profundidad, 20 mm de ancho y una longitud acorde con las platinas de refuerzo, esto para anclar el primer conjunto de platinas. Las platinas fueron perforadas, así como el concreto, para permitir el paso de pernos que las atravesarían. Además, se realizó un proceso de esmerilado en la cara interna de las platinas, buscando generar una mayor rugosidad que

facilitara la adherencia con la resina epoxi y el concreto escarificado. Se efectuó una minuciosa limpieza para eliminar partículas sueltas en las superficies que serían intervenidas. Finalmente, se procedió a tensionar los pernos desde ambos lados del muro y a la aplicación del adhesivo para fijar las platinas. Durante este proceso, se controló el nivel de torque aplicado, garantizando así una presión uniforme a lo largo de las platinas. La Figura 4.5 y Figura 4.6 muestran el proceso de reforzamiento, así como el estado final de los muros una vez reforzados.



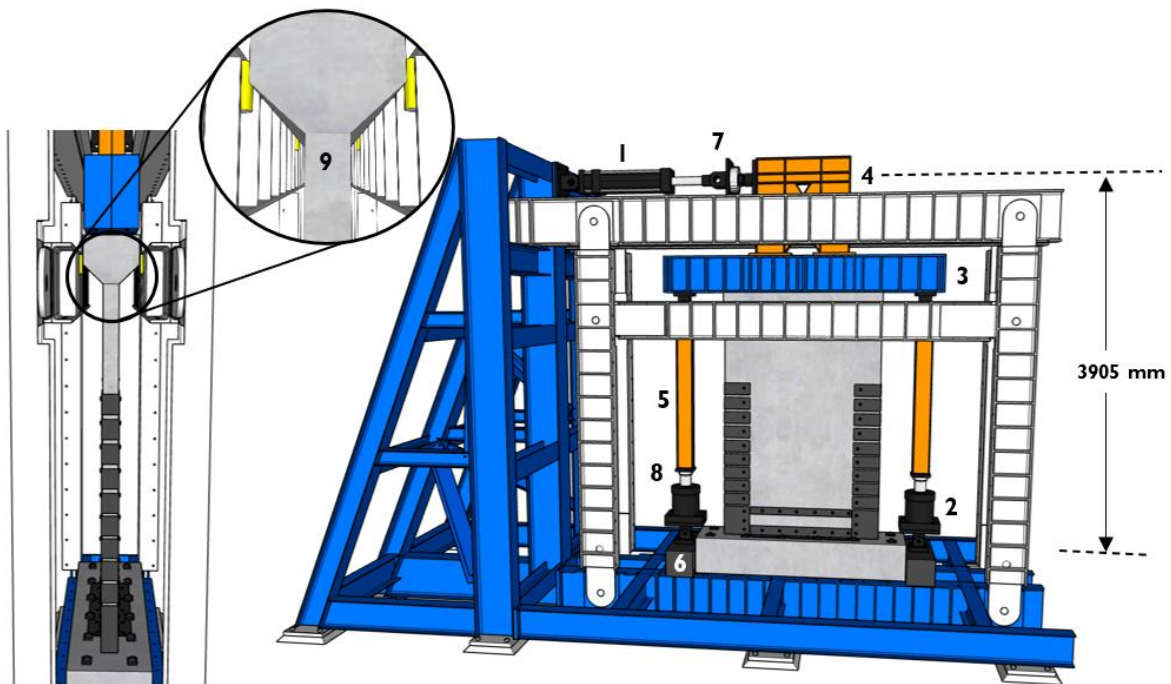
Figura 4.5. Proceso de reforzamiento del muro M7RR.



Figura 4.6. Proceso de reforzamiento muro M8RR.

4.3 Descripción del montaje, instrumentación y protocolo de desplazamientos

El montaje de las pruebas se conforma de un marco metálico de reacción y una serie de elementos que permiten aplicar carga axial y desplazamiento lateral a los muros, como se muestra en la Figura 4.7. Los muros fueron fijados a la base del marco rígido utilizando pernos tipo ASTM-197 B7 con un diámetro de 1". Se estableció una conexión entre la viga superior del muro y una estructura compuesta por una viga de transferencia (HEA 400) y un marco metálico rígido para elevar la altura de aplicación de la carga horizontal y obtener una relación momento-cortante más significativa. Esta configuración permitió llevar la altura de aplicación de la carga horizontal a 3905 mm desde la base. Para aplicar protocolo de desplazamientos horizontales, el marco metálico rígido fue conectado a un actuador hidráulico con capacidad de +500 kN (-400 kN) y un rango de desplazamientos de ± 300 mm. La carga axial constante, por su parte, se aplicó mediante dos actuadores con capacidad de +1000 kN (-750 kN) y un recorrido máximo de ± 100 mm cada uno. Estos actuadores se conectaron a la viga HEA 400 utilizando tensores metálicos, transmitiendo así la carga a la viga superior del muro. Para permitir el desplazamiento y la rotación de los muros durante la prueba, se utilizaron rótulas en la parte inferior de los actuadores y en los extremos de los tensores verticales. Además, para prevenir desplazamientos fuera del plano a nivel de la viga superior del muro, se fijaron dos soportes sobre las vigas laterales del marco de reacción. Estos soportes consistieron en canales metálicos y rodillos.



1. Actuador para carga lateral, 2. Actuadores para carga vertical, 3. Viga de transferencia, 4. Marco metálico rígido, 5. Sistema de tensores, 6. Soportes laterales, 7. Celda de carga lateral, 8. Celdas de carga vertical, y 9. Rodillos laterales.

Figura 4.7. Montaje para pruebas experimentales. Adaptada de Ortega [1]

Respecto a la instrumentación, se usaron cinco tipos de sensores; string pots, potenciómetros lineales, transductores de desplazamiento lineal variable (LVDTs), celdas de carga y strain gauges, Figura 4.8. La instrumentación típica se muestra en la Figura 4.9. En total, se emplearon alrededor de 38 sensores por prueba para medir fuerzas axiales y laterales, desplazamientos laterales, desplazamientos fuera del plano, deformaciones axiales y de corte, y posibles desplazamientos de la cimentación. También se utilizaron galgas extensiométricas que fueron instaladas durante la construcción de los muros para medir deformaciones unitarias en las barras longitudinales de la malla electrosoldada y del acero dúctil en los extremos, como se indica en la Figura 4.9. Para monitorear el progreso del daño se implementó la técnica de correlación digital por imágenes (DIC) en 3D, mediante la cual se obtuvo el campo de desplazamientos de la cara sur de los muros. Para esto, se pintó un patrón de puntos aleatorios en toda la superficie que se usó para calibrar el sistema compuesto por un trípode con dos cámaras (montaje estéreo) encargadas de tomar fotos simultáneamente cada determinado tiempo, conforme se iba aplicando el protocolo de desplazamientos laterales.

Durante las pruebas, el nivel de carga axial, ALR, correspondiente a la relación entre la carga aplicada y la resistencia nominal a la compresión de los muros, $N/A_g \cdot f'_c$ se aplicó y mantuvo aproximadamente constante controlando la presión hidráulica en los actuadores hasta el final de la prueba. El valor fue de 5% para los cuatro muros ensayados (Tabla 4.1). La relación momento-cortante, $M/V \cdot l_w$, fue de 2.3. Los valores de estos parámetros corresponden a las demandas esperadas en las edificaciones de este sistema estructural en zona de amenaza sísmica alta en Colombia. Luego de la aplicación de la carga axial, se procedió a aplicar la carga lateral controlada por desplazamientos, como se ilustra en la Figura 4.10. Los niveles de deriva del protocolo se definieron en fases conformadas por dos ciclos y de forma incremental, hasta llegar a la falla de los muros. Las amplitudes fueron: 0.025% (0.6 mm), 0.05%, 0.1%, 0.2%, 0.4%, 0.6%, 0.8%, 1.0% (24 mm), 1.2%, 1.4%, 1.6%, 1.8%, 2.0% (48 mm), 2.25%, 2.5%. La velocidad fue controlada para evitar efectos dinámicos, permitir la revisión del funcionamiento del sistema hidráulico y registrar el daño en los muros durante las pruebas.

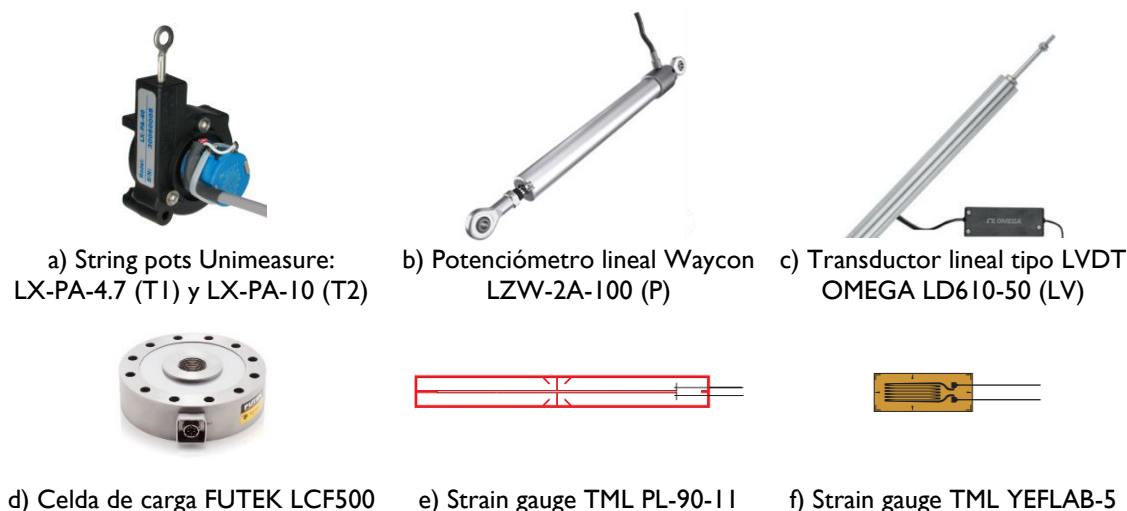
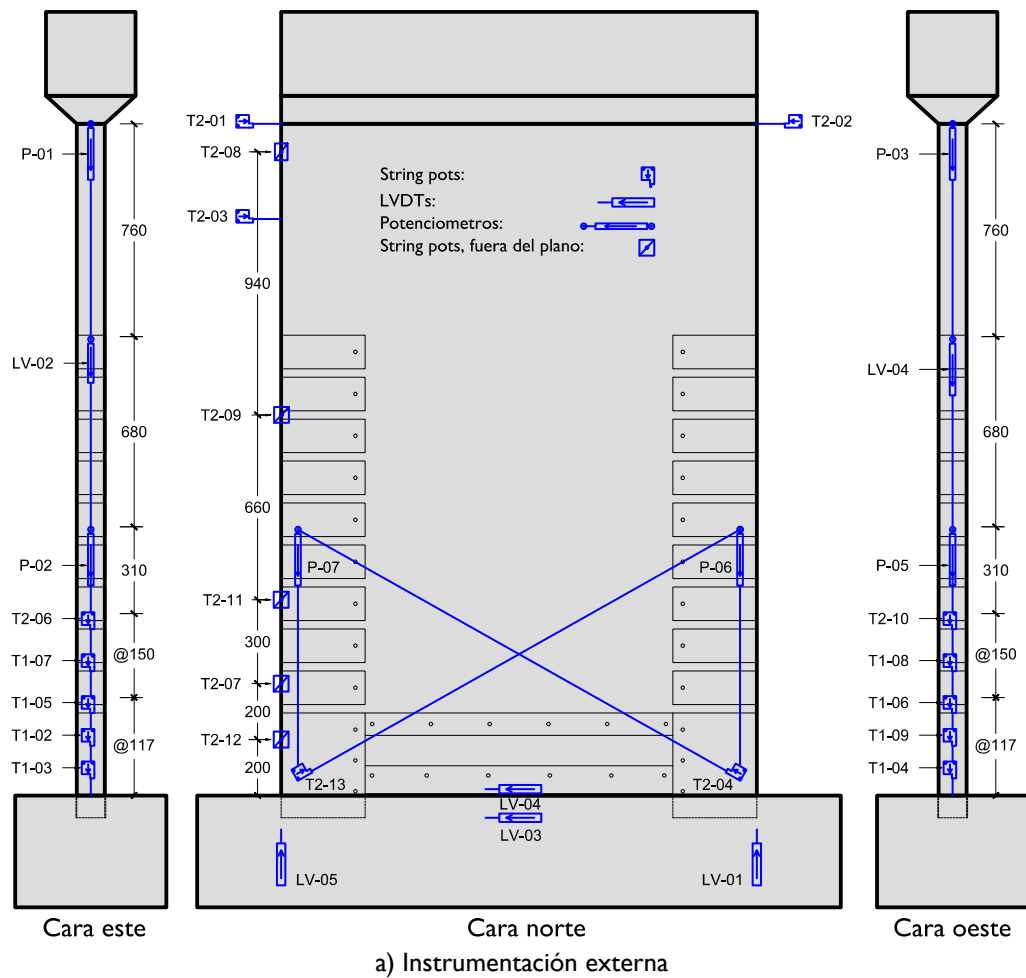


Figura 4.8. Sensores de medición



Galgas extensiométricas

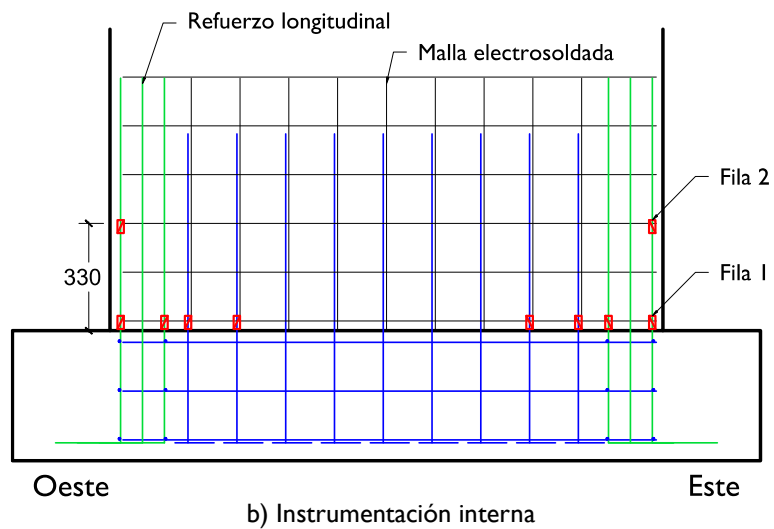


Figura 4.9. Instrumentación típica de los muros de prueba.

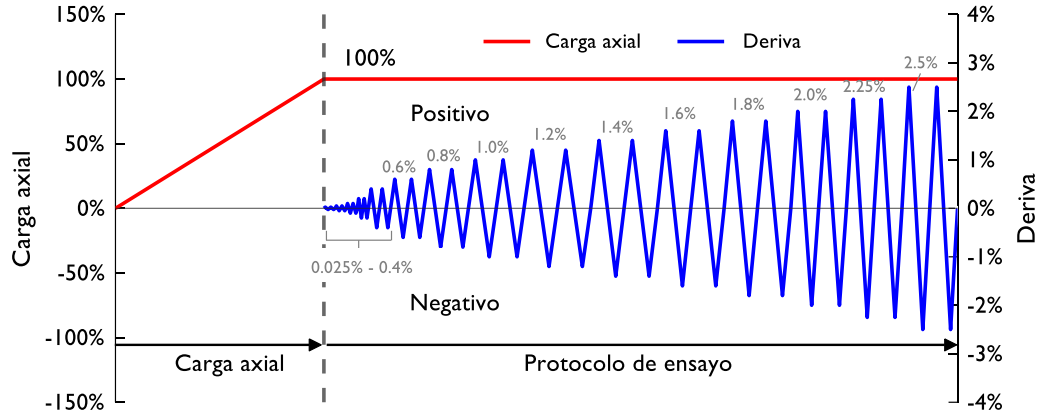


Figura 4.10. Secuencia de aplicación de carga axial y carga lateral durante las pruebas.

4.4 Resultados experimentales

4.4.1 Respuesta histerética

En la Figura 4.11 se presentan las curvas de histéresis fuerza versus desplazamientos obtenidas experimentalmente. Sobre las curvas se indican cuatro estados límite definidos según Ortega et al. [10] como: I) primer agrietamiento, estimado para el rango de derivas con máxima rigidez en el muro, II) primera fluencia en el refuerzo longitudinal, obtenido de los registros de las deformaciones unitarias en las barras de refuerzo de los extremos, III) resistencia máxima, y IV) resistencia última o falla, definidas como la carga lateral pico lograda durante la prueba, y la carga asociada a una disminución de resistencia de aproximadamente el 20% de la resistencia máxima, respectivamente. También se muestra la superposición de las curvas y las envolventes de los muros reforzados y originales. Para cada estado límite se determinó la deriva, la resistencia y el esfuerzo cortante (τ) normalizado por $\sqrt{f_c}$, calculado como la relación entre la fuerza lateral y el área transversal de los muros ($l_w \cdot t_w$), Tabla 4.4. También se calculó la variación de la deriva, la resistencia, la degradación de rigidez (K/K_0) y la energía disipada acumulada (E_{cum}), Tabla 4.5.

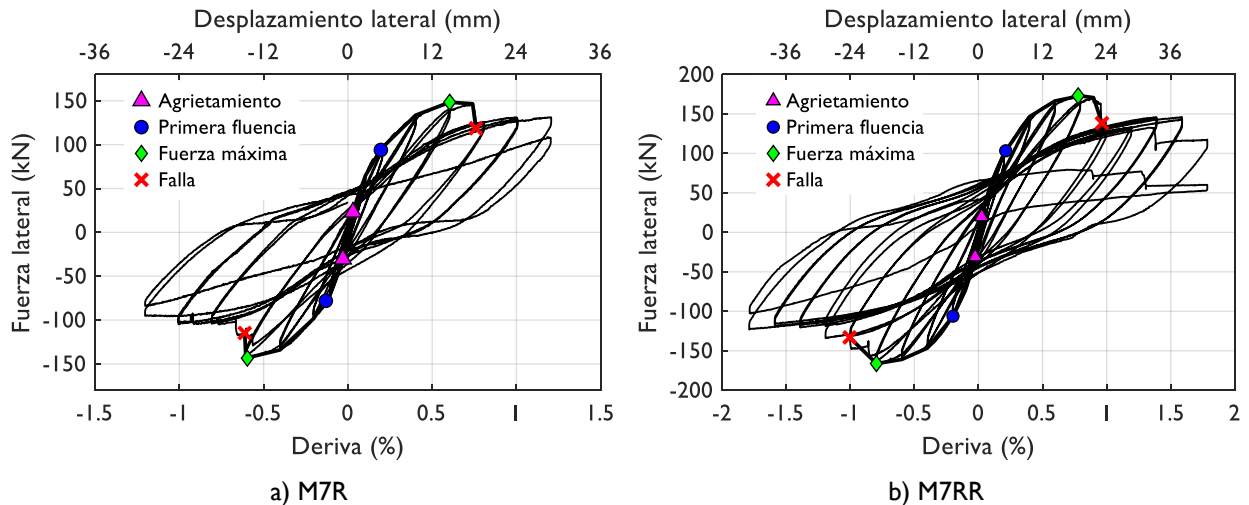
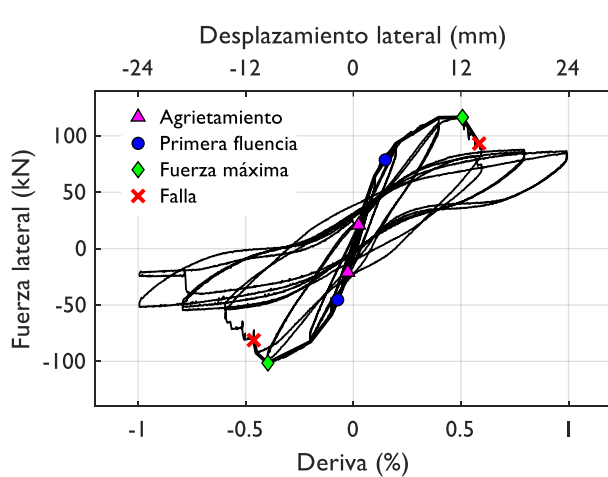
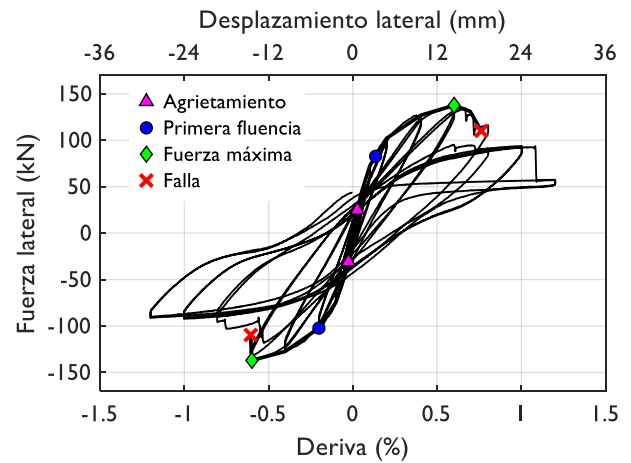


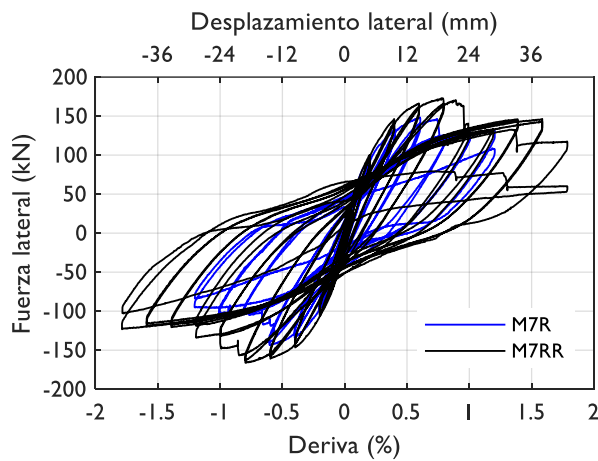
Figura 4.11. Respuesta histerética, fuerza vs. Desplazamiento.



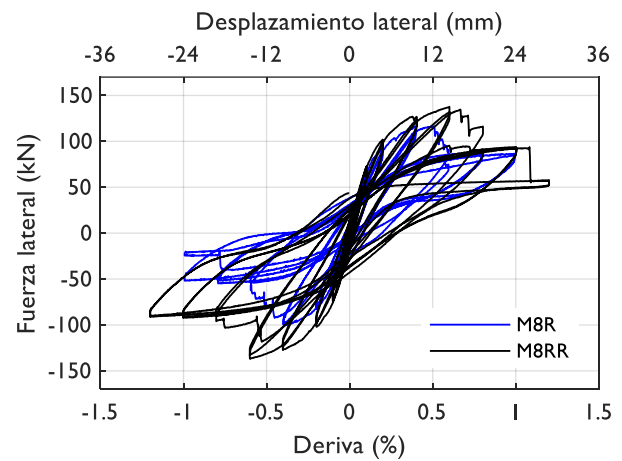
c) M8R



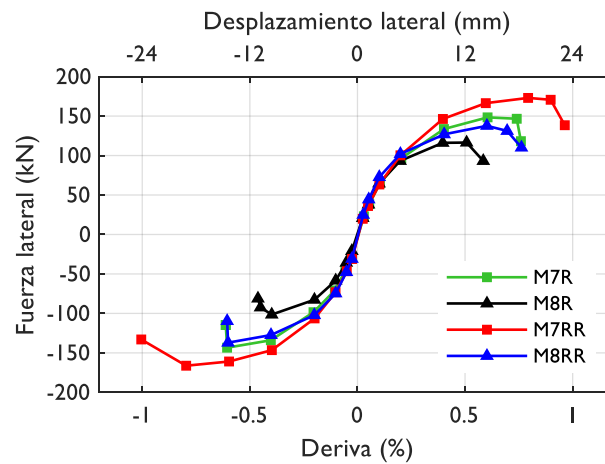
d) M8RR



e) M7R vs. M7RR



f) M8R vs. M8RR



g) Envoltentes

Continuación de Figura 4.11. Respuesta histerética, fuerza vs. Desplazamiento.

4.4.2 Progreso del daño y modo de falla

La evaluación del daño se registró de dos maneras: i) mediante la inspección manual, que involucró la identificación y medición de grietas en la cara norte de los muros, y ii) mediante la técnica de DIC aplicada en la cara sur y validada con los desplazamientos registrados por los sensores (Anexo I). La Tabla 4.3 resume los eventos más relevantes registrados durante las pruebas junto con sus niveles de deriva correspondientes, incluyendo los estados límite descritos previamente. En la Tabla 4.3, se identifica como "incremento significativo del agrietamiento" el momento en que múltiples grietas se extendieron a lo largo de la altura del muro, mientras que el inicio del desprendimiento de la base del muro está relacionado con el comienzo de la rotación de cuerpo rígido. En la Figura 4.12, se presentan imágenes de los muros en un estado cercano a la resistencia última en ambas direcciones, en las cuales se puede observar el patrón de agrietamiento y la extensión del daño (sin mostrar el ancho real de las grietas), junto con la deformación unitaria principal (ϵ_I) obtenida por procesamiento de imágenes. Aunque en ciertos casos, debido a la disposición de las platinas y la forma en que ocurrió el daño, no se logró determinar con precisión el momento de inicio del desprendimiento del concreto, el pandeo del refuerzo o el aplastamiento. Estos casos se denotan como "N.R." en la Tabla 4.3.

Todos los muros mostraron un comportamiento dominado por flexión. En todas las unidades se formó un número considerable de grietas en ambas direcciones (este y oeste), distribuidas a lo largo de su altura. Durante las pruebas hubo fractura del refuerzo del alma y del refuerzo dúctil, y en el caso de los muros originales, esto estuvo acompañado por aplastamiento del concreto en la base de los extremos y pandeo del refuerzo. En general, se presentó una tendencia similar en los dos primeros estados límite. El agrietamiento (I) se presentó para derivas menores o iguales a 0.03%, y la primera fluencia (II) ocurrió para niveles de deriva entre 0.13% y 0.2%. En cuanto a los estados de resistencia máxima (III) y última (IV), en los muros reforzados, ocurrieron para derivas mayores respecto de las registradas en los muros originales, como se describe en la siguiente sección. La deriva para la cual se presentaron estos dos últimos estados límite dependió de la cuantía del refuerzo longitudinal en los bordes, y la estrategia de reforzamiento.

En los muros originales (sin reforzamiento), el patrón de agrietamiento se caracterizó por una grieta principal en la interfaz cimiento-muro que se extendió y amplió considerablemente, provocando el desprendimiento de la base. Esto causó la rotación de cuerpo rígido, lo cual incrementó la demanda en la sección crítica, ocasionando la fractura del refuerzo del alma. Como consecuencia de esto, se perdió capacidad de carga lateral, y el daño se trasladó a los extremos de los muros, donde se observó descascaramiento, pandeo del refuerzo y aplastamiento del concreto. En los muros reforzados, el patrón de grietas se dio a través de las separaciones entre platinas, y se distribuyó a lo largo de la altura. Sin embargo, a diferencia de los muros originales, debido al anclaje del primer juego de platinas y el reforzamiento del alma en el muro M8RR, la grieta principal se trasladó en altura, sin que los extremos, en la base del muro, sufrieran daño o se desprendieran de la cimentación.

En el muro M7RR la grieta se trasladó a una altura aproximada de 200 mm en los extremos y progresó hacia el centro del alma a través de la interfaz cimiento-muro, causando el desprendimiento de la base del alma y posterior rotación de cuerpo rígido. En el muro M8RR, el modo de falla cambió. La formación de la grieta principal se dio a una altura entre 600 y 780 mm, y no hubo rotación de cuerpo rígido. En ninguno de los muros reforzados se observó daño ni

desprendimiento de las platinas. El conjunto de platinas que estuvo anclado no presentó deslizamiento ni daño, esto contribuyó a que la grieta principal no progresara desde los extremos de la interfaz sino desde la separación entre platinas. La Figura 4.13 muestra el estado final de los muros reforzados.

Tabla 4.3. Progreso del daño registrado en las pruebas.

Descripción del evento	M7R		Nivel de deriva (%)				M8RR	
			M7RR		M8R			
Inicio del agrietamiento [I]	0.1 ^a	+0.03 ^b	0.05	0.025	0.2	0.024	0.05	0.027
		-0.03		-0.025		-0.026		-0.026
Primera fluencia del refuerzo [II]	0.2	0.20	0.4	0.21	0.2	0.15	0.2	0.19
		-0.13		-0.2		-0.08		-0.14
Incremento significativo del agrietamiento	0.2	N.R.	0.4	N.R.	0.4	N.R.	0.4	N.R.
		N.R.		N.R.		N.R.		N.R.
Inicio del agrietamiento en la interfaz cimiento - muro	0.4	0.4	0.6	N.R.	0.1	N.R.	-	-
		-0.4		0.42		N.R.		-
Inicio del desprendimiento de la base del muro	0.6	N.R.	0.8	N.R.	0.4	N.R.	-	-
		N.R.		N.R.		N.R.		-
Resistencia máxima - [III]	0.8	0.6	0.8	0.78	0.6	0.51	0.8	0.61
		-0.6		-0.80		-0.40		-0.60
Inicio de la fractura de refuerzo del alma	0.8	0.75	1.0	0.92	0.6	0.52	0.8	0.45
		-0.67		-0.83		-0.46		-0.58
Inicio del descascaramiento del concreto	0.8	0.69	-	-	0.8	0.8	0.8	N.R.
		-0.49		-		-0.42		N.R.
Inicio del pandeo del refuerzo de los extremos	1.0	N.R.	-	-	0.8	N.R.	-	-
		N.R.		-		N.R.		-
Inicio del aplastamiento del concreto	1.2	N.R.	1.6	N.R.	N.R.	N.R.	-	-
		N.R.		N.R.	1.0	-1.0		-
Falla del muro ($\sim 0.80.V_{max}$) – [IV]	0.8	0.76	1.0	0.96	0.6	0.58	0.8	0.76
		-0.61		-1.00		-0.46		-0.61

^a La primera columna indica el nivel de deriva del protocolo de desplazamiento en el cual se detectó el evento o daño.

^b La segunda columna indica la dirección y la deriva justo en el instante en que ocurrió el evento o daño.

N.R. No se registró el instante en que ocurrió el daño.

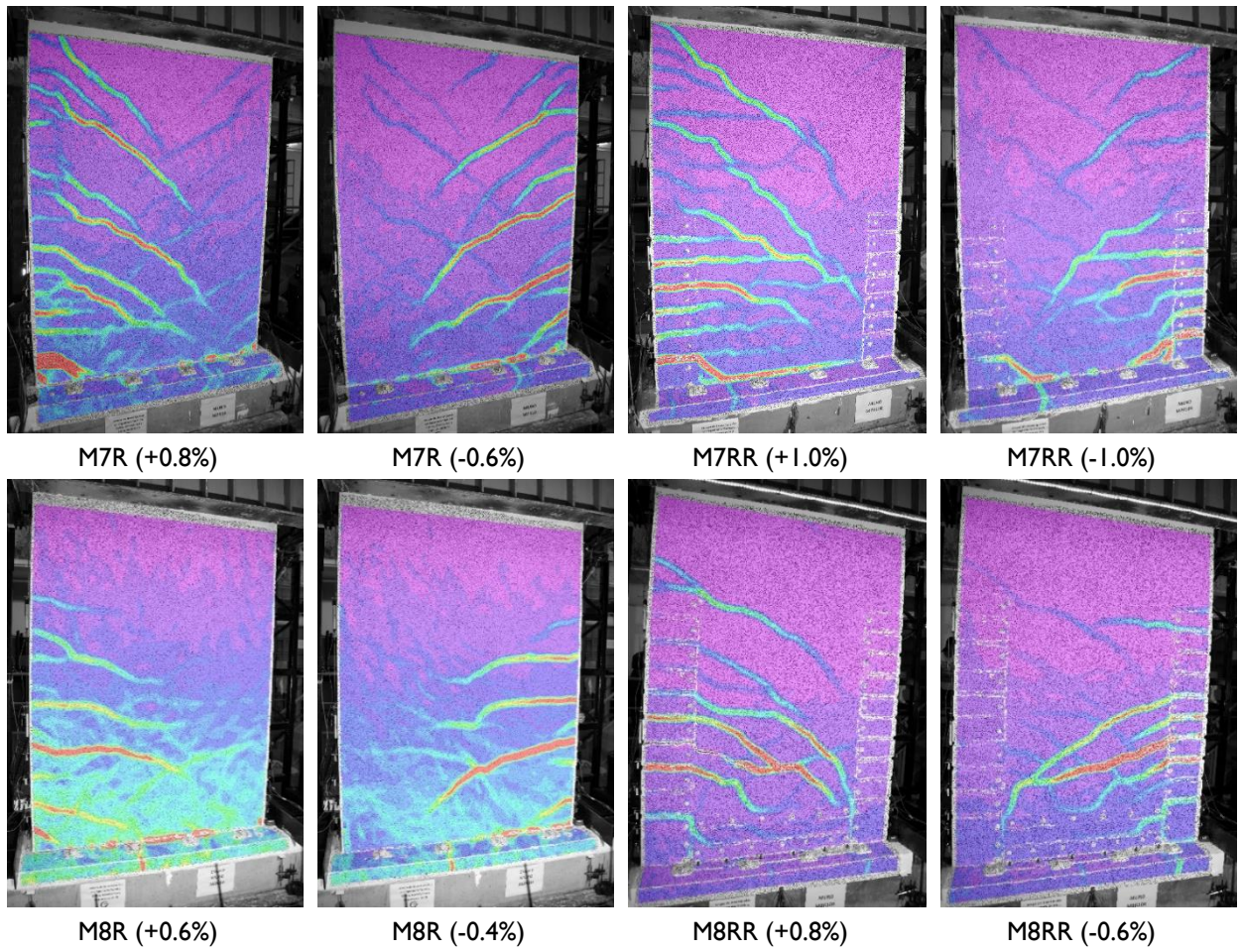


Figura 4.12. Patrón de agrietamiento y extensión del daño de los muros reforzados y originales.

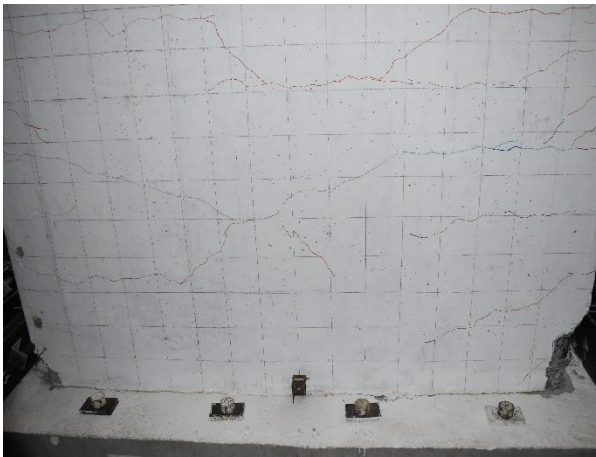


a) M7R

Figura 4.13. Estado final de los muros, cara norte, y extremos oeste y este.



b) M7RR



c) M8R



d) M8RR

Continuación de Figura 4.13. Estado final de los muros, cara norte, y extremos oeste y este.

4.5 Análisis y discusión de resultados

En esta sección se presenta el análisis de la respuesta experimental de los muros originales y reforzados. En general, el comportamiento global exhibido por los muros reforzados fue mejor que el de los muros originales. La comparación de los muros reforzados y sus equivalentes se realizó cuantificando la resistencia y capacidad de desplazamiento, la degradación de rigidez, la disipación de energía, componentes de deformación, curvatura y pandeo fuera del plano. La Tabla 4.4 y la Tabla 4.5, muestran los resultados y la variación de algunas de estas variables para los estados límite I, II, III y IV definidos en la sección anterior.

Tabla 4.4 Resistencia y esfuerzo cortante normalizado.

Muro	I. Agrietamiento			II. Primera fluencia			III. Resistencia máxima			IV. Falla		
	Δ (%)	V (kN)	$\tau/\sqrt{f'_c}$	Δ (%)	V (kN)	$\tau/\sqrt{f'_c}$	Δ (%)	V (kN)	$\tau/\sqrt{f'_c}$	Δ (%)	V (kN)	$\tau/\sqrt{f'_c}$
Dirección positiva (extremo este sometido a compresión)												
M7R	0.030	23.01	0.03	0.20	93.94	0.11	0.60	148.38	0.18	0.76	118.70	0.14
M7RR	0.025	19.85	0.02	0.21	103.33	0.12	0.78	172.99	0.21	0.96	138.39	0.16
M8R	0.024	20.88	0.02	0.15	78.69	0.09	0.51	116.44	0.14	0.58	93.15	0.11
M8RR	0.027	24.91	0.03	0.14	82.77	0.10	0.60	137.64	0.16	0.76	110.12	0.13
Dirección negativa (extremo oeste sometido a compresión)												
M7R	-0.030	30.50	0.04	-0.13	78.07	0.09	-0.60	143.44	0.17	-0.61	114.75	0.14
M7RR	-0.025	31.04	0.04	-0.20	106.14	0.13	-0.80	166.25	0.20	-1.00	133.00	0.16
M8R	-0.026	20.93	0.02	-0.08	45.42	0.05	-0.40	101.47	0.12	-0.46	81.17	0.10
M8RR	-0.026	30.89	0.04	-0.20	102.28	0.12	-0.60	137.06	0.16	-0.61	109.64	0.13

4.5.1 Resistencia y capacidad de desplazamiento

En general, la resistencia varió según la cantidad de acero longitudinal en los bordes y la estrategia de reforzamiento de cada muro. La resistencia y capacidad de desplazamiento del muro M7R fueron un 34% y 31% mayores que las alcanzadas en el muro M8R, respectivamente. Este resultado muestra el beneficio del refuerzo adicional dúctil en los bordes de los muros originales. A excepción del muro M8R, la resistencia máxima en ambas direcciones de cada muro individual fue muy similar, la máxima variación fue del 4.1%. En el muro M8R esta diferencia fue del 14.8%, siendo menor la resistencia en la dirección negativa. El comportamiento en esta unidad no fue simétrico, como se observa en la Figura 4.11c, hubo una menor capacidad cuando el extremo oeste estuvo comprimido.

La resistencia de los muros reforzados fue mayor que en los muros originales y ocurrió para niveles de deriva superiores. En el estado límite de resistencia máxima, para la dirección positiva de los muros M7RR y M8RR, el incremento respecto a los muros originales fue de 16.6% y 18.2%, respectivamente. Para la dirección negativa, los incrementos fueron de 15.9% (M7RR) y de 35.1% (M8RR), Tabla 4.5. En general, a excepción de la dirección negativa del muro M8RR, el aumento de la resistencia es moderado, lo cual es consistente con el diseño del reforzamiento, en el cual

se consideró un aumento en la resistencia máxima del 25% (Anexo 2), y el concepto de intervención selectiva. El incremento en la resistencia puede atribuirse a los siguientes aspectos: el aporte en resistencia del juego de platinas anclado a la cimentación, el esfuerzo máximo alcanzado por el refuerzo longitudinal en la zona de endurecimiento por deformación, el efecto de los pernos anclados a la cimentación y la contribución en resistencia del confinamiento del concreto. El anclaje de las platinas de los bordes a la cimentación no significó un aumento considerable en la resistencia, esto se debe a que el daño se propagó a través de los espacios sin confinamiento, haciendo que las platinas ancladas no desarrollen su capacidad máxima a tensión.

El esfuerzo cortante en el punto de resistencia máxima varió entre 0.12 y 0.18 veces $\sqrt{f_c}$ (MPa) en los muros originales, y entre 0.16 y 0.21 veces $\sqrt{f_c}$ en los muros reforzados. En promedio, el esfuerzo cortante para los muros originales M7R y M8R, fue de $0.17\sqrt{f_c}$ y $0.13\sqrt{f_c}$, respectivamente. Para los muros reforzados, M7RR y M8RR, estos valores fueron de $0.20\sqrt{f_c}$ y $0.16\sqrt{f_c}$. Esto es, un incremento en los muros M7RR y M8RR del 16.3% y 26.1%, respectivamente (Tabla 4.4), debido a la estrategia de reforzamiento. En general, los valores son bajos respecto a la resistencia al cortante soportada por el concreto $0.17\sqrt{f_c}$ (ACI 318-08). Esto demuestra que el cortante no predomina en el comportamiento de este tipo de muros.

La capacidad de desplazamiento debido al reforzamiento implementado incrementó en casi todos los estados límite. En el punto de resistencia máxima el incremento promedio de desplazamiento en el muro M7RR y M8RR fue de 31.1% y 32.6%, respectivamente. La falla de los muros se presentó para derivas promedio menores al 1%. Aunque, en este estado límite, la deriva es baja, el incremento en los muros reforzados fue significativo. La deriva última promedio de los muros originales, M7R y M8R, fue de 0.69% y 0.52%, respectivamente. En los muros reforzados, M7RR y M8RR, este parámetro alcanzó un valor promedio de 0.98% y 0.68%, respectivamente. Esto equivale a un incremento promedio del 43.5% en el muro M7RR y del 30.6% en el muro M8RR (Tabla 4.5). El mayor incremento en la capacidad de desplazamiento se dio en la dirección negativa del muro M7RR; se alcanzó una deriva última del 1.0% equivalente a una mejora del 64.2%. Para cada muro individual, la deriva última en ambas direcciones ocurrió en el mismo nivel de deriva del protocolo de desplazamientos, es decir, en la misma fase.

Tabla 4.5. Variación (%) de la deriva, resistencia, degradación de rigidez y energía disipada acumulada respecto de los muros originales.

Muro	I. Agrietamiento				II. Primera fluencia				III. Resistencia máxima				IV. Falla			
	Δ	V	K/Ko	E _{acum}	Δ	V	K/Ko	E _{acum}	Δ	V	K/Ko	E _{acum}	Δ	V	K/Ko	E _{acum}
M7RR	-15.7	-4.9	1.9	26.1	26.0	21.8	-12.5	59.1	31.1	16.3	-21.4	109.5	43.5	16.3	-34.8	129.2
M8RR	4.5	33.5	-1.6	16.4	47.3	49.1	-20.9	141.2	32.6	26.1	-21.2	93.7	30.6	26.1	-17.9	80.0

Las estrategias de reforzamiento lograron controlar el daño respecto a eventos que determinan el modo de falla, como el desprendimiento de la base, la fractura del refuerzo electrosoldado, el aplastamiento del concreto y el pandeo del refuerzo longitudinal. En todos los casos, estos eventos sucedieron para derivas mayores en los muros reforzados. Por ejemplo, el inicio de la fractura de la malla electrosoldada se produjo para un nivel de deriva un 25% mayor en el muro M7RR y un 33% mayor en el muro M8RR.

Las platinas espaciadas y el efecto del juego de platinas ancladas, más el aporte del refuerzo adicional (pernos anclados) y el confinamiento del alma en el muro M8RR, causaron que la grieta en la base tuviera amplitudes significativamente menores que en los muros originales, Figura 4.17. Esto a su vez, evitó que la demanda de deformaciones plásticas se concentrara de forma prematura en la base. En el muro M7RR el modo de falla fue similar al de su equivalente, puesto que parte de la grieta principal se dio a través de la interfaz cimiento-muro, lo que causó rotación de cuerpo rígido a partir de una deriva de 0.8%. No obstante, se logró retrasar el daño e incrementar la capacidad de desplazamiento significativamente. Para una deriva promedio de falla del 0.69% en el muro original, el daño en el muro reforzado era considerablemente menor y aún no se alcanzaba la resistencia máxima.

El reforzamiento del muro M8RR funcionó de forma más eficiente, respecto del comportamiento en la sección crítica en la base del muro. Debido al refuerzo adicional y el confinamiento en el alma, no hubo desprendimiento de la base ni rotación de cuerpo rígido. Como consecuencia, el modo de falla estuvo controlado por una grieta principal a una altura entre 600 y 780 mm y no por rotación de cuerpo rígido. Se logró retrasar el daño, para una deriva promedio de falla de 0.52% en el muro original, no se había alcanzado la resistencia máxima y solo el 20% del refuerzo del alma se había fracturado. La baja cantidad de refuerzo longitudinal en los extremos tuvo una influencia considerable en la capacidad global de este muro, tanto en el muro reforzado, como en el original, la falla se dio de forma abrupta, la resistencia residual posterior a la fractura de la malla electrosoldada se redujo en promedio un 40%, como se observa en la Figura 4.11b. De acuerdo con esto, la propuesta de reforzamiento podría generar un mejor resultado en muros con una cuantía de refuerzo longitudinal mayor en los bordes, lo que permite una mayor distribución de la plasticidad en altura, y en los cuales el refuerzo electrosoldado tenga menos preponderancia.

Respecto a la altura de confinamiento en los bordes, en general se observó una mejor distribución de grietas en las zonas donde se colocaron platinas espaciadas, Figura 4.12. Según esto, y teniendo en cuenta que las grietas en los dos muros reforzados surgieron en casi toda la altura del muro, es recomendable confinar hasta una altura consistente con la zona para la cual ocurren deformaciones plásticas, la cual es aproximadamente igual a la longitud del muro. Esto confirma la hipótesis y recomendación realizada por Ortega [1].

4.5.2 Degradación de la rigidez

El progreso de la degradación de la rigidez para cada nivel de deriva se muestra en la Figura 4.14. La variación se calculó como la relación entre la rigidez promedio en cada ciclo (nivel de deriva) (K_i) y la rigidez inicial del muro (K_0). Se establecieron valores de referencia de 0.5, 1.0 y 1.43%. Los últimos dos valores corresponden a los límites de diseño del código NSR-10, considerando secciones no agrietadas y agrietadas, respectivamente. El patrón de degradación en los muros reforzados fue similar al de los muros originales. Para las derivas de referencia, los muros originales mostraron una degradación promedio, en ambas direcciones, de 73%, 90% y sin registro para el límite deriva de 1.43%, respectivamente. En los muros reforzados, estos valores fueron de 72%, 89% y, solo para el muro M7RR, 91%. La Figura 4.14e, muestra la superposición de la degradación de rigidez promedio en cada dirección y para ambos ciclos, de todos los muros.

Las estrategias de reforzamiento estuvieron diseñadas, entre otros aspectos, para no incrementar significativamente la rigidez de los muros. De acuerdo con el análisis propuesto por Ortega [1], se calculó el valor promedio de los primeros cinco ciclos de desplazamiento (K_{05}) en ambas direcciones, antes de la fluencia del acero longitudinal en los extremos. Se encontró que los incrementos promedio respecto de los muros M7R y M8R fueron de 13.6% y de 32.6%, respectivamente. Esto indica que se logró el objetivo puesto que los incrementos son moderados. Por otro lado, al comparar la degradación en los estados límite, se observa que en los muros reforzados hubo mayor degradación respecto de los muros originales, Tabla 4.5. Esto se debe a que para casi todos los estados límite, el incremento en la capacidad de desplazamiento, principalmente en los estados límite de resistencia máxima y última, fue mayor al incremento de la fuerza lateral.

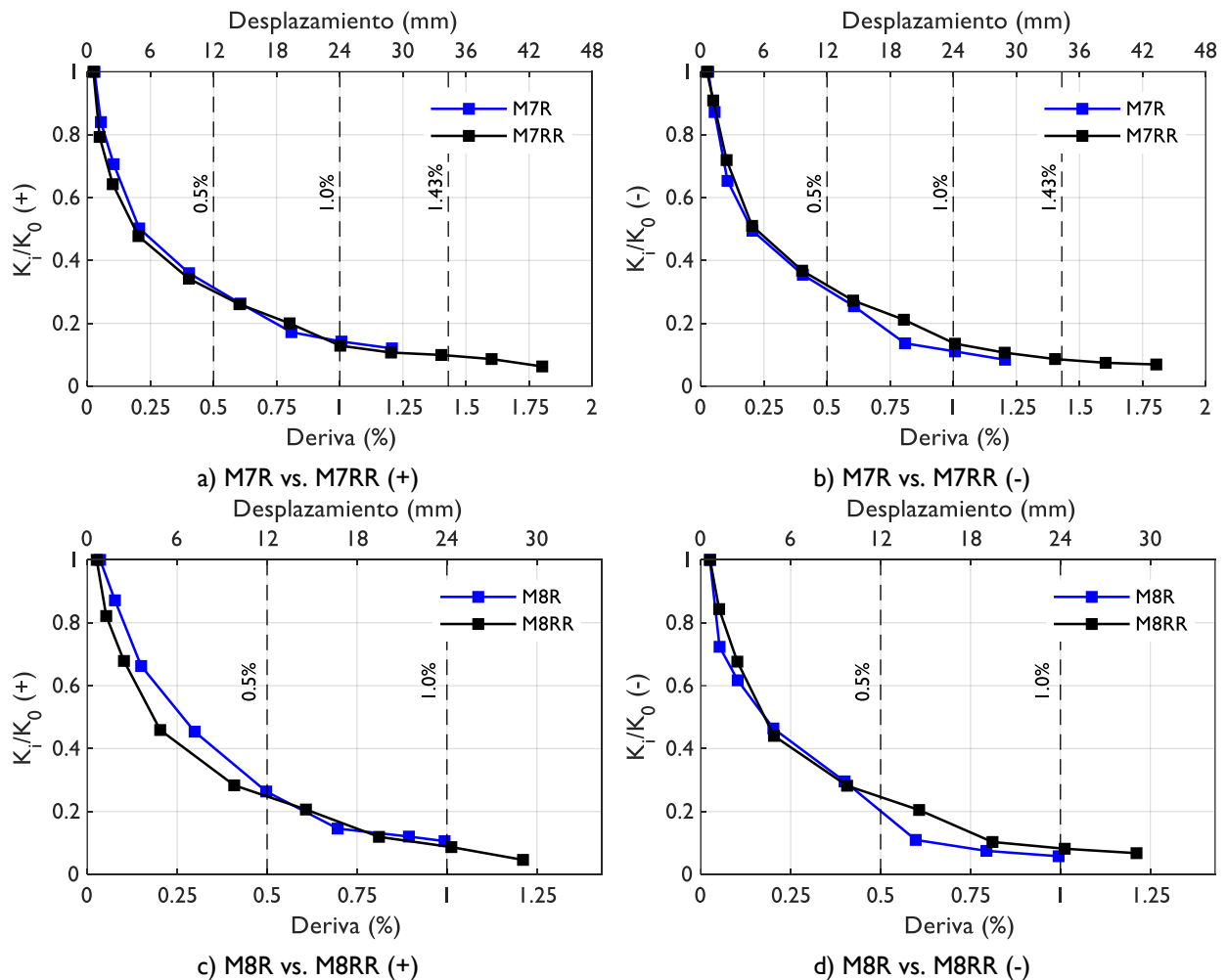
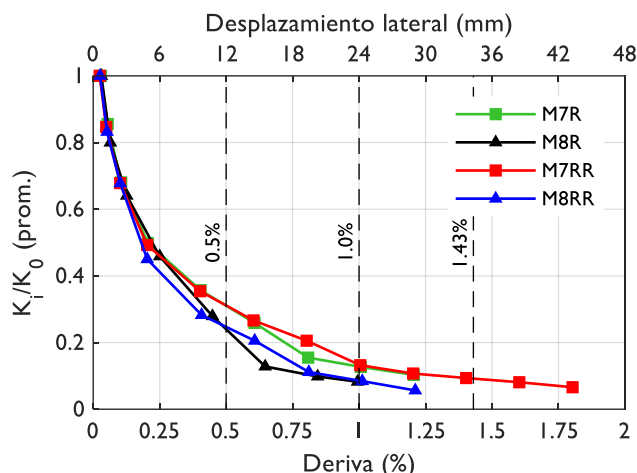


Figura 4.14. Degradación de la rigidez de los muros reforzados y originales.

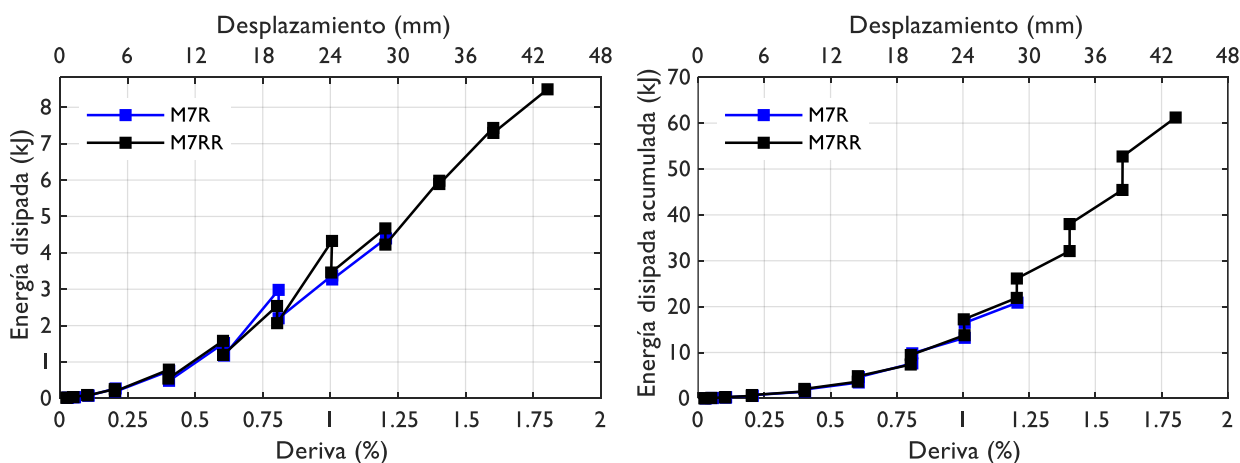


e) Degradación K_i/K_0 promedio de todos los muros

Continuación de Figura 4.14. Degradación de la rigidez de los muros reforzados y originales.

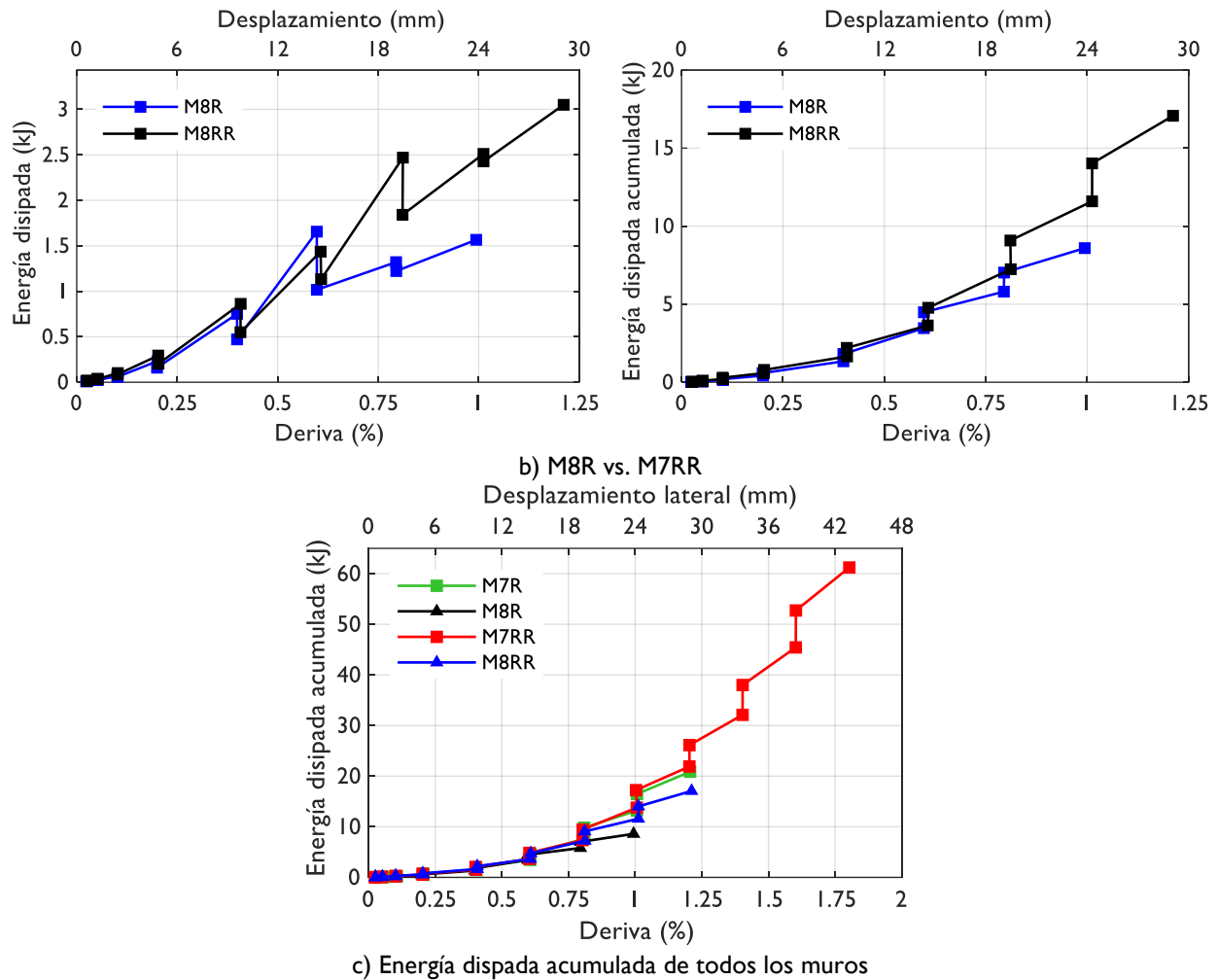
4.5.3 Disipación de energía

La variación de la energía disipada y de la energía disipada acumulada para cada nivel de deriva de los muros reforzados y originales se muestra en la Figura 4.15. La energía disipada se calculó como el área total de los ciclos histeréticos de la curva fuerza vs. desplazamiento, en cada nivel de deriva. Por su parte, la energía disipada acumulada, se determinó como la suma entre la energía disipada más la energía disipada en todos los ciclos anteriores al nivel de deriva de cálculo. En general, la disipación de energía de los muros reforzados, en todos los estados límites, fue significativamente mayor a la disipada por los muros originales, Tabla 4.5. Es el caso del estado límite de falla, para el cual, los muros reforzados M7RR y M8RR disiparon en promedio 129.2% y 80% más de energía que sus equivalentes, respectivamente. El efecto del reforzamiento sobre la resistencia y la capacidad de desplazamiento de los muros M7RR y M8RR generó un incremento total, hasta la deriva final de la prueba, del 293.4% y 198.6%, respectivamente.



a) M7R vs. M7RR

Figura 4.15. Disipación de energía de los muros reforzados y originales.



Continuación de Figura 4.15. Disipación de energía de los muros reforzados y originales.

4.5.4 Componentes de deformación

Se identificaron cuatro fuentes de deformación, i) flexión, ii) cortante, iii) deslizamiento en la base y iv) rotación de cuerpo rígido más flexión. La contribución de estos componentes de deformación a la deformación total, para cada nivel de deriva de las pruebas, se muestra en la Figura 4.16. Cada componente se calculó como el promedio en cada dirección y para ambos ciclos. Las deformaciones por cortante se calcularon según Hiraishi [39] a partir de los sensores ubicados en la diagonal inferior de la cara norte de los muros. Las deformaciones por flexión, medidas mediante los desplazamientos verticales registrados por los sensores ubicados en las caras laterales este y oeste y los registrados mediante DIC, se calcularon según el análisis propuesto por Ortega et al. [10]. Para cada muro se indica la deriva estimada como el inicio de la rotación de cuerpo rígido. Antes de este instante, el componente de deformación por flexión se calcula a lo largo de toda la altura del muro. Después de que comienza la rotación, este componente se divide en dos partes: i) deformaciones por flexión, medidas desde el primer sensor, desde 117 mm, hasta 2400 mm, y ii) rotación por cuerpo rígido, más flexión de los primeros 117 mm de altura del muro. En el muro M7RR el sensor de referencia fue el segundo,

ubicado a 234 mm desde la base, debido a que la grieta ocurrió a través del primer espacio entre platinas.

El aporte de los componentes de deformación varió entre los muros originales y reforzados. El reforzamiento del muro M7RR, luego del inicio por rotación de cuerpo rígido, redujo las deformaciones por deslizamiento, cortante y flexión en un promedio aproximado de 63%, 10% y 5%, respecto del muro original, respectivamente. En consecuencia, se incrementaron las deformaciones por rotación más flexión en aproximadamente un 143%. En el muro M8RR, en el cual no hubo rotación de cuerpo rígido, las deformaciones por cortante y flexión a partir de una deriva de 0.4% (inicio de rotación de cuerpo rígido en el muro original) aumentaron, en promedio, alrededor de 241% y 343%, respectivamente. Las deformaciones por deslizamiento, al igual que en el muro M8RR, disminuyeron en aproximadamente un 37%. La contribución de los componentes de deformación fue consistente con el comportamiento observado y con los resultados obtenidos por Ortega [1].

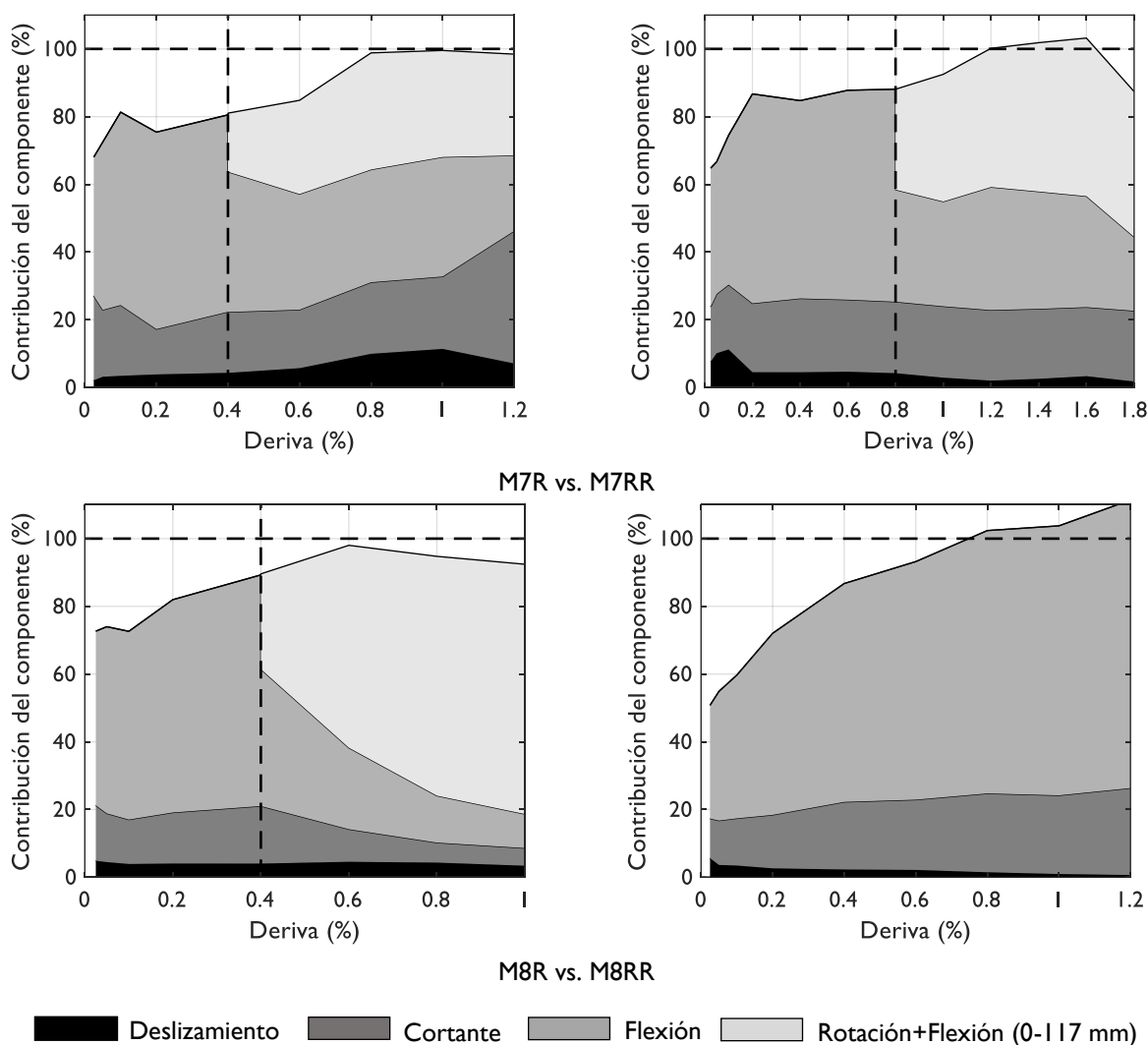


Figura 4.16. Contribución de los componentes de deformación en los muros originales y reforzados.

La Figura 4.17 muestra el desplazamiento vertical registrado por los sensores TI-03 y TI-04 ubicados en las caras laterales desde la interfaz cimiento-muro hasta 117 mm en altura (Figura 4.9). En el muro M7RR se tomó como el desplazamiento registrado hasta 234 mm, esto es, sensores TI-03-02 y TI-04-09. Estos desplazamientos miden el progreso en amplitud de la grieta en la interfaz. En los muros originales la grieta tuvo mayor amplitud. Para el muro M8R, la amplitud de la grieta fue aproximadamente un 72% mayor que en el muro M7R, siendo consistente con una mayor rotación por cuerpo rígido (206%, Figura 4.16) y con el hecho de que la cuantía de refuerzo longitudinal en los extremos es menor. En los muros reforzados el desplazamiento a nivel de la interfaz fue considerablemente menor, principalmente en el muro M8RR, en el cual no hubo una grieta observable. En el muro M7RR, la amplitud de la grieta medida en el primer espaciamiento vertical entre platinas se redujo un 86% respecto al muro original. Sin embargo, hubo mayor rotación de cuerpo rígido y menor comportamiento a flexión y cortante del muro por encima de la grieta principal.

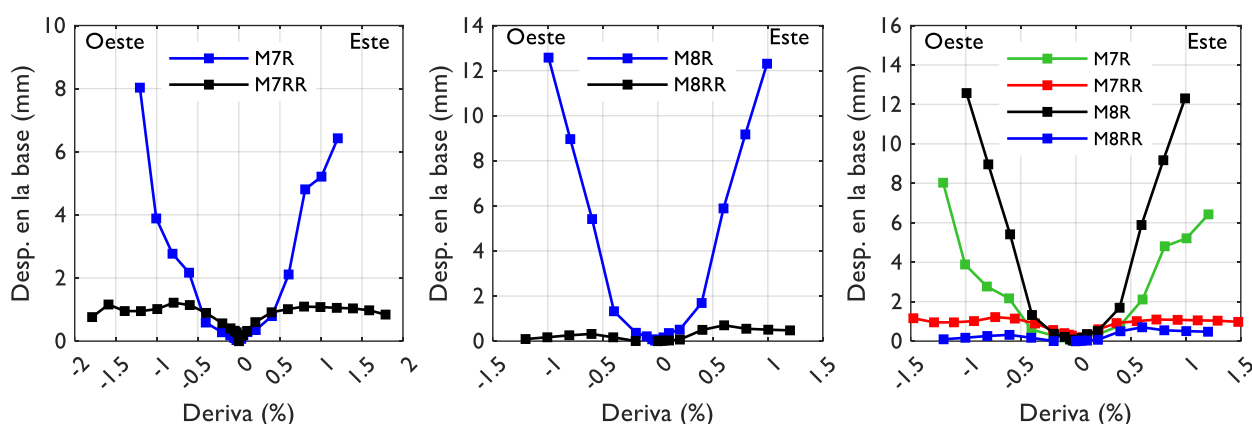


Figura 4.17. Amplitud de desplazamiento vertical en la base de los muros.

4.5.5 Distribución de la curvatura

La distribución de curvatura promedio, estimada mediante fotogrametría (DIC) se muestra en la Figura 4.18. En cada muro se calculó la curvatura hasta el nivel de deriva de falla. Los datos para el cálculo se tomaron cada 50 mm en altura en ambos extremos de los muros. En los muros originales las curvaturas promedio máximas ocurrieron en la base, donde se concentró el daño. Para el muro M7R la distribución de curvatura fue mejor, lo cual es consistente con la cantidad de refuerzo adicional en los bordes respecto al muro M8R. En los muros reforzados, las curvaturas promedio máximas estuvieron localizadas en la zona donde se originó la grieta principal. El efecto del reforzamiento, además de disminuir la demanda de curvatura en la base, generó una mejor distribución hasta una altura aproximadamente igual a la altura de confinamiento, principalmente en el muro M7RR. En el muro M8RR, a pesar de la escasa cantidad de refuerzo longitudinal en los bordes, también se puede apreciar este hecho. En general, la distribución de la curvatura promedio tanto en los muros originales como en los reforzados es consecuente con el comportamiento y el patrón de agrietamiento observado durante las pruebas.

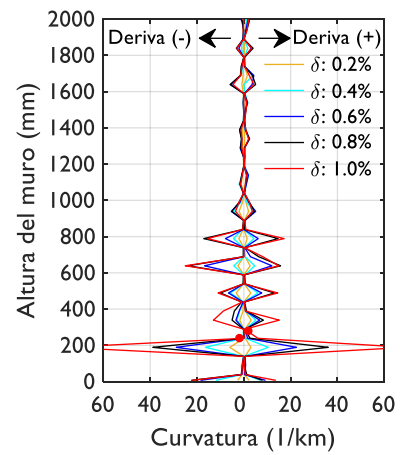
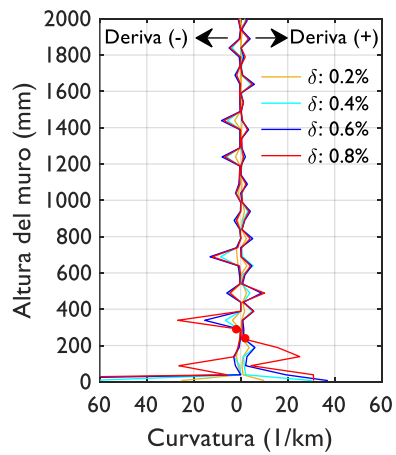
Con los perfiles de curvatura, se determinó la longitud de zona plástica, L_{pz} , correspondiente a la extensión de las deformaciones plásticas a lo largo de la altura del muro. Para esto, se determinó la altura para la cual el perfil de curvatura en una deriva cercana a la falla fuese igual a la curvatura

de fluencia definida como $\Phi_f = 2\varepsilon_y/l_w$ [40], donde ε_y es la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal en los bordes y l_w es la longitud de los muros. En la Figura 4.18 se muestra la comparación del perfil de curvaturas y la ubicación de la zona plástica con un punto rojo en cada extremo. En el muro M7RR la longitud de zona plástica fue similar a la del muro original, a pesar de que la distribución del agrietamiento en altura fue notoriamente mayor. En el muro M8RR, la longitud de la zona plástica varió considerablemente, en este caso, la altura de la zona plástica coincide de manera aproximada con la altura a la cual ocurrió la grieta principal, indicando que, como mínimo, hasta esta altura se presentaron deformaciones plásticas.

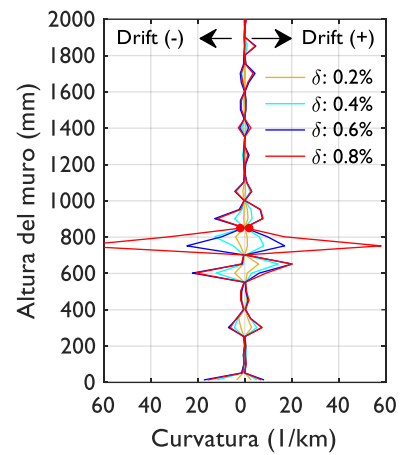
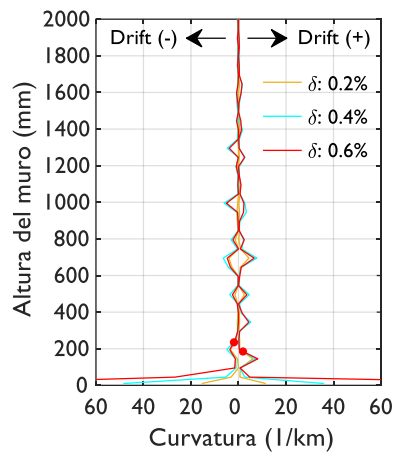
La longitud de zona plástica también se estimó a partir de las deformaciones unitarias de tracción registradas por fotogrametría a lo largo de la altura de los muros. Específicamente, se determinó como la altura en la cual la deformación unitaria de tracción es igual a 0.004, mayor a ε_y , [41] para la deriva máxima registrada. La Figura 4.19 muestra la comparación de los perfiles de deformación unitaria medidos a lo largo de la altura de los muros junto con la ubicación de L_{pz} mediante la marcación de puntos rojos para la deriva máxima registrada. Los resultados de este método son similares al método de la curvatura de fluencia. La Tabla 4.6 resume los resultados de ambos métodos junto con las deformaciones unitarias a tracción máximas del refuerzo longitudinal en los bordes a una altura de 300 mm. A excepción de L_{pz} calculada mediante deformación unitaria para el muro M8R, se observó una buena correlación entre los métodos para estimar este parámetro. Las deformaciones unitarias en las barras de los extremos a una altura de 300 mm (Figura 4.20) indican que los muros M8R y M7RR experimentaron deformaciones unitarias similares a ε_y , lo cual es consistente con el comportamiento y el daño observado. Para el muro M8RR (Figura 4.20b), se observa que a una altura de 300 mm las deformaciones superan ampliamente el límite de fluencia, evidenciando que la plasticidad se propagó por arriba de esta zona.

Tabla 4.6. Longitud de la zona plástica de los muros originales y reforzados.

Muro	L _{pz} (mm)		L _{pz} (mm)		Máx. def. unit. en las barras a 300 mm (Δ%) (mm)			
	Curvatura		Def. unitaria		(W)		(E)	
	(W)	(E)	(W)	(E)	Compresión	Tensión	Compresión	Tensión
M7R	290	240	240	170	-	-	-	-
M8R	235	185	40	90	-0.0011 (0.77)	0.0029 (0.51)	-0.00054 (0.30)	0.0015 (0.49)
M7RR	240	280	290	240	-0.0019 (0.8)	0.0037 (0.74)	-0.0021 (0.67)	0.0032 (0.87)
M8RR	850	850	850	850	-0.0022 (0.40)	0.016 (0.60)	-	-

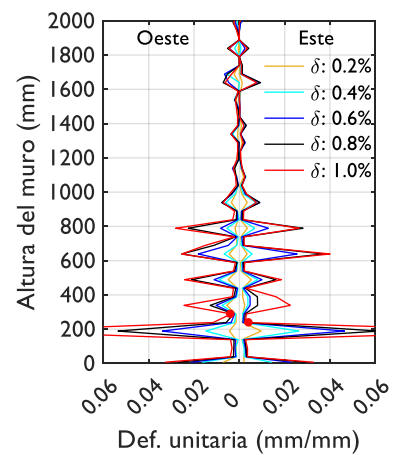
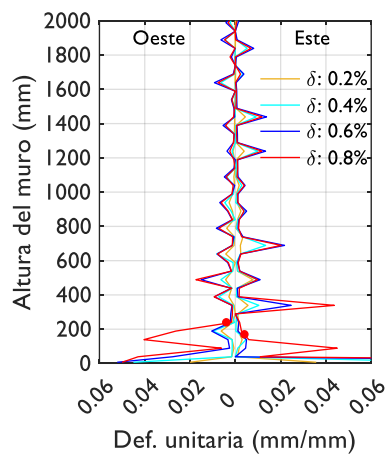


a) M7R vs. M7RR



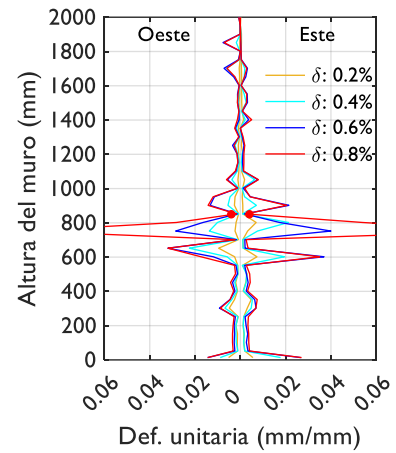
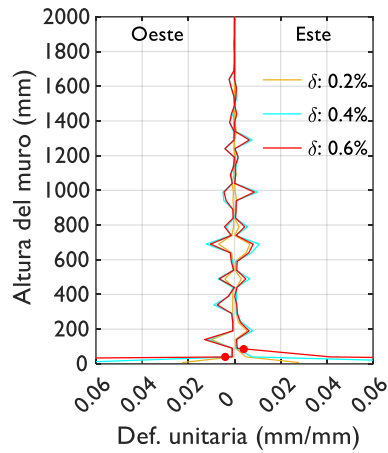
b) M8R vs. M8RR

Figura 4.18. Distribución de curvatura promedio en los muros originales y reforzados.



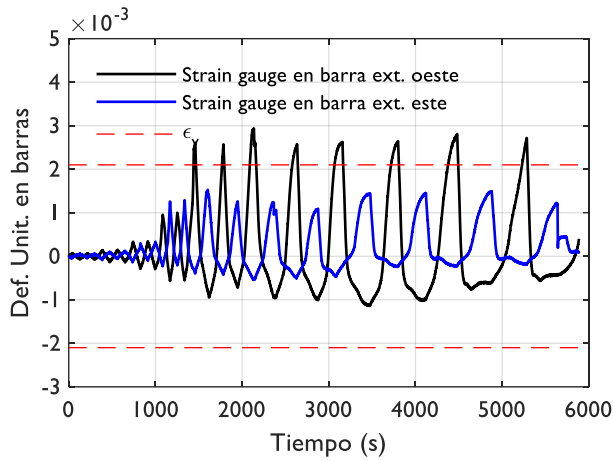
a) M7R vs. M7RR

Figura 4.19. Perfiles de deformaciones unitarias de tracción en los muros originales y reforzados.

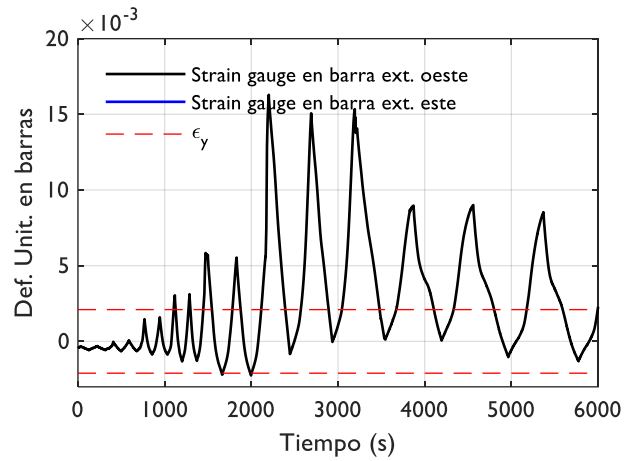


b) M8R vs. M8RR

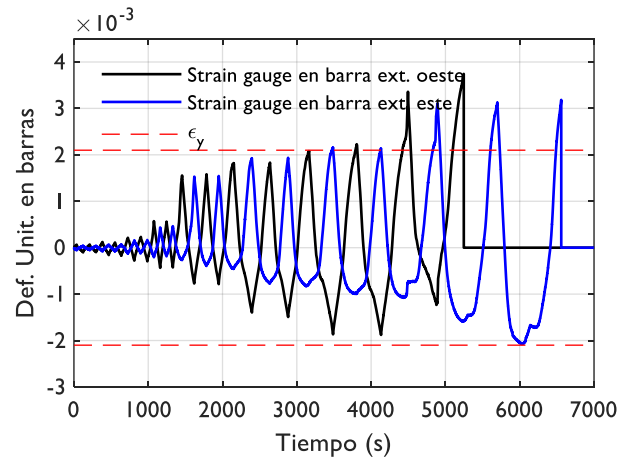
Continuación de Figura 4.19. Perfiles de deformaciones unitarias de tracción en los muros originales y reforzados.



a) M8R



b) M8RR



c) M7RR

Figura 4.20. Deformaciones unitarias medidas en las barras de acero longitudinal de los extremos a una altura de 300 mm

4.5.6 Pandeo fuera del plano

El pandeo fuera del plano en los muros no causó inestabilidad lateral y no influyó significativamente en el modo de falla. En general, los valores registrados fueron moderados, similares a los reportados por Blandón et al. [8] y Ortega et al. [10]. Los desplazamientos fuera del plano se distribuyeron a lo largo de la altura de los muros causando un pandeo general no localizado. En la Figura 4.21 se muestran los perfiles de desplazamiento fuera del plano (δ_{oop}) para los muros reforzados y originales, obtenidos mediante fotogrametría y validados con el registro de los sensores instalados para medir este efecto. En todos los ensayos, los máximos valores se presentaron para los picos de deriva. En la Figura 4.21 las líneas continuas indican la dirección positiva de la carga y las discontinuas la dirección negativa.

Los máximos valores ocurrieron en los muros reforzados. A pesar de que el muro M8RR contaba con menor cuantía de refuerzo longitudinal en los bordes, condición que desfavorece la ocurrencia de pandeo fuera del plano [23], [42], el efecto del reforzamiento ocasionó desplazamientos fuera del plano similares a los del muro M7RR. El máximo valor registrado en este muro fue de 7 mm, equivalente a un pandeo normalizado respecto al espesor del muro (δ_{oop}/t_w) de 0.07, cercano al pandeo de 0.065 registrado en el muro M7RR. En contraste, en los muros originales, se observó que el muro M7R, el de mayor refuerzo longitudinal en los extremos, experimentó un pandeo máximo de 0.048, mayor al pandeo de 0.026 registrado en el muro M8R, tal como se esperaba.

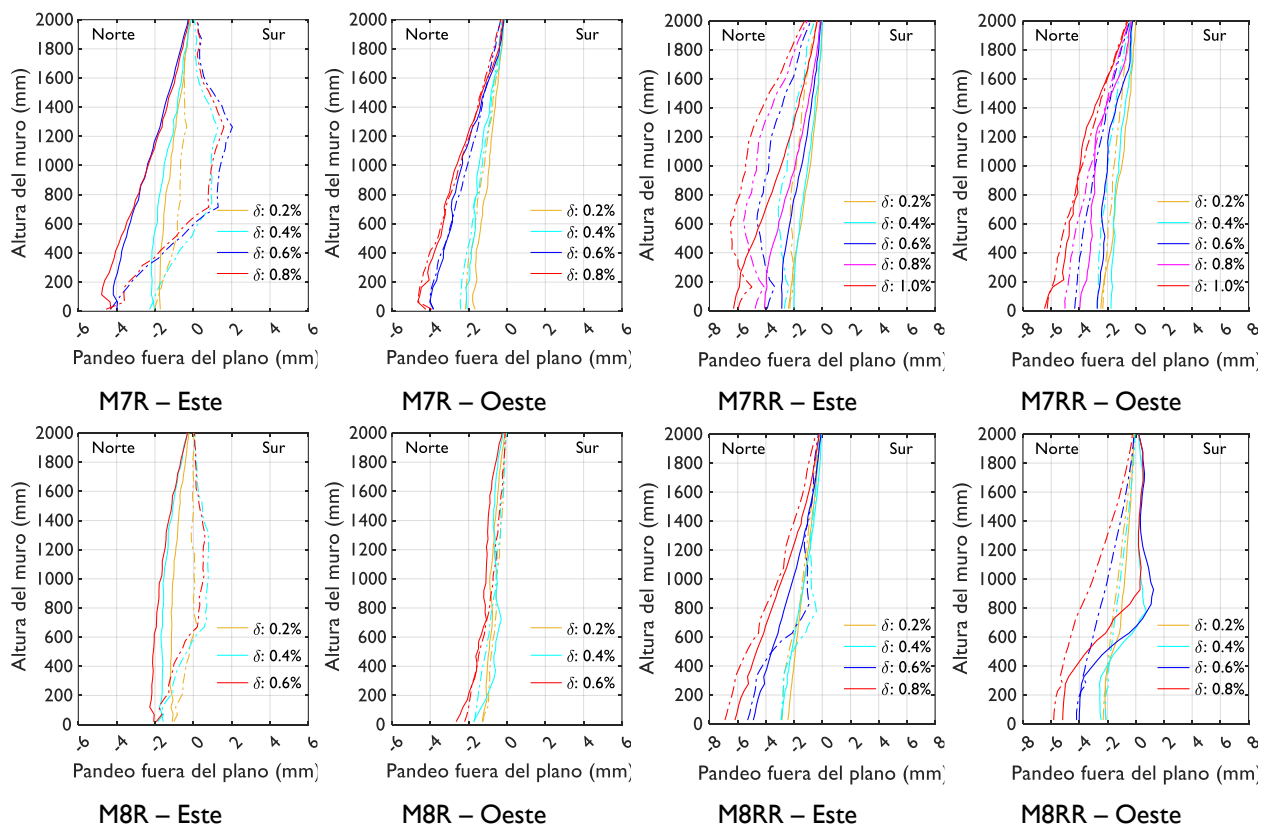


Figura 4.21. Pandeo fuera del plano de los muros originales y reforzados.

4.6 Aspectos relevantes

La evaluación experimental de la propuesta de reforzamiento para muros de edificaciones existentes del sistema industrializado, y el análisis del comportamiento histerético de los muros en términos de resistencia, capacidad de desplazamiento, degradación de la rigidez, disipación de energía, componentes de deformación, distribución de la curvatura y pandeo fuera del plano, permitieron establecer lo siguiente:

El comportamiento de los muros originales exhibió una capacidad de desplazamiento limitada, con un daño concentrado principalmente en la interfaz cimiento-muro. El patrón de falla inició con la fractura del refuerzo electrosoldado en el alma, lo que resultó en una grieta principal en la base del muro, esto causó el desprendimiento de la sección, seguido del aplastamiento del concreto en los extremos del muro, y, finalmente, el pandeo y la fractura del refuerzo longitudinal en los bordes. Estos resultados confirman que utilizar baja cuantía de refuerzo electrosoldado en el alma, dispuesto en una sola capa, limita significativamente el comportamiento de los MDCR.

La evaluación experimental de las dos estrategias de reforzamiento mostró que el confinamiento y la adición de refuerzo del alma, junto con el confinamiento de los bordes, dejando anclado el primer juego de platinas, mejora considerablemente el comportamiento de los MDCR. La estrategia implementada en el muro M8RR protege la zona crítica, permitiendo que la demanda de deformaciones plásticas se distribuya de manera más uniforme por encima de la interfaz cimiento-muro, retrasando el daño. El incremento promedio en la capacidad de desplazamiento último de los muros M7RR y M8RR, con respecto a sus equivalentes, fue de 43.5 y 30.6%, y de 129 y 80% en la energía disipada acumulada, respectivamente. El incremento en la rigidez inicial y en la resistencia, debido a la separación vertical de las platinas, fue moderado, de acuerdo con lo previsto en el diseño de la propuesta. A pesar de que el muro M8RR tenía una baja cuantía de refuerzo longitudinal en los extremos (1 barra # 4 en cada extremo), lo cual restringe la propagación de la plasticidad en altura, se superó la capacidad de desplazamiento último del muro original y se retrasó el daño.

La propuesta de reforzamiento logró retrasar el desarrollo del daño. Los indicadores de daño en los muros reforzados como el agrietamiento en la interfaz, la fractura del refuerzo electrosoldado en el alma, el inicio de la rotación del cuerpo rígido, el aplastamiento del concreto y el pandeo del refuerzo longitudinal en los extremos se manifestaron a mayores niveles de desplazamiento en comparación con los muros originales. En el muro M8RR, por ejemplo, no hubo agrietamiento de la interfaz ni rotación por cuerpo rígido desde la base. La fractura de la malla se presentó para niveles de derivas 25% y 33% mayores en los muros M7RR y M8RR, respectivamente.

A pesar de la alta relación de esbeltez de estos muros, lo cual podría sugerir una posible inestabilidad lateral, los desplazamientos fuera del plano tanto en los muros reforzados como en los originales se mantuvieron en niveles moderados y no ejercieron una influencia significativa en el modo de falla. En el caso de los muros originales, la concentración del daño en la base resultó en deformaciones unitarias por tracción relativamente bajas por encima de la zona crítica, lo que a su vez se tradujo en desplazamientos fuera del plano de magnitud reducida. En los muros reforzados, los desplazamientos fuerza del plano fueron ligeramente mayores, sin embargo, no influyeron en el modo de falla.

5 Modelización numérica del reforzamiento externo de MDCR

En este capítulo se describe la elaboración de ocho modelos numéricos ajustados respecto a resultados experimentales. Se modelaron los muros reforzados (M7RR y M8RR) y sus equivalentes, incluyendo los muros M5TRR y M3RR ensayados por Ortega. El objetivo es disponer de un modelo numérico ajustado para desarrollar un análisis paramétrico de algunas variables de reforzamiento. El ajuste se realiza mediante la comparación de la respuesta en términos de resistencia, desplazamiento y energía disipada.

5.1 Descripción del modelo numérico

La modelización se realizó con el software de código abierto OpenSees a través de la librería OpenSeesPy [43] de Python. El proceso de modelización implicó la elaboración de una rutina de código principal que se complementó con funciones específicas para diversas tareas, abordando los siguientes aspectos: i) la definición de la geometría del modelo, utilizando el API de Python del generador de mallas de elementos finitos 3D Gmsh [44], ii) la definición de los materiales, iii) la construcción del modelo numérico, que involucró la definición de nodos, secciones transversales, elementos estructurales y restricciones, todo de acuerdo con la geometría del sistema, iv) el análisis cíclico, que se dividió en la aplicación de la carga axial y la aplicación de la carga lateral controlada por desplazamientos, y v) la generación de salidas gráficas y de resultados.

Los modelos se elaboraron utilizando el elemento tipo Shell, implementado como ShellNLDKGQ en OpenSees, propuesto por X. Lu et al. [45] para el análisis no lineal estructuras de concreto reforzado. Este elemento se caracteriza por su capacidad para capturar el comportamiento bajo grandes deformaciones inelásticas en los casos donde es necesario simular, por ejemplo, el colapso sísmico. Además, ha sido utilizado en numerosos estudios que han demostrado su eficacia en la captura del comportamiento acoplado de flexión y cortante en muros de concreto reforzado [46]–[48].

El uso del elemento ShellNLDKGQ es posible mediante el modelo de sección multi-layer shell [49] disponible en OpenSees, el cual permite dividir la sección transversal de un elemento en distintas capas equivalentes con diferentes propiedades constitutivas, como se muestra en la Figura 5.1. Este elemento consta cuatro nodos, cada nodo con seis grados de libertad (GDL): tres de traslación y tres de rotación. Para calcular las fuerzas internas, primero se obtiene la curvatura y la deformación de la capa intermedia de la sección. Luego, se determinan las deformaciones de las capas adyacentes bajo la suposición de secciones planas. Finalmente, se calculan los esfuerzos con base al modelo constitutivo de cada capa. Esta formulación es capaz de simular el comportamiento a flexión acoplado dentro y fuera del plano, el cortante directo en el plano y el comportamiento acoplado flexión-cortante típico de los muros de CR [49].

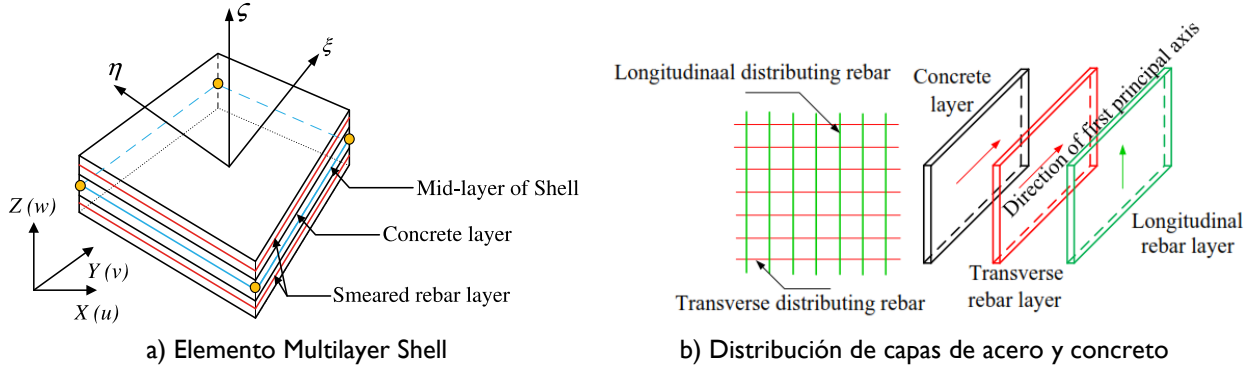


Figura 5.1. Formulación Multilayer Shell. Fuente: X. Lu et al. [49]

5.2 Modelos de los materiales

El modelo analítico utilizado para el concreto está basado en el concepto de mecánica de daño y el modelo de fisura distribuida. Este modelo está implementado en OpenSees como “PlaneStressUserMaterial”, y debe combinarse con el comando “PlateFromPlaneStress” para tener en cuenta el comportamiento elástico fuera del plano. Para esta definición, un total de siete parámetros son requeridos: la resistencia a compresión f_c , la resistencia a tensión f_t , la resistencia última a compresión f_{cu} , la deformación en el punto de resistencia máxima ϵ_{co} , la deformación última a compresión ϵ_{cu} , la deformación última a tensión ϵ_{tu} , y un factor β asociado a la retención de cortante. La Figura 5.2b muestra el esquema del modelo constitutivo de este material.

Para el acero se utilizó el modelo de material uniaxial “HystereticSM” disponible en OpenSees, el cual tiene en cuenta efectos como el estrangulamiento de los ciclos histeréticos (pinching), daño debido a ductilidad y energía, y degradación de la rigidez. Para incorporar este modelo a la formulación Multilayer Shell se utilizó el comando “PlateRebar” que permite considerar la orientación principal del material (90° para la dirección vertical y 0° para la dirección horizontal). Este modelo para el acero requiere de varios parámetros opcionales, además de las envolventes positiva y negativa de la curva esfuerzo-deformación; los factores de estrangulamiento “pinchX” y “pinchY” por deformación y esfuerzo, respectivamente, los factores de daño por ductilidad, “damage1”, y energía, “damage2”, el factor “beta” para la degradación de rigidez de descarga en función de la ductilidad, y los factores “degEnvP” y “degEnvN” para la degradación de la envolvente positiva y negativa, respectivamente. Un esquema del modelo constitutivo de este material es presentado en la Figura 5.2a. Para obtener información detallada sobre la definición de los materiales, la sección y el elemento ShellNLDKGQ en OpenSees, se puede consultar el apéndice B del artículo elaborado por X. Lu et al. [45].

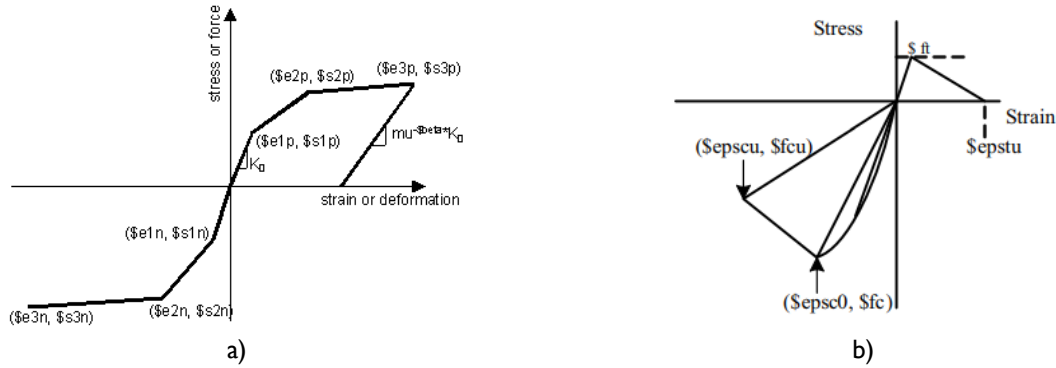


Figura 5.2. Esquema de la curva esfuerzo-deformación de los materiales adoptados: a) Material “Hysteretic” para el acero de refuerzo; b) Material “PlaneStressUseMaterial” para el concreto.

Algunos de los parámetros requeridos en estos modelos usualmente son obtenidos a partir de ensayos experimentales. En este estudio, las propiedades mecánicas básicas del concreto y acero de refuerzo, como la resistencia a la compresión, el esfuerzo de fluencia del acero y la deformación unitaria a tracción última del acero, se tomaron de los ensayos experimentales descritos en el capítulo 4. La Tabla 5.1 muestra estas propiedades junto con los valores recomendados por algunos autores para los demás parámetros. Para los materiales de reforzamiento se utilizaron los valores de la Tabla 4.2.

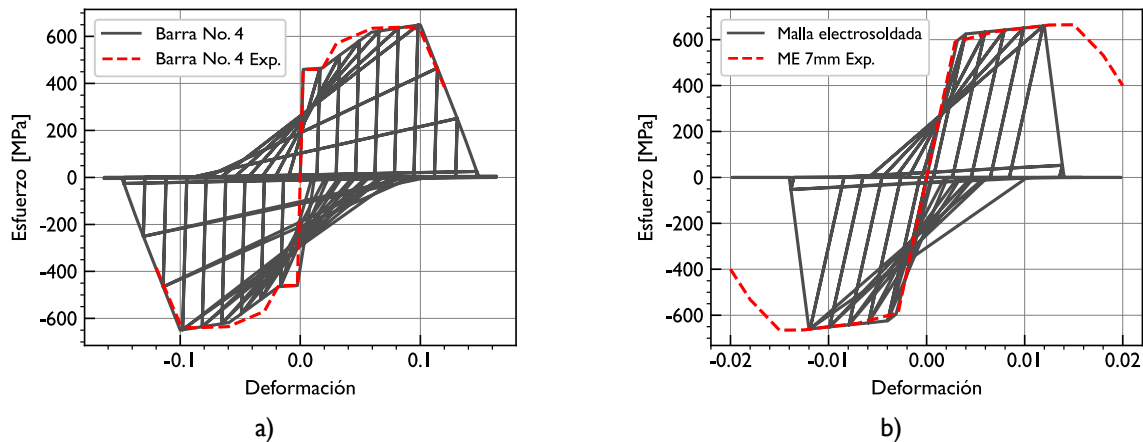


Figura 5.3. Modelos constitutivos de los materiales. a) Barra No. 4, b) Malla electrosoldada (7mm).

Tabla 5.1. Propiedades mecánicas de los materiales en los modelos numéricos

Tipo de concreto	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	f_{cu} [MPa]	ϵ_{co}	ϵ_{cu}	ϵ_{tu}
Concreto confinado	24.5	1.63	5.0	0.002	0.005*	0.0005
Concreto confinado	$1.5*f_c$	1.63	6.4	0.0023	0.012*	0.0005
Tipo de acero	f_y [MPa]	f_{max} [MPa]	ϵ_{sy}	ϵ_{su}	E_s [GPa]	
Malla electrosoldada	596	663	0.003	0.012*	193	
Refuerzo ductil	460	653	0.0023	0.1*	198	
Pernos de reforzamiento	420	525	0.0021	0.1	198	
Platinas de reforzamiento	401.1	532	0.0021	0.16	189	

* Valores sujetos a cambio debido a la regularización del material

En la Tabla 5.1, $f_a=0.33\sqrt{f_c}$ MPa según Wong et al. [50], $\varepsilon_{co}=2\cdot f_c/E_c$ donde $E_c=3900\sqrt{f_c}$ MPa y $f_{cu}=0.2\cdot f_c$. La deformación de fluencia del acero se definió como $\varepsilon_{sy}=f_y/E_s$. Por su parte, los parámetros de retención del cortante para el concreto y de “pinching”, daño y degradación de rigidez para el acero, se definieron mediante el ajuste de los modelos, descrito en la siguiente sección.

5.3 Ajuste de modelos numéricos

5.3.1 Regularización de la sensibilidad de la malla de elementos finitos

Algunos estudios han demostrado que una de las mayores limitaciones del uso de modelos convencionales de materiales (por ejemplo, sin regularización de la curva esfuerzo-deformación), es la dependencia de la intensidad de la malla de elementos finitos en la predicción de la respuesta numérica [51], [52]. Para eliminar este efecto, en muros de concreto reforzado controlados por falla a compresión del concreto, pandeo o fractura del refuerzo longitudinal, algunos autores [51], [53] han propuesto técnicas de regularización que consisten en afectar la curva esfuerzo-deformación del concreto basándose en ecuaciones de energía de fractura de calibradas experimentalmente. También han demostrado la necesidad de regularizar el acero de refuerzo cuando hay localización de las deformaciones plásticas. Específicamente, el proceso de regularización consiste en adaptar proporcionalmente la pendiente negativa (post peak) de la curva esfuerzo-deformación de un material al tamaño del elemento finito, permitiendo obtener una energía de fractura idéntica para todos los elementos [49], consistente con la curva esfuerzo-deformación original.

En este estudio se adoptaron las recomendaciones de Pozo et al. [51] y Pugh et al. [53] basadas en estudios experimentales y numéricos en muros con características similares a los MDCR para regularizar el concreto y el refuerzo longitudinal. La Figura 5.4 muestra el esquema de regularización de las curvas esfuerzo-deformación del concreto y el acero propuestas por estos autores.

En el concreto, la deformación última ε_{uc} para un esfuerzo residual $R_c f_c$, se calculó mediante la ecuación (5.1) propuesta por Pozo et al. [51]. La energía de fractura se definió como $Gf_c = 2\cdot f_c$ (en N/mm, para f_c en MPa) para el concreto confinado y de $Gf_{cc} = 5(K-0.85)\cdot Gf_c \leq 2.5Gf_c$ para el concreto confinado, donde $K=f_{cc}/f_c$ es la relación entre las resistencias a compresión del concreto confinado e inconfinado.

$$\varepsilon_u = \frac{1}{1 + R_c} \cdot \left[\frac{2Gf'_c}{f'_c L_{cr}} - \frac{f'_c}{E_c} + (1 + R_c)\varepsilon_o + R_c^2 \frac{f'_c}{E_c} \right] \quad (5.1)$$

En la ecuación (5.1), R_c es el factor de esfuerzo residual, Gf_c es la energía de fractura, E_c es el módulo de elasticidad, ε_o es la deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto, f'_c y L_{cr} corresponde a la longitud del elemento finito. En esta ecuación, pueden reemplazarse las variables en paréntesis de la Figura 5.4a para obtener la deformación última del concreto confinado. Para regularizar la curva esfuerzo-deformación de acero de refuerzo, Pugh et al. [53] propusieron la ecuación (5.2). En donde $l_{gage}=100$ mm corresponde a la longitud de garga durante el ensayo de la barra de acero, y L_{cr} es la altura del elemento finito.

$$\varepsilon''_{su} = \varepsilon_y + \left(\frac{l_{gage}}{L_{cr}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_y) \quad (5.2)$$

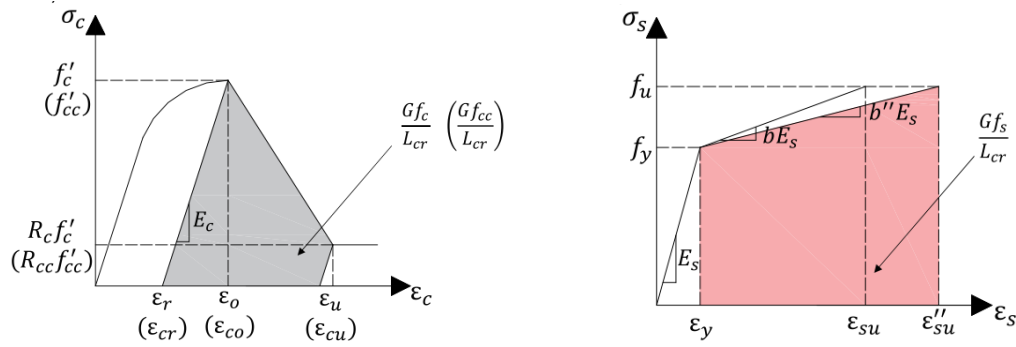


Figura 5.4. Esquema de regularización de materiales. a) regularización del concreto confinado e inconfinado, b) regularización del acero de refuerzo. Fuente: Pozo et al. [51].

Para evaluar este efecto se estudiaron tres tamaños de malla distintos (Figura 5.5), correspondientes a un total de 66, 105 y 152 elementos finitos. Las dimensiones del modelo y las propiedades de los materiales se tomaron iguales alas del muro M73R. La Figura 5.6 muestra la curva de capacidad de cada tamaño de malla, con regularización y sin regularización de los materiales. El análisis confirma que la sensibilidad de la respuesta al tamaño de malla empleado es considerable y que la técnica de regularización controla, razonablemente bien, el efecto del mallado en la respuesta global de los modelos numéricos. En consecuencia, se adoptó esta metodología. Esto permitió que, en los muros reforzados ajustados en la siguiente sección, se lograra modelar la separación vertical entre platinas sin que el modelo perdiera estabilidad y causara problemas de convergencia debido a la diferencia geométrica respecto de los demás elementos finitos de la malla.

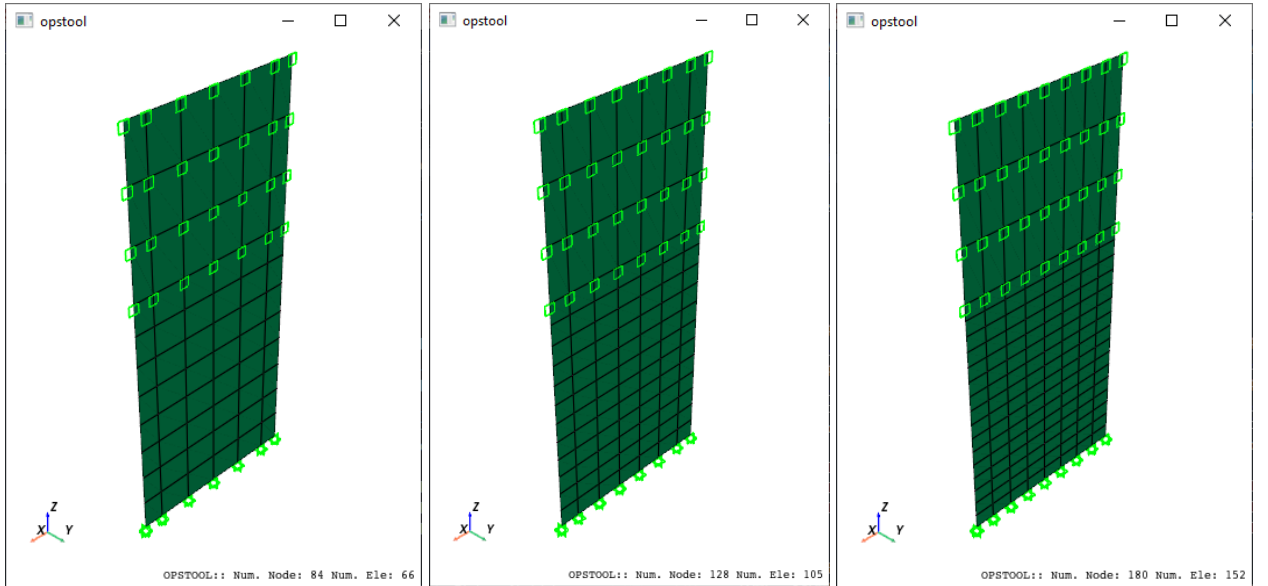


Figura 5.5. Mallas de elementos finitos para el análisis de sensibilidad del mallado.

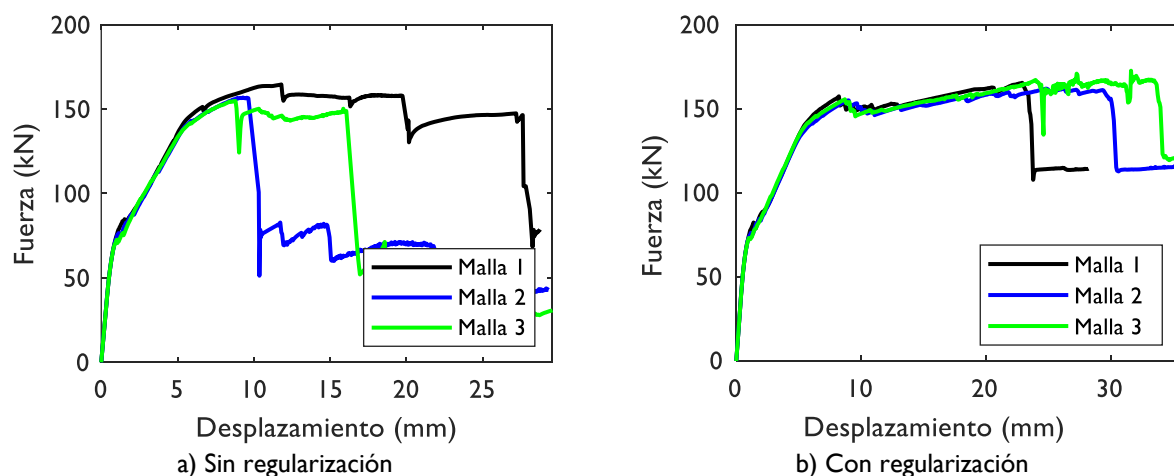


Figura 5.6. Evaluación de la sensibilidad del mallado con y sin regularización de los materiales.

5.3.2 Sensibilidad de parámetros de calibración

La calibración de los modelos se realizó mediante parámetros que definen el comportamiento de los materiales. En el concreto, se varió el factor de retención del cortante β , el cual está asociado con la transferencia de cortante a través de superficies paralelas a las grietas [54]. Un factor de retención al cortante de cero se refiere que no transferencia del cortante, mientras que un factor de uno representa una alta transferencia del cortante. En el modelo “PlaneStressUseMaterial”, luego del primer agrietamiento, el esfuerzo cortante es $\tau = \beta G \gamma$, donde G es el módulo de cortante y γ es la deformación unitaria por cortante. En el acero, se evaluaron los parámetros relacionados con el estrangulamiento (“pinchX”, “pinchY”), el daño (damage1, damage2 y beta) de los ciclos histeréticos, y la degradación de las envolventes positivas y negativas de la curva esfuerzo-deformación mediante los parámetros “degEnvP” y “degEnvN”, respectivamente.

Para entender mejor el efecto de los parámetros del acero de refuerzo se elaboró un modelo de prueba del material “HystereticSM”. El modelo de referencia se definió sin afectar el material, esto es, valores de los parámetros de calibración iguales a cero, y se le asignaron propiedades mecánicas típicas del acero con una baja deformación última. Las variaciones se hicieron dentro de rangos razonables, de acuerdo con la documentación de los materiales. La Tabla 5.2 resume las variaciones realizadas. Por su parte, la Figura 5.7 muestra de forma esquemática el efecto de cada uno de los parámetros para cada variación realizada.

Tabla 5.2. Variación de parámetros del material HystereticSM.

Parámetro	Referencia	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
pinchX	0	1	0.3	0.7	0	0	0	0	0	0
pinchY	0	1	0.7	0.3	0	0	0	0	0	0
damage1	0	0	0	0	0.002	0	0	0	0	0
damage2	0	0	0	0	0	0.1	0	0.01	0.01	0.01
beta	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0
degEnvP	0	0	0	0.1	0	0	0	1	4	8
degEnvN	0	0	0	0	0	0	0	-1	-4	-8

Como puede observarse en la Figura 5.7, la influencia de cada parámetro es significativa en el comportamiento histerético de la curva esfuerzo-deformación del material de referencia. El parámetro “pinchX” permite estrangular la curva en deformación (Figura 5.7P3) y el parámetro “pinchY”, en esfuerzo (Figura 5.7P2). Si la relación pinchX/pinchY es diferente de uno, para valores “pinchY” distintos de cero, habrá efecto “pinching”, de lo contrario no (Figura 5.7P1). Estos parámetros suelen tomar valores en el rango entre cero y uno, pruebas con valores mayores a uno no arrojaron cambios significativos.

Por su parte, los parámetros “damage1” y “damage2”, permiten inducir daño, tanto en deformación (Figura 5.7P4), como en esfuerzo (Figura 5.7P5), respectivamente. Estos parámetros tienen gran influencia, por lo que valores bajos entre 0 y 0.2 podrían ser suficientes, especialmente si se hace uso de los parámetros de degradación de la envolvente, ya que hay dependencia entre estos. El efecto del parámetro “beta” se observa en la Figura 5.7P6, este permite controlar la rigidez de descarga de los ciclos histeréticos, como ya se había mencionado. Valores muy altos (mayores a 0.5) pueden dar problemas de convergencia.

Finalmente, se evaluó el efecto de los parámetros relacionados con la degradación de la envolvente Figura 5.7P7-P9. Estos parámetros afectan los últimos puntos de la curva esfuerzo-deformación del material. Los valores pueden ser negativos o positivos. En el caso de un valor positivo, el efecto de degradación influye en deformación y esfuerzo, como se observa en el lado positivo de la Figura 5.7P7-P9. Si los valores son negativos, solo se degrada el esfuerzo, como se ilustra en el lado negativo de esta misma figura.

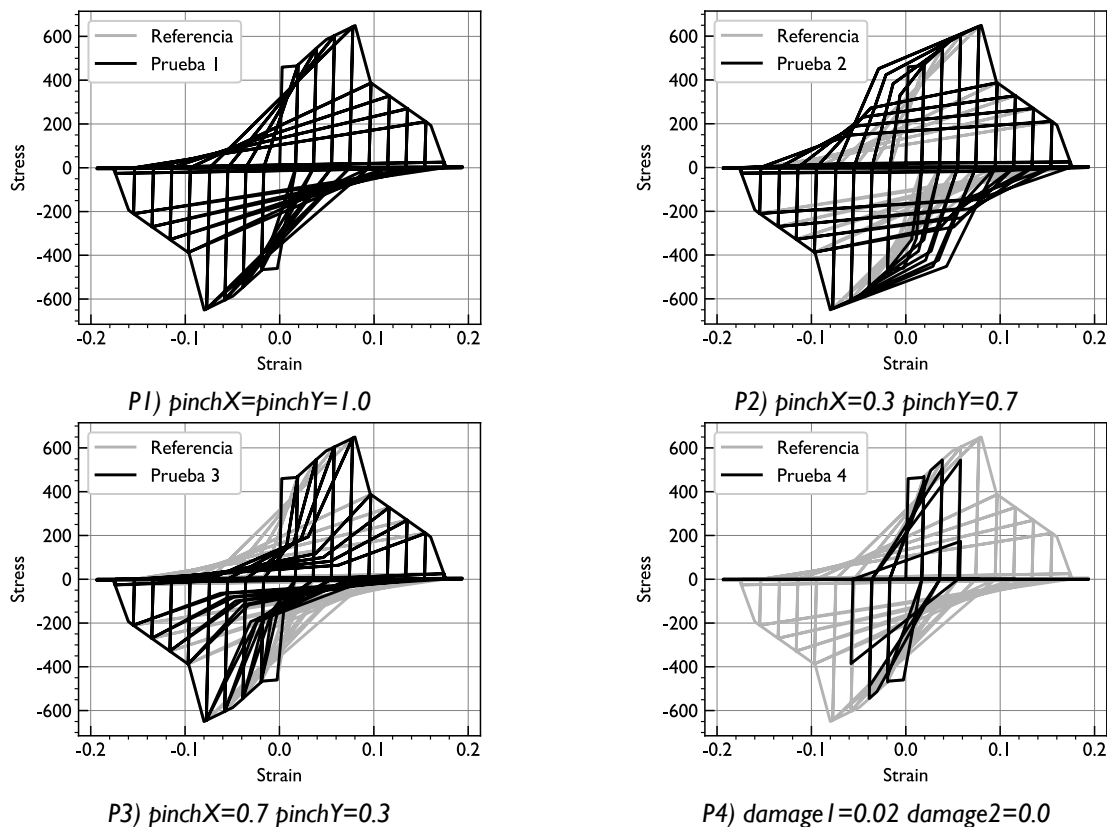
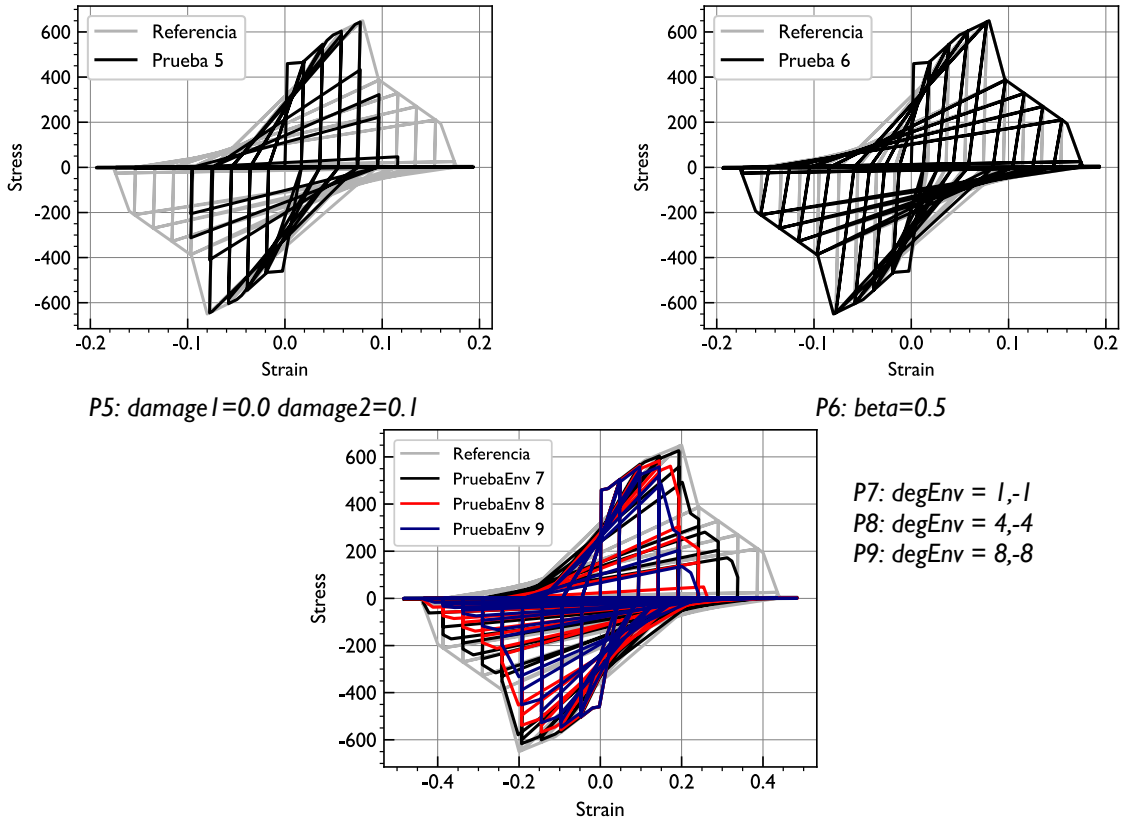


Figura 5.7. Evaluación del efecto de los parámetros del material HystereticSM. Esfuerzo en MPa.



Continuación de Figura 5.7. Evaluación del efecto de los parámetros del material HystereticSM. Esfuerzo en MPa.

El factor β , se evaluó de forma global, cuantificando su efecto en la respuesta histerética. Para esto, se utilizó el modelo numérico construido para evaluar la influencia del mallado de elementos finitos. Los resultados mostraron que a mayor retención del cortante (mayor β), el modelo exhibe mayor resistencia, tal como se indica en la literatura [55].

Teniendo en cuenta esta primera aproximación al ajuste de los modelos, y lo descrito en sección anterior, se procedió a calibrar cada uno de los muros, incluyendo los ensayos por Ortega [1]. En la siguiente sección se muestra la comparación de la respuesta global de cada muro, en términos de la curva de histéresis y la energía disipada acumulada.

5.3.3 Resultados del ajuste de los modelos numéricos

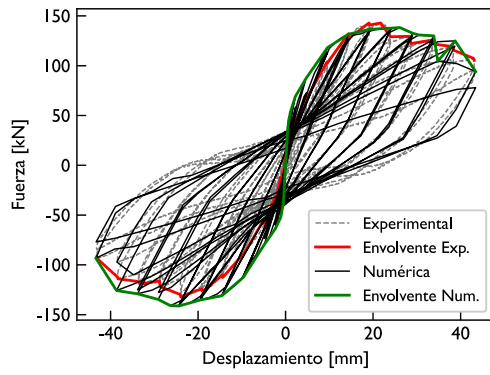
La comparación de la Figura 5.8, muestra que la respuesta global en términos de fuerza versus desplazamiento se capturó razonablemente bien. La Tabla 5.3 resume la comparativa entre los resultados numéricos y experimentales, en términos de la resistencia máxima, el desplazamiento último y la cantidad total de energía disipada acumulada. El desplazamiento último se determinó cuando la resistencia máxima decayó en un 20%. Los modelos numéricos, en general, subestimaron ligeramente la resistencia máxima (V_{max}), en un porcentaje promedio del 3%. Contrariamente, se observó una sobreestimación de los desplazamientos en los puntos de resistencia máxima y último (δv_{max} y δ_u), de un promedio del 12% en ambos casos. Respecto a la energía disipada (Figura 5.9), se observó una subestimación promedio del 9% en comparación con

los valores obtenidos en los ensayos experimentales. La respuesta más alejada de los resultados experimentales fue la de los muros M5T, M8R y M8RR.

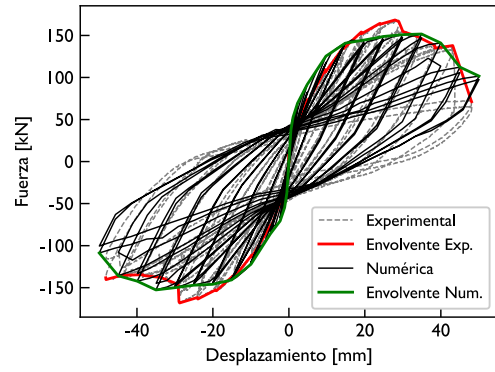
Durante el ajuste de los modelos se notó que, para los modelos con mayor cantidad de acero longitudinal en los bordes, la respuesta se ajustó mejor. Es el caso de los muros M3R, M3RR, M5T, M5TR, M7R y M7RR. En los muros M8R y M8RR, debido a su baja cuantía (una barra No. 4 en los bordes), la respuesta experimental presentó una caída abrupta de la resistencia para derivas bastante bajas, producto de la fractura del acero de refuerzo. Este tipo de comportamiento, con tan baja cuantía de refuerzo, fue complejo de reproducir numéricamente. Debido a esto, la energía disipada por los modelos numéricos de los muros M8R y M8RR, así como los desplazamientos y la resistencia máxima, tuvo menor correlación respecto a los resultados experimentales.

Tabla 5.3. Comparación de la respuesta numérica versus la respuesta experimental de los muros originales y reforzados.

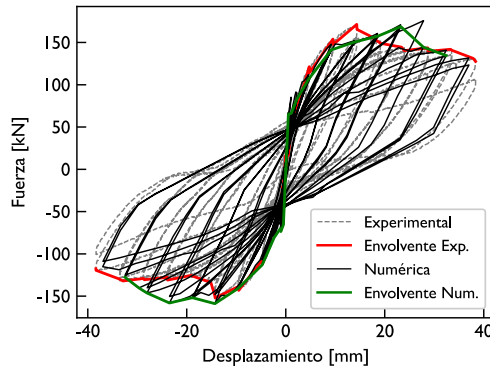
Muro	$V_{\max}$ num./ $V_{\max}$ exp.	$\delta v_{\max}$ num./ $\delta v_{\max}$ exp.	δ_u num./ δ_u exp.	E_{acum} num./ E_{acum} exp.
Muros originales (sin reforzamiento)				
M3R	1.01	1.09	1.01	1.02
M5T	1.04	1.55	0.95	0.91
M7R	1.02	1.15	1.11	0.84
M8R	0.98	1.02	1.19	0.85
Muros reforzados				
M3RR	0.90	1.14	1.06	0.93
M5TR	0.92	1.01	1.00	0.90
M7RR	1.00	0.98	1.28	1.11
M8RR	0.91	1.03	1.35	0.74



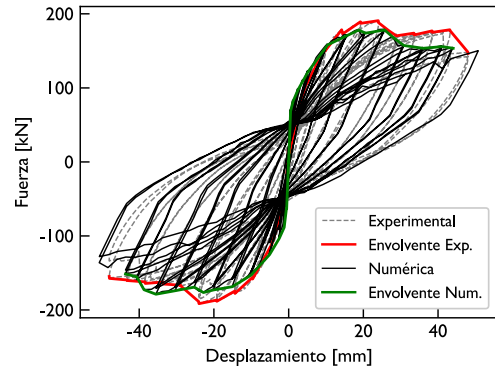
M3R



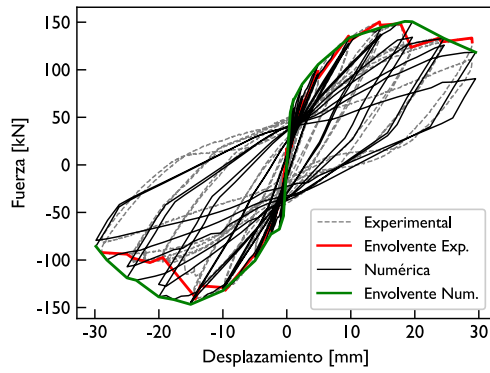
M3RR



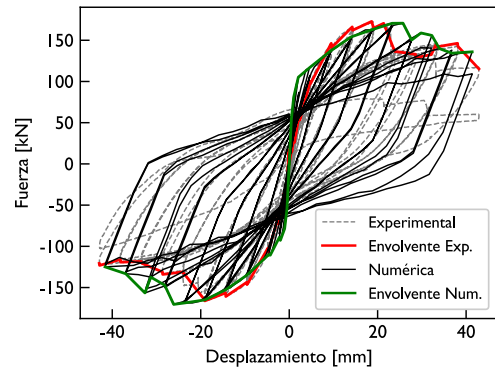
M5T



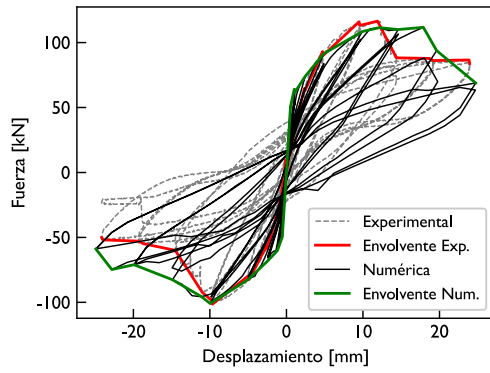
M5TR



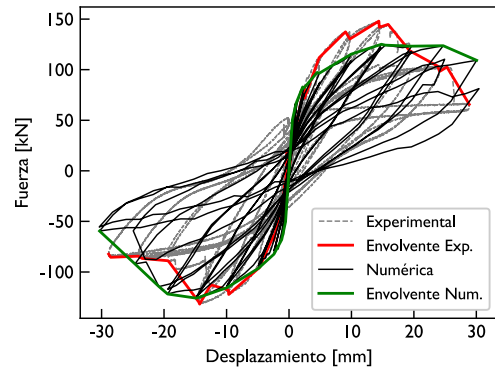
M7R



M7RR

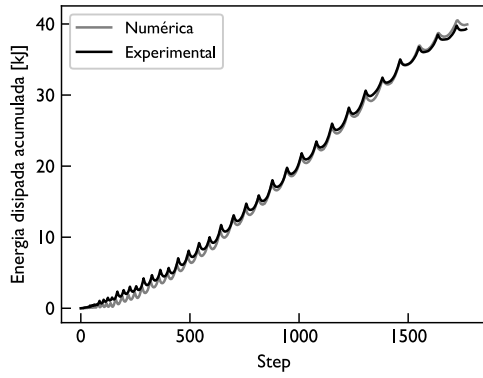


M8R

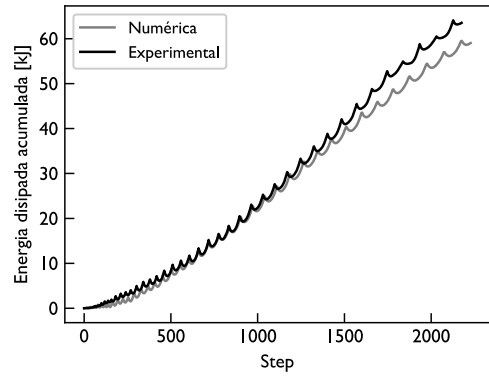


M8RR

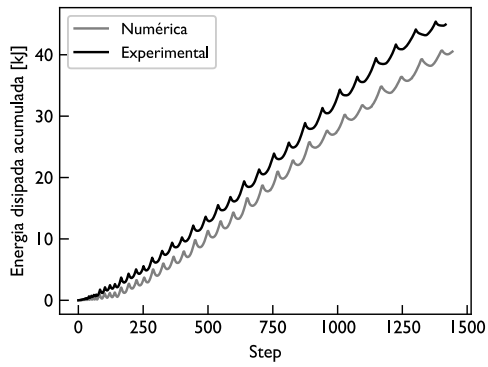
Figura 5.8. Comparación de respuesta fuerza versus desplazamiento de modelos numéricos y resultados experimentales.



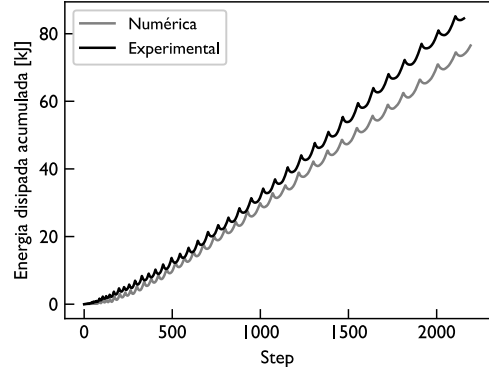
M3R



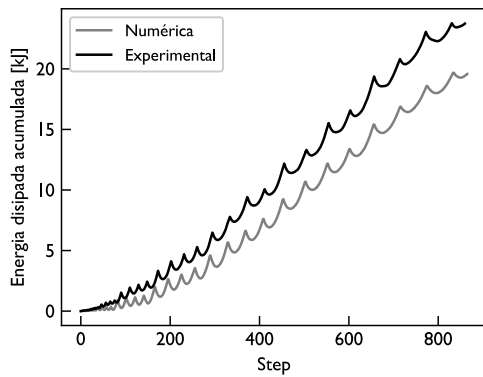
M3RR



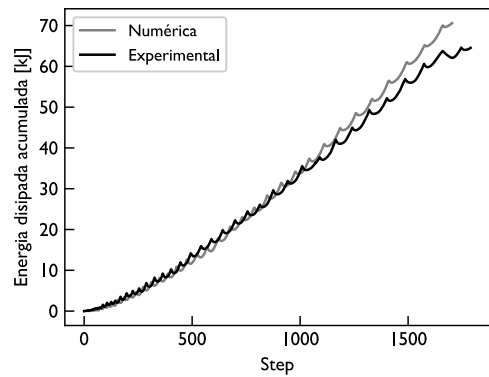
M5T



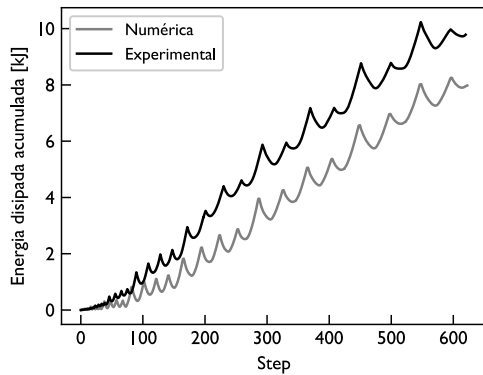
M5TRR



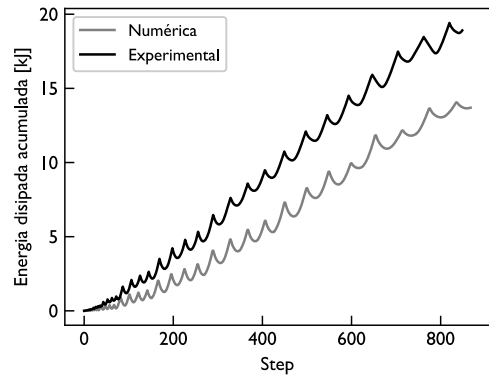
M7R



M7TRR



M8R



M8RR

Figura 5.9. Comparación de energía disipada acumulada entre pruebas experimentales y modelos numéricos.

La Tabla 5.4 presenta los parámetros de calibración utilizados para ajustar cada uno de los muros. Es importante destacar que, debido a las variaciones en geometría, el detalle del refuerzo y la estrategia de reforzamiento entre los muros, no se encontraron parámetros globales que permitieran lograr un ajuste óptimo en todos los casos. También que, durante el ajuste, la variación se realizó únicamente en el concreto y el acero de refuerzo interno, el acero de reforzamiento como platinas y pernos de refuerzo adicional no se afectaron. Durante el proceso de ajuste, se observaron los siguientes aspectos:

- Para el factor de retención del cortante, se encontró que valores entre 0.02 y 0.04 permiten una transferencia del cortante consecuente con el comportamiento típico de este tipo de muros. Cabe señalar, que, en los muros reforzados, debido al confinamiento de las platinas, el factor β fue mayor. Stokey [55] sugiere un valor de 0.056 para muros de concreto reforzados con doble capa de refuerzo en el alma, elementos de borde confinados y mayores espesores, lo cual sugiere que es razonable considerar menor retención del cortante en este tipo de muros.
- El estrangulamiento de los ciclos histeréticos se afectó casi en todos los casos mediante el parámetro *pinchY*. El parámetro *pinchX* no fue necesario para el ajuste. Valores entre 0 y 0.2 en los muros originales y entre 0.1 y 0.4 en los muros reforzados permitieron un ajuste aceptable respecto a la disipación de energía. A mayor *pinchY*, mayor disipación de energía.
- El daño mediante los parámetros *damage1* y *damage2* se tuvo en cuenta con valores bajos en ambos parámetros. Se notó que valores altos inducen bastante daño en el material, resultando contraproducente para la estabilidad numérica del modelo. En la mayoría de los casos, resulta más conveniente controlar estos parámetros mediante la degradación de la envolvente.
- Los parámetros de degradación de la envolvente permitieron ajustar la curva en los últimos ciclos de los muros, principalmente al variar *degEnvP*, la magnitud de este parámetro está asociada al parámetro *damage2*, por lo cual, valores altos en *damage2* implican valores moderados en *degEnvP* y viceversa.

Tabla 5.4. Parámetros de calibración del material *HystereticSM* en los muros originales y reforzados.

Parámetro	M3R	M3RR	M5T	M5TRR	M7R	M7RR	M8R	M8RR
pinchX	0	0	0	0	0	0	0	0
pinchY	0	0.1	0.25	0.3	0.2	0.3	0.1	0.4
damage1	0	0	0.0012	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
damage2	0.002	0.0025	0.001	0.001	0.006	0.006	0.001	0.001
beta	0	0	0	0.2	0	0.3	0	0
degEnvP	-2.1	-3.8	1.2	1.0	0.82	-1	4.5*	2.5
degEnvN	-2.3	-2.1	0	0	0	-1	0.2	0.4
β	0.02	0.025	0.25	0.028	0.028	0.03	0.03	0.04

* Para la envolvente positiva, debido al comportamiento asimétrico que presentó este muro

5.4 Aspectos relevantes

El desarrollo de la modelización numérica del comportamiento histerético de los muros originales y reforzados permitió establecer lo siguiente:

Los modelos numéricos capturaron de forma adecuada la respuesta histerética de los muros reforzados mediante platinas de acero. La evaluación del ajuste respecto de la resistencia, los desplazamientos laterales y la energía disipada acumulada, permiten concluir que la metodología desarrollada para la elaboración de los modelos numéricos es factible para capturar la respuesta global de muros delgados reforzados.

En los muros más cortos y con mayor cuantía de reforzamiento en los bordes, los modelos numéricos tuvieron mejor correlación con los resultados experimentales. Por el contrario, en el caso del muro M8R y M8RR se observó que la poca cuantía de refuerzo longitudinal en los bordes dificultó obtener y ajustar la respuesta histerética. En casos como este, la equivalencia de una barra con una única ubicación específica, a una capa distribuida en todo el elemento de borde, podría no ser del todo adecuada. En consecuencia, otras opciones como modelar el acero con elementos tipo barra o usar un elemento basado en fibras podrían ser más efectivas.

El elemento ShellDKGQ y la formulación en capas multi-layer shell permitió considerar la presencia física de los distintos materiales y su efecto en la respuesta global. Aspectos como el confinamiento debido a las platinas de reforzamiento, mediante la afectación de la curva esfuerzo-deformación del concreto, la separación vertical entre platinas y la adición de refuerzo adicional, se lograron representar satisfactoriamente en la metodología de modelización desarrollada en este estudio.

La regularización de los materiales es una metodología necesaria en modelos con tamaños de elementos finitos variables. La energía de fractura constante permitió una mejor distribución del daño y que la respuesta no dependiera de unos pocos elementos. Esto hizo posible la modelización del espaciamiento vertical entre platinas y que el comportamiento fuera consecuente con lo observado experimentalmente.

Los parámetros de calibración utilizados permitieron controlar adecuadamente el comportamiento histerético de los materiales, principalmente el comportamiento del acero de refuerzo longitudinal en los bordes, una de las variables más influyentes en el comportamiento sísmico de estos muros. La versatilidad del material *HystereticSM* en cuanto a la consideración de efectos como el pinching y la degradación cíclica es vital en este tipo de modelización, por lo cual, se recomienda su uso para modelos numéricos de MDCR sometidos a carga lateral cíclica. Es importante aclarar que los valores presentados de los parámetros de calibración representan un punto de partida para la modelización de este tipo de muros y se sugieren estudios más exhaustivos sobre este tema.

6 Optimización numérica de la propuesta de reforzamiento

En este capítulo se realiza una optimización numérica de la propuesta de reforzamiento evaluada experimentalmente. Para esto se desarrolla un análisis paramétrico que evalúa la influencia de variables como la cuantía de refuerzo adicional en el alma, altura de confinamiento, espesor, altura y separación de platinas, en la respuesta histerética. Finalmente, a partir de los resultados del análisis paramétrico se sugiere una propuesta de reforzamiento óptima, enfocada a incrementar la capacidad de desplazamiento último de los MDCR y la reducción del daño.

6.1 Análisis paramétrico del reforzamiento con platinas de acero

6.1.1 Descripción del análisis paramétrico

En esta sección, se realiza un análisis paramétrico de algunas variables del reforzamiento externo de MDCR mediante platinas de acero. Este análisis se lleva a cabo mediante uno de los modelos numéricos ajustados en la sección anterior, cuantificando la influencia de cada variable en términos de la respuesta global (curva de histéresis), capacidad de desplazamiento último, resistencia máxima, rigidez y energía disipada. También se utiliza la metodología propuesta por Elnashai y Pinho [31] para calcular el efecto de la geometría de las platinas en el confinamiento efectivo del concreto de los bordes de los muros.

Las variables de estudio son: cuantía adicional de refuerzo en el alma, altura de confinamiento, espesor y altura de platinas, y separación entre platinas. La Figura 6.1 muestra el esquema de las variables de reforzamiento del análisis.

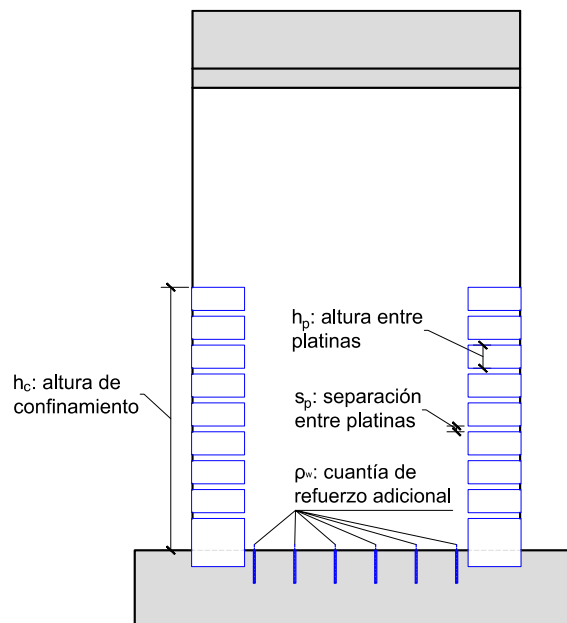


Figura 6.1. Esquema de variables de reforzamiento en el análisis paramétrico.

A continuación, se resumen los valores evaluados para cada una de las variables.

1. Altura de confinamiento h_c : longitud de rótula plástica observada en los ensayos experimentales de los muros sin reforzar igual a $3 \cdot t_w$; longitud de rótula plástica típica para muros de concreto reforzado igual a $0.5 \cdot l_w$; altura de confinamiento de la propuesta de reforzamiento evaluada experimentalmente y recomendada por Ortega [1] igual a l_w , y toda la altura del muro, h_w .
2. Cuantía de refuerzo adicional en el alma ρ_{wad} : 0.25%, 0.35%, 0.5% y 0.7%.
3. Espesor de platinas, t_p : 3 mm, 5 mm y 10 mm.
4. Altura de platinas, h_p : 50 mm, 100 mm, 200 mm, 300 mm y 400 mm.
5. Separación de platinas, s_p : 15 mm a 200 mm.

Parte del análisis se desarrolló con el modelo numérico del muro M7R, utilizando los parámetros de calibración presentados en la Tabla 5.4. El mallado del elemento se ajustó según la necesidad de cada caso.

El efecto de las dos primeras variables se cuantificó mediante los factores F_R , F_D , F_K , F_U , F_{R05} y E_{acum} (ecuaciones 6.1 a 6.6) correspondientes a la relación entre la resistencia, desplazamiento último, rigidez, ductilidad, resistencia de los primeros cinco ciclos histeréticos y energía disipada acumulada, debidas al efecto del reforzamiento numérico y al modelo numérico ajustado del muro en su condición original, respectivamente. Las variables restantes se evaluaron respecto de su efecto en el factor de confinamiento $k_D = f_{cc}/f'_c$, correspondiente a la relación entre las resistencias a compresión del concreto confinado e inconfinado.

$$F_R = \frac{V_{max}}{V_{maxOrig.}} \quad (6.1)$$

$$F_D = \frac{\delta_u}{\delta_{uOrig.}} \quad (6.2)$$

$$F_K = \frac{K_{05}}{K_{05Orig.}} \quad (6.3)$$

$$F_U = \frac{\delta_u/\delta_y}{\delta_{uOrig.}/\delta_{yOrig.}} \quad (6.4)$$

$$F_{R05} = \frac{V_{05}}{V_{05Orig.}} \quad (6.5)$$

$$E_{acum} = \frac{E_{num}}{E_{orig}} \quad (6.6)$$

Donde: V_{max} : resistencia lateral máxima, δ_u : desplazamiento último, K_{05} : rigidez promedio de los cinco primeros ciclos, δ_y : desplazamiento de fluencia global, V_{05} : resistencia promedio de los cinco primeros ciclos.

6.1.2 Altura de confinamiento

Se evaluaron diferentes alturas de confinamiento con el propósito de determinar una configuración óptima respecto a esta variable. Las alturas se evaluaron considerando platinas continuas (PC) y platinas espaciadas (PE) verticalmente, como se indica en la Figura 6.3. Para cada caso se evaluó el efecto de anclaje a la cimentación. En el caso de PE, solo se ancló el primer juego. Las platinas se asumieron con un espesor de 3 mm, en el caso de PE se asumió una altura de 400 mm y un ancho de 200 mm. El nivel de confinamiento se asumió constante en cada caso. La Tabla 6.1 muestra los resultados obtenidos de cada variación para los factores de evaluación propuestos en la sección anterior.

Los resultados obtenidos indican que la escala descendente de la influencia de los casos evaluados, en la respuesta histerética, es: platinas continuas (sin espaciamento) ancladas a la cimentación, platinas espaciadas con el primer juego anclado a la cimentación, platinas continuas sin anclaje y platinas espaciadas sin anclaje. En general, las platinas ancladas a la cimentación incrementaron la resistencia y la rigidez, en mayor proporción que las platinas no ancladas, Figura 6.3a-b. Esto se cumple para platinas espaciadas y continuas. Por su parte, las platinas no ancladas favorecen la ductilidad y la energía disipada del elemento (Figura 6.3d y Figura 6.3f), sin embargo, la capacidad de desplazamiento último es más influenciada por las platinas ancladas (Figura 6.3c).

El caso de platinas continuas ancladas a la cimentación incrementó considerablemente casi todos los factores de evaluación, principalmente la rigidez, la resistencia inicial (F_{R05}) y la resistencia máxima, donde se alcanzaron aumentos del 26%, 28% y 128% para una altura de confinamiento igual a la altura del muro, respectivamente. Esto sugiere que, utilizando esta configuración de reforzamiento, la demanda en elementos adyacentes en una edificación existente incrementaría, lo cual va en contra de la filosofía de reforzamiento sobre la cual se basa la propuesta de reforzamiento de este estudio.

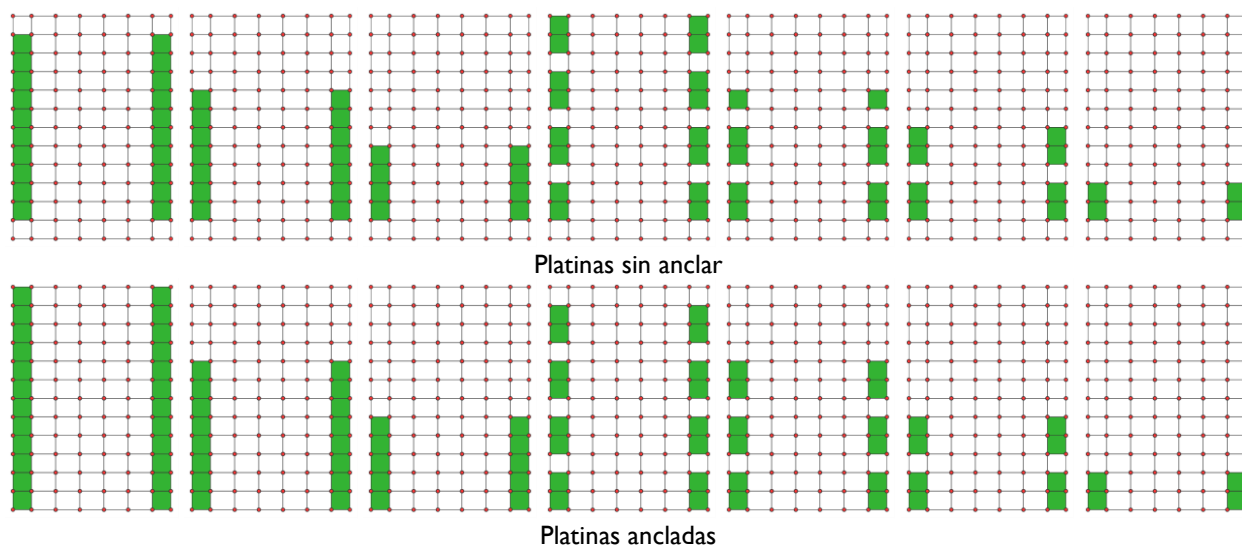


Figura 6.2. Esquemas de reforzamiento numérico: altura de confinamiento.

Las platinas continuas y espaciadas no ancladas no incrementaron la resistencia máxima, esto porque la sección crítica de la base se mantuvo. Es decir, no estuvo protegida, por lo cual, al igual que en el muro original sin reforzamiento, la demanda se concentró en esta zona. Esto al parecer redujo la capacidad de desplazamiento último. Sin embargo, las platinas espaciadas no ancladas favorecieron la ductilidad y la energía disipada, esto es coherente con lo observado experimentalmente, donde los espacios verticales permiten una mejor distribución de la plasticidad y mayor disipación de energía.

Las platinas continuas ancladas a la cimentación, para alturas de confinamiento mayores a $0.51m$, incrementan significativamente la resistencia máxima e inicial, además de la rigidez. Las platinas continuas, no ancladas, no incrementan la resistencia máxima, pero sí la rigidez, aunque no significativamente.

Tabla 6.1. Variación de la Influencia de la altura de confinamiento, continuidad, y anclaje de platinas a la cimentación de los muros.

h_c (mm)	F_R		F_K		F_D		F_U		F_{R05}		E_{acum}	
	PC*	PE*	PC	PE	PC	PE	PC	PE	PC	PE	PC	PE
Sin anclar platinas a la cimentación												
300 ($3 \cdot t_w$)	1.01	1.02	1.10	1.10	0.95	0.89	1.07	1.05	1.11	1.11	1.10	1.09
850 ($0.5 \cdot l_w$)	0.99	1.02	1.14	1.12	0.97	0.81	1.37	1.15	1.15	1.12	1.18	1.12
1700 (l_w)	0.97	0.96	1.15	1.12	0.96	0.94	1.96	1.47	1.18	1.12	1.22	1.12
2400 (h_w)	1.00	0.99	1.15	1.15	0.70	0.93	1.38	1.58	1.19	1.13	1.28	1.15
Platinas ancladas a la cimentación												
300 ($3 \cdot t_w$)	1.13	1.13	1.15	1.15	0.96	0.96	0.87	0.87	1.14	1.14	1.02	1.02
850 ($0.5 \cdot l_w$)	1.21	1.10	1.28	1.22	0.97	0.94	1.00	1.05	1.28	1.19	0.90	1.06
1700 (l_w)	1.61	1.10	1.25	1.23	0.99	1.01	0.80	1.26	1.29	1.21	0.89	1.18
2400 (h_w)	2.28	1.06	1.26	1.22	1.24	0.97	1.00	1.44	1.28	1.20	2.21	1.19

* PC: platinas continuas, PE: platinas espaciadas

Según lo anterior, las platinas espaciadas con el primer juego anclado a la cimentación serían una opción viable, sin embargo, la influencia para cada altura de confinamiento evaluada es distinta. Según los resultados, respecto a la resistencia, la altura de confinamiento no tiene influencia considerable. Respecto a la rigidez, si, aunque en Figura 6.3b, se observa que a partir de una altura de confinamiento h_c igual a $0.5l_w$, la rigidez se mantiene constante. También se observa que la energía disipada (Figura 6.3f), a partir de una altura igual a l_w , no incrementa en gran medida. Respecto a la ductilidad, se observa que el incremento es proporcional para todas las alturas de confinamiento (Figura 6.3d). Una altura de confinamiento igual a l_w incrementaría la ductilidad en aproximadamente un 26% y la energía disipada en un 18%. De acuerdo con esto, una altura de confinamiento igual a l_w podría generar resultados razonablemente adecuados.

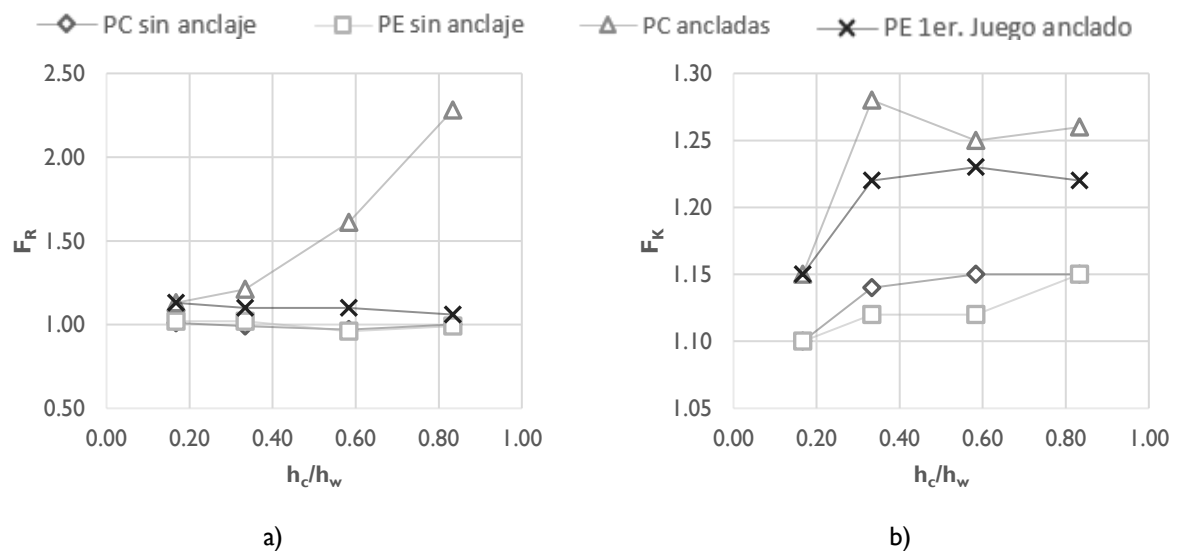
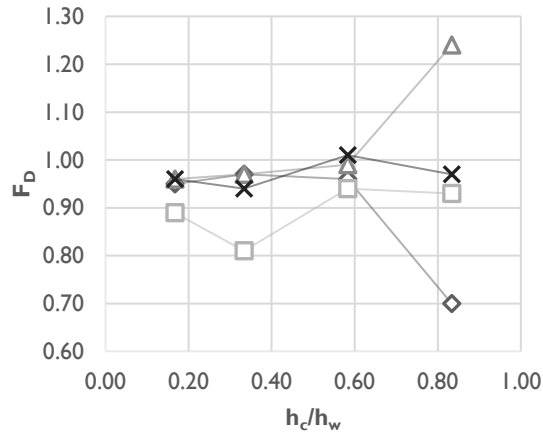
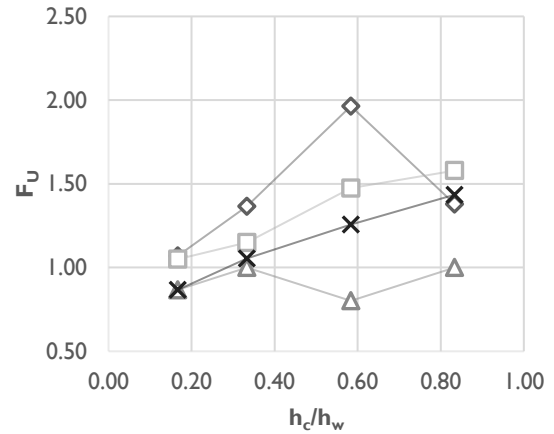


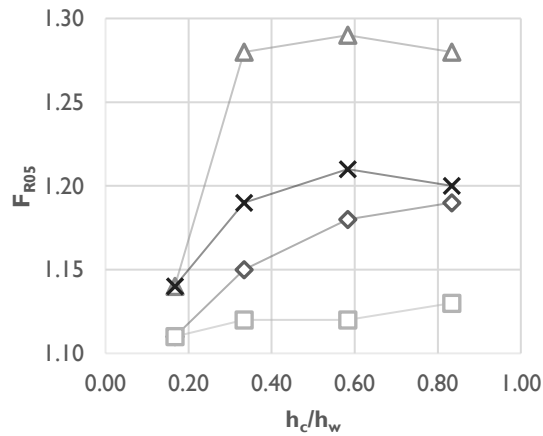
Figura 6.3. Influencia de la altura de confinamiento, continuidad, y anclaje de platinas a la cimentación de los muros.



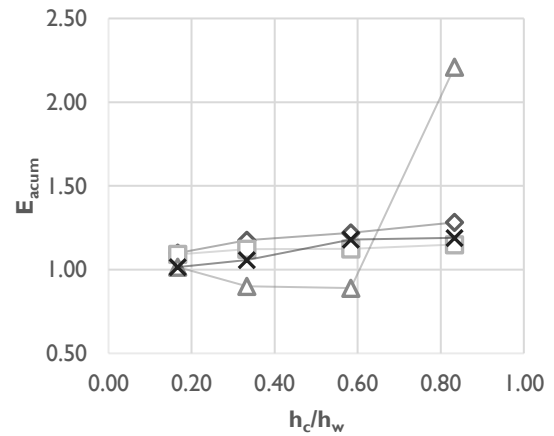
c)



d)



e)



f)

Continuación de Figura 6.3. Influencia de la altura de confinamiento, continuidad, y anclaje de platinas a la cimentación de los muros.

6.1.3 Cuantía de refuerzo adicional en el alma

Para evaluar esta variable, el acero adicional de refuerzo se modeló como una capa distribuida en el alma de los muros, tal como se hizo en la sección de ajuste de los modelos. La tendencia de la Figura 6.4 muestra que, a mayor cuantía de refuerzo adicional en el alma, todos los factores de evaluación aumentan, principalmente los correspondientes a la resistencia (F_R) y a la capacidad de desplazamiento último (F_D). La rigidez, la resistencia inicial, la ductilidad y la energía disipada, que tuvieron incrementos menores al 10%, fueron los parámetros que menos se afectaron. La Tabla 6.2 resume los valores obtenidos.

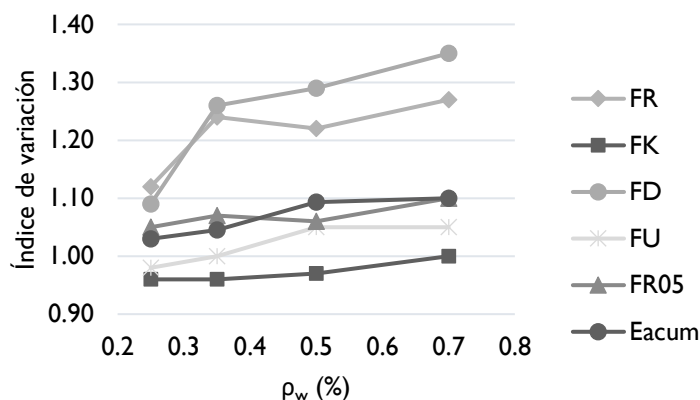


Figura 6.4. Influencia de la cuantía de reforzamiento adicional en el alma.

Una cuantía adicional de 0.7% resultó en un aumento del 27% en la resistencia máxima y un incremento del 35% en la capacidad de desplazamiento último. A pesar de haber observado un aumento considerable en la capacidad de desplazamiento, el aumento en resistencia podría ser elevado, puesto que en la propuesta de reforzamiento final no se pretende una resistencia mayor al 25% en este parámetro. Los incrementos de 0.35% y 0.5% generan incrementos de resistencia por debajo del 25% y, al mismo tiempo, un aumento significativo en la capacidad de desplazamiento último, con valores de 26% y 29%, respectivamente. El incremento de 0.25% en la cuantía solo produjo un aumento del 9% en la capacidad de desplazamiento último. Estos resultados sugieren que, al buscar un equilibrio óptimo entre resistencia y capacidad de desplazamiento, las cuantías de refuerzo adicionales de 0.35% y 0.5% son las más prometedoras.

Tabla 6.2. Variación de la influencia de la cuantía de reforzamiento adicional en el alma.

ρ_w (%)	F_R	F_K	F_D	F_U	F_{R05}	E_{acum}
0.25	1.12	0.96	1.09	0.98	1.05	1.03
0.35	1.24	0.96	1.26	1.00	1.07	1.05
0.5	1.22	0.97	1.29	1.05	1.06	1.09
0.7	1.27	1.00	1.35	1.05	1.10	1.10

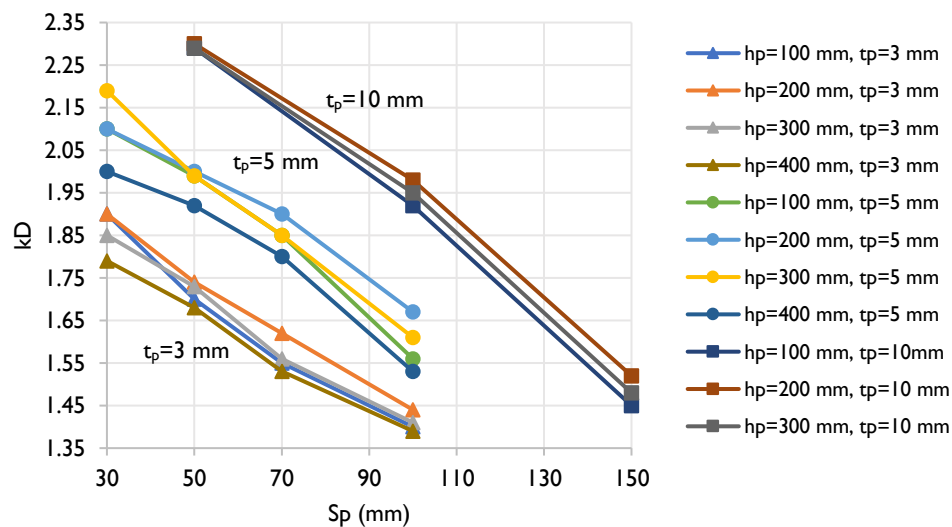
6.1.4 Espesor, altura y separación de platinas

Para evaluar la influencia de la geometría de las platinas, se utilizó la metodología propuesta por Elnashai y Pinho [31]. Este método consiste en determinar el factor $k_D = f_{cc}/f_c$ correspondiente a la relación entre las resistencias a la compresión del concreto confinado e inconfinado según la geometría de las platinas, como se detalla en el Anexo 2.

La Figura 6.5 muestra la influencia del espesor (t_p), la altura (h_p) y la separación vertical entre platinas (s_p), en el factor de confinamiento efectivo k_D . Los resultados según este factor indican que, a mayor espesor y menor separación vertical, se obtiene mayor confinamiento efectivo. En la Figura 6.5b se observa que, para un mismo espesor de platina, si se aumenta la altura, el nivel de confinamiento es menor. Según esto, emplear platinas menos espaciadas y de baja altura sería la condición más favorable desde el punto de vista del confinamiento efectivo. Desde una perspectiva económica, si el objetivo es, por ejemplo, un factor de confinamiento k_D de 1.7, es

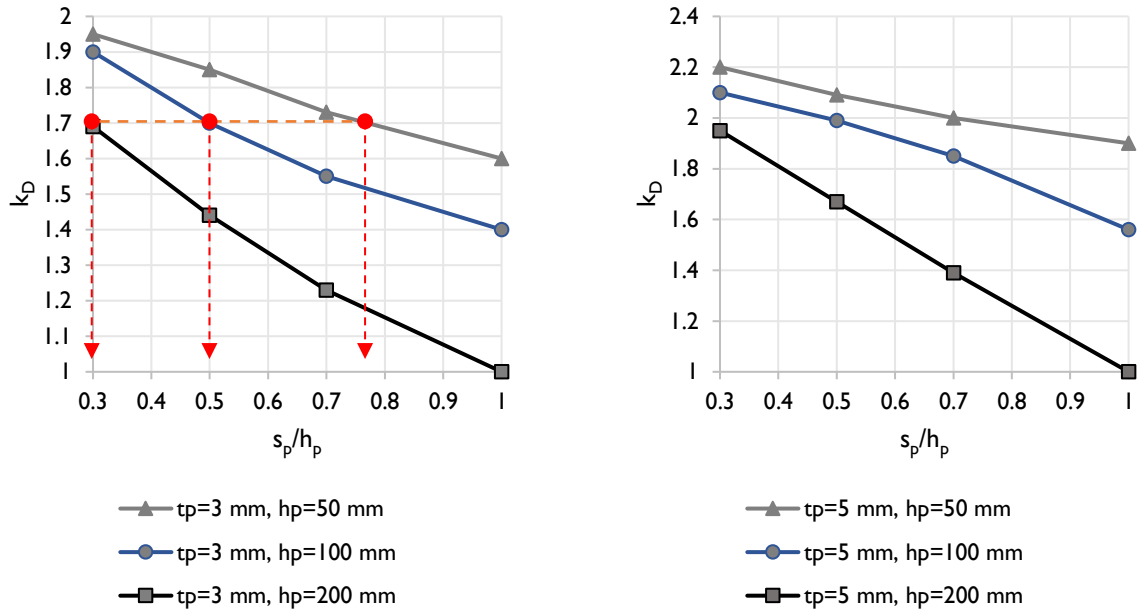
necesario cuantificar que opción es más factible. En este sentido, la Figura 6.5b muestra la separación necesaria para tres alturas de platinas (50 mm, 100 mm y 200 mm), asumiendo un espesor de 3 mm y una longitud de platina de 300 mm. Según esto, la separación necesaria para las tres alturas es de aproximadamente 39 mm, 50 mm y 60 mm, respectivamente. Si se cuantifica la cantidad de platinas necesarias para una altura de confinamiento de 1000 mm, se necesitan 12, 7 y 4 platinas para cada altura. Esto resulta en volúmenes de acero de 540 cm³, 630 cm³ y 720 cm³, lo cual confirma que utilizar platinas de menor altura, debidamente espaciadas, sería una mejor opción. Un análisis similar se realizó con el espesor de platinas. Se encontró que a pesar de que con espesores altos se logra un mayor confinamiento, económicamente no sería viable, y espesores menores a 5 mm podrían ser suficientes para garantizar un nivel de confinamiento adecuado.

Con base en lo descrito anteriormente, la relación entre el espaciamiento y la altura de platinas, podría ser un buen criterio de optimización. Se concluye que lo más factible económicamente sería emplear espesores bajos. La Figura 6.5b muestra que, para un espesor de 3 mm, similar al utilizado en los muros M7RR y M8RR durante la campaña experimental, con una relación $s_p/h_p=0.5$, y platinas con alturas entre 50 mm y 200 mm, permitiría un confinamiento efectivo mayor a 1.4. Esto es equivalente a una deformación unitaria, calculada mediante la ecuación 6.1 propuesta por Paulay y Priestley [56], de más de 3 veces mayor a la deformación unitaria última del concreto confinado ($\epsilon_{cu}=0.003$). Esto para un espécimen como el muro M7RR, que cuenta con una cuantía longitudinal de $\rho_s=1.9\%$, resistencia a la compresión del concreto de $f'_c=24.5$ MPa, y considerando un límite de fluencia en las platinas de $f_{yp}=250$ MPa. La Figura 6.6 muestra la correlación entre la geometría de las platinas y la deformación unitaria del concreto calculada mediante la ecuación (6.1). En esta figura se observa que a mayor relación s_p/h_p , menor deformación unitaria última.



a)

Figura 6.5. Factor de confinamiento efectivo k_D en función de la altura, el espesor y la separación vertical entre platinas de reforzamiento.



b)

Continuación de Figura 6.5. Factor de confinamiento efectivo k_D en función de la altura, el espesor y la separación vertical entre platinas de reforzamiento.

$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + 1.4 \cdot \rho_s \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \frac{f_y^p}{f'_{cc}} \quad (6.1)$$

La Tabla 6.3 muestra un resumen de la influencia de las variables de reforzamiento evaluadas, en los factores de capacidad de desplazamiento último F_D , ductilidad F_U , resistencia máxima F_R , rigidez F_K y nivel de confinamiento k_D .

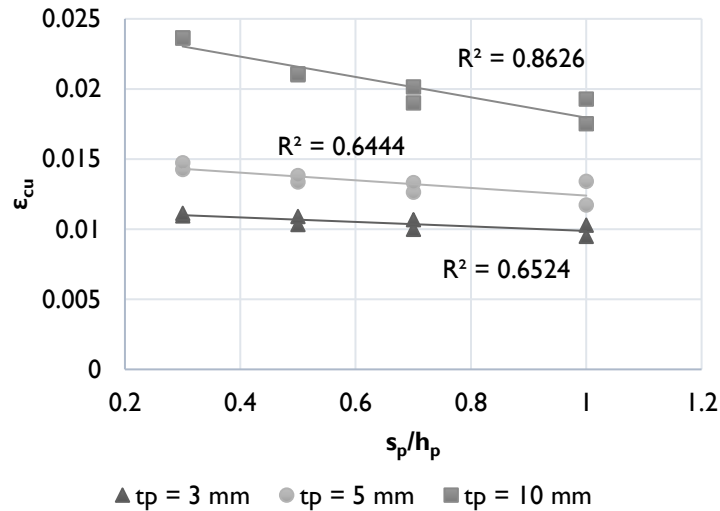


Figura 6.6. Correlación entre la deformación unitaria última del concreto confinado y la geometría de las platinas.

Tabla 6.3. Resumen de análisis paramétrico.

Altura de confinamiento y cuantía adicional de reforzamiento en el alma					
Variable	Prueba	F_D	F_U	F_R	F_K
h_c (platinas espaciadas con primer juego anclado a la cimentación)	$3 \cdot t_w$	0.96	0.87	1.13	1.15
	$0.5 \cdot l_w$	0.94	1.05	1.10	1.22
	l_w	1.01	1.26	1.10	1.23
	h_w	0.97	1.44	1.06	1.22
ρ_{wad}	0.25%	1.09	0.98	1.12	0.96
	0.35%	1.26	1.00	1.24	0.96
	0.5%	1.29	1.05	1.22	0.97
	0.7%	1.35	1.05	1.27	1.00

Espesor, altura y separación entre platinas					
t_p (mm)	h_p (mm)	s_p (mm)	s_p/h_p	k_D	$\varepsilon_{ccu}/\varepsilon_{cu}$
3	50	15	0.3	1.95	0.0110
		25	0.5	1.85	0.0103
		35	0.7	1.73	0.0100
		50	1.0	1.60	0.0095
	100	30	0.3	1.90	0.0111
		50	0.5	1.70	0.0109
		70	0.7	1.55	0.0107
		100	1.0	1.40	0.0103
	200	60	0.3	1.69	0.0120
		100	0.5	1.44	0.0122
		140	0.7	1.23	0.0124
		200	1.0	1.00	0.0128
5	50	15	0.3	2.20	0.0143
		25	0.5	2.09	0.0134
		35	0.7	2.00	0.0126
		50	1.0	1.90	0.0117
	100	30	0.3	2.10	0.0148
		50	0.5	1.99	0.0138
		70	0.7	1.85	0.0133
		100	1.0	1.56	0.0134
	200	60	0.3	1.95	0.0156
		100	0.5	1.67	0.0157
		140	0.7	1.39	0.0164
		200	1.0	1.00	0.0187
10	50	15	0.3	2.30	0.0236
		25	0.5	2.30	0.0210
		35	0.7	2.30	0.0190
		50	1.0	2.17	0.0175
	100	30	0.3	2.30	0.0236
		50	0.5	2.29	0.0211
		70	0.7	2.14	0.0201
		100	1.0	1.92	0.0193
	200	60	0.3	2.27	0.0239
		100	0.5	1.98	0.0238
		140	0.7	1.69	0.0244
		200	1.0	1.00	0.0334

6.2 Propuesta de reforzamiento mejorada

En esta sección, se presenta una propuesta de reforzamiento externo con platinas de acero para MDCR. Esta propuesta se fundamenta en las observaciones experimentales de los ensayos realizados y en el análisis paramétrico desarrollado para estudiar la influencia de algunas variables de reforzamiento en el comportamiento de este tipo de muros. A continuación, se describen los aspectos más relevantes que determinan las pautas para proponer la estrategia de reforzamiento.

De la evaluación experimental se evidenció que el uso de platinas espaciadas, con una relación s_p/h_p de 0.25, para una altura h_p de 120 mm y espesor de 3 mm, en conjunto junto con el confinamiento de los bordes, dejando anclado el primer juego de platinas en la cimentación, y la adición de refuerzo del alma, mejoró sustancialmente el comportamiento del muro. La optimización realizada en el diseño de la propuesta, respecto a la alternativa evaluada por Ortega [1], correspondiente a una disminución del espesor de platinas, menor altura de platina y mayor espaciamiento vertical entre platinas produjo resultados satisfactorios. La evaluación experimental confirmó que el efecto de reforzar la zona crítica del alma mediante la adición de refuerzo dúctil y el confinamiento del concreto impide el agrietamiento de la interfaz cimiento-muro, así como la concentración de la demanda de deformaciones plásticas en esta zona. Esto resulta en una distribución más uniforme del agrietamiento a lo largo de la altura, entre los espaciamientos verticales de las platinas de reforzamiento. También se observó que el anclaje de las platinas en la cimentación de los muros imposibilitó la formación de la grieta principal típica en la interfaz cimiento-muro, el aplastamiento del concreto en los bordes, y controló el pandeo del refuerzo longitudinal.

Por su parte, el análisis paramétrico permitió confirmar algunas observaciones experimentales de los ensayos realizados y estimar la influencia de algunas variables de reforzamiento en el comportamiento de los muros. Se determinó que las platinas continuas (sin espaciamientos) ancladas a la cimentación incrementan significativamente tanto la resistencia como la rigidez inicial. Por otro lado, se observó que las platinas continuas no ancladas podrían favorecer la ductilidad, pero incrementan la rigidez. Además, en comparación con las platinas espaciadas, permitirían una menor propagación de la plasticidad en altura y sería una opción más costosa. En contraste, las platinas espaciadas mostraron mejores resultados, ya que no incrementaron de manera significativa ni la resistencia ni la rigidez. Además, proporcionaron mayor ductilidad y capacidad de disipación de energía en comparación con las platinas continuas, lo cual es coherente con la filosofía de la propuesta de reforzamiento inicial. En lo que respecta a la altura de confinamiento, se encontró que confinar los bordes hasta una altura igual a l_w podría generar aumentos significativos en la ductilidad y la disipación de energía, en comparación con alturas de confinamiento iguales a $3t_w$ y $0.5l_w$. En relación con la cuantía de reforzamiento adicional en el alma, se observó que incrementar la cuantía entre 0.35% y 0.5% podrían influir positivamente en la capacidad de desplazamiento último, sin incrementar notoriamente la resistencia. En cuanto a la geometría de las platinas, se encontró que relaciones bajas de s_p/h_p proporcionan mayor confinamiento efectivo y que espesores menores a 5 mm, con relaciones de s_p/h_p inferiores a 0.5, para alturas de platinas de entre 50 mm y 200 mm, podrían ser suficientes para garantizar un confinamiento efectivo igual o superior a 1.4, lo que se traduce en deformaciones unitarias últimas de concreto confinado mayores a 3 veces la del concreto sin confinar.

Según lo anterior, además de las recomendaciones de Ortega [1] y Elnashai y Pinho [31] sobre el reforzamiento externo de muros de concreto reforzado con elementos metálicos, se propone la siguiente estrategia de reforzamiento:

- Altura de confinamiento: se propone usar una altura de confinamiento igual a la longitud del muro ($h_c = l_w$). Las observaciones experimentales indican que la plasticidad, como mínimo, se propaga hasta una altura igual a l_w .
- Espesor, separación, altura y longitud de platinas: respecto a la geometría de las platinas se propone usar un espesor de 3 mm, una altura mínima de 5 mm y máxima de 150 mm, con separaciones menores a 0.5 veces la altura de las platinas ($0.5h_p$). La longitud de las platinas debería garantizar el confinamiento del borde comprimido del elemento.
- Cuantía de reforzamiento adicional en el alma: se recomienda un porcentaje adicional de cuantía de refuerzo en el alma de entre 0.35% y 0.5%. Porcentajes mayores incrementan la resistencia en más de un 25%.
- Confinamiento de la zona inferior del alma: como parte del reforzamiento de la zona crítica de los MDCR se propone confinar la zona inferior del alma. Este confinamiento se recomienda realizar con el ángulo que transfiere la demanda a los pernos de refuerzo adicional anclados a la cimentación.
- Anclaje de primer juego de platinas a la cimentación: se propone anclar a la cimentación el primer conjunto de platinas que confinan los elementos de borde en una profundidad mínima de 70 mm.

La Figura 6.7, muestra el esquema de la propuesta de reforzamiento recomendada en este estudio. Para la implementación de la propuesta, se recomienda seguir el procedimiento proporcionado en el Anexo 2 de este documento.

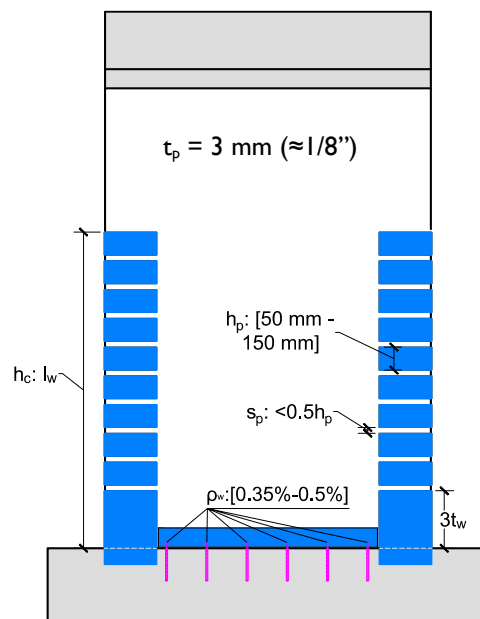


Figura 6.7. Esquema de propuesta de reforzamiento recomendada.

Conclusiones

En general, los resultados de esta investigación tienen el potencial de contribuir significativamente al campo del reforzamiento del sistema industrializado, al proporcionar una alternativa viable para mejorar la capacidad de desplazamiento último de los MDCR, y retrasar significativamente el inicio del daño en comparación con los muros existentes en su condición original.

La revisión de la propuesta existente de reforzamiento externo de MDCR, realizada en el capítulo 3, indicó que el uso de platinas de acero para el reforzamiento externo de este tipo de muros podría ser adecuado. Sin embargo, se identificó la necesidad de generar más evidencia experimental, evaluando diferentes configuraciones de platinas de acero con el fin de mejorar la propuesta de reforzamiento y maximizar su efecto en el comportamiento sísmico de los MDCR.

Con la evaluación experimental de la propuesta de reforzamiento diseñada por Ortega [1] e implementada en dos muros de prueba (construidos por pares idénticos), mediante dos configuraciones distintas de platinas de acero, se encontró que el reforzamiento mejoró notoriamente el comportamiento en términos de la capacidad de desplazamiento último y de la energía disipada, sin un aumento significativo en la resistencia, lo cual está en línea con el propósito inicial de la alternativa de reforzamiento.

Las configuraciones evaluadas lograron retrasar el daño. La estrategia de reforzamiento implementada en el muro M8RR que protegió la zona crítica de la base del alma, evitó la fractura de la malla y controló el desprendimiento de la base. A pesar de que la cuantía de refuerzo longitudinal en los extremos de este muro no favoreció un comportamiento adecuado, se mejoró la capacidad de desplazamiento del muro original, distribuir el agrietamiento en altura y retrasar el desarrollo del daño en comparación al muro original. El inicio de la fractura del alma ocurrió para un nivel de deriva 33% mayor que en el muro original. Por su parte, la estrategia implementada en el muro M7RR, permitió incrementar considerablemente la capacidad de desplazamiento último. En este muro el refuerzo electrosoldado del alma inició la fractura para un nivel de deriva 25% mayor respecto del muro original. A pesar de esto, el modo de falla fue similar a su equivalente, puesto que hubo desprendimiento de la base y rotación de cuerpo rígido. Se prevé que el comportamiento en este muro puede ser mejor al implementar la estrategia de reforzamiento recomendada en este estudio.

En el capítulo 4, se llevó a cabo la modelización numérica de MDCR reforzados y en su condición original, sometidos a carga lateral cíclica y carga axial constante. La evaluación del ajuste respecto de la resistencia máxima, el desplazamiento último y la energía disipada demostró que los modelos numéricos fueron capaces de capturar el comportamiento histerético de forma adecuada.

El análisis paramétrico desarrollado en el capítulo de optimización numérica confirmó que tanto el confinamiento junto con la adición de refuerzo dúctil en el alma, así como la separación vertical entre platinas y el confinamiento de los bordes, dejando anclado a la cimentación el primer juego de platinas, mejoran significativamente el comportamiento de los MDCR. Esto, junto con las observaciones experimentales de las dos estrategias evaluadas, además de las recomendaciones de algunos autores, permitió proponer una alternativa de reforzamiento externo mejorada y aspectos por tener en cuenta en el diseño y la implementación del reforzamiento externo de MDCR con platinas de acero en edificaciones existentes.

Referencias

- [1] R. Ortega, “Evaluación del comportamiento estructural y propuesta de reforzamiento para edificaciones de muros delgados de concreto reforzado en Colombia,” Universidad del Valle, Cali, 2023.
- [2] FICEM-FIHP, “Manual para Técnicos y Supervisores de Construcción de Vivienda Industrializada mediante el Sistema Manoportable,” 2018.
- [3] J. Sánchez and C. A. Arteta, “Caracterización Estadística de Edificios de Muros Delgados en Concreto Reforzado para Zonas de Amenaza Sísmica Alta,” *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 2017.
- [4] R. Ortega, P. Torres, E. Cuesvas, A. Cruz, J. Marulanda, and P. Thomson, “Análisis Estadístico de Edificaciones de Muros Delgados de Concreto Reforzado en Zona de Amenaza Sísmica Alta : Casos Cali y Popayán,” in *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Santiago de Cali, Colombia, 2019, pp. 1443–1458.
- [5] INGESCOL, “Ingescol – Ingenieros Especialistas de Colombia.” Accessed: Aug. 15, 2022. [Online]. Available: <https://ingescol.com.co/>
- [6] O. Arroyo, D. Feliciano, J. Carrillo, and M. A. Hube, “Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh,” *Eng Struct*, vol. 241, Aug. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112455.
- [7] C. Blandón and R. Bonett, “Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer,” *Journal of Building Engineering*, vol. 28, no. October 2019, 2020, doi: 10.1016/j.jobe.2019.101035.
- [8] C. Blandón, C. A. Arteta, R. L. Bonett, J. Carrillo, K. Beyer, and J. P. Almeida, “Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading,” *Eng Struct*, vol. 176, no. August, pp. 175–187, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.08.089.
- [9] E. Cuesvas, R. Ortega, J. Marulanda, P. Thomson, G. Areiza, and A. Cruz, “Numerical evaluation of the seismic performance of thin reinforced concrete wall buildings representative of the industrialized building system,” *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 19, no. 1, pp. 1–18, 2022, doi: 10.1590/1679-78256759.
- [10] R. Ortega, P. Torres, P. Thomson, J. Marulanda, and G. Areiza, “Behavior under lateral cyclical load of thin reinforced concrete walls of the industrialized system,” *Eng Struct*, vol. 294, p. 116634, Nov. 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2023.116634.
- [11] R. Junemann, M. A. Hube, and J. C. de la Llera, “Characteristics of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Damaged During 2010 Chile Earthquake,” pp. 2–9, 2012.
- [12] AIS, *Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-98)*. Bogotá, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998.

- [13] AIS, *Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-10)*. Bogotá, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.
- [14] C. ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)," vol. 14. 2014.
- [15] MINVU, "DS 60 Reglamento Diseño HA." 2011.
- [16] M. Sozen, "Earthquake Response of Buildings with Robust Walls," in *Fifth Chilean Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1989.
- [17] DANE, "Censo de edificaciones (CEED)," Bogota, Colombia, 2021.
- [18] Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes (CAP), "Resolución número 0017 del 4 de diciembre de 2017," Bogotá, 2017.
- [19] D. Herrera and UNGRD, "Riesgo Sísmico En Colombia: Normativa Y Avances En El Conocimiento," 2021.
- [20] UNGRD, "Atlas de Riesgo de Colombia: revelando desastres latentes." Bogotá, 2019.
- [21] C. A. Arteta, D. V To, and J. P. Moehle, "Experimental response of boundary elements of code-compliant reinforced concrete shear walls," *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 2014, doi: 10.4231/D37H1DN29.
- [22] C. L. Segura and J. W. Wallace, "Seismic performance limitations and detailing of slender reinforced concrete walls," *ACI Struct J*, vol. 115, no. 3, pp. 849–859, 2018, doi: 10.14359/51701918.
- [23] A. Rosso et al., "Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 2, pp. 859–887, Feb. 2018, doi: 10.1007/s10518-017-0228-1.
- [24] I. Alberto Salazar Moreno, "Desempeño sísmico de edificaciones con muros delgados industrializados en amenaza sísmica intermedia en colombia," Universidad de los Andes, Bogotá, 2022.
- [25] G. E. Thermou and A. S. Elnashai, "Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences," *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 8, no. 1, pp. 1–15, 2006, doi: 10.1002/pse.208.
- [26] K. Galal and H. El-Sokkary, "Recent Advancements in Retrofit of Rc Shear Walls," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [27] A. S. Elnashai and A. I. Salama, "Selective repair and retrofitting techniques for RC structures in seismic regions," *Research Rep. ESEE/92-2, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College, Univ. of London, London*, 1992.

- [28] M. Taghdi, M. Bruneau, and M. Saatcioglu, "Seismic retrofitting of low-rise masonry and concrete walls using steel strips," 2000.
- [29] Yasushi Sanada, "Seismic Strengthening of Boundary Columns in R/C Shear Walls," *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, 2012.
- [30] S. Altin, Y. Kopraman, and M. Baran, "Strengthening of RC walls using externally bonding of steel strips," *Eng Struct*, vol. 49, pp. 686–695, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.12.022.
- [31] A. S. Elnashai and R. Pinho, "Repair and retrofitting of RC walls using selective techniques," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 2, no. 4, pp. 525–568, 1998, doi: 10.1080/13632469809350334.
- [32] W. L. Cortés-Puentes and D. Palermo, "Modeling of RC Shear Walls Retrofitted with Steel Plates or FRP Sheets," *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, no. 5, pp. 602–612, May 2012, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000466.
- [33] Omar Ávila, Julián Carrillo, and Sergio M. Alcocer, "Rehabilitación de muros de concreto usando CRFA: ensayos en mesa vibratoria," *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, vol. 2, no. 2, pp. 2–17, 2011.
- [34] Ángel San Bartolomé and Rafael Ríos, "Comportamiento a fuerza cortante de muros delgados de concreto reforzados en su zona central con barras de acero, fibra de polipropileno y con fibra de acero," *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, vol. 5, no. 1, pp. 2–16, 2013.
- [35] C. Vega and N. Torres, "External strengthening of unreinforced masonry walls with polymers reinforced with carbon fiber," *Ingenieria e Investigacion*, vol. 38, no. 3, pp. 15–23, 2018, doi: 10.15446/ING.INVESTIG.V38N3.73151.
- [36] V. J. M. Palacios, "Caracterización de edificaciones construidas con el sistema de muros delgados de concreto reforzado en Santiago de Cali," Universidad del valle, 2017.
- [37] G. Areiza et al., "Informe técnico del proyecto No. 3 - 70953 - Evaluación del comportamiento estructural y propuesta de reforzamiento para edificaciones existentes de muros delgados de concreto reforzado. Contrato 463-2020," Cali. Colombia, 2023.
- [38] R. Ortega, P. Torres, E. Cuesvas, A. Cruz, J. Marulanda, and P. Thomson, "Análisis Estadístico de Edificaciones de Muros Delgados de Concreto Reforzado en Zona de Amenaza Sísmica Alta: Casos Cali y Popayán," in *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Santiago de Cali, Colombia, 2019, pp. 1443–1458.
- [39] H. Hiraishi, "Evaluation of shear and flexural deformations of flexural type shear walls," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 2, pp. 135–144, 1984.

- [40] M. J. N. Priestley and M. J. Kowalsky, "Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 31, no. 2, pp. 73–85, 1998, doi: <https://doi.org/10.5459/bnzsee.31.2.73-85>.
- [41] L. M. Massone, S. Díaz, I. Manríquez, F. Rojas, and R. Herrera, "Experimental cyclic response of RC walls with setback discontinuities," *Eng Struct*, vol. 178, pp. 410–422, Jan. 2019, doi: [10.1016/j.engstruct.2018.10.054](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.054).
- [42] P. F. Parra and J. P. Moehle, "Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading," *ACI Struct J*, vol. 114, no. 6, pp. 1627–1636, Nov. 2017, doi: [10.14359/516851700836](https://doi.org/10.14359/516851700836).
- [43] M. Zhu, F. McKenna, and M. H. Scott, "OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework," *SoftwareX*, vol. 7, pp. 6–11, Jan. 2018, doi: [10.1016/j.softx.2017.10.009](https://doi.org/10.1016/j.softx.2017.10.009).
- [44] C. Geuzaine and J. F. Remacle, "Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities," *Int J Numer Methods Eng*, vol. 79, no. 11, pp. 1309–1331, Sep. 2009, doi: [10.1002/nme.2579](https://doi.org/10.1002/nme.2579).
- [45] X. Lu, Y. Tian, S. Cen, H. Guan, L. Xie, and L. Wang, "A High-Performance Quadrilateral Flat Shell Element for Seismic Collapse Simulation of Tall Buildings and Its Implementation in OpenSees," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 9, pp. 1662–1682, Oct. 2018, doi: [10.1080/13632469.2017.1297269](https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1297269).
- [46] D. C. Feng, X. D. Ren, and J. Li, "Cyclic behavior modeling of reinforced concrete shear walls based on softened damage-plasticity model," *Eng Struct*, vol. 166, pp. 363–375, Jul. 2018, doi: [10.1016/j.engstruct.2018.03.085](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.03.085).
- [47] L. Sun, X. Ji, Y. Zhuang, K. Kajiwara, J. Do Kang, and T. Nagae, "Nonlinear modeling of the ten-story RC building structure of 2015 E-Defense shaking table tests," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2023, doi: [10.1007/s10518-022-01611-9](https://doi.org/10.1007/s10518-022-01611-9).
- [48] G. Solorzano and V. Plevris, "An Open-Source Framework for Modeling RC Shear Walls Using Deep Neural Networks," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2023, pp. 1–17, Jul. 2023, doi: [10.1155/2023/7953869](https://doi.org/10.1155/2023/7953869).
- [49] X. Lu, L. Xie, H. Guan, Y. Huang, and X. Lu, "A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees," *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 98, pp. 14–25, 2015, doi: [10.1016/j.finel.2015.01.006](https://doi.org/10.1016/j.finel.2015.01.006).
- [50] P. S. Wong, F. J. Vecchio, and H. Trommels, "Vector2 & formworks user's manual," Toronto, 2013.
- [51] J. D. Pozo, M. A. Hube, and Y. C. Kurama, "Effect of material regularization in plastic hinge integration analysis of slender planar RC walls," *Eng Struct*, vol. 239, Jul. 2021, doi: [10.1016/j.engstruct.2021.112302](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112302).

- [52] J. Coleman and E. Spacone, "Localization issues in force-based frame elements," *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, vol. 127, no. 11, 2001.
- [53] J. S. Pugh, L. N. Lowes, and D. E. Lehman, "Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls," *Eng Struct*, vol. 104, pp. 174–192, Dec. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.08.037.
- [54] N. Mitra and L. N. Lowes, "Factors influencing analytical continuum simulation of three-point bend test of a concrete notched beam," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, Oct. 2002.
- [55] J. Stokley, "Evaluation of an OpenSees Layered Shell Model for Simulating Flexure-Controlled Reinforced Concrete Walls," University of Washington, Washington, 2023.
- [56] T. Paulay and M. J. N. Priestly, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Mar. 1992, doi: 10.1002/9780470172841.
- [57] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of structural engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988.

Anexos

7 Anexo I. Diseño, construcción y respuesta de los muros

A continuación, se proporciona información adicional sobre el diseño y la construcción de los muros de prueba. Además, se presentan algunos detalles relevantes sobre la ejecución de los ensayos y los resultados experimentales.

7.1 Diseño de los muros de prueba

El diseño se realizó de acuerdo con las consideraciones del Reglamento NSR-10. Mediante el programa SAP2000 se construyeron los diagramas momento vs. curvatura teóricos de los muros de prueba, para un nivel de carga axial de 5%. Los diagramas se muestran en la Figura 7.1, la dirección positiva de la carga corresponde cuando el extremo este de los muros era sometido a compresión.

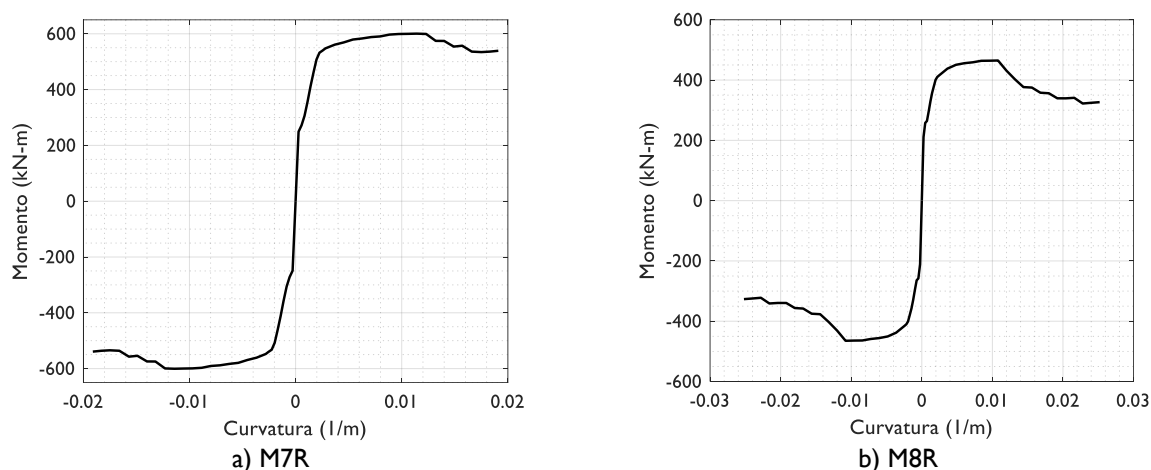


Figura 7.1. Diagramas momento vs. curvatura de los muros de prueba.

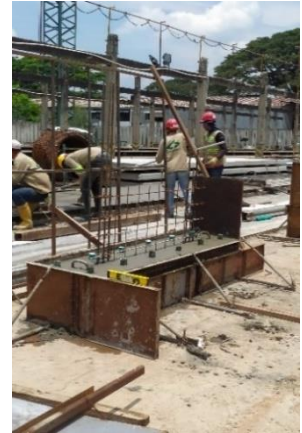
En la Tabla 7.1 se resumen los resultados del diseño por flexión y cortante. Se incluyen el momento de agrietamiento (M_{cr}) y el momento de la primera fluencia en las barras (M_y). Para el cálculo de la resistencia al cortante se usaron las ecuaciones C.11-3 y C.11-15 del reglamento NSR-10.

Tabla 7.1. Momentos y cortantes de diseño de los muros de prueba.

Muro	Dirección	M_{cr} (kN-m)	M_y (kN-m)	$M_{máx}$ (kN-m)	$V_{máx}$ Flexión (kN-m)	V_c Cortante (kN-m)	V_s Cortante (kN-m)	V_n Cortante (kN-m)
M7R	Pos. / neg.	+/-210.9	+/-532.3	+/-600.5	202.25	114.4	208.0	322.4
M8R	Pos. / neg.	+/-210.9	+/-400.7	+/-464.9	137.22	114.4	208.0	322.4

7.2 Construcción de los muros de prueba

Los muros de prueba se construyeron en una planta de elementos prefabricados de concreto situada fuera de la Universidad del Valle y luego se trasladaron a las instalaciones del laboratorio. La construcción de estos muros siguió las prácticas comunes del sistema industrializado, con una fundición inicial de la cimentación seguida de la parte del cuerpo del muro. Las imágenes del proceso constructivo se presentan en la Figura 7.2.



Encofrado, armado de refuerzo y fundición de la cimentación



Instalación de galgas internas en el refuerzo, encofrado y fundición de los muros



Fundición de la viga superior y transporte de los muros

Figura 7.2. Proceso constructivo y transporte de los muros de prueba.

En la Figura 7.3, se presentan algunas imágenes de los ensayos realizados en el concreto, barras de acero y platinas de refuerzo en el laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática.

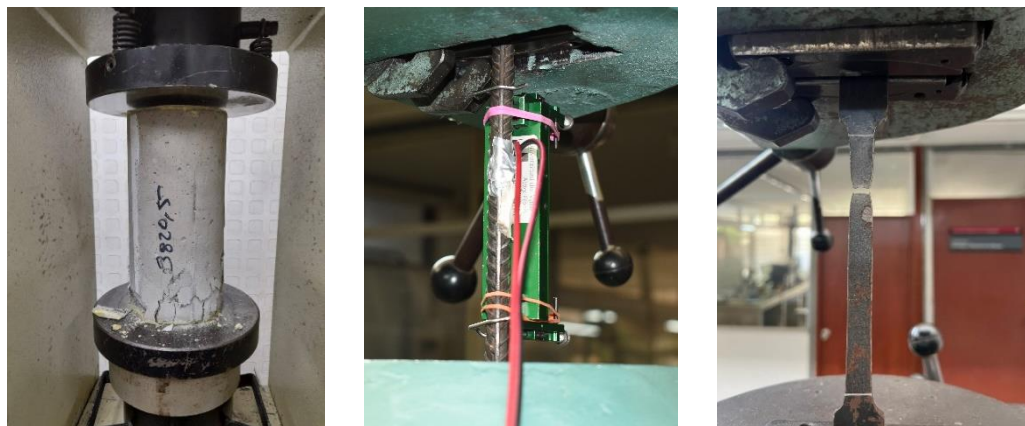


Figura 7.3. Ensayos del concreto, acero de refuerzo y platinas de confinamiento.

7.3 Aspectos adicionales de la respuesta experimental de los muros

Se compararon los momentos de agrietamiento, fluencia y máximo obtenidos experimental y analíticamente. Para el momento de agrietamiento y de fluencia, los valores experimentales son significativamente inferiores a los analíticos. No obstante, el momento máximo es similar, con relaciones $M_{m\acute{a}x\ anal.}/M_{m\acute{a}x\ exp}$ cercanas a la unidad.

Tabla 7.2. Comparación de momentos analíticos y experimentales.

Muro	Dirección	Analíticos			Experimentales			$M_{m\acute{a}x}$ Anal./exp.
		M_{cr} (kN-m)	M_y (kN-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN-m)	M_{cr} (kN-m)	M_y (kN-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN-m)	
M7R	Positiva	+210.9	+532.3	+600.5	+89.9	+366.8	+579.4	0.99
	Negativa	-210.9	-532.3	-600.5	-119.1	-304.9	-560.1	1.02
M8R	Positiva	+210.9	+400.7	+464.9	+81.5	+307.3	+454.7	0.98
	Negativa	-210.9	-400.7	-464.9	-81.7	-177.4	-396.2	0.85

En la Figura 7.4 y la Figura 7.5 se muestran las imágenes obtenidas del DIC que indican el progreso de agrietamiento de los muros para diferentes niveles de derivas. Las figuras indican la evolución de la deformación principal.

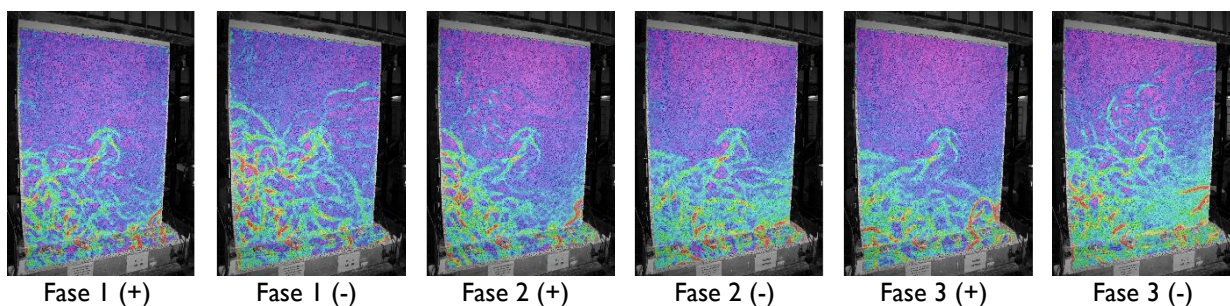
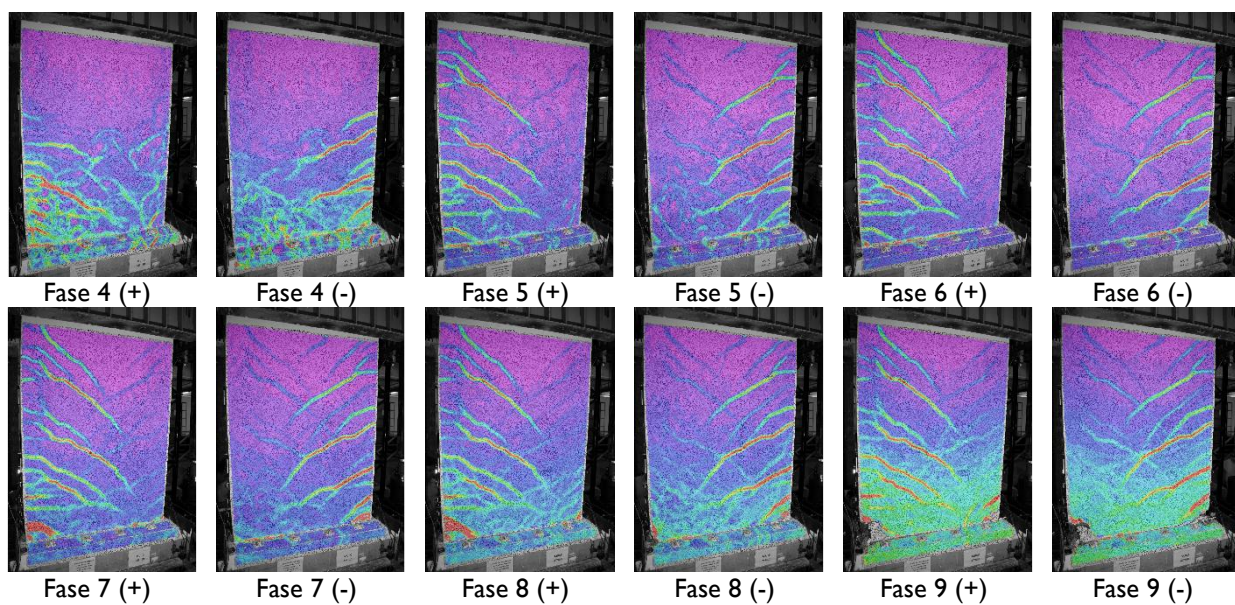


Figura 7.4. Imágenes del progreso del daño en el muro M7R.



Continuación de Figura 7.4. Imágenes del progreso del daño en el muro M7R.

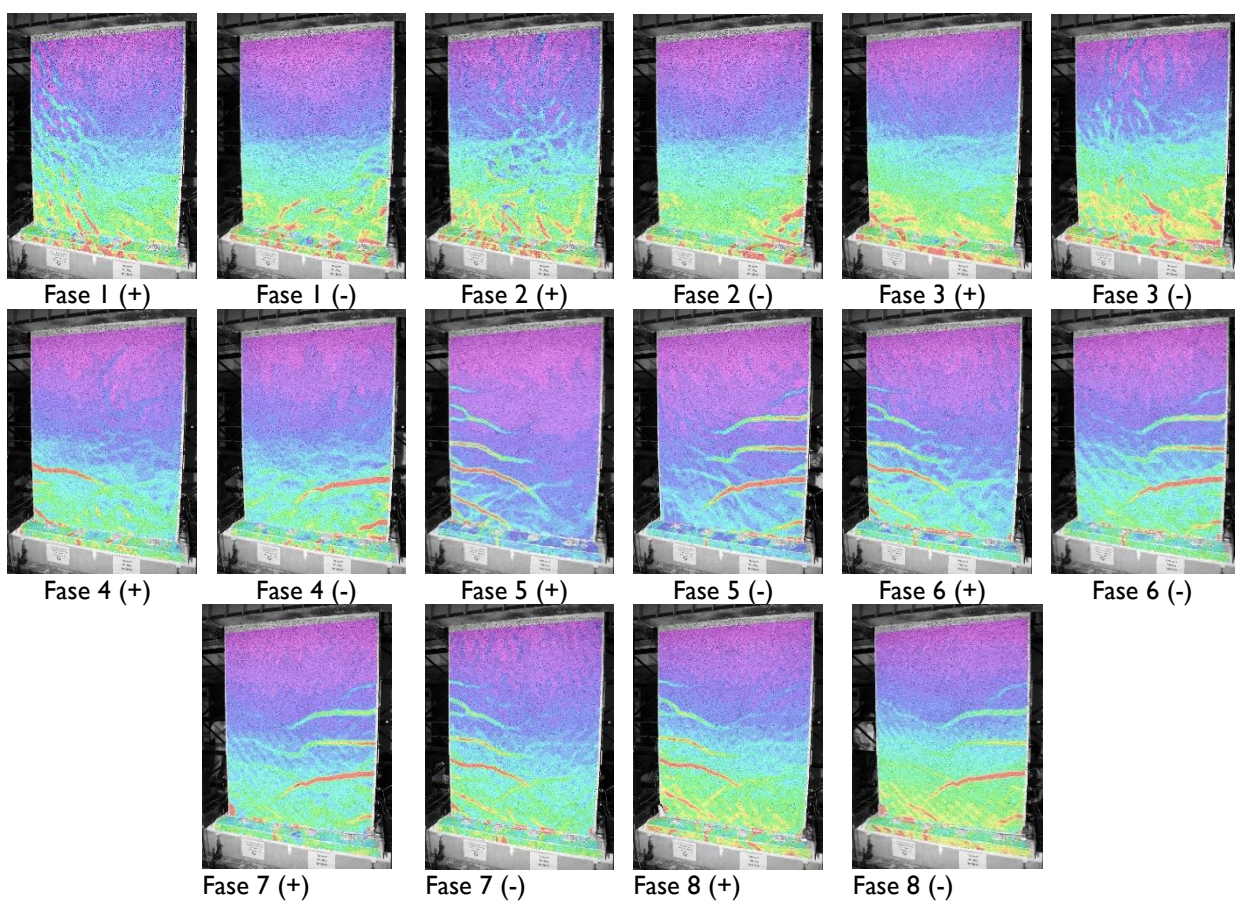


Figura 7.5. Imágenes del progreso de daño en el muro M8R.

8 Anexo 2. Detalles del reforzamiento externo

8.1 Diseño de la propuesta de reforzamiento

En esta sección se presenta una breve descripción de las consideraciones y los cálculos realizados por Ortega [1], en el diseño de la propuesta de reforzamiento.

8.1.1 Diseño del confinamiento externo con platinas

Para estimar el efecto del confinamiento externo generado por las platinas no continuas, es decir, aquellas que están dispuestas con espacios entre sí, se siguió la metodología propuesta por Elnashai y Pinho [31]. Este enfoque es similar al empleado en el diseño convencional del confinamiento con estribos cerrados para elementos de concreto reforzado. En la Figura 8.1 se muestran los esquemas planteados por estos autores para definir las variables de cálculo.

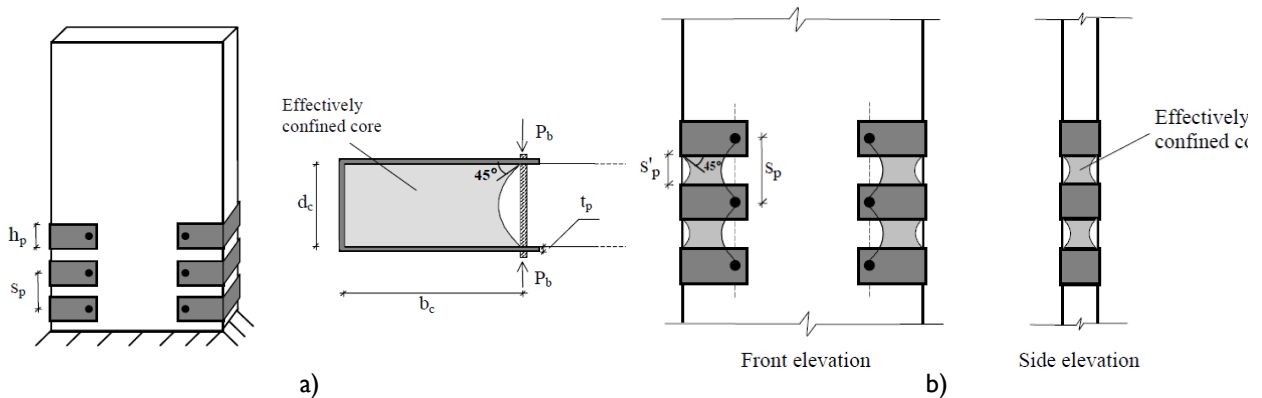


Figura 8.1. Variables de cálculo, tomada de Elnashai y Pinho [31].

El cálculo del valor del factor de confinamiento k_D se realiza empleando un método simplificado, para aplicarlo a la intervención de solo ductilidad. Este método se fundamenta en la metodología tradicional propuesta por Mander et al. [57]. En el modelo del Mander se supone una reducción del núcleo de hormigón efectivamente confinado entre aros de acero consecutivos. Elnashai y Pinho [31] proponen un enfoque similar que se basa en las siguientes suposiciones para tener en cuenta la discontinuidad en las platinas y la presencia de los pernos que configuran el anillo de confinamiento:

- Las platinas son lo suficientemente rígidas para soportar el efecto de la presión del confinamiento lateral, por lo tanto, el núcleo de concreto efectivamente confinado se reduce en planta solo en las proximidades del perno (Figura 8.1a).
- En elevación, la reducción del núcleo efectivamente confinado ocurre debido a efectos de arqueamiento entre las platinas externas y pernos, como se muestra en la Figura 8.1b.
- Los pernos son capaces de transmitir completamente la presión de confinamiento lateral a las platinas de acero, representando adecuadamente un comportamiento de anillo cerrado de todo el conjunto.

Las variables empleadas el análisis son:

- h_p : altura de las platinas
- d_c, b_c : dimensiones de confinamiento (Figura 8.1)
- t_p : espesor de las platinas
- s_p : Separación entre platinas de eje a eje
- s'_p : separación entre las platinas
- f_y^p : esfuerzo de fluencia de la platina
- f_y^b : esfuerzo de fluencia del perno
- A_p : área de la platina
- A_b : área del perno
- P_b : fuerza de preesfuerzo en los pernos
- A_e : área del núcleo de concreto efectivamente confinada
- k_e : coeficiente de confinamiento efectivo
- ρ_{cc} : cuantía de refuerzo longitudinal en el área de concreto confinado
- ρ_x, ρ_y : cuantía de refuerzo transversal de la sección efectiva
- f'_{lx}, f'_{ly} : esfuerzo de confinamiento lateral efectivo
- K_D : factor de confinamiento
- ρ_s : cuantía total de refuerzo
- ε_{cu} : deformación última del concreto confinado

Las ecuaciones para calcular el confinamiento y la deformación unitaria última son:

$$A_e = \left(b_c d_c - \frac{d_c^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s_p + s'_p}{4b_c} \right) \left(1 - \frac{s'_p}{2d_c} \right) \quad (8.1)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{\left(1 - \frac{d_c}{6b_c} \right) \left(1 - \frac{s_p + s'_p}{4b_c} \right) \left(1 - \frac{s'_p}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (8.2)$$

$$f_y^p A_p = f_y^b A_b + P_b \quad (8.3)$$

$$\rho_x = \frac{2A_p}{d_c s_p} = \frac{2h_p t_p}{d_c s_p} \quad (8.4)$$

$$\rho_y = \frac{2A_p}{b_c s_p} = \frac{2h_p t_p}{b_c s_p} \quad (8.5)$$

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_y^p \quad (8.6)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_y^p \quad (8.7)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \varepsilon_{cu} \rho_s \frac{f_y^p}{f'_{cc}} \quad (8.8)$$

El objetivo de este cálculo obtener el espesor, la separación y la altura de las platinas en función del nivel de confinamiento objetivo. De acuerdo con esto, se propuso alcanzar una deformación última en el concreto tres veces mayor que la deformación última del concreto confinado.

Datos del refuerzo longitudinal en los bordes:

$$\begin{aligned} D_{\text{barra}} &= 12.7 \text{ mm} \\ A_{\text{barra}} &= 0.25 \cdot \pi \cdot D_{\text{barra}}^2 = 126.68 \text{ mm}^2 \\ N_{\text{barras}} &= 3 \\ A_{\text{sEB}} &= N_{\text{barras}} \cdot A_{\text{barra}} = 380.03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Confinamiento efectivo:

$$\begin{aligned} f_c &= 24.5 \text{ MPa} & \rho_x &= 0.051 \\ h_p &= 120 \text{ mm} & \rho_y &= 0.019 \\ d_c &= 100 \text{ mm} & f_{lx}' &= 8.56 \text{ MPa} \\ b_c &= 270 \text{ mm} & f_{ly}' &= 3.17 \text{ MPa} \\ s_p &= 150 \text{ mm} & f_{lx}' / f_c &= 0.35 \\ s_p' &= 30 \text{ mm} & f_{ly}' / f_c &= 0.13 \\ f_y^p &= 250 \text{ MPa} & k_D &= 1.94 \\ f_y^b &= 860 \text{ MPa} & f_{cc} &= k_D f_c = 47.53 \text{ MPa} \\ b_p &= 300 \text{ mm} & \rho_s &= 0.007 \\ t_p &= 3.18 \text{ mm} & \varepsilon_{sm} &= 0.015 \\ A_e &= 17944.44 \text{ mm}^2 & \varepsilon_{cu} &= 0.012 \\ A_{cc} &= d_c \cdot b_c = 27000 \text{ mm}^2 & \varepsilon_u &= 0.003 \\ \rho_{cc} &= A_{\text{sEB}} / A_{cc} = 0.014 & \varepsilon_{cu} / \varepsilon_u &= 3.89 > 3 \\ k_e &= 0.674 \end{aligned}$$

Los pernos se diseñaron para que sean capaces de mantener el equilibrio de los esfuerzos de confinamiento, de modo que su capacidad axial sea igual a la de la platina opuesta, para esto puede requerirse un preesfuerzo en el perno. En esta propuesta no se consideró preesfuerzo en los pernos. El diámetro se determinó con la Ecuación 8.3, según la cual, el diámetro del perno necesario para transferir los esfuerzos a la platina fue $d_b = 11.88 \text{ mm}$. Por lo tanto, se propuso emplear pernos con un diámetro de 12.7 mm.

8.1.2 Análisis de la sección crítica y del efecto del confinamiento

Para apoyar el diseño descrito en la sección anterior, en esta investigación se llevó a cabo un análisis de momento vs. curvatura para evaluar el efecto del confinamiento externo y del aumento de la cantidad de refuerzo en el alma. Se supuso que el confinamiento comienza a tener efecto a partir de ese nivel y que el refuerzo dúctil anclado en la cimentación contribuye a la resistencia y altera el comportamiento general del muro. Esto se hizo con la intención de controlar el daño en los extremos del muro debido a la falta de confinamiento y retrasar el daño en la interfaz cimiento-muro, causados por el agrietamiento del concreto y la fractura temprana del refuerzo electrosoldado.

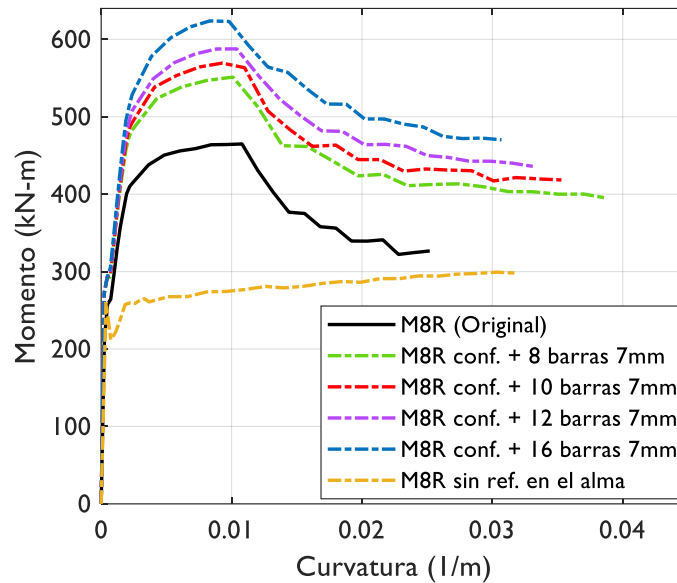


Figura 8.2. Curva Momento-curvatura para el muro M8R con reforzamiento.

En la Figura 8.2 se muestra el análisis de las curvas momento vs. curvatura del muro M8R para diferentes eventos: i) En su condición de diseño original, ii) Sin refuerzo electrosoldado en el alma, y iii) Con confinamiento externo y acero de refuerzo adicional. El posible incremento de la resistencia y la ductilidad, así como el efecto del confinamiento, fueron estimados a partir del análisis de estas curvas, bajo los supuestos mencionados y sin tener en cuenta los efectos de la distribución del daño en altura.

Las curvas momento vs. curvatura para los eventos definidos permitieron establecer lo siguiente:

- i) El uso de refuerzo electrosoldado en el alma aumenta su capacidad en un 55%. Este valor es relevante porque sugiere la caída de resistencia que tendría el muro cuando se fractura la totalidad de los alambres del alma.
- ii) El incremento de la resistencia con cuantía adicional como reforzamiento en la sección crítica varía entre el 17% y 34%.
- iii) El incremento en la ductilidad por curvatura promedio, cuando el muro ha perdido el 20% de su máxima resistencia, es de 35%.

Teniendo en cuenta el análisis de momento vs. curvatura, los estudios previos sobre la relación fuerza lateral vs. desplazamiento, y el comportamiento de las platinas y anclajes, se propuso para el muro M8R reforzar la base del alma.

En este contexto, se definió una cuantía adicional de refuerzo dúctil en el alma de 0.35%, que corresponde a 12 pernos con diámetro de 7mm, 6 en cada cara del muro. Esta cuantía adicional limita el incremento máximo de la resistencia en un 25%, en relación con el muro en su condición original. Los pernos se conectaron en la base del muro mediante un ángulo rígido de sección 4"x4"x1/4", confinando 100 mm del alma.

Para el diseño de las platinas y el ángulo se consideró que los elementos trabajarían solo en su rango elástico. Los anclajes se diseñaron siguiendo la metodología convencional correspondiente y se supuso que las barras alcanzarían el esfuerzo de fluencia Ortega [1]. No se tuvo en cuenta la interacción con el efecto de cortante. Además, se adoptó una posición conservadora de acuerdo con las posibles dificultades que podrían surgir en un escenario práctico durante la ejecución del reforzamiento.

8.2 Procedimiento para el reforzamiento de los muros

A continuación, se describe el paso a paso del proceso de reforzamiento de los muros:

1. Se marcó en la superficie del muro los lugares en donde se ubicarían las platinas y ángulos, y se escaneó la ubicación del refuerzo existente mediante un ferroskan para marcar la posición de las barras en el muro.
2. Se cortaron y soldaron las platinas y ángulos para confinamiento externo, de tal forma que las platinas de los bordes se conformaran en forma de “U” o grapas.
3. Se escarificó el concreto en las zonas marcadas para la colocación de las platinas, para lo cual inicialmente se usó una pulidora para hacer cortes en varias direcciones, que facilitarían el proceso manual de escarificación. Además, se realizó una abertura en la cimentación para anclar del primer juego de platinas de los bordes.
4. Se perforaron las platinas con un taladro magnético y brocas angulares. Previo a esto, se posicionaron las platinas en su lugar correspondiente para marcar los puntos donde se realizarían las perforaciones. Para perforar el concreto, se utilizó un taladro rotopercutor de bajo impacto para evitar la afectación del concreto. Luego, se procedió a limpiar los orificios, mediante aire comprimido, donde se instalaría cada perno.
5. Las caras de las platinas que estarían en contacto con el concreto se sometieron a un tratamiento mediante granallado, utilizando una pulidora y una piedra para pulir concreto. Esto se hizo para retirar el óxido y la película superficial del acero, logrando así una superficie completamente limpia y rugosa que garantiza una óptima adherencia. Los pernos de anclaje (barras roscadas de acero ASTM – Grado B7) se cortaron y se sumergieron en una solución de soda caustica con agua por varias horas para quitarles la película de grasa.
6. Se presentaron los juegos de elementos de confinamiento y se conectaron con los pernos, atravesando el concreto. Se colocaron arandelas entre el concreto y el perno para garantizar un espesor adecuado de resina, aproximadamente 2 mm.
7. Se ancló el primer juego de platinas de los bordes a la cimentación con un grouting de alta resistencia. Luego, se instalaron las platinas restantes y se aplicó un adhesivo para generar un sello capaz de resistir la presión de la resina cuando esta fuera inyectada. Para lograrlo, se instalaron dos boquillas a cada lado del muro o platina.
8. Los pernos se ajustaron con un torque moderado, asegurándose de no deformar las platinas. El extremo de los pernos, junto con la tuerca y la arandela, también se sellaron con adhesivo para evitar fugas de la resina. Se inyectó la resina por una cara del muro y se verificó desde el otro extremo para asegurarse de que llenara completamente cada conjunto de platinas.
9. Para la instalación de los ángulos y la platina de la zona inferior del alma, se perforaron previamente los orificios en cada elemento, tanto en las caras laterales que estarían en contacto con la zona inferior del alma, como en la parte inferior, por donde pasarían los pernos que se anclarían en la cimentación.

10. Los pernos de la zona inferior del alma (cara lateral de los ángulos) se fijaron con adhesivo desde sus extremos, instalando boquillas en ambos lados y luego inyectando resina.
11. Se presentaron los ángulos y platinas, y se fijaron provisionalmente con tuercas, dejando una arandela entre el elemento y el concreto para garantizar un espesor mínimo del material adhesivo. Luego, a través de los orificios de la cara del ángulo en contacto con el cimiento, se perforó en el concreto los orificios de los pernos de anclaje (refuerzo adicional).
12. Se retiraron los ángulos y se pegaron las caras del alma utilizando material adhesivo. Posteriormente, se ajustaron los pernos con torque moderado, aplicando presión constante y asegurándose de que los agujeros queden exactamente en la posición de las barras por anclar. Los ángulos no se inyectaron con resina, puesto que el propósito era adherir sólo su cara lateral y que la base del ángulo en contacto con la base del cimiento no quedará adosada al concreto.
13. Finalmente, se anclaron los pernos en la cimentación, a través de los agujeros del ángulo ya instalado.



Figura 8.3. Procedimiento para el reforzamiento.



i) Aplicación de resina



j) Confinamiento de la zona inferior del alma



k) Perforación del concreto para pernos de anclaje



l) Anclaje de barras en la cimentación



m) Reforzamiento muro M7RR



n) Reforzamiento muro M8RR

Continuación de Figura 8.3. Procedimiento para el reforzamiento.

8.3 Aspectos adicionales de la respuesta experimental de los muros reforzados

Se compararon los momentos de agrietamiento, fluencia y máximo obtenidos experimental y analíticamente para los muros reforzados. De la misma forma que ocurrió con los muros sin reforzamiento, para el momento de agrietamiento y de fluencia los valores experimentales fueron significativamente inferiores a los analíticos, sin embargo, la relación entre el momento máximo analítico y experimental es cercana a la unidad en todos los casos.

Tabla 8.1. Comparación de momentos analíticos y experimentales.

Muro	Dirección	Analíticos			Experimentales			$M_{m\acute{a}x}$ Anal/exp.
		M_{cr} (kN-m)	M_y (kN-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN-m)	M_{cr} (kN-m)	M_y (kN-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN-m)	
M7RR	Positiva	+228.3	+613.4	+722.2	+77.5	+403.5	+675.5	1.07
	Negativa	-228.3	-613.4	-722.2	-121.2	-414.5	-649.2	1.11
M8RR	Positiva	+228.3	+507.3	+587.7	+97.3	+323.2	+537.5	1.09
	Negativa	-228.3	-507.3	-587.7	-120.6	-399.4	-535.2	1.10

En la Figura 8.4 y la Figura 8.5 se muestran las imágenes obtenidas del DIC que indican el progreso de agrietamiento de los muros para diferentes niveles de derivas (fases del protocolo de desplazamiento). Las figuras indican la evolución de la deformación principal.

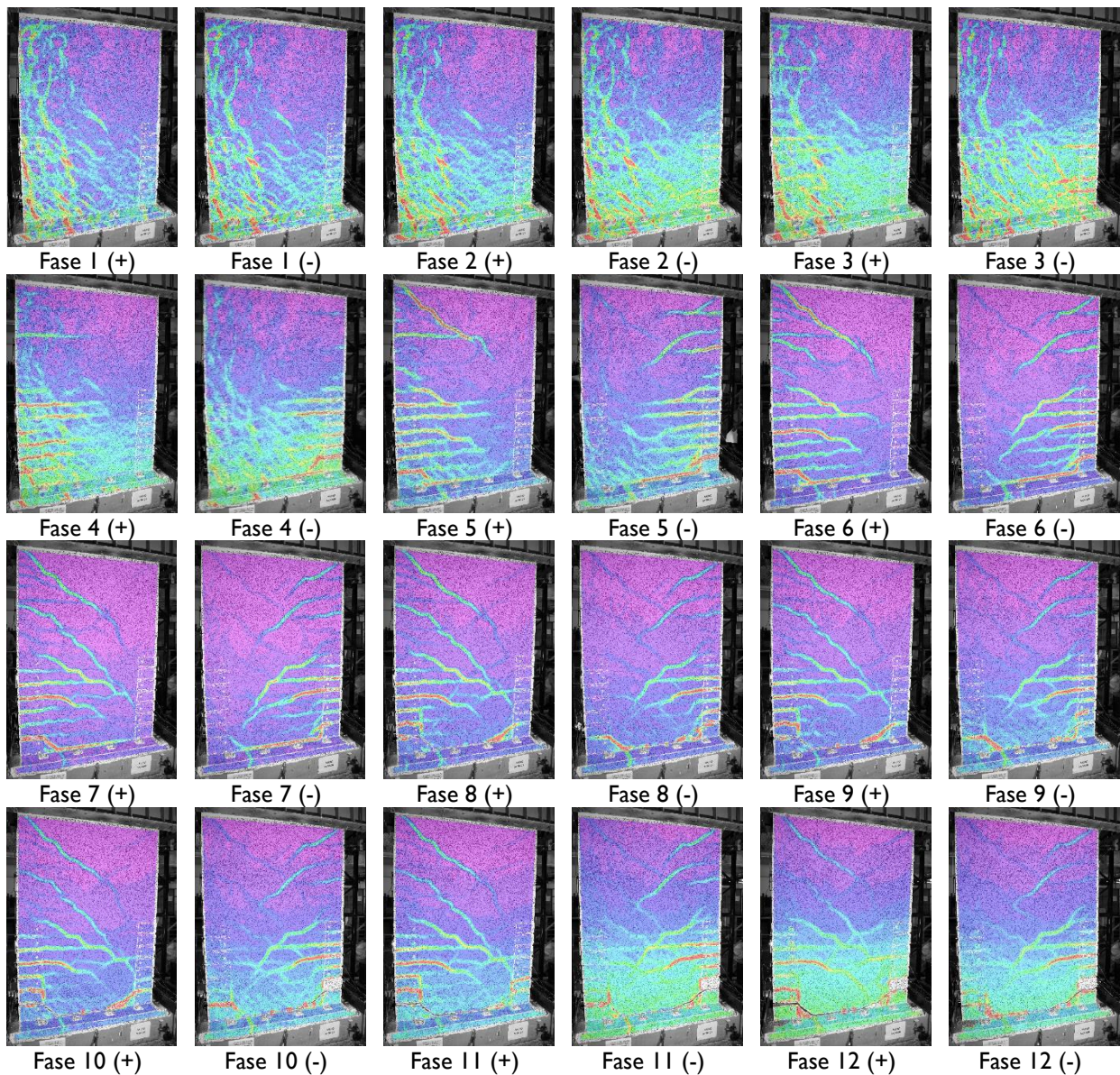


Figura 8.4. Imágenes del progreso del daño en el muro M7RR.

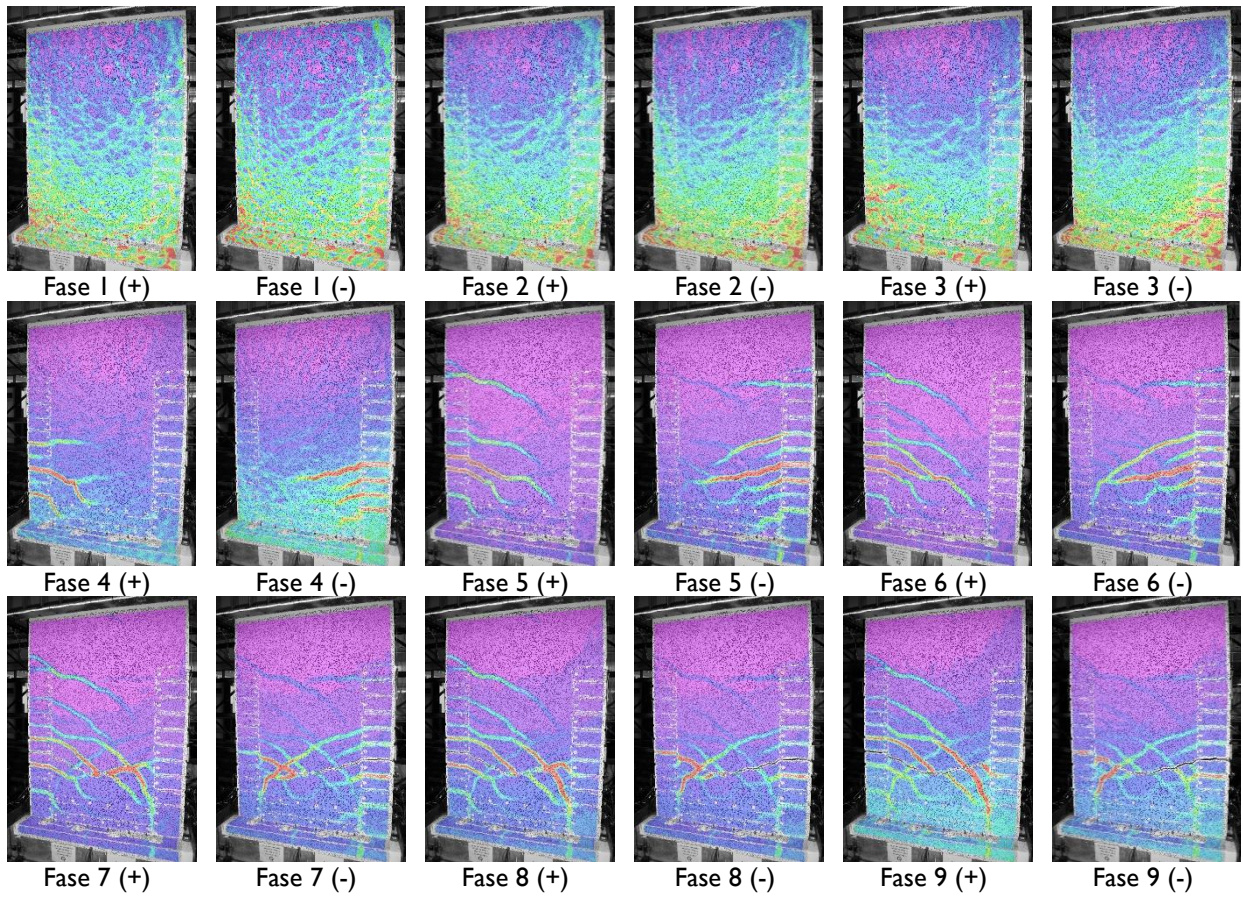


Figura 8.5. Imágenes del progreso del daño en el muro M8RR.