

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



Reparación y reforzamiento de un muro de albañilería confinada bajo cargas gravitacionales y laterales cíclicas

Tesis para obtener el grado académico de Maestra en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

*Lady Di Marillac Luza Ponce*

Asesor:

*Daniel Roberto Quiun Wong*

Lima, 2025


## Informe de Similitud

Yo, Daniel Roberto QUIUN WONG, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada Reparación y reforzamiento de un muro de albañilería confinada bajo cargas gravitacionales y laterales cíclicas, de la autora Lady Di Marillac Luza Ponce, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 24%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 7/02/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 7 de Febrero de 2025.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>QUIUN WONG, Daniel Roberto</u>	
DNI: 07800490	Firma 
ORCID: 0000-0001-8906-6783	

Para Nicolás y Rosario.



## Agradecimientos

A Dios, por estar conmigo en cada momento y brindarme la fortaleza necesaria.

Al Mg. Daniel Quiun Wong, por su tiempo, conocimientos y orientación, así como por la confianza que depositó en mí. Gracias por creer en este trabajo.

Agradezco al Mg. Daniel Torrealba, al Mg. Wilson Silva y a la Mg. Laura Navarro por su apoyo crucial durante los ensayos en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas. Su colaboración y asistencia fueron fundamentales para el progreso de este proyecto. También extendiendo mi gratitud a todo el personal del laboratorio que estuvo presente desde el inicio hasta el final.

A mis padres, Nicolás y Rosario, por su apoyo constante a lo largo de este proceso. Su respaldo ha sido esencial para el avance de este proyecto. A mi hermano, Enrique, por su cariño, comprensión y apoyo incondicional.

A Alexander, por su compromiso inquebrantable y apoyo a nuestra familia. Su dedicación emocional ha sido clave para la realización de este proyecto.

A mis hijas, Sophia y Arianna, quienes, a pesar de su corta edad, han comprendido y apoyado las circunstancias necesarias para esta investigación. Su amor y comprensión han sido muy valiosos para mí.

A mi suegra Valentina, a mi cuñada Milagros y a toda la familia por su apoyo constante.

A mis amigos y a todas las personas que contribuyeron al avance de esta investigación.

A PRODAC, por la donación de las mallas electrosoldadas utilizadas en este estudio.

A la Pontificia Universidad Católica del Perú, por su apoyo financiero en los ensayos y por brindarme la oportunidad de llevar a cabo esta investigación.

A todos los profesores de la Maestría en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por compartir sus conocimientos, experiencias y enseñanzas.

## Resumen

En el Perú, muchas viviendas informales han sido construidas sin supervisión técnica, utilizando ladrillos o bloques de cemento. Esta situación ha generado una alta vulnerabilidad frente a sismos, especialmente en áreas donde la autoconstrucción predomina. Con el objetivo de reducir este riesgo, se han desarrollado diversas técnicas de reparación y reforzamiento que buscan mejorar la seguridad estructural de estas edificaciones.

Este estudio tuvo como objetivo principal evaluar la eficacia de una técnica de encamisado con malla electrosoldada. Para ello, se inició con la caracterización de los materiales empleados, mediante diversos ensayos realizados en ladrillos huecos tipo King Kong. Estas pruebas incluyeron ensayos clasificatorios y no clasificatorios, complementados con los ensayos de cuatro pilas y cuatro muretes de albañilería para determinar las propiedades mecánicas de este material.

Una vez completada esta etapa, se construyó un muro de albañilería confinada a escala natural, con los ladrillos huecos. Este muro fue sometido a un ensayo de carga axial constante de 110 kN, combinada con una carga lateral cíclica, hasta alcanzar su límite de reparabilidad.

Luego de este primer ensayo, se realizó la intervención del muro mediante un proceso de reparación en las zonas dañadas. Posteriormente, el muro fue reforzado utilizando malla electrosoldada en ambas caras, completando el procedimiento con un tarrajeo para asegurar una integración uniforme con el muro de albañilería.

El muro reforzado fue sometido a las mismas condiciones de carga que el muro original, pero esta vez con un desplazamiento lateral mayor, para analizar su desempeño estructural y la mejora en su capacidad resistente.

El costo estimado de aplicar esta técnica de reparación y reforzamiento es de aproximadamente el 55 % del costo de construir un muro nuevo, lo cual equivale a USD 38.5 por metro cuadrado, incluyendo materiales y mano de obra. Además de su viabilidad económica, esta solución permite una instalación rápida, sencilla y eficiente estructuralmente.

Los resultados obtenidos mostraron que, después de la reparación y reforzamiento, la capacidad del muro para resistir cargas laterales aumentó en un 40%, aumentando la resistencia con un buen comportamiento más allá de la deriva límite de la norma. Asimismo, se recuperó el 96% de la rigidez lateral, muy similar al original. La técnica de reparación y reforzamiento demostró ser bastante efectiva para mejorar el desempeño del muro.

# Índice

<b>Agradecimientos.....</b>	<b>iv</b>
<b>Resumen.....</b>	<b>v</b>
<b>Índice.....</b>	<b>vi</b>
<b>Índice de figuras.....</b>	<b>ix</b>
<b>Índice de tablas.....</b>	<b>xi</b>
<b>Capítulo 1. Introducción.....</b>	<b>1</b>
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Objetivos y alcances.....	1
1.3.1. Objetivo general.....	1
1.3.2. Objetivos Específicos.....	1
1.3.3. Alcances.....	2
1.4. Hipótesis.....	2
1.5. Metodología.....	2
<b>Capítulo 2. Estado del Arte.....</b>	<b>3</b>
<b>Capítulo 3. Propiedades y características de los especímenes ensayados.....</b>	<b>9</b>
3.1. Unidades de albañilería.....	9
3.1.1. Ensayos Clasificatorios.....	9
3.1.2. Ensayos no clasificatorios.....	12
3.2. Concreto.....	14
3.3. Mortero para juntas.....	15
3.4. Malla electrosoldada.....	16
<b>Capítulo 4. Prismas de albañilería hueca.....</b>	<b>17</b>
4.1. Pilas de albañilería hueca.....	17
4.1.1. Características de los especímenes.....	17
4.1.2. Procedimiento constructivo.....	17
4.1.3. Instrumentación y montaje.....	18
4.1.4. Fallas Observadas en las pilas.....	19
4.1.5. Cálculo de la resistencia característica a compresión axial de las unidades de albañilería.....	19
4.1.6. Cálculo del módulo de elasticidad.....	21
4.2. Muretes de albañilería hueca.....	23
4.2.1. Características de los especímenes.....	23
4.2.2. Procedimiento constructivo.....	24

4.2.3.	Instrumentación y montaje.....	25
4.2.4.	Fallas Observadas en los muretes .....	26
4.2.5.	Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte .....	27
4.2.6.	Cálculo del módulo de corte característico de la albañilería .....	28
<b>Capítulo 5.</b>	<b>Análisis teórico y construcción del muro .....</b>	<b>31</b>
5.1.	Análisis teórico.....	31
5.1.1.	Geometría del muro .....	31
5.1.2.	Rigidez lateral .....	31
5.1.3.	Fisuración en tracción por flexión .....	33
5.1.4.	Resistencia asociada a la falla por flexión y corte .....	33
5.1.5.	Tipo de falla esperada en el muro original M1-CA .....	34
5.1.6.	Acero de refuerzo.....	34
5.1.7.	Aporte del reforzamiento previo al segundo ensayo.....	35
5.2.	Construcción del muro M1-CA.....	36
5.2.1.	Características del muro M1-CA .....	36
5.2.2.	Viga de cimentación .....	36
5.2.3.	Muro de albañilería .....	37
5.2.4.	Columnas de confinamiento .....	37
5.2.5.	Viga solera de confinamiento .....	38
<b>Capítulo 6.</b>	<b>Ensayo cuasi-estático de desplazamiento incremental controlado de M1-CA .....</b>	<b>40</b>
6.1.	Montaje e instrumentación.....	40
6.2.	Fases de ensayo y sistemas de carga .....	41
6.3.	Comportamiento y evolución del daño del muro original M1-CA .....	42
6.3.1.	Descripción del daño y mecanismo de falla .....	42
6.3.2.	Comportamiento histerético del muro .....	47
<b>Capítulo 7.</b>	<b>Técnica de reparación y reforzamiento del muro .....</b>	<b>49</b>
7.1.	Reparación del muro .....	49
7.2.	Reforzamiento del muro.....	52
7.3.	Costo de la técnica de reforzamiento .....	57
7.3.1.	Construcción del muro .....	57
7.3.2.	Reparación y reforzamiento .....	58
7.3.3.	Análisis de Costo-Beneficio .....	59
<b>Capítulo 8.</b>	<b>Ensayo del muro reparado y reforzado M1-RR-CA.....</b>	<b>60</b>
8.1.	Montaje e instrumentación.....	60

8.2.	Fases de ensayo .....	60
8.3.	Comportamiento y evolución del daño del muro M1-RR-CA.....	61
8.3.1.	Descripción del daño y mecanismo de falla .....	61
8.3.2.	Comportamiento histerético del muro .....	67
8.4.	Ensayo cualitativo de carga armónica.....	68
<b>Capítulo 9. Análisis de los resultados de los ensayos del muro M1-CA y el muro reparado y reforzado M1-RR-CA .....</b>		<b>69</b>
9.1.	Envolvente fuerza cortante vs Desplazamiento lateral de M1-CA y M1-RR-CA ....	69
9.2.	Rigidez lateral de M1-CA y M1-RR-CA .....	70
9.3.	Degradación de la rigidez lateral de M1-CA y M1-RR-CA .....	71
9.4.	Calculo experimental del módulo de elasticidad del muro M1-CA(E).....	72
9.5.	Calculo experimental del módulo de corte del muro M1-CA y M1-RR-CA (G) .....	74
9.6.	Resistencia a la tracción por flexión M1-CA y M1-RR-CA.....	78
9.7.	Resistencia al agrietamiento diagonal M1-CA y M1-RR-CA .....	79
9.8.	Comportamiento del refuerzo vertical en las columnas .....	81
9.9.	Medida del ancho de grieta de M1-CA y M1-RR-CA .....	83
<b>Capítulo 10. Comparación con otros ensayos en ladrillos huecos .....</b>		<b>84</b>
10.1.	Explicación de las nomenclaturas utilizadas para los muros.....	84
10.2.	Comparación de Muros Originales.....	85
10.3.	Comparación de Muros Originales con Carga Axial.....	87
10.4.	Comparación entre Muro Reparado y Reforzado con Carga Axial y Muros Reparados y Reforzados sin Carga Axial .....	89
10.5.	Comparación de muro reparado y reforzado con carga axial vs. muros reforzados sin carga axial .....	91
<b>Capítulo 11. Conclusiones y futuras líneas de investigación .....</b>		<b>93</b>
11.1.	Conclusiones.....	93
11.2.	Futuras líneas de investigación.....	95
<b>Referencias.....</b>		<b>96</b>

## Índice de figuras

<b>Figura 2.1:</b> Envolventes de cargas laterales en el muro confinado (Wall) .....	4
<b>Figura 2.2:</b> Envolventes de fuerza cortante vs. desplazamiento lateral (valor absoluto) .....	5
<b>Figura 2.3:</b> Envolventes de fuerza cortante vs. desplazamiento lateral .....	5
<b>Figura 2.4:</b> Curva envolvente promedio de los tres muros ensayados bajo carga lateral y vertical.....	6
<b>Figura 2.5:</b> Curvas envolventes de muros Originales (M01-M03) y muros reparados y reforzados (MR01*-MR03*) .....	7
<b>Figura 2.6:</b> Detalles del reforzamiento con SRG para los muros reparados (dimensiones en milímetros).....	8
<b>Figura 3.1:</b> Ladrillo de arcilla tipo King Kong de 18 perforaciones .....	9
<b>Figura 4.1:</b> Medidas de las pilas expresadas en milímetros .....	17
<b>Figura 4.2:</b> Instrumentación de la pila en mm .....	18
<b>Figura 4.3:</b> Relación entre fuerza y desplazamiento, basada en el LVDT-Global en las pilas .....	20
<b>Figura 4.4:</b> Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de las pilas .....	22
<b>Figura 4.5:</b> Medidas de los muretes expresadas en milímetros .....	24
<b>Figura 4.6:</b> Instrumentación de murete(mm).....	25
<b>Figura 4.7:</b> Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de los muretes.....	29
<b>Figura 5.1:</b> Dimensiones nominales del muro (mm) .....	31
<b>Figura 5.2:</b> Sección transformada (mm) .....	32
<b>Figura 5.3:</b> Aceros de refuerzo del muro .....	35
<b>Figura 5.4:</b> Procedimiento constructivo de la viga de cimentación .....	36
<b>Figura 5.5:</b> Procedimiento constructivo del muro de albañilería.....	37
<b>Figura 5.6:</b> Proceso constructivo de las columnas.....	38
<b>Figura 5.7:</b> Proceso constructivo de la viga solera .....	39
<b>Figura 6.1:</b> Ubicación de los LVDT en el muro de albañilería, expresado en milímetros. ....	41
<b>Figura 6.2:</b> Instalación final de las gatas y actuadores hidráulicos para la aplicación de cargas horizontales y verticales previo al ensayo del muro M1-CA.....	41
<b>Figura 6.3:</b> Historia de desplazamientos laterales de M1-CA .....	42
<b>Figura 6.4:</b> Diagrama de histéresis Carga lateral vs. Desplazamiento D1 para el muro M1-CA .....	47
<b>Figura 6.5:</b> Diagrama de histéresis Esfuerzo vs. Drift (%) para el muro M1-CA .....	48
<b>Figura 6.6:</b> Condición final del M1-CA .....	48
<b>Figura 7.1:</b> (Izquierda)Cara frontal y (derecha) cara posterior del muro M1-CA finalizado el primer ensayo.....	49
<b>Figura 7.2:</b> Proceso de apertura de grietas críticas superiores a 0.8 mm.....	50
<b>Figura 7.3:</b> Limpieza de fisuras y eliminación de residuos con soplador de aire .....	50
<b>Figura 7.4:</b> Aplicación de resina epóxica en las superficies intervenidas .....	51
<b>Figura 7.5:</b> Reemplazo de concreto deteriorado en la columna .....	51
<b>Figura 7.6:</b> (Izquierda)Cara frontal y (derecha) cara posterior del muro M1-CA después de la reparación.....	52
<b>Figura 7.7:</b> Aplicación de lechada sobre el muro de albañilería .....	52
<b>Figura 7.8:</b> Aplicación de mortero para el pañeteo del muro en la cara posterior.....	53
<b>Figura 7.9:</b> Ubicación de perforaciones y disposición de malla con medidas en milímetros.....	53
<b>Figura 7.10:</b> Perforación en el muro de albañilería para colocar el refuerzo estructural .....	54

<b>Figura 7.11:</b> Limpieza de perforaciones en muro de albañilería con soplador de aire.....	54
<b>Figura 7.12:</b> Colocación de conectores de alambre.....	55
<b>Figura 7.13:</b> Aplicación de mortero para el pañeteo del muro en la cara frontal.....	55
<b>Figura 7.14:</b> Instalación de las mallas electrosoldadas.....	56
<b>Figura 7.15:</b> Detalle de la fijación de los conectores para las mallas electrosoldadas mediante atortolado de alambre.....	56
<b>Figura 7.16:</b> Pañeteo y tarrajeo del muro.....	56
<b>Figura 7.17:</b> Acabado final del muro con tarrajeo.....	57
<b>Figura 8.1:</b> Instalación final de las gatas y actuadores hidráulicos para la aplicación de cargas horizontales y verticales previo al ensayo del muro M1-RR-CA.....	60
<b>Figura 8.2:</b> Historia de desplazamientos laterales de M1-RR-CA.....	61
<b>Figura 8.3:</b> Diagrama de histéresis Carga lateral vs. Desplazamiento D1 para el muro reparado y reforzado M1-RR-CA.....	67
<b>Figura 8.4:</b> Diagrama de histéresis Esfuerzo vs. Drift (%) para el muro reparado y reforzado M1-RR-CA.....	67
<b>Figura 8.5:</b> Condición final del M1-RR-CA.....	68
<b>Figura 8.6:</b> Condición del muro posterior al ensayo de la carga armónica.....	68
<b>Figura 9.1:</b> Curvas envolventes de M1-CA y M1-RR-CA.....	69
<b>Figura 9.2:</b> Determinación de la Rigidez Experimental del Muro M1-CA en la Fase 01 (Rango Lineal).....	70
<b>Figura 9.3:</b> Determinación de la Rigidez Experimental del Muro M1-RR-CA en la Fase 01 (Rango Lineal).....	71
<b>Figura 9.4:</b> Degradación de la rigidez de M1-CA y M1-RR-CA.....	72
<b>Figura 9.5:</b> Carga vertical vs. desplazamiento (LVDT D5, muro M1-CA).....	74
<b>Figura 9.6:</b> Registro de deformaciones a cortante puro.....	75
<b>Figura 9.7:</b> Relación de carga lateral y deformación D3 y D4 del muro M1-CA (fase 2).....	75
<b>Figura 9.8:</b> Relación de carga lateral y deformación D3 y D4 del muro M1-RR-CA (fase 2).....	77
<b>Figura 9.9:</b> Primera fisura en tracción por flexión en el M1-CA.....	78
<b>Figura 9.10:</b> Primera fisura por tracción por flexión en el muro M1-RR-CA.....	79
<b>Figura 9.11:</b> Primera falla por corte en el muro M1-CA.....	80
<b>Figura 9.12:</b> Falla por corte en el M1-CA (fase 6).....	80
<b>Figura 9.13:</b> Estado final del muro M1-RR-CA sin agrietamiento diagonal significativo.....	81
<b>Figura 9.14:</b> Carga lateral vs Desplazamiento de LVDT D7 -Talón de la columna izquierda de M1-CA.....	82
<b>Figura 9.15:</b> Carga lateral vs Desplazamiento de LVDT D6 -Talón de la columna derecha de M1-RR-CA.....	83
<b>Figura 9.16:</b> Medida del ancho de grieta central.....	83
<b>Figura 10.1:</b> Comparación de curvas de envolventes para muros originales.....	86
<b>Figura 10.2:</b> Comparación de curvas de envolventes para muros originales sometidos a carga axial.....	88
<b>Figura 10.3:</b> Comparación de curvas de envolventes para muro reparado y reforzado con carga axial y muros reparados y reforzados sin carga axial.....	90
<b>Figura 10.4:</b> Comparación de curvas de envolventes de muro reparado y reforzado con carga axial frente a muros reforzados sin carga axial.....	91

## Índice de tablas

<b>Tabla 3.1:</b> Especificaciones técnicas .....	9
<b>Tabla 3.2:</b> Determinación de la variación dimensional .....	10
<b>Tabla 3.3:</b> Determinación del Alabeo .....	11
<b>Tabla 3.4:</b> Determinación de la resistencia característica de la unidad .....	12
<b>Tabla 3.5:</b> Determinación de la succión de la unidad .....	13
<b>Tabla 3.6:</b> Determinación de la Absorción de las unidades de albañilería .....	13
<b>Tabla 3.7:</b> Determinación del porcentaje de huecos .....	14
<b>Tabla 3.8:</b> Resultados de los ensayos de compresión realizado en muestras de mortero .....	15
<b>Tabla 3.9:</b> Especificaciones técnicas de la malla electrosoldada .....	16
<b>Tabla 4.1:</b> Procedimiento constructivo de las pilas .....	17
<b>Tabla 4.2:</b> Descripción de los tipos de falla ocurridos en las pilas .....	19
<b>Tabla 4.3:</b> Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas .....	20
<b>Tabla 4.4:</b> Datos para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería .....	23
<b>Tabla 4.5:</b> Resultados para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería .....	23
<b>Tabla 4.6:</b> Procedimiento constructivo de muretes .....	24
<b>Tabla 4.7:</b> Descripción de los tipos de falla ocurridos en los muretes .....	26
<b>Tabla 4.8:</b> Resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes .....	27
<b>Tabla 4.9:</b> Datos para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería .....	30
<b>Tabla 4.10:</b> Resultados para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería .....	30
<b>Tabla 6.1:</b> Registro de desplazamientos en el ensayo de carga cíclica .....	40
<b>Tabla 6.2:</b> Detalle de fases del ensayo de carga cíclica para M1-CA .....	42
<b>Tabla 6.3:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 1 .....	43
<b>Tabla 6.4:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 2 .....	43
<b>Tabla 6.5:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 3 .....	44
<b>Tabla 6.6:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 4 .....	44
<b>Tabla 6.7:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 5 .....	45
<b>Tabla 6.8:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 6 .....	45
<b>Tabla 6.9:</b> Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 7 .....	46
<b>Tabla 7.1:</b> Precios de mano de obra para la construcción del muro .....	57
<b>Tabla 7.2:</b> Precios de los materiales para la construcción del muro .....	58
<b>Tabla 7.3:</b> Precios de mano de obra para la reparación y reforzamiento .....	59
<b>Tabla 7.4:</b> Precios de los materiales para la reparación y reforzamiento .....	59
<b>Tabla 7.5:</b> Resumen de costos .....	59
<b>Tabla 8.1:</b> Detalle de fases del ensayo de carga cíclica para M1-RR-CA .....	61
<b>Tabla 8.2:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 1 .....	61
<b>Tabla 8.3:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 2 .....	62
<b>Tabla 8.4:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 3 .....	62
<b>Tabla 8.5:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 4 .....	63
<b>Tabla 8.6:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 5 .....	63
<b>Tabla 8.7:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 6 .....	64
<b>Tabla 8.8:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 7 .....	64
<b>Tabla 8.9:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 8 .....	65

<b>Tabla 8.10:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 9 .....	65
<b>Tabla 8.11:</b> Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 10.....	66
<b>Tabla 9.1:</b> Cálculo de la rigidez (K) del muro M1-CA.....	71
<b>Tabla 9.2:</b> Cálculo de la rigidez (K) del muro M1-RR-CA.....	71
<b>Tabla 9.3:</b> Información para determinar el módulo de elasticidad del muro M1-CA .....	73
<b>Tabla 9.4:</b> Estimación del módulo de elasticidad del muro M1-CA .....	73
<b>Tabla 9.5:</b> Estimación del módulo de corte del muro M1-CA.....	76
<b>Tabla 9.6:</b> Estimación del módulo de corte del muro M1-RR-CA.....	77
<b>Tabla 10.1:</b> Características notables de los ensayos mencionados y de esta investigación....	85



## Capítulo 1. Introducción

En este capítulo se abordará el problema de la albañilería confinada construida con ladrillos huecos, así como la justificación, los objetivos, las hipótesis y la metodología utilizada en esta investigación.

### 1.1. Planteamiento del problema

De acuerdo con los resultados del Censo Nacional 2017: XII de Población y VII de Vivienda, el 55.8% de las viviendas censadas tienen como material predominante en sus paredes exteriores el ladrillo o bloque de cemento. Este porcentaje representa una cifra significativa en relación con el total de viviendas. Además, en comparación con el Censo de 2007, se observa un incremento del 43.7% en el uso de ladrillo o bloque de cemento en las paredes exteriores (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2018).

En el Perú, muchas viviendas de hasta cinco pisos se han construido con ladrillos huecos en zonas de alta sismicidad, lo que genera un riesgo considerable para la vida de sus habitantes, especialmente cuando estas edificaciones se han realizado sin la debida supervisión de un ingeniero. La norma técnica E.070 de albañilería establece restricciones específicas para el uso de ladrillos huecos en muros portantes en zonas con alta actividad sísmica, lo que resalta la importancia de cumplir con estas disposiciones. Ante la ocurrencia de un sismo, es esencial aplicar técnicas adecuadas de reparación y refuerzo de los muros de ladrillo hueco para mejorar su resistencia y garantizar la seguridad de los ocupantes.

Por lo tanto, es crucial validar un método de reparación y refuerzo adecuado para las estructuras de albañilería con ladrillos huecos, tomando en cuenta las prácticas habituales en la autoconstrucción informal, donde estos ladrillos son de uso común. En este sentido, se plantea la utilización de malla electrosoldada aplicada en ambas superficies del muro como refuerzo externo. Esta técnica facilitaría la recuperación tanto de la rigidez como de la resistencia de los muros, optimizando considerablemente su capacidad para resistir los impactos de un sismo.

### 1.2. Justificación

La presente investigación busca ampliar los datos para mejorar el conocimiento de las construcciones de albañilería confinada (hechas con ladrillos huecos), además de evaluar el comportamiento de la reparación y reforzamiento de muros de mampostería confinada con mallas electrosoldadas recubiertas con mortero, para recuperar y mejorar la capacidad sismorresistente.

### 1.3. Objetivos y alcances

#### 1.3.1. Objetivo general

Estudiar el comportamiento estructural de un muro confinado construido con unidades huecas que ha sido reparado y reforzado con malla electrosoldada, sujeto previamente ante cargas cíclicas horizontales y gravitacionales.

#### 1.3.2. Objetivos Específicos

- Identificar el comportamiento mecánico estructural de muro de albañilería confinada construidos con ladrillos huecos, así como las diferentes técnicas de reforzamiento de mampostería confinada.

- Caracterizar las propiedades mecánicas de la unidad de ladrillo perforado 18 huecos, a través de procedimientos estándar (ensayos de pilas y muretes).
- Evaluar el comportamiento bajo cargas cíclicas y gravitacionales del muro original de albañilería hueca y del muro reparado y reforzado.
- Evaluar la eficiencia de la reparación y reforzamiento del muro dañado, bajo cargas cíclicas y gravitacionales.

### **1.3.3. Alcances**

Se realizará la construcción de un muro confinado de ladrillos huecos, típico de las construcciones populares. Se aplicará una carga axial de 110 kN constante (0.37 MPa con área bruta del muro) mientras se aplica la carga lateral cíclica con desplazamiento controlado.

También, se realizarán ensayos para determinar las características mecánicas de la albañilería. Adicionalmente, se realizarán ensayos de control en las unidades de albañilería y ensayos de compresión axial en el mortero. Finalmente, se realizará la reparación y refuerzo del muro ensayado previamente para conocer su comportamiento.

### **1.4. Hipótesis**

Se espera menor resistencia y rigidez efecto de la aplicación de la carga vertical en comparación con investigaciones anteriores donde emplearon espesores de junta de 15 mm. Además, se espera que el reforzamiento del muro dañado mejore la resistencia al corte.

### **1.5. Metodología**

Primero, se realizará la revisión de la literatura y redacción del estado del arte acerca del comportamiento mecánico estructural de muros de albañilería construidos con ladrillos huecos y técnicas de reforzamiento para muros de albañilería confinada.

En segundo lugar, se realizarán ensayos de pruebas de control (compresión de unidades, alabeo, variación dimensional, absorción, ensayo de compresión de pilas, compresión diagonal en muretes) para obtener las propiedades mecánicas de la mampostería de unidades huecas. Se ensayarán 4 pilas no reforzadas y 4 muretes no reforzados.

En tercer lugar, se realizará la construcción de un muro confinado a escala natural, cuyas dimensiones fueron: altura de 2500 mm, longitud de 2400 mm y espesor de 125 mm. El muro se someterá a una carga axial constante, que representa a dos niveles (110 kN). Luego, será ensayado bajo acciones laterales cíclicas en su plano, controladas por desplazamiento.

En cuarto lugar, se realizará la reparación y reforzamiento con malla electrosoldada del muro ensayado previamente, para luego volver a someterlo a una carga axial constante y cargas laterales cíclicas en su plano.

En quinto lugar, se analizarán e interpretarán los resultados de los ensayos experimentales del muro construido con unidades huecas. Se realizará la comparación con investigaciones previas.

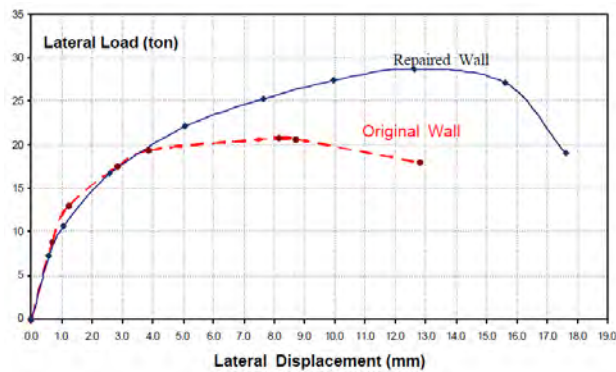
## Capítulo 2. Estado del Arte

En el Perú, el ladrillo de arcilla es ampliamente utilizado en la construcción de viviendas, principalmente por su bajo costo, lo que lo convierte en una alternativa accesible para la mayoría de la población. No obstante, muchas de estas edificaciones presentan carencias importantes en cuanto a seguridad estructural, especialmente frente a sismos. Esto se debe, en gran medida, a la falta de recursos económicos que limita la posibilidad de contratar profesionales capacitados, fomentando así la construcción informal. Ante esta situación, se han impulsado diversas investigaciones en el país con el objetivo de reducir la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras. Además, existen numerosos estudios centrados en técnicas de reforzamiento, cuyo propósito es prevenir fallas estructurales en caso de un sismo.

Las construcciones informales en el Perú han demostrado ser altamente vulnerables frente a sismos. Un estudio indica que el 84% de las viviendas analizadas en la costa peruana están expuestas a un alto riesgo sísmico. Este riesgo se atribuye al uso de ladrillos de baja resistencia, la aparición de vacíos o cangrejeras en el concreto, y la escasa densidad de muros en las edificaciones (Mosqueira & Tarque, 2005). Estos factores debilitan la capacidad de las viviendas para resistir cargas laterales repetitivas, subrayando la necesidad urgente de aplicar técnicas de reparación y refuerzo que incrementen su seguridad estructural ante eventos sísmicos.

Alcocer et al. (1996) abordaron el tema de la rehabilitación y el reforzamiento de muros de albañilería confinada utilizando mallas de acero soldadas. Se aplicaron dos métodos de fijación: uno con clavos, usado para mallas no conectadas entre sí, con una densidad recomendada de 9 clavos/m<sup>2</sup>; y otro con anclajes Hilti, empleado para fijar mallas con alambres más gruesos, de 6.35 mm de diámetro. Las mallas se cubrieron con una capa de mortero de 25 mm de espesor, logrando mejorar de manera significativa la capacidad de los muros para disipar energía, aumentar su ductilidad y garantizar una mayor estabilidad estructural. A pesar de las diferencias en la fijación, el encamisado demostró ser una técnica eficaz, logrando una distribución más uniforme de grietas y un incremento notable en la resistencia al corte, posicionándose como una alternativa práctica para fortalecer edificaciones vulnerables en regiones sísmicas (Alcocer et al., 1996).

Castro y San Bartolomé desarrollaron una técnica de reparación para un muro de albañilería dañado por fuerzas cortantes. El muro, con dimensiones de 2600 mm de longitud y 2400 mm de altura, espesor de 130 mm y juntas de 10 mm, fue sometido inicialmente a una carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, lo que provocó una falla por corte. Para repararlo, se colocaron dos mallas electrosoldadas hechas con varillas de acero corrugado de 4.5 mm de diámetro, dispuestas con un espaciamiento de 150 mm en ambas caras del muro. Estas mallas se unieron mediante alambres #8, que se introdujeron a través de perforaciones realizadas previamente en el muro, y luego se aplicó una capa de mortero que añadió 25 mm de espesor a la superficie. Tras el segundo ensayo, el reforzamiento logró que, en lugar de aparecer grietas, como ocurrió en el muro original, se formaran fisuras finas, indicando una mejora significativa en su desempeño sísmico. Además, el muro reparado mostró un incremento del 40% en su resistencia a las cargas laterales, como se puede observar en la Figura 2.1, lo que confirmó la eficacia de esta técnica de reparación (Castro, 2002). Un resumen de esta investigación fue publicado en la Conferencia Internacional de Mampostería (San Bartolomé et al., 2008).



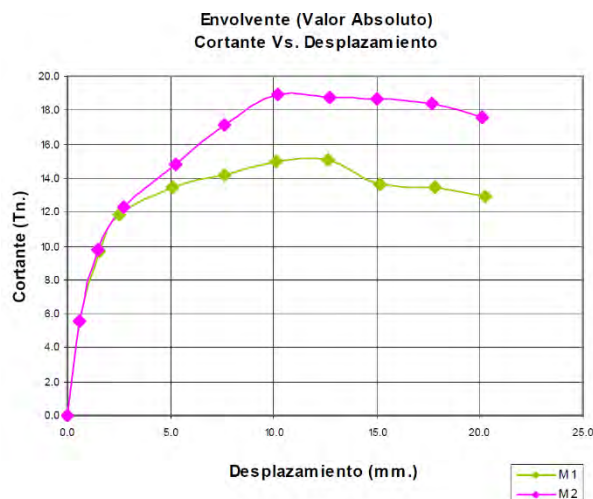
**Figura 2.1:** Envolventes de cargas laterales en el muro confinado (Wall)

Fuente: Tomado de San Bartolomé et al. (2008)

Angles y San Bartolomé analizaron dos muros de albañilería, uno construido con ladrillos de concreto (MC) y otro con ladrillos de arcilla (MA), ambos con dimensiones de 2400 mm de longitud y 2500 mm de altura. Los resultados mostraron que el muro de concreto tenía una rigidez lateral elástica un 32% mayor que el muro de arcilla, lo que lo hace más eficiente para resistir deformaciones bajo cargas laterales. Sin embargo, al avanzar hacia la Fase 9 del ensayo, el muro de concreto presentó un mayor número de fisuras y ladrillos triturados en comparación con el muro de arcilla, aunque estos daños se produjeron para derivas superiores al límite establecido por la Norma Sismorresistente E.030 (0.005). Además, se destacó que los daños en el muro de concreto podrían haber sido más significativos si hubiera estado sometido a cargas verticales (Angles, 2008). Un resumen de esta investigación fue publicado en la Conferencia Internacional de Mampostería (San Bartolomé et al., 2012).

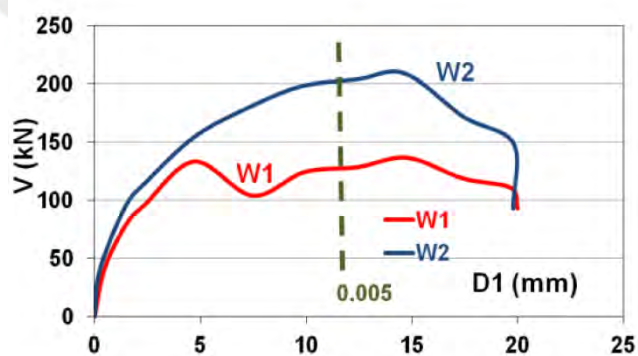
Paredes y Caycho (2009), bajo la asesoría de San Bartolomé, realizaron un estudio con el propósito de mejorar el desempeño sísmico de muros de albañilería confinada construidos con ladrillos que presentan un área hueca superior al 30%. Para contrarrestar la vulnerabilidad de estos elementos ante cargas cíclicas laterales, propusieron la incorporación de refuerzos horizontales de acero como medida de mitigación del daño en los ladrillos. La técnica de reforzamiento consistió en la instalación de barras de acero de 1/4" de diámetro, de manera continua cada dos hiladas de ladrillos. Con esta configuración se logró una cuantía de refuerzo de 0.001. Para asegurar una adecuada transmisión de esfuerzos, las barras fueron ancladas a las columnas de confinamiento mediante ganchos de 90° con una longitud de 10 cm. Además, se aplicó un taponado con mortero en proporción 1:4 en los ladrillos ubicados en las esquinas antes de su colocación, con el fin de mejorar la conexión y la resistencia del conjunto.

Para evaluar la efectividad de la solución propuesta, se construyeron dos muros a escala real con dimensiones de 2400 mm de longitud, 2500 mm de altura y 125 mm de espesor, utilizando juntas de mortero de 15 mm. Uno de los muros se dejó sin refuerzo, mientras que el otro incorporó las barras de acero, según la propuesta del estudio. Los ensayos experimentales evidenciaron que el uso del refuerzo horizontal permitió reducir significativamente la apertura de grietas y retrasó el deterioro de los ladrillos. Asimismo, el muro reforzado mostró un incremento del 21% en la carga máxima soportada, además de una menor pérdida de rigidez en comparación con el muro sin refuerzo. Los resultados obtenidos se pueden observar en la Figura 2.2, donde se presenta la envolvente de fuerza cortante en función del desplazamiento lateral, en valor absoluto (Paredes & Caycho, 2009).



**Figura 2.2:** Envolventes de fuerza cortante vs. desplazamiento lateral (valor absoluto)  
Fuente: Tomado de Paredes y Caycho (2009)

Pineda y Barr (2011) realizaron un estudio comparativo sobre el comportamiento sísmico de dos muros de albañilería confinada: uno construido de manera tradicional y otro con refuerzo adicional. Ambos muros, con dimensiones de 2400 mm de largo, 2500 mm de altura, 125 mm de espesor y juntas de 15 mm, fueron sometidos a cargas cíclicas para evaluar su desempeño estructural. En el caso del muro reforzado, se incorporó una malla electrosoldada de 4.5 mm de diámetro en ambas caras, la cual fue conectada mediante alambres #8, que atravesaban perforaciones previamente realizadas en la estructura. Estas conexiones fueron aseguradas cada 450 mm, y las perforaciones se sellaron al finalizar el proceso. Posteriormente, el muro fue tarrajado en ambas caras, alcanzando un espesor final de 185 mm. Los ladrillos utilizados tenían un ancho de 125 mm. El objetivo del estudio era determinar si la malla electrosoldada ayudaba a reducir la trituration de los ladrillos huecos, además de evaluar su viabilidad constructiva y económica. Los resultados indicaron que el muro reforzado soportó una carga máxima un 48% mayor que el muro sin reforzamiento, como se muestra en la Figura 2.3. Sin embargo, este tipo de refuerzo incrementó el costo del muro en un 21%, aunque los beneficios estructurales que aporta la malla lo convierten en una alternativa viable para mejorar la seguridad sísmica de la edificación (Pineda & Barr, 2011). Un resumen de esta investigación se publicó en la Conferencia Mundial (San Bartolomé et al., 2012).

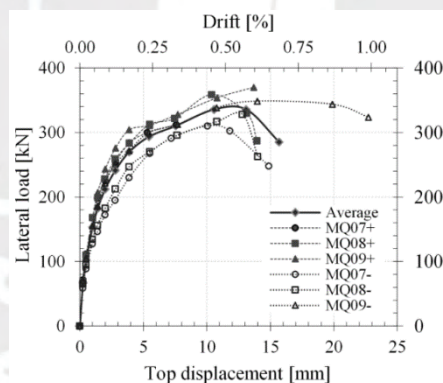


**Figura 2.3:** Envolventes de fuerza cortante vs. desplazamiento lateral  
Fuente: Tomado de San Bartolomé et al. (2012)

Mamani, bajo la asesoría de San Bartolomé, llevó a cabo un estudio sobre el desempeño estructural de muros de albañilería tubular confinada, reforzados con malla electrosoldada, con

el propósito de analizar su comportamiento mecánico ante cargas sísmicas y gravitacionales. Para ello, se construyeron y ensayaron dos muros a escala real, representando condiciones de edificaciones de dos niveles (110 kN) y tres niveles (160 kN), sometidos a cargas laterales cíclicas y verticales simultáneamente. Los resultados demostraron que la malla electrosoldada contribuyó al control de las fisuras diagonales, limitando su propagación y reduciendo la apertura de grietas, registrando valores de 0.8 mm en el muro con 110 kN y 1.3 mm en el muro con 160 kN. Se determinó que la carga axial juega un rol fundamental en la capacidad de resistencia lateral, dado que el muro sometido a 160 kN alcanzó un 13% más de resistencia en comparación con el de 110 kN. Este hallazgo refuerza la importancia del confinamiento y el refuerzo con malla electrosoldada en la optimización del comportamiento estructural de muros de albañilería tubular confinada (Mamani, 2015). Un resumen de esta investigación fue publicado en la conferencia internacional Ingeniería Sísmica (Quiun & Mamani, 2017).

Pari y Manchego (2017) realizaron una investigación en la que ensayaron nueve muros de albañilería confinada a escala real. Los muros evaluados tenían una geometría rectangular, con una longitud de 2600 mm, una altura de 2400 mm, espesor de 130 mm y juntas de 10 mm. De estos, tres fueron sometidos a cargas verticales, en la Figura 2.4 se muestra sus envolventes, mientras que los otros seis se expusieron a cargas laterales cíclicas. Dentro del grupo de muros sometidos a cargas laterales, tres fueron reparados tras presentar daños. A partir de estos ensayos, se generaron curvas de capacidad con el objetivo de desarrollar funciones de fragilidad. Estas funciones permiten evaluar la vulnerabilidad de las edificaciones de albañilería confinada ante eventos sísmicos, lo cual constituye un aporte significativo para el diseño y mejoramiento de estas estructuras en regiones con alta actividad sísmica.



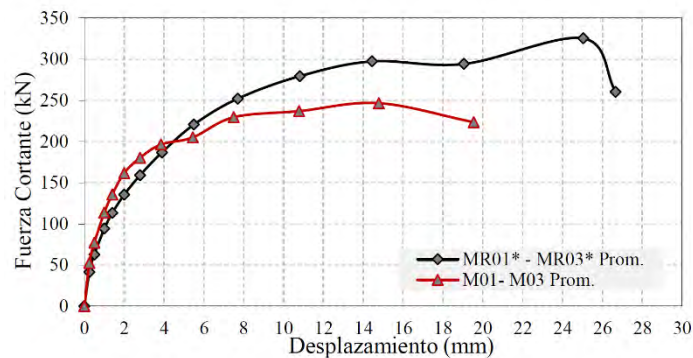
**Figura 2.4:** Curva envolvente promedio de los tres muros ensayados bajo carga lateral y vertical

Fuente: Tomado de Pari y Manchego (2017)

El sistema de reparación y reforzamiento empleado consistió en la implementación de mallas de acero elaboradas *in situ*. Estas mallas se confeccionaron utilizando varillas de acero de 4.7 mm de diámetro, conectadas mediante perforaciones en el muro y aseguradas con alambre #8. Para garantizar la estabilidad del sistema, se fijaron los nudos de las mallas con alambre #16. Posteriormente, se aplicó un recubrimiento de mortero de cemento, cuyo espesor no excedió los 25 mm en cada lado del muro. Este procedimiento permitió tanto la reparación como el reforzamiento de los muros, incrementando su capacidad para resistir cargas laterales y reduciendo la tasa de deterioro de la rigidez lateral (Pari & Manchego, 2017).

En términos de los resultados obtenidos, el refuerzo con malla de acero demostró ser efectivo al distribuir de manera uniforme las grietas que se formaron durante las pruebas. En los muros reforzados, las grietas presentaron menor grosor y una extensión controlada, en comparación con los muros sin refuerzo. Además, el sistema permitió un incremento del 32 %

en la carga lateral máxima soportada por los muros en comparación con aquellos que no fueron reparados, así como se muestra en la Figura 2.5. Este refuerzo no solo recuperó la rigidez perdida tras el daño, sino que también logró superar la rigidez original de las estructuras antes del ensayo (Pari & Manchego, 2017).



**Figura 2.5:** Curvas envolventes de muros Originales (M01-M03) y muros reparados y reforzados (MR01\*-MR03\*)

Fuente: Tomado de Pari y Manchego (2017)

El análisis de los patrones de falla indicó que este método de reparación y reforzamiento ofrece beneficios significativos para mejorar la seguridad sísmica de las edificaciones de albañilería confinada, reduciendo los riesgos asociados al colapso durante terremotos. Por lo tanto, la implementación de esta técnica constituye una solución práctica y eficiente para aumentar la resiliencia de estas estructuras frente a eventos sísmicos (Pari & Manchego, 2017).

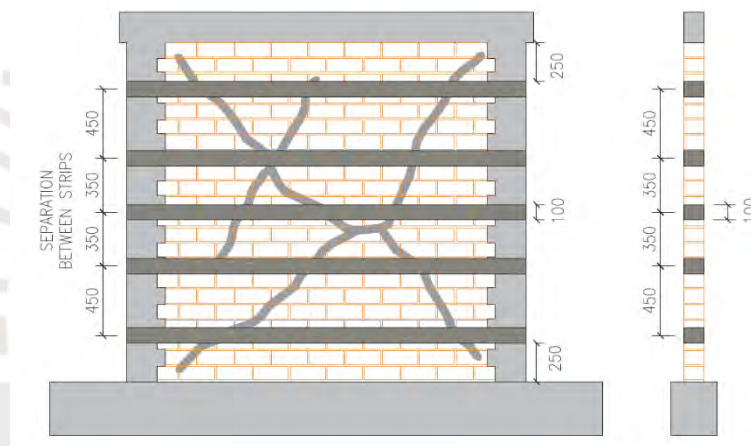
Pérez-Gavilán et al. (2018) luego de sismo del 19 de septiembre de 2017 ocurrido en México, indicaron que la mayoría de colapsos ocurridos correspondieron a estructuras que ya habían sufrido el sismo de septiembre de 1985, generando la hipótesis de que varios colapsos pudieron deberse a la acumulación de daño (Pérez-Gavilán et al., 2018). Por ello es importante resaltar la importancia de una reparación a fin de evitar un posible colapso ante un futuro evento sísmico.

Díaz et al. (2020) investigaron métodos de refuerzo para muros de mampostería confinada utilizando malla de acero y una mezcla de cemento-arena para aumentar el grosor de los muros, considerando tanto ladrillos sólidos artesanales como tubulares. Se encontró que aplicar refuerzo en una sola cara incrementa moderadamente la ductilidad de los muros hechos con ladrillos sólidos. Sin embargo, los muros con ladrillos tubulares experimentaron daños considerables bajo el mismo método, lo que indica la necesidad de reforzar ambos lados de estos muros para garantizar su estabilidad. Las pruebas numéricas mostraron que estructuras de hasta cuatro pisos reforzadas de esta manera resisten fuertes movimientos sísmicos, incluso excediendo las directrices establecidas por la normativa peruana sobre estructuras de mampostería. Este descubrimiento subraya la importancia de personalizar las técnicas de refuerzo para alinearse con las propiedades específicas de los materiales de construcción y las demandas estructurales, mejorando así la seguridad sísmica de edificaciones en áreas de alto riesgo (Díaz et al., 2020).

Lubin et al. (2023) examinaron el comportamiento de 13 muros de albañilería confinada que fueron rehabilitados mediante diversas técnicas y expuestos a cargas cíclicas. Construidos a tamaño real con una proporción de aspecto uniforme, inicialmente se indujeron daños en once de estos muros para probar su capacidad de reparación, mientras que los dos restantes se reforzaron estando aún intactos. Se emplearon métodos de rehabilitación innovadores,

incluyendo encamisados de mortero combinados con malla de alambre soldado y fibras, tanto sintéticas como de acero. Posteriormente, estos muros fueron sometidos a pruebas de carga hasta la falla para evaluar la efectividad de las intervenciones. Los resultados del estudio confirmaron que las técnicas utilizadas son efectivas para la rehabilitación sísmica de estructuras de mampostería confinada, logrando mejoras notables en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación (Lubin et al., 2023).

Yacila et al. (2019) realizaron un estudio sobre el desempeño sísmico de muros de albañilería confinada reforzados con Steel Reinforced Grout (SRG). Este método demostró ser altamente efectivo al incrementar la capacidad de los muros para disipar energía y mejorar su ductilidad frente a desplazamientos laterales. En su investigación, trabajaron con tres muros agrietados cuyas dimensiones eran de 2,600 mm de largo, 2,400 mm de alto, 130 mm de espesor y juntas de 10 mm. Estos muros fueron reparados y posteriormente sometidos a pruebas bajo cargas cíclicas laterales. En la Figura 2.6 se presentan los detalles del reforzamiento aplicado, incluyendo la separación entre las tiras de refuerzo y las dimensiones específicas del sistema SRG utilizado. Los resultados mostraron mejoras significativas en la estabilidad estructural de los muros y una notable reducción en su comportamiento frágil. (Yacila et al., 2019)



**Figura 2.6:** Detalles del reforzamiento con SRG para los muros reparados (dimensiones en milímetros).

Fuente: Tomado de Yacila et al. (2019)

## Capítulo 3. Propiedades y características de los especímenes ensayados

Este capítulo abordará las propiedades fundamentales y las características de los materiales utilizados en la construcción de los muros, ya que estos factores influyen de manera decisiva tanto en el proceso de construcción como en el comportamiento de los especímenes durante las pruebas.

### 3.1. Unidades de albañilería

En este estudio se utilizó un ladrillo de arcilla de 18 huecos, marca Pirámide, con dimensiones de 230 mm de largo, 125 mm de ancho y 90 mm de alto. Este tipo de ladrillo fue seleccionado debido a su amplia disponibilidad en el mercado y a que no cumple con la normativa que exige un máximo del 30 % de huecos. Por esta razón, se realizaron ensayos adicionales para analizar sus propiedades.

**Tabla 3.1:** Especificaciones técnicas

Tipo	King Kong de 18 huecos
Dimensiones	230 x 125 x 90 mm
Peso	2.8 Kg
Rendimiento	39 unidades x m <sup>2</sup>



**Figura 3.1:** Ladrillo de arcilla tipo King Kong de 18 perforaciones

#### 3.1.1. Ensayos Clasificatorios

##### A. Variabilidad Dimensional

La variación dimensional fue determinada de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas NTP 339.613 y NTP 399.604, mediante la medición de las dimensiones de longitud, ancho y altura de los especímenes. Cada dimensión se obtuvo como el promedio de cuatro mediciones realizadas en el centro de cada cara del elemento. Se consideró una muestra de 10 unidades de albañilería. Cabe destacar que un incremento de 3 mm en el espesor de las juntas horizontales implica una disminución del 15% en la resistencia a compresión de la mampostería, así como una reducción en su resistencia al corte (San Bartolomé, 1994).

$$V = 100x \frac{D_e - D_p}{D_e} \quad (3.1)$$

Donde:

$V$  : Variabilidad dimensional

$D_e$  : Medida especificada por el fabricante (mm)

$D_p$  : Medida promedio (mm)

**Tabla 3.2:** Determinación de la variación dimensional

Especimen N°	Largo (mm)					Ancho (mm)					Altura (mm)				
	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>	L <sub>o</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>	H <sub>o</sub>
01	231.00	229.00	229.00	229.00	229.50	126.00	124.00	125.00	126.00	125.25	91.00	91.00	91.00	91.00	91.00
02	230.00	230.00	230.00	229.00	229.75	125.00	124.00	125.00	124.00	124.50	92.00	92.00	92.00	92.00	92.00
03	230.00	229.00	230.00	229.00	229.50	124.00	125.00	124.00	124.00	124.25	88.00	88.00	88.00	87.00	87.75
04	231.00	230.00	231.00	230.00	230.50	124.00	124.00	125.00	124.00	124.25	88.00	89.00	89.00	88.00	88.50
05	231.00	230.00	231.00	231.00	230.75	125.00	124.00	125.00	124.00	124.50	89.00	89.00	89.00	89.00	89.00
06	229.00	229.00	229.00	230.00	229.25	124.00	123.00	124.00	124.00	123.75	91.00	91.00	91.00	91.00	91.00
07	230.00	229.00	230.00	229.00	229.50	125.00	125.00	125.00	124.00	124.75	92.00	92.00	92.00	92.00	92.00
08	231.00	231.00	230.00	231.00	230.75	125.00	125.00	125.00	125.00	125.00	89.00	89.00	89.00	89.00	89.00
09	230.00	229.00	230.00	229.00	229.50	124.00	124.00	125.00	124.00	124.25	88.00	89.00	88.00	89.00	88.50
10	231.00	231.00	230.00	231.00	230.75	126.00	126.00	126.00	126.00	126.00	92.00	92.00	91.00	92.00	91.75
					L <sub>p</sub> : 229.98					A <sub>p</sub> : 124.65					H <sub>p</sub> : 90.05
					$\sigma$ 0.63					$\sigma$ 0.64					$\sigma$ 1.65
					L <sub>e</sub> : 230.00					A <sub>e</sub> : 125.00					H <sub>e</sub> : 90.00
					V% 0.01					V% 0.28					V% -0.06

Donde

L<sub>o</sub> : Medida promedio de la longitud de la unidad

A<sub>o</sub> : Medida promedio del ancho de la unidad

H<sub>o</sub> : Medida promedio de la altura de la unidad

$\sigma$  : Desviación estándar

V% : Variación porcentual

Los resultados muestran que la longitud de las unidades presenta variación dimensional máxima de 0.28 %. De acuerdo con la Norma Técnica E.070, esta variación es aceptable, ya que se encuentra dentro del límite máximo permitido ( $\pm 1\%$ ) para ladrillos industriales de tipo V.

## B. Alabeo

Para medir el alabeo, se tomó como referencia la norma NTP 339.613. El procedimiento consistió en colocar el ladrillo sobre una superficie nivelada y utilizar una cuña metálica graduada para registrar en milímetros el punto con mayor desviación. También se coloca una regla que une los extremos diagonales del ladrillo y, en el área de mayor deflexión, se introduce la cuña. El resultado final es el promedio de las mediciones obtenidas en milímetros.

Los resultados derivados de este ensayo se presentan en la Tabla 3.3.

**Tabla 3.3:** Determinación del Alabeo

Espécimen N°	Cara A (mm)		Cara B (mm)	
01	cv- 4.0	cv- 4.0	cc- 1.0	cc- 1.0
02	cv- 0.5	cv- 0.5	cv- 0.5	cc- 0.5
03	cv- 1.0	cv- 0.5	cc- 1.0	cc- 1.0
04	cc- 1.0	cv- 0.5	cv- 0.5	cv- 0.5
05	cv- 0.5	cv- 0.5	cv- 0.5	cv- 1.5
06	cv- 1.5	cv- 1.5	cc- 0.0	cc- 0.0
07	cv- 0.5	cc- 0.5	cv- 0.5	cc- 0.0
08	cc- 1.0	cc- 1.5	cv- 2.5	cv- 2.0
09	cc- 0.5	cc- 0.5	cv- 1.0	cv- 1.5
10	cv- 1.0	cv- 1.0	cc- 0.0	cc- 0.0
Promedio	Cóncavo	1.19 mm		
	Convexo	0.59 mm		

Donde:

cc : cóncavo

cv : convexo

El alabeo, que puede manifestarse como una concavidad o convexidad en el ladrillo, incrementa el espesor necesario en las juntas. Además, esto reduce el área de contacto efectivo con el mortero, lo que puede causar espacios vacíos en las zonas con mayor deformación.

De la Tabla 3.3 el alabeo máximo es de 1.19 mm, por ende, según la Norma NTP E.070 para el alabeo corresponde a un Ladrillo tipo V.

## C. Compresión Simple

Este ensayo nos ayuda a evaluar la resistencia a la compresión axial. Primero, las unidades se secaron en un horno a 110 °C por un día entero para eliminar la humedad interna. Luego, se aplicó un recubrimiento de azufre en las zonas de contacto entre cada unidad y el cabezal del equipo, lo cual permitió una distribución uniforme de los esfuerzos durante la prueba.

Para hallar la resistencia a compresión de cada muestra ( $f_b$ ) se calculó dividiendo la carga máxima alcanzada entre el área bruta de la unidad. Finalmente, la resistencia característica a compresión ( $f'_b$ ) se obtuvo restando una desviación estándar al promedio calculado. Se utilizaron las siguientes formulas:

$$f_b = \frac{P}{A_b} \quad (3.2)$$

$$f'_b = f_b - \sigma \quad (3.3)$$

Donde:

$f_b$  : Resistencia a compresión de la unidad

$f'_b$  : Resistencia característica

$P$  : Carga máxima

$A_b$  : Área bruta del espécimen

$\sigma$  : Desviación estándar

**Tabla 3.4:** Determinación de la resistencia característica de la unidad

Espécimen N°	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	P (kN)	$f_b$ (MPa)
06	283.70	914.7	32.24
07	286.30	604.5	21.11
08	288.40	614.2	21.30
09	285.20	916.7	32.14
10	290.70	690.2	23.74
		$f_b$	26.11
		$\sigma$	5.65
		$f'_b$	20.46

De los resultados se ha obtenido la resistencia característica de la unidad de 20.46 MPa, lo cual según la norma NTP E.030 corresponde a un Ladrillo tipo V.

En conclusión, a partir de los resultados de los ensayos clasificatorios, se determinó que la unidad de arcilla cumple con los requisitos de variación dimensional, albeo y resistencia a la compresión necesarios para ser clasificada como ladrillo tipo V.

### 3.1.2. Ensayos no clasificatorios

#### A. Ensayo de Succión

El ensayo de succión evalúa la rapidez con la que las unidades de albañilería absorben el agua del mortero en el momento de su colocación. Este proceso está directamente relacionado con la adherencia entre el ladrillo y el mortero, ya que una alta capacidad de succión en el ladrillo puede comprometer dicha unión. En tal caso, es necesario humedecer las unidades antes de asentarlas. Para el procedimiento, cada unidad fue colocada en una bandeja con agua durante un minuto. Al finalizar este periodo, se registró el peso de la unidad, conocido como peso sumergido.

Este ensayo fue realizado en cinco unidades, previamente secadas en horno a una temperatura de 110 °C durante 24 horas, y luego pesadas para registrar su peso seco.

La succión, medida en gramos por minuto en una superficie estandarizada de 200 cm<sup>2</sup>, se calculó para cada muestra utilizando la fórmula (3.4). Los resultados se presentan en la Tabla 3.5.

$$S = \frac{200.(P_{suc}-P_{sec})}{A_b} \quad (3.4)$$

Donde:

$S$  : Succión (gr)

$P_{suc}$  : Peso de la unidad luego de ser sumergida en agua 1 minuto (gr)

$P_{sec}$  : Peso de la unidad luego de su secado en horno (gr)

$A_b$  : Área bruta (cm<sup>2</sup>)

**Tabla 3.5:** Determinación de la succión de la unidad

Especimen N°	$P_{sec}$ (gr)	$P_{suc}$ (gr)	Dimensión de la unidad		$A_b$ cm <sup>2</sup>	S (gr/200cm <sup>2</sup> -min)
			Largo (mm)	Ancho (mm)		
11	2701.5	2735	228.5	124.5	284.48	23.55
12	2803.3	2843.9	231.0	125.0	288.75	28.12
13	2811.3	2857.1	230.0	125.5	288.65	31.73
14	2718.4	2770.5	227.5	123.0	279.83	37.24
15	2793.1	2830.6	230.5	125.0	288.13	26.03
Promedio:						29.33

### B. Ensayo de Absorción

La absorción de agua en los ladrillos está estrechamente vinculada a su durabilidad frente a condiciones climáticas adversas. Una mayor absorción indica que el ladrillo es más poroso, lo cual lo hace susceptible a los efectos de la humedad, el clima y un deterioro gradual con el tiempo.

Para el ensayo, se seleccionaron cinco ladrillos que fueron secados en un horno durante 24 horas para obtener su peso en estado seco. Posteriormente, se dejaron enfriar por alrededor de cuatro horas y luego se sumergieron completamente en agua por 24 horas. Al finalizar este periodo, se registró su peso en estado saturado. La absorción se calculó aplicando la formula (3.5), el resultado se expresó en porcentaje.

$$A = \frac{(P_{saturado}-P_{seco})}{P_{seco}} \cdot 100 \quad (3.5)$$

**Tabla 3.6:** Determinación de la Absorción de las unidades de albañilería

Especimen N°	Peso (gr)		A
	Peso seco	Peso saturado	(%)
1	2781.2	3074.8	10.6
2	2823.4	3113.2	10.3
3	2702.6	2961	9.6
4	2724.9	3009.5	10.4
5	2710.8	2993.2	10.4
Promedio:			10.3

Según los resultados presentados en la tabla anterior, el valor promedio de absorción (A) fue del 10%, lo cual se encuentra por debajo del límite máximo de 22% establecido en la Norma Técnica E.070 para ladrillos de arcilla. Esto indica que el nivel de absorción cumple con los estándares aceptables.

### C. Área de Huecos

Se llevó a cabo este ensayo en diez unidades de albañilería. Para determinar el porcentaje de huecos en el ladrillo, se emplearon una pipeta y arena de Ottawa. En primer lugar, se llenaron completamente los huecos del ladrillo con arena de Ottawa. Luego, se niveló la superficie de arena sobre el ladrillo y se retiró el material sobrante. Finalmente, la arena contenida en el ladrillo se trasladó a la pipeta para medir su volumen, el cual se compara con el volumen total de la unidad de albañilería.

$$\% \text{ de huecos} = \frac{V_{\text{arena}}}{V_{\text{unidad}}} \quad (3.6)$$

Donde:

$V_{\text{arena}}$  : volumen de arena en los huecos (cm<sup>3</sup>)

$V_{\text{unidad}}$ : largo x ancho x altura de la unidad de albañilería (cm<sup>3</sup>)

**Tabla 3.7:** Determinación del porcentaje de huecos

Espécimen N°	$V_{\text{arena}}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{\text{unidad}}$ (cm <sup>3</sup> )	% de huecos
11	1187.27	2503.45	47.4
12	1239.35	2627.63	47.2
13	1247.07	2641.15	47.2
14	1236.26	2462.46	50.2
15	1224.80	2607.53	47.0
16	1235.03	2616.25	47.2
17	1200.08	2617.96	45.8
18	1217.01	2616.25	46.5
19	1231.23	2674.73	46.0
20	1235.42	2629.32	47.0
Promedio:			47.16

El porcentaje de huecos en la unidad de albañilería es del 47% (superior al 30%), lo que clasifica a esta unidad como una unidad de albañilería hueca.

### 3.2. Concreto

El concreto se obtiene al combinar cemento, arena, piedra triturada y agua, resultando en un material esencial para estructuras. Su uso es predominante en elementos estructurales que requieren confinamiento, como las vigas y columnas, los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Para la construcción del muro, fue necesario la construcción de la viga de cimentación. La viga de cimentación tuvo como principal función proporcionar un empotramiento adecuado durante los ensayos. Esta viga permitió asegurar la estabilidad. La resistencia promedio alcanzada por el concreto utilizado en la viga fue de 41 MPa

La resistencia del concreto empleado en las columnas se evaluó mediante ensayos de compresión realizados sobre probetas estándar, las cuales fueron sometidas a cargas hasta su falla. Durante las pruebas, se registraron esfuerzos de compresión máximos que oscilaron entre 20.9 MPa y 23.0 MPa, lo que permitió calcular un esfuerzo promedio de 21.9 MPa y una desviación estándar de 1.5 MPa. Para el diseño estructural, se adoptó un valor característico de resistencia a la compresión igual a 21 Mpa.

La resistencia a la compresión del concreto utilizado en las vigas soleras fue determinada mediante ensayos realizados en probetas estándar. Durante las pruebas, se obtuvieron valores de esfuerzo máximos que oscilaron entre 22.2 MPa y 24.1 MPa. A partir de estos resultados, se calculó un esfuerzo promedio de 23.1 MPa, con una desviación estándar de 1.3 MPa. Por lo cual, se estableció un valor de resistencia característica del concreto igual a 21 Mpa.

### 3.3. Mortero para juntas

Para el asentado de ladrillos, se utilizó un mortero con una proporción de 1:4, es decir, una parte de cemento por cuatro de arena. Esta mezcla es frecuentemente aplicada en trabajos de albañilería, ya que ofrece una combinación favorable de resistencia y facilidad de manejo. La proporción seleccionada asegura una buena trabajabilidad, lo cual facilita su uso en la construcción. En el proceso experimental, se prepararon seis probetas de mortero, distribuidas en dos grupos: el primer grupo fue evaluado a los 17 días y el segundo a los 60 días.

**Tabla 3.8:** Resultados de los ensayos de compresión realizado en muestras de mortero

PROBETA N° (Grupo 1)	Largo (mm)		Ancho (mm)		Espesor (mm)		Carga Máxima (kN)	Área de ensayo (m <sup>2</sup> )	Esfuerzo (Mpa)
	L1	L2	A1	A2	E1	E2			
1	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	53.22	0.002601	20.46
2	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	52.99	0.002601	20.37
3	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	49.60	0.002601	19.07
Promedio:									19.97
$\sigma$ :									0.78
Esfuerzo:									19.19

PROBETA N° (Grupo 2)	Largo (mm)		Ancho (mm)		Espesor (mm)		Carga Máxima (kN)	Área de ensayo (m <sup>2</sup> )	Esfuerzo (Mpa)
	L1	L2	A1	A2	E1	E2			
4	51.0	51.0	51.0	51.0	50.0	50.0	71.63	0.002601	27.54
5	51.0	51.0	52.0	52.0	50.0	50.0	67.31	0.002652	25.38
6	51.0	51.0	50.0	50.0	50.0	50.0	65.10	0.00255	25.53
Promedio:									26.15
$\sigma$ :									1.20
Esfuerzo:									24.95

Según los datos de la Tabla 3.8, se llevaron a cabo ensayos de compresión al mortero, analizando tres especímenes del Grupo 2. Los resultados mostraron que los esfuerzos máximos estuvieron entre 25.38 MPa y 27.54 MPa. El promedio calculado de resistencia a la compresión fue de 26.15 MPa, con una desviación estándar de 1.20 MPa. Para efectos de diseño estructural, se adoptó un valor representativo de resistencia a la compresión igual a 24.95 MPa. Este resultado refleja de manera adecuada la calidad y el comportamiento del mortero utilizado en las juntas del sistema constructivo evaluado.

### 3.4. Malla electrosoldada

Después de someter el muro a cargas cíclicas horizontales y gravitacionales, se procedió a su reparación y, posteriormente, al encamisado con malla electrosoldada para servir como refuerzo sísmico externo en la albañilería hueca. El acero utilizado cumplió con las especificaciones de la norma ASTM A1064/A1064M-18a “*Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete.*” (American Society for Testing and Materials, 2018). Las mallas se instalaron en ambos lados del muro, y las características técnicas de su aplicación se presentan a continuación en detalle.

**Tabla 3.9:** Especificaciones técnicas de la malla electrosoldada

Tipo	Malla electrosoldada Q-188
Medidas	2 400 mm x 6 000 mm
Cocada	150 mm x 150 mm
Diámetro	ϕ 6 mm
Peso	2.960 kgf/m <sup>2</sup>

## Capítulo 4. Prismas de albañilería hueca

Se exponen los resultados y las propiedades de los especímenes evaluados bajo carga de compresión axial. Las pilas estaban formadas por seis hiladas de unidades, dispuestas consecutivamente con un espesor de junta de 15 mm entre cada una.

### 4.1. Pilas de albañilería hueca

#### 4.1.1. Características de los especímenes

En esta investigación, se fabricaron cuatro pilas con una altura de 615 mm, un largo de 230 mm y un ancho de 125 mm, con juntas de mortero de 15 mm. Las pilas fueron sometidas a ensayos de compresión axial, cuyos resultados facilitaron la determinación de la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad.



**Figura 4.1:** Medidas de las pilas expresadas en milímetros

#### 4.1.2. Procedimiento constructivo

Las unidades fueron colocadas utilizando un mortero con una proporción de cemento y arena gruesa de 1:4. Los procedimientos de construcción se presentan en la Tabla 4.1. Es importante señalar que la preparación de estos especímenes se realizó conforme a las condiciones estándar requeridas para el ensayo.

**Tabla 4.1:** Procedimiento constructivo de las pilas

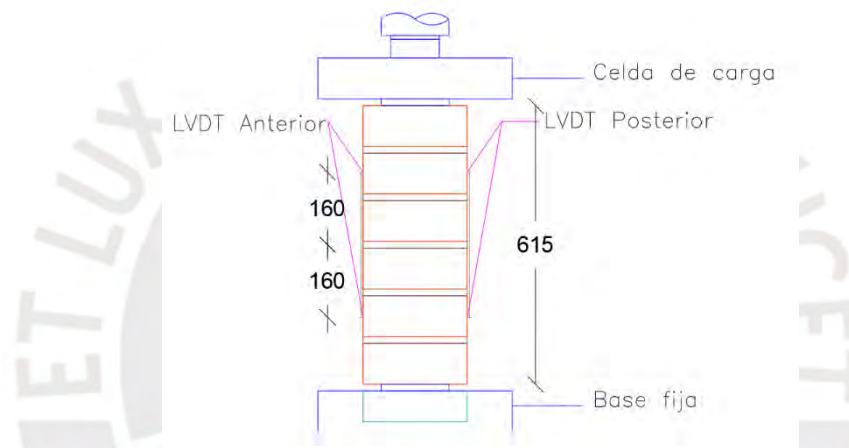
	<p>La tarde anterior al asentado, las unidades se humedecieron durante un periodo de 30 minutos.</p>
	<p>Las unidades se apilaron sobre una base de madera nivelada, colocándolas una encima de otra. La alineación vertical de las pilas se verificó utilizando una plomada y un nivel. Cada pila constaba de 6 hiladas.</p>
	<p>Al finalizar, se construyeron cuatro pilas, asegurando que las juntas horizontales mantuvieran un espesor de 15 mm.</p>

### 4.1.3. Instrumentación y montaje

Las pilas de albañilería fueron instaladas cuidadosamente por el equipo técnico especializado del laboratorio, asegurando su centrado preciso con respecto a los ejes de los cabezales de carga para una correcta transmisión de fuerza, como se observa en la Figura 4.2.

Para el monitoreo de los desplazamientos durante la aplicación de la carga de compresión axial, se emplearon dos Transductores de Desplazamiento Lineal Variable (LVDTs) en cada pila. La velocidad de carga aplicada fue de 50 kN/min, utilizando una gata hidráulica con capacidad nominal de 20 00 kN y una celda de carga calibrada, con la cual se midió el voltaje correspondiente al esfuerzo en cada etapa del ensayo.

Durante el desarrollo del ensayo, se realizó una observación continua del comportamiento del espécimen. Ante la detección de signos de debilitamiento estructural en el material, se procedió a retirar la instrumentación siguiendo una inspección visual exhaustiva. Esta medida fue adoptada con el fin de proteger los equipos de medición y prevenir daños debido a una posible falla súbita del espécimen.



**Figura 4.2:** Instrumentación de la pila en mm

#### 4.1.4. Fallas Observadas en las pilas

Las pilas presentaron las siguientes fallas:

**Tabla 4.2:** Descripción de los tipos de falla ocurridos en las pilas

			<p><b>Pila 1.</b> La falla observada fue de compresión y aplastamiento en la base de la pila, con fisuras y desprendimientos en las superficies externas de los ladrillos. El deterioro se concentró en las zonas inferiores, donde la carga acumulada provocó fragmentación y pérdida de material en las caras laterales.</p>
			<p><b>Pila 2.</b> La falla fue frágil, debido a un capping inadecuado que generó flexo-compresión. Esto causó que, bajo compresión, se desprendieran las caras de los ladrillos, debilitando la estructura. La distribución irregular del capping acentuó el daño observado.</p>
			<p><b>Pila 3.</b> La falla observada es de tipo flexo-compresión, evidenciados por desplazamientos laterales y fisuración asimétrica en la pila. Esto se debe a un capping irregular, que generó esfuerzos desiguales. Al alcanzar su límite de resistencia, la pila presentó una falla frágil.</p>
			<p><b>Pila 4.</b> Se observó una falla de flexo-compresión, evidenciada por inclinación y desplazamientos laterales de los ladrillos, por un capping inadecuado. La ruptura fue frágil, con fragmentación súbita y desprendimientos de cara posterior en la base.</p>

#### 4.1.5. Cálculo de la resistencia característica a compresión axial de las unidades de albañilería

La resistencia a la compresión axial de las pilas de albañilería se determina dividiendo la carga máxima soportada entre el área total de la sección transversal de la pila. Este valor se ajusta aplicando el factor de esbeltez estipulado en la Norma E.070, tal como se muestra en la Tabla 4.2. Los valores de  $f'_m$  se calcularon restando la desviación estándar de la resistencia promedio a compresión.

$$f'_m = f_m - \sigma_p \quad (4.1)$$

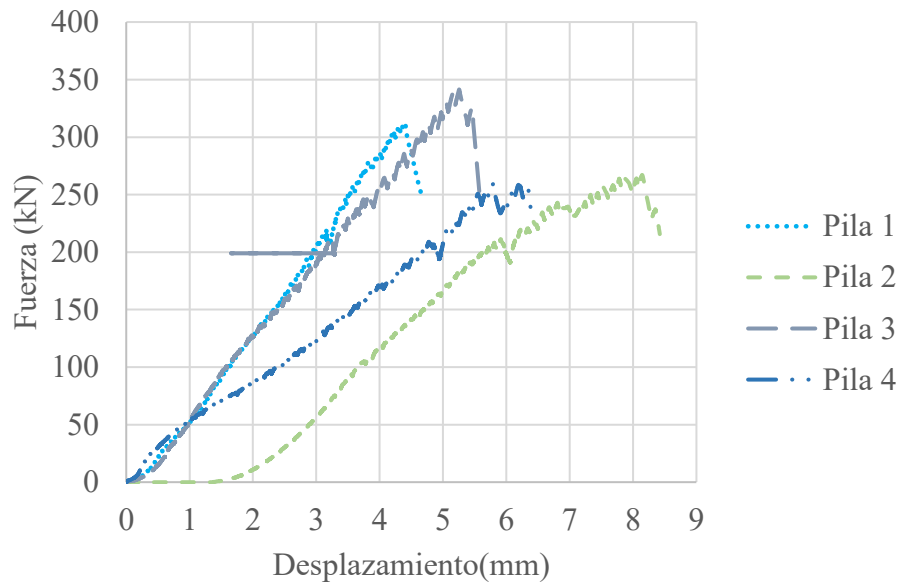
Donde:

$f_m$  : resistencia promedio a compresión axial

$f'_m$  : resistencia característica a compresión axial de la albañilería.

$\sigma_P$  : Desviación estándar de la resistencia a compresión axial de las pilas

Para obtener la carga máxima, se genera la gráfica Fuerza-desplazamiento utilizando el registro del LVDT global en todas las pilas, así como se observa en la Figura 4.3. Se localiza el punto de máxima inflexión en la curva. El valor resultante divide por el área de sección transversal de la pila, y posteriormente se aplica un factor de corrección que considera la esbeltez específica de cada pila.



**Figura 4.3:** Relación entre fuerza y desplazamiento, basada en el LVDT-Global en las pilas

Por último, se puede establecer la resistencia característica a compresión de las pilas. Tabla 4.3.

**Tabla 4.3:** Resultados de los ensayos de compresión axial de pilas

Espécimen	Dimensiones			Esbeltez ( $H_p/t_p$ )	Factor de corrección	$P_{máxP}$ (kN)	Área ( $mm^2$ )	$f_m$	
	Largo (mm)	Ancho (mm)	Altura (mm)					$f_m$	corregido
	( $H_p$ )	( $L_p$ )	( $t_p$ )					(Mpa)	(Mpa)
Pila 1	229	125	615	4.920	0.9960	312.16	28625	10.91	10.86
Pila 2	230	125	615	4.920	0.9960	267.11	28750	9.29	9.25
Pila 3	230	126	615	4.881	0.9940	341.46	28980	11.78	11.71
Pila 4	229	125	616	4.928	0.9964	260.12	28625	9.09	9.05
								$f_{m \text{ prom}}$	10.22
								$\sigma_P$	1.28
								CV	12.54%
								$f'_m$	8.94

#### 4.1.6. Cálculo del módulo de elasticidad

En cada pila se instalaron dos LVDT locales, denominados LVDT Anterior y LVDT Posterior. El valor de  $E_m$  se determinó a partir de la curva Esfuerzo-Deformación unitaria, presentada en la Figura 4.4 y calculada mediante las fórmulas (4.2), (4.3) y (4.4).

Luego, se halló el  $E'_m$  con la fórmula (4.5), en donde resultó igual a 5272MPa.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta P_{máx_p}}{Area\ bruta} = \frac{\Delta P_{máx_p}}{L_p t_p} \quad (4.2)$$

$$\Delta\xi_p = \frac{\Delta\delta}{L_{PLVDT}} \quad (4.3)$$

$$E_m = \frac{\Delta\sigma_p}{\Delta\xi_p} \quad (4.4)$$

$$E'_m = E_m - \sigma_E \quad (4.5)$$

Donde:

$\Delta\sigma_p$  : Variación de esfuerzos de compresión para pilas

$\Delta P_{máx_p}$ : Variación de carga axial máxima en el tramo elástico para pilas

$L_p$  : Largo de la pila reforzada o no reforzada

$t_p$  : Espesor de la pila reforzada o no reforzada

$\Delta\xi_p$  : Variación de deformaciones unitarias axiales para pilas

$\Delta\delta$  : Variación de la deformación axial de las pilas

$L_{PLVDT}$ : Longitud entre las bases del LVDT para pilas

$E_m$  : Módulo de elasticidad de la albañilería

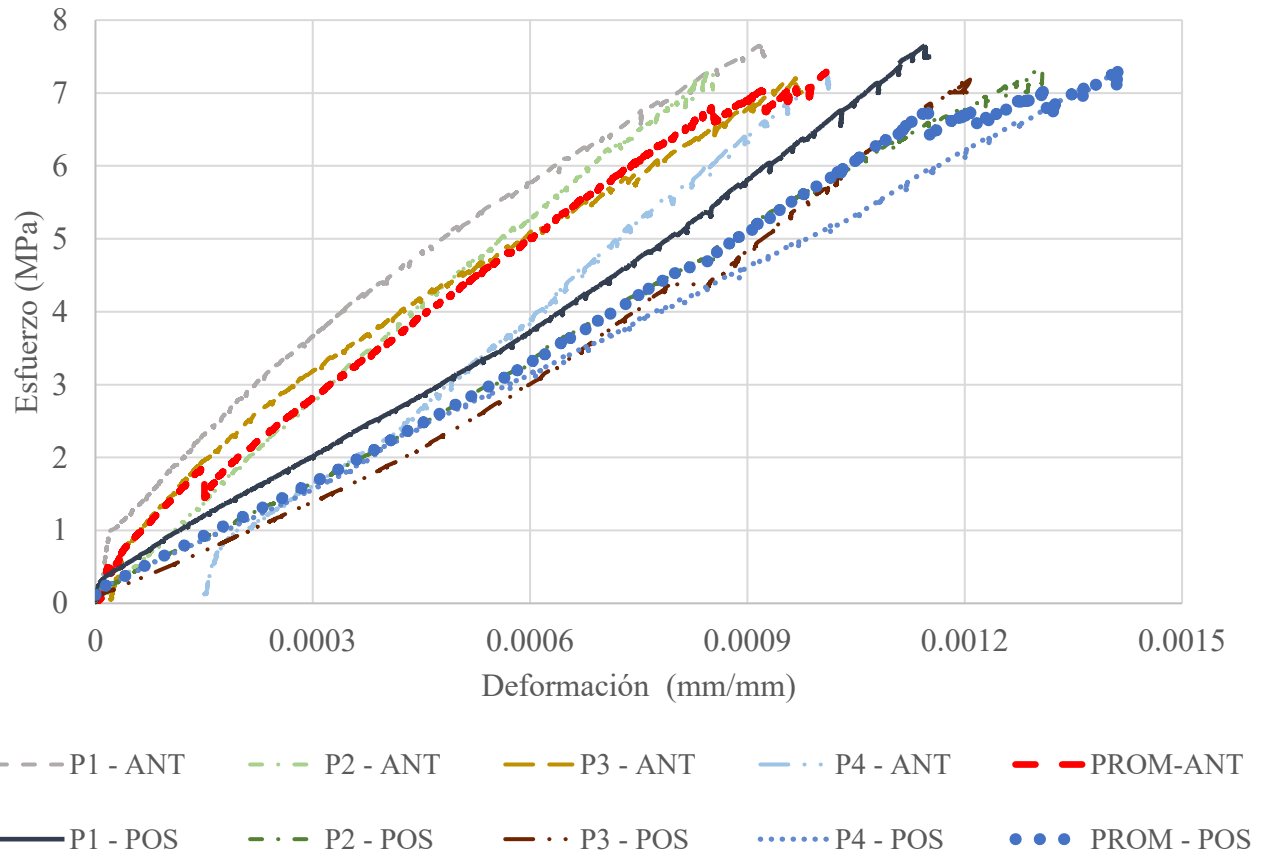
$\Delta\sigma_p$  : Variación de esfuerzos de compresión para pilas reforzadas o no reforzadas

$\Delta\xi_p$  : Variación de deformaciones unitarias axiales para pilas reforzadas o no reforzadas

$E'_m$  : Módulo de elasticidad característico de la albañilería

$\sigma_E$  : Desviación estándar del módulo de elasticidad pila reforzada o no reforzada

Los datos para esta curva fueron obtenidos de los desplazamientos registrados por los sensores LVDT locales durante la aplicación de la carga axial. Para el análisis, se consideraron los valores correspondientes al 50% y 20% de la carga máxima, en el tramo que describe el comportamiento elástico.



**Figura 4.4:** Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de las pilas

De la Figura 4.4, se puede observar que los gráficos obtenidos a partir de las lecturas del LVDT Posterior (POS) muestran un comportamiento de deformación unitario que destaca por su estabilidad y linealidad en comparación con las lecturas del LVDT Anterior (ANT). Al analizar cada curva, se puede observar que las lecturas del LVDT Posterior siguen un patrón más uniforme, sin grandes variaciones o picos abruptos, lo que sugiere una medición más precisa y menos afectada por efectos locales en la estructura. Esta estabilidad en la curva es indicativa de que el LVDT Posterior está captando una deformación que representa mejor el comportamiento global del material, lo cual es fundamental para estudios que buscan entender el comportamiento estructural bajo cargas controladas. Otro aspecto importante es la consistencia observada entre las curvas del LVDT Posterior de los diferentes especímenes.

En conjunto, la claridad, linealidad y consistencia de las curvas del LVDT Posterior (POS) en los gráficos permiten una interpretación más precisa y representativa del comportamiento estructural de la pila bajo carga. Es por ello que se consideró el LVDT Posterior como la fuente de datos primaria en este análisis para el cálculo del módulo de elasticidad.

**Tabla 4.4:** Datos para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería

Especímen	Sensor	Distancia	Área	P <sub>máx50%</sub>	$\delta_{50\%}$	P <sub>máx 20%</sub>	$\delta_{20\%}$
		LVDT					
		(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Pila 1	Anterior	320	28625	156.08	0.17365	62.43	0.04331
	Posterior	320			0.27280		0.10437
Pila 2	Anterior	320	28750	133.56	0.16532	53.42	0.06358
	Posterior	320			0.26510		0.11059
Pila 3	Anterior	320	28980	170.73	0.24192	68.29	0.06234
	Posterior	320			0.32854		0.15489
Pila 4	Anterior	320	28625	130.06	0.21435	52.02	0.10777
	Posterior	320			0.28440		0.11268

**Tabla 4.5:** Resultados para el cálculo del módulo de elasticidad característico de la mampostería

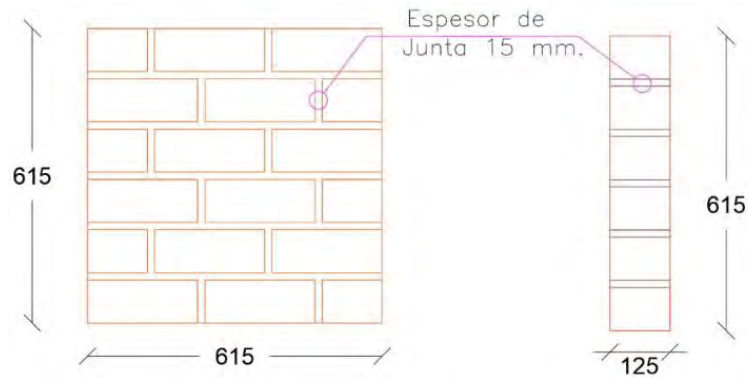
Deformación unitaria	$\sigma_{50\%P}$	$\sigma_{20\%P}$	$E_m$	$E_m$ promedio
(7) = [(4)-(6)] / (1)	(8) = (3) / (2)	(9) = (5) / (2)	[(8)-(9)] / (7)	de LVDT
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0004073	5.45	2.18		6216
0.0005263			6216	
0.0003179	4.65	1.86		5772
0.0004829			5772	
0.0005612	5.89	2.36		6514
0.0005426			6514	
0.0003331	4.54	1.82		5080
0.0005366			5080	
			$E_m$ (MPa)	5896
			$\sigma_E$ (MPa)	623
			CV	11%
			$E'_m$ (MPa)	5272

## 4.2. Muretes de albañilería hueca

Se presentan los resultados de los especímenes sometidos a compresión diagonal, construidos con muretes compuestos de seis hiladas horizontales. Las unidades fueron colocadas en capas sucesivas, manteniendo un espesor de junta de 15 mm entre ellas.

### 4.2.1. Características de los especímenes

Se construyeron cuatro muretes con una altura de 615 mm, un largo de 615 mm y un espesor de 125 mm, conforme a las especificaciones del proyecto experimental y como se ilustra en la Figura 4.5.



**Figura 4.5:** Medidas de los muretes expresadas en milímetros

#### 4.2.2. Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo seguido para la elaboración de los muretes se describe en detalle en la Tabla 4.6.

**Tabla 4.6:** Procedimiento constructivo de muretes

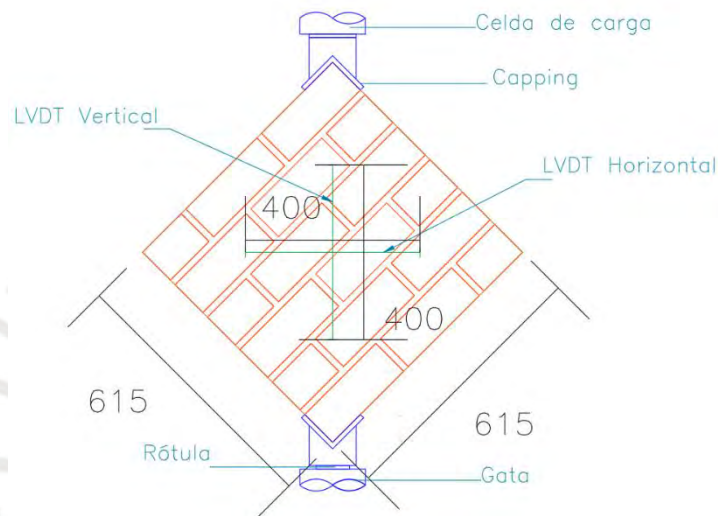
	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Aproximadamente 16 horas antes de construir los muretes, las unidades se humedecieron durante 30 minutos.</li> </ol>
	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. Sobre una base plana de madera, se colocaron las unidades, comenzando con los ladrillos guías. La proporción de mortero y la técnica empleada en la mano de obra fueron idénticas a las utilizadas en las pilas. Se construyeron seis hiladas para mantener la similitud con las pilas.</li> </ol>
	<ol style="list-style-type: none"> <li>3. Se utilizó un escantillón para verificar la altura y garantizar que las juntas horizontales mantuvieran un espesor de 15 mm. La verificación de la verticalidad se realizó empleando un nivel y una plomada.</li> </ol>

### 4.2.3. Instrumentación y montaje

Para el traslado y montaje de los muretes se utilizó un equipo de izaje junto con el puente grúa del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP. Durante la prueba, se instalaron dos LVDT, a lo largo de las diagonales principales del murete, para medir las deformaciones, como se observa en la Figura 4.6.

El sistema de ensayo incluyó una gata hidráulica con una capacidad de 2000 kN y una celda de carga de 1000 kN. La carga monotónica se aplicó a una velocidad constante de 10 kN/min.

Los instrumentos fueron retirados antes de alcanzar una carga específica, con el objetivo de evitar daños por la posible falla repentina del murete.







**Figura 4.6:** Instrumentación de murete(mm)

#### 4.2.4. Fallas Observadas en los muretes

Durante los ensayos realizados en los muretes, se identificaron los tipos de fallas observadas. En la Tabla 4.7 se presenta una descripción de estas fallas, acompañada de imágenes ilustrativas.

**Tabla 4.7:** Descripción de los tipos de falla ocurridos en los muretes

	<p><b>Murete 1.</b> Las fisuras se desarrollaron mayormente a través de las juntas de mortero, este tipo de fisuración en zigzag refleja una insuficiencia en la adherencia entre el mortero y los ladrillos</p>
	<p><b>Murete 2.</b> La falla observada corresponde a un corte diagonal, identificada por la presencia de grietas inclinadas que atraviesan tanto las juntas de mortero como los ladrillos.</p>
	<p><b>Murete 3.</b> El murete presenta una falla identificada como corte diagonal, evidenciada por grietas inclinadas que se extienden a través de los ladrillos y las juntas de mortero.</p>
	<p><b>Murete 4.</b> El murete presenta una falla que combina corte diagonal y tracción diagonal, evidenciada por grietas diagonales marcadas que atraviesan tanto los ladrillos como las juntas de mortero. Este comportamiento sugiere que el murete llegó al límite de su capacidad para resistir esfuerzos de corte.</p>

#### 4.2.5. Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte

A partir de la carga máxima observada en cada murete, se determinó la resistencia al corte del espécimen. El área diagonal se calculó multiplicando la diagonal del murete por su espesor, aplicando la fórmula (4.6).

$$v_m = \frac{P_{máxMU}}{\text{Area diagonal}} = \frac{P_{máxMU}}{(\sqrt{L_{MU}^2 + H_{MU}^2})t_{MU}} \quad (4.6)$$

Donde:

$v_m$  : Resistencia a corte puro para muretes

$P_{máxMU}$ : Carga máxima para muretes

Posteriormente, se calculó el valor promedio de  $v_m$  junto con su desviación estándar. Así, para obtener la resistencia característica al corte, se restó una desviación estándar del valor promedio, siguiendo la fórmula (4.7). Los cálculos correspondientes se realizaron para cada murete y se resumen en la Tabla 4.8.

$$v'_m = v_m - \sigma_{MU} \quad (4.7)$$

Donde:

$v'_m$  : Resistencia característica a corte puro de muretes

$v_m$  : Resistencia a corte puro para muretes

$\sigma_{MU}$  : Desviación estándar de la resistencia a compresión diagonal de murete

Se llevaron a cabo los cálculos correspondientes para cada murete, los cuales se detallan en la Tabla 4. 8. La resistencia característica al corte obtenida para la mampostería con juntas de 15 mm fue de 1.11 MPa. Este valor elevado se atribuye al ingreso del mortero en las perforaciones de las unidades de albañilería. Además, se registró un coeficiente de variación del 7.91%, lo cual indica que la mano de obra fue consistente en la construcción de los especímenes.

**Tabla 4.8:** Resultados de los ensayos de compresión diagonal de muretes

Espécimen	Dimensiones				$P_{máxMU}$ (kN)	Área de corte (mm <sup>2</sup> )	$v_m$ (MPa)
	Altura ( $H_{MU}$ )	Largo ( $L_{MU}$ )	Espesor ( $t_{MU}$ )	Diagonal (mm)			
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
Murete 1	613	613	125	866.9	117.614	108364	1.09
Murete 2	613	614	125	867.6	127.219	108453	1.17
Murete 3	614	616	125	869.7	138.421	108718	1.27
Murete 4	612	608	125	862.7	139.128	107834	1.29
						$v_{m\text{prom}}$	1.21
						$\sigma_{MU}$	0.10
						CV	7.91%
						$v'_m$	1.11

#### 4.2.6. Cálculo del módulo de corte característico de la albañilería

Como se mencionó previamente, se instalaron dos LVDT en cada murete, designados como LVDT Vertical (1) y LVDT Horizontal (2). El módulo de corte de la mampostería se determinó tomando el promedio de los valores registrados por cada sensor. El valor de  $G_m$  se calculó a partir de la gráfica de Esfuerzo versus Deformación unitaria, que se ilustra en la Figura 4.7, empleando las fórmulas (4.8), (4.9) y (4.10). Además, se utilizó el 50% y el 20% de la carga máxima en el segmento correspondiente al comportamiento elástico. Los datos se encuentran en la Tabla 4.9, mientras que los resultados del cálculo de  $G_m$  se muestran en la Tabla 4.10. El Murete 1 fue excluido del análisis debido a que su comportamiento no se ajusta a las condiciones ideales esperadas para la mampostería evaluada. Desde un punto de vista estadístico, sus resultados mostraron diferencias significativas respecto a los demás especímenes, destacando principalmente en el módulo de corte ( $G_m$ ) y la deformación unitaria. En este caso, el  $G_m$  registrado para el Murete 1 fue de 2026 MPa, un valor notablemente superior al promedio de los otros especímenes, que se situó alrededor de 1600 MPa, generando así una desviación en el conjunto de datos. Por esta razón, se determinó que los resultados del Murete 1 no reflejan adecuadamente el comportamiento típico de la mampostería bajo las condiciones controladas del ensayo. Esta decisión se tomó con el propósito de garantizar resultados técnicamente sólidos y estadísticamente fiables. Posteriormente, el valor de  $G'_m$  se obtuvo ajustando el promedio de  $G_m$  al restarle una desviación estándar, de acuerdo con la fórmula (4.11). Como resultado, el  $G'_m$  calculado fue de 1265 MPa.

$$\Delta\tau = \frac{\Delta P_{max}}{Area\ diagonal} = \frac{\Delta P_{max}}{(\sqrt{L_{MU}^2 + H_{MU}^2})t_{MU}} \quad (4.8)$$

$$\gamma_{h,v} = \frac{\delta_h + \delta_v}{L} \quad (4.9)$$

$$G_m = \frac{\Delta\tau}{\gamma_{h,v}} \quad (4.10)$$

$$G'_m = G_m - \sigma_G \quad (4.11)$$

Donde:

$\Delta\tau$  : Esfuerzo cortante en el tramo elástico para muretes

$\Delta P_{max}$ : Variación de carga axial máxima en el tramo elástico para muretes

$L_{MU}$  : Largo del murete reforzado o no reforzado

$H_{MU}$  : Altura del murete reforzado o no reforzado

$t_{MU}$  : Espesor del murete reforzado o no reforzado

$\gamma_{h,v}$  : Deformación angular horizontal y vertical

$\delta_h$  : Desplazamiento horizontal en el rango elástico para muretes

$\delta_v$  : Desplazamiento vertical en el rango elástico para muretes

$L$  : Longitud entre los LVDTs

$G_m$  : Módulo de corte de la albañilería

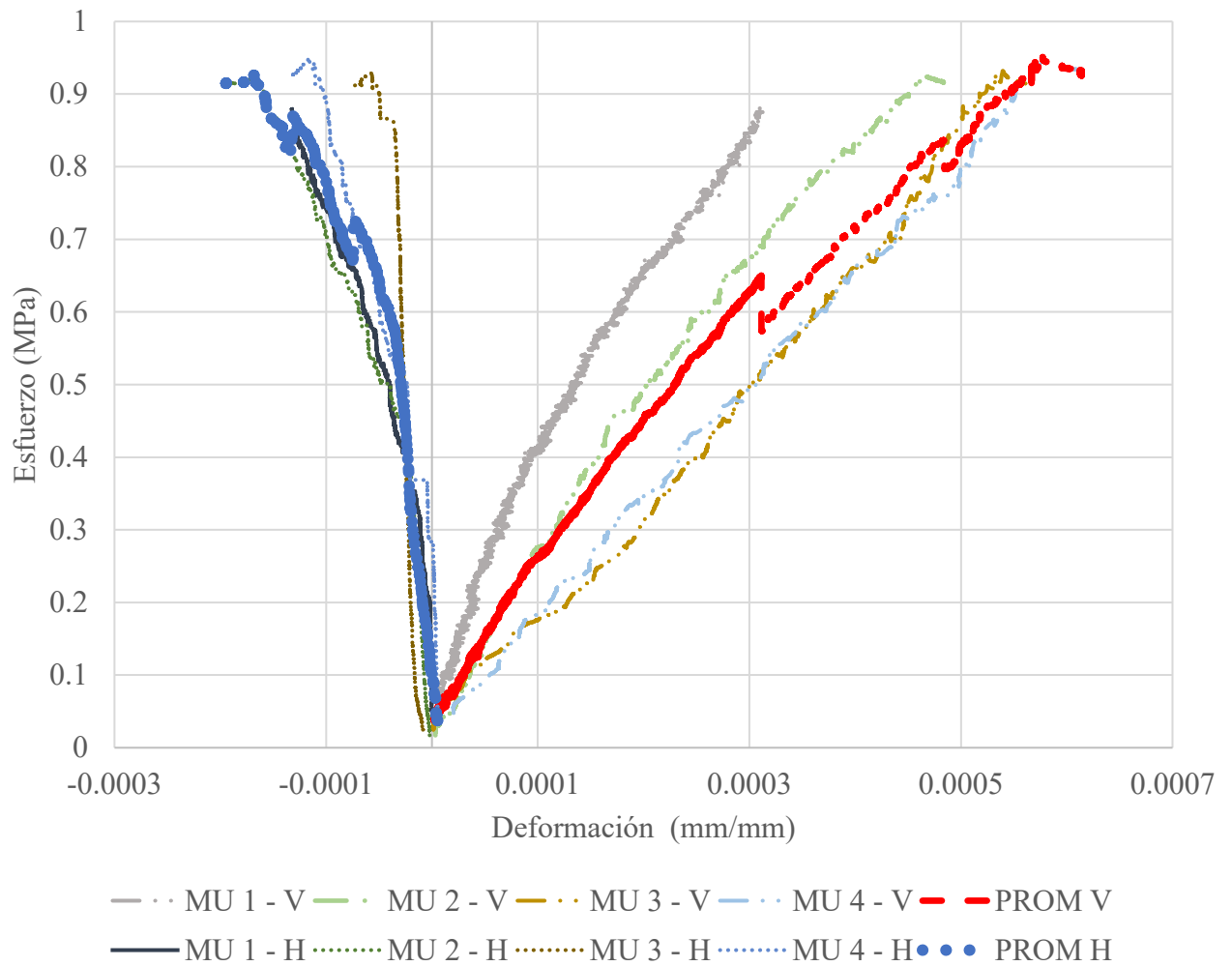
$\Delta\tau$  : Esfuerzo cortante en el tramo elástico para muretes

$\gamma_{h,v}$  : Deformación angular horizontal y vertical

$G'_m$  : Módulo de corte característico de la albañilería

$G_m$  : Módulo de corte de la albañilería no reforzada

$\sigma_G$  : Desviación estándar del módulo de corte del murete



**Figura 4.7:** Gráficas de Esfuerzo – Deformación unitaria de los muretes

**Tabla 4.9:** Datos para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería

Especímen	Sensor	Distancia	Área	P <sub>máx</sub> 50%	$\delta_{50\%}$	P <sub>máx</sub> 20%	$\delta_{20\%}$
		LVDT	de				
		(mm)	corte	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Murete 1 (MU 1)	Vertical (V)	400	108364	58.81	0.06303	23.52	0.01755
	Horizontal (H)	400			-0.02145		-0.00266
Murete 2 (MU 2)	Vertical (V)	400	108453	63.61	0.10446	25.44	0.03570
	Horizontal (H)	400			-0.02779		-0.00530
Murete 3 (MU 3)	Vertical (V)	400	108718	69.21	0.16145	27.68	0.07295
	Horizontal (H)	400			-0.01194		-0.00876
Murete 4 (MU 4)	Vertical (V)	400	107834	69.56	0.16740	27.83	0.06537
	Horizontal (H)	400			-0.02376		-0.00111

**Tabla 4.10:** Resultados para el cálculo del módulo de corte característico de la mampostería

Deformación unitaria	$\tau_{50\%P}$	$\tau_{20\%P}$	$\Delta\tau$	$\gamma_{h,v}$	$G_m$
	(MPa)	(MPa)	(MPa)		
(7)=[(4)-(6)]/(1)	(8)=(3)/(2)	(9)=(5)/(2)	(10)=(8)-(9)	(11)=[(4)-[6]]/(1)	(10)/(11)
0.0001137	0.54	0.22	0.33	0.0001137	2026
-0.0000470				-0.0000470	
0.0001719	0.59	0.23	0.35	0.0001719	1543
-0.0000562				-0.0000562	
0.0002212	0.64	0.25	0.38	0.0002212	1667
-0.0000079				-0.0000079	
0.0002551	0.65	0.26	0.39	0.0002551	1242
-0.0000566				-0.0000566	
				$G_m$ (MPa)	1484
				$\sigma_G$ (MPa)	219
				CV	15%
				$G'_m$ (MPa)	1265

## Capítulo 5. Análisis teórico y construcción del muro

Para el estudio del muro, se utilizaron las resistencias características derivadas de los ensayos de compresión realizados en pilas y muretes, además de los valores correspondientes a los módulos de elasticidad y de corte.

### 5.1. Análisis teórico

#### 5.1.1. Geometría del muro

La viga solera tuvo una sección transversal de 200 mm x 200 mm, mientras que las columnas de confinamiento presentaron una sección de 125 mm x 200 mm. Por otro lado, la viga de cimentación tuvo dimensiones de 300 mm x 340 mm y una longitud de 2400 mm proporcionando la base estructural necesaria para el sistema.

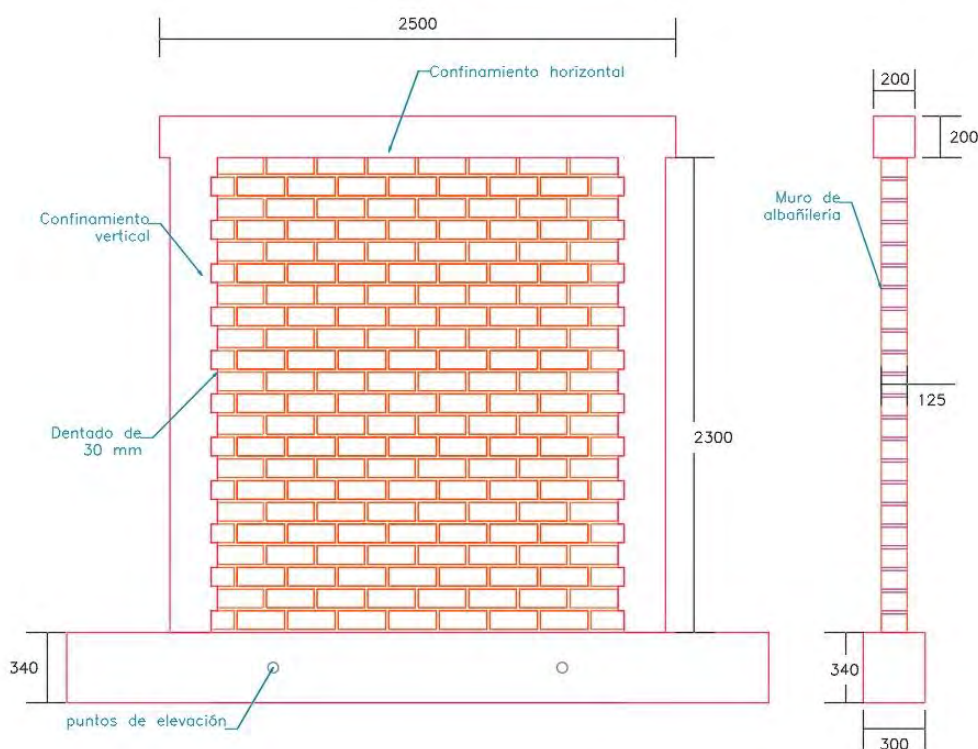
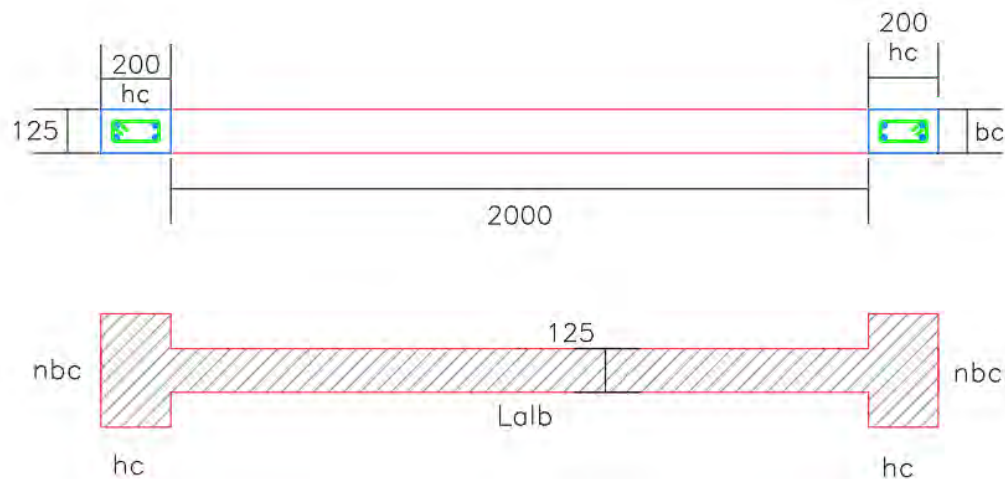


Figura 5.1: Dimensiones nominales del muro (mm)

#### 5.1.2. Rigidez lateral

Según la Norma Técnica E.070 (2006), al analizar la rigidez lateral de un muro confinado, es necesario convertir las columnas de confinamiento en una sección equivalente de albañilería. Esto se logra aplicando la relación entre los módulos de elasticidad del concreto y la albañilería, lo cual permite ajustar el espesor de la sección real (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – SENCICO, 2006). Primero hallaremos el área de la sección transformada; luego, el momento de inercia de la sección equivalente; finalmente, la rigidez lateral.



**Figura 5.2:** Sección transformada (mm)

Para realizar el cálculo de la sección transformada, se procede de la siguiente manera:

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$E_c = E_{\text{concreto}} = 4700 \sqrt{f'_c}, E_c = 21538 \text{ MPa}$$

$$E_m = 5272 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_c}{E_m} = 4$$

$$b_c = 125 \text{ mm}, t = 125 \text{ mm}$$

$$b'_c = nb_c = 4 \times 125 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$$

$$A' = 2nb'_c h_c + L_{alb} t = 0.45 \text{ m}^2$$

$$h_c = 200 \text{ mm}$$

$$L_{alb} = 2000 \text{ mm}$$

$$x_c = 1100 \text{ mm}$$

$$I_{equi} = t \times \frac{L_{alb}^3}{12} + 2 \times \left( b'_c \times \frac{h_c^3}{12} + b'_c \times h_c \times x_c^2 \right) = 0.326 \text{ m}^2$$

Para determinar la rigidez lateral elástica (K) del muro, se considera que este actúa como un elemento en voladizo, aplicándose la fórmula indicada a continuación:

$$K = \frac{E_m}{\frac{h^3}{3 \cdot I_{equi}} + (f \cdot h \cdot \frac{E_m}{G_m \cdot A})}$$

Donde:

$K$  : Rigidez lateral.

$E_m$  : Módulo de elasticidad experimental = 5272 MPa

$G_m$  : Módulo de corte experimental = 1265 MPa

$h$  : Altura del muro, desde la base hasta el eje de aplicación de la carga= 2.4 m.

$A$  : Área de la sección transversal del muro = 0.3 m<sup>2</sup>.

$f$  : Factor de forma =  $A/A' = 1.5$

$I_{equi}$  : Momento de inercia de sección transversal equivalente = 0.326 m<sup>4</sup>

Reemplazando en la fórmula de rigidez lateral, obtenemos:  $K = 111 \text{ kN/mm}$ .

### 5.1.3. Fisuración en tracción por flexión

El esfuerzo de tracción más crítico se produce cuando se combina el esfuerzo de flexión generado por la carga lateral con el esfuerzo de compresión provocado por la carga vertical aplicada (San Bartolomé et al., 2013) y (Quiun & Mamani, 2017). Para lo cual se utilizó la siguiente fórmula:

$$F = \frac{\left(\frac{0.62\sqrt{f'c}}{n} + \frac{P_{ver}}{A'}\right) \cdot I_{equi}}{h \cdot x'}$$

Donde:

$f'c$  : Resistencia del concreto (21 MPa)

$n$  :  $E_C/E_m = 4$

$P_{ver}$  : Carga Axial = 110 kN

$A'$  : Área de la sección transformada del muro = 0.45 m<sup>2</sup>

$I_{equi}$  : Momento de inercia de sección transversal equivalente = 0.326 m<sup>4</sup>

$x'$  : Distancia al centroide de la fibra más traccionada = 1.2 m

$h$  : Altura del muro, desde la base hasta el eje de aplicación de la carga = 2.4 m

Al sustituir los valores en la fórmula, se calcula que la capacidad de carga correspondiente a la tracción máxima en el concreto alcanza un valor de 108 kN.

### 5.1.4. Resistencia asociada a la falla por flexión y corte

Se calculó la resistencia ( $V_f$ ) correspondiente a la fluencia del refuerzo vertical situado en la base de la columna en tracción utilizando la siguiente fórmula:

$$V_f = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{h}$$

Donde:

$V_f$  : Fuerza cortante asociada a la fluencia del refuerzo vertical.

$A_s$  : Área del refuerzo vertical en el extremo del muro (4  $\phi 1/2''$ ) = 508 mm<sup>2</sup>

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 420 MPa

$d$  : Peralte efectivo del muro = 0.8 L = 1920 mm

$h$  : Altura del muro, desde la base hasta el eje de aplicación de la carga = 2.4 m.

Al sustituir los valores en la fórmula, se obtuvo lo siguiente:  $V_f=171$  kN

La Norma Técnica de Edificación E.070 "Albañilería" del Perú (2006) define los lineamientos para calcular la resistencia última al corte en muros de albañilería. Esta evaluación toma en cuenta la resistencia al agrietamiento diagonal. En el contexto de esta investigación, la resistencia al corte de los muros se determina mediante la siguiente fórmula

$$V_m = 0.5 \cdot v'm \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g$$

Donde:

$V_m$  : Resistencia teórica al agrietamiento diagonal.

$v'm$  : Resistencia a corte diagonal de los muretes=1.11 MPa

$t$  : espesor del muro=125 mm

$L$  : Longitud total del muro, incluyendo el peralte de las columnas=2400 mm

$\alpha$  : Factor de reducción por efecto de la esbeltez = 1

$P_g$  : Carga gravitacional de servicio=110 kN

Al reemplazarlos valores en la fórmula, se calcula que la resistencia al agrietamiento diagonal alcanza un valor de 192 kN.

#### 5.1.5. Tipo de falla esperada en el muro original M1-CA

A partir de los resultados obtenidos en los ítems anteriores, se observa que la resistencia al corte ( $V_m = 192$  kN) supera a la resistencia a la flexión ( $V_f = 171$  kN). Esto indica que la falla más probable será por flexión, lo que implica que previamente debe haberse producido la aparición de la primera fisura por flexión en las columnas, correspondiente a una carga de  $F = 108$  kN.

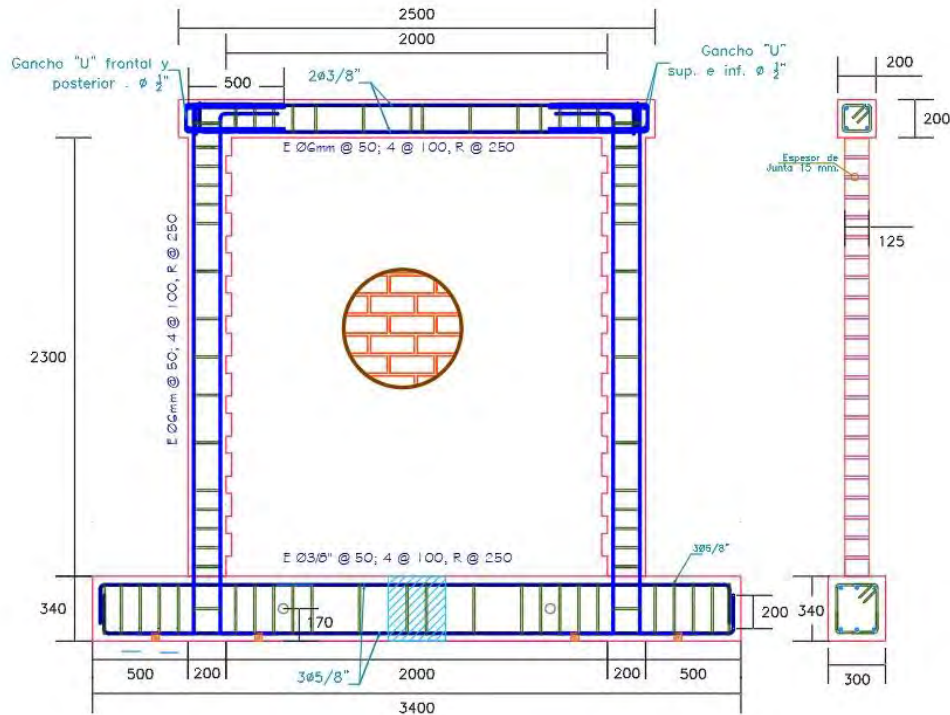
#### 5.1.6. Acero de refuerzo

Se usó el procedimiento de diseño de muros confinados de la Norma E.070 para obtener la armadura requerida en las columnas y viga. La viga solera se reforzó con 4 barras longitudinales de  $\varnothing 3/8"$ , contó con estribos de  $\varnothing 6$  mm, colocados con un espaciamiento progresivo de 1@50 mm, 4@100 mm y el resto a 250 mm, garantizando un adecuado confinamiento del concreto y resistencia al esfuerzo cortante.

Las columnas de confinamiento incorporaron un refuerzo longitudinal compuesto por 4 barras de  $\varnothing 1/2"$ . Los estribos, fabricados con barras de  $\varnothing 6$  mm, se instalaron siguiendo el mismo patrón progresivo que en la viga solera (1@50 mm, 4@100 mm y el resto a 250 mm).

La viga de cimentación fue reforzada con 6 barras longitudinales de  $\varnothing 5/8"$ . Los estribos empleados constaron de  $\varnothing 3/8"$ , se colocaron con un espaciamiento progresivo de 1@50 mm, 4@100 mm y el resto a 250 mm.

Para evitar deformaciones locales en la zona de aplicación de la carga a través del actuador estructural, se incluyeron cuatro ganchos de acero en forma de "U" de  $\varnothing 1/2"$ . Dos de ellos se posicionaron de manera horizontal en las partes superior e inferior de la zona de carga, mientras que los otros dos se ubicaron de forma perpendicular a los primeros, formando un sistema cruzado que reforzó la estabilidad y redujo el riesgo de fallas localizadas.



**Figura 5.3:** Aceros de refuerzo del muro

### 5.1.7. Aporte del reforzamiento previo al segundo ensayo

El uso de malla electrosoldada como refuerzo en el muro dañado tuvo como propósito principal restaurar y aumentar la capacidad estructural de la albañilería. En el primer ensayo, el muro original, que no contaba con refuerzo, presentó fisuras y daños como consecuencia de las cargas aplicadas, lo cual provocó una disminución en su resistencia y rigidez.

La aportación de la malla se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$V_{m,malla} = \frac{A_s f_y L_s}{S}$$

Donde:

$A_s$  : Área de acero de la malla de  $\varnothing 6 \text{ mm} = 28 \text{ mm}^2$

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero = 420 MPa

$L_s$  : Longitud en la que se instala la malla electrosoldada = 2000 mm.

$S$  : Separación vertical de los alambres de la malla = 150 mm.

Al reemplazar en la fórmula mencionada, se determina que la malla colocada soporta una carga de 157 kN. Al instalar dos mallas, una en cada cara del muro, la resistencia a corte aportada asciende a 314 kN. Por otro lado, en el primer ensayo, la resistencia a corte del muro original alcanzó los 188 kN (al concluir la fase 7). Por lo tanto, se estima que en el segundo ensayo el muro podría resistir hasta 502 kN. Sin embargo, es importante tener en cuenta que el muro ya sufrió daños previos y presenta micro fisuras desde el primer ensayo.

## 5.2. Construcción del muro M1-CA

Para evaluar la eficacia de la reparación y el refuerzo mediante malla electrosoldada, se procedió a construir un primer muro a escala real. Este primer muro fue edificado siguiendo técnicas convencionales de construcción.

### 5.2.1. Características del muro M1-CA

- Dimensiones de la albañilería: 2300 mm de altura, 2000 mm de largo y un espesor de 125mm. Los materiales utilizados incluyen ladrillo, concreto, acero y mortero, mientras que las herramientas empleadas fueron escantillón, plomada, cordel, nivel, mezcladora, entre otras. La construcción fue realizada con mano de obra calificada.
- Las unidades de albañilería fueron dispuestas en aparejo de soga.
- Las juntas horizontales y verticales tuvieron un espesor de 15 mm.
- El mortero se preparó con una proporción volumétrica de cemento y arena gruesa de 1:4.
- La conexión entre las columnas y la albañilería fue dentada, con un diente de 30 mm y sin el uso de mechas.
- Los ladrillos se humedecieron por 30 minutos aproximadamente, 16 horas antes de su colocación.
- El recubrimiento de los elementos de confinamiento fue de 30 mm.
- La resistencia a compresión del concreto en la viga solera y en las columnas de confinamiento fue de 21 MPa.
- El concreto, preparado en mezcladora, tuvo un asentamiento de 3 pulgadas y fue compactado mediante vibrado.

### 5.2.2. Viga de cimentación

La construcción se inició con el montaje del encofrado para la viga de cimentación. Una vez que el encofrado estuvo preparado, se procedió a ensamblar el refuerzo de acero correspondiente. Posteriormente, se ubicó la armadura dentro del encofrado, manteniendo un recubrimiento de 40 mm, asegurado mediante dados de concreto simple que permitieron conservar el espacio adecuado entre las barras de refuerzo y la superficie interior del encofrado. En la estructura del encofrado, a 1 metro de los extremos de la viga, se colocaron tubos de PVC de 2 pulgadas, destinados a facilitar el izaje y traslado de la estructura.

Antes del vaciado del concreto en la viga de cimentación, se fijó el refuerzo vertical de las columnas a la misma viga. Después de realizar el vaciado, y en una etapa intermedia de endurecimiento, se realizaron rayaduras en la superficie de apoyo para las unidades de albañilería.



- a) Habilitación de la viga y ubicación de los dados de concreto, puntos de izaje.      b) Vaciado de concreto y rayado de la superficie en estado fresco

**Figura 5.4:** Procedimiento constructivo de la viga de cimentación

### 5.2.3. Muro de albañilería

El proceso de construcción del muro de albañilería comenzó humedeciendo la superficie donde se asentaría los ladrillos, se emplantillo la primera hilada colocando los ladrillos guía, empleando el escantillón para asegurar la uniformidad en la altura de las hiladas y utilizando la plomada para verificar su correcta alineación vertical. Después se procedió a asentar la primera hilada. El primer día se asentó la primera mitad del muro de albañilería y al segundo día se concluyó con la construcción del muro de albañilería. Las juntas horizontales y verticales fueron de 15 mm.



a) Humedecimiento de la viga de cimentación y asentado de la primera hilada.



b) Construcción del muro: primera y segunda etapa

**Figura 5.5:** Procedimiento constructivo del muro de albañilería

### 5.2.4. Columnas de confinamiento

Las columnas tuvieron una sección transversal de 125 mm x 200 mm, alcanzando una altura total de 2300 mm, y el concreto empleado fue especificado para una resistencia de diseño de 21 MPa. El proceso constructivo comenzó con la habilitación del acero de refuerzo, donde las varillas longitudinales y los estribos fueron preparados de acuerdo con las dimensiones y especificaciones técnicas indicadas en los planos estructurales. Posteriormente, tras completar la construcción del muro de albañilería, se llevó a cabo la verificación del recubrimiento del refuerzo, utilizando dados de recubrimiento para garantizar el cumplimiento del espesor mínimo necesario entre el acero y las superficies exteriores del concreto. A continuación, se realizó el encofrado de las columnas mediante tableros fenólicos, verificándose la sección transversal y la verticalidad de las columnas. Esta última se controló mediante herramientas de nivelación y plomeo. Para el vaciado, se utilizó concreto con agregado grueso tipo confitillo

de 1/4", para facilitar la colocación de la mezcla y minimizar posibles defectos, como vacíos o cangrejas. Durante el vertido del concreto, se aplicó vibración mecánica, con el objetivo de compactar la mezcla, eliminar burbujas de aire y prevenir irregularidades.

Finalmente, al día siguiente, se procedió al desencofrado de las columnas, realizando una inspección detallada para comprobar la ausencia de defectos visibles, como cangrejas, y asegurando el cumplimiento de los requisitos establecidos en el diseño estructural.



a) Verificación de recubrimiento y encofrado de las columnas



a) Vaciado de concreto y vibrado en las columnas

**Figura 5.6:** Proceso constructivo de las columnas

### 5.2.5. Viga solera de confinamiento

Las dimensiones de la viga solera fueron de 200 mm de base, 200 mm de altura y 2500 mm de longitud, utilizando concreto con una resistencia de diseño de 21 MPa.

El proceso constructivo inició con el habilitado del acero de refuerzo, siguiendo las especificaciones de los planos estructurales. En cada extremo se colocaron 4 bastones de 1/2" en la zona de aplicación de la carga para prevenir fallas locales. Durante esta etapa, se verificó el recubrimiento mediante dados de recubrimiento, asegurando el espesor requerido entre el refuerzo y las superficies del concreto. Luego, se realizó el encofrado de la viga solera.

A continuación, se realizó el vaciado del concreto, asegurando su colocación uniforme y continua para evitar defectos en el elemento. Al día siguiente, se procedió al desencofrado de la viga.

Por último, se llevó a cabo el curado de los elementos de confinamiento, aplicando agua continuamente para garantizar las condiciones de humedad necesarias y el desarrollo óptimo de las propiedades mecánicas del concreto.



a) Habilitación de acero y encofrado de la viga solera



b) Vaciado de concreto de la viga solera y curado de elementos de confinamiento

**Figura 5.7:** Proceso constructivo de la viga solera

## Capítulo 6. Ensayo cuasi-estático de desplazamiento incremental controlado de M1-CA

Esta investigación se centró en el estudio del comportamiento de un muro de albañilería confinada a escala real, sometido a ensayos de carga lateral cíclica y a carga vertical durante todas las dos etapas experimentales. En una primera etapa, se analizó el desempeño estructural del muro en su estado original, mientras que en la segunda etapa se evaluó tras haber sido sometido a un proceso de reparación y reforzamiento.

El principal propósito de este estudio fue determinar la eficacia del proceso de reparación y reforzamiento en el muro luego de haber sido expuesto a cargas horizontales cíclicas combinadas con cargas verticales constantes. Además, se buscó establecer una comparación directa con los resultados publicados por Pineda y Barr (2011), utilizando las similitudes en el protocolo experimental, pero considerando las diferencias que introduce la presencia de carga vertical en este estudio. A partir de ello, se pretende comprender cómo influye la carga axial en el desempeño global del muro y contrastar estos hallazgos con aquellos de muros evaluados únicamente bajo cargas laterales cíclicas.

El propósito principal de este ensayo fue obtener, mediante pruebas experimentales, los valores correspondientes a:

- Gráficos histeréticos para analizar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral.
- Curva envolvente que refleja cómo se comporta la fuerza cortante frente al desplazamiento lateral.
- La rigidez del sistema.
- La carga máxima que el sistema es capaz de soportar.
- Módulo de elasticidad y el módulo de corte específicos para la albañilería.

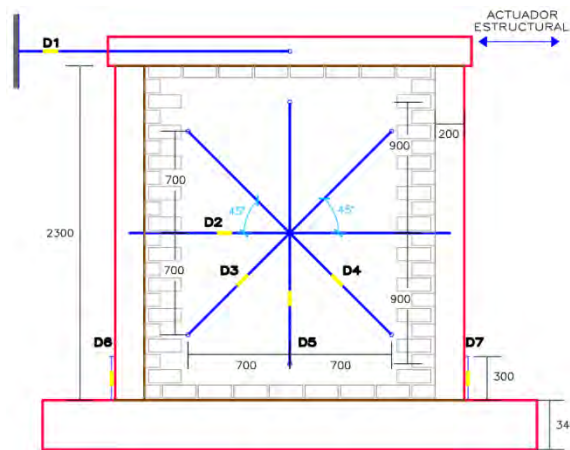
### 6.1. Montaje e instrumentación

El muro fue trasladado al área de pruebas en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas empleando un puente grúa, donde se aseguró en las estructuras de soporte. Días antes de realizar el ensayo, se instalaron los sensores LVDT necesarios para registrar las deformaciones relevantes. En total, se ubicaron siete LVDT, cuya disposición se detalla en la Tabla 6.1.

**Tabla 6.1:** Registro de desplazamientos en el ensayo de carga cíclica

D1	Registró los desplazamientos horizontales del muro en su eje central, utilizando la losa de ensayo como punto de referencia.
D2	Midió el desplazamiento horizontal relativo existente entre las columnas.
D3	Midieron la deformación por corte en el muro, lo que permitió calcular el
D4	módulo de corte.
D5	Registró el desplazamiento vertical, en el tramo central del muro.
D6	
D7	Midieron los desplazamientos en los talones.

La distribución de los sensores se observa en la Figura 6.1



**Figura 6.1:** Ubicación de los LVDT en el muro de albañilería, expresado en milímetros.

Para estabilizar el muro y evitar tanto su movimiento como su volcadura, se emplearon tres gatas hidráulicas que aplicaron cargas sobre la viga de cimentación: dos gatas hidráulicas con cargas verticales de 150 kN cada una y una horizontal de 200 kN.

La fuerza horizontal se aplicó utilizando un actuador hidráulico colocado a la altura del eje de la viga solera, con una capacidad de 500 kN. Este actuador fue complementado con tirantes fijados a un cabezal metálico en el extremo opuesto de la viga, permitiendo que la carga se aplicara en ambas direcciones. Adicionalmente, un segundo actuador hidráulico, con la misma capacidad de 300 kN, se utilizó para la aplicación de la carga vertical sobre el muro. Se observa la instalación final en la Figura 6.2.



**Figura 6.2:** Instalación final de las gatas y actuadores hidráulicos para la aplicación de cargas horizontales y verticales previo al ensayo del muro M1-CA

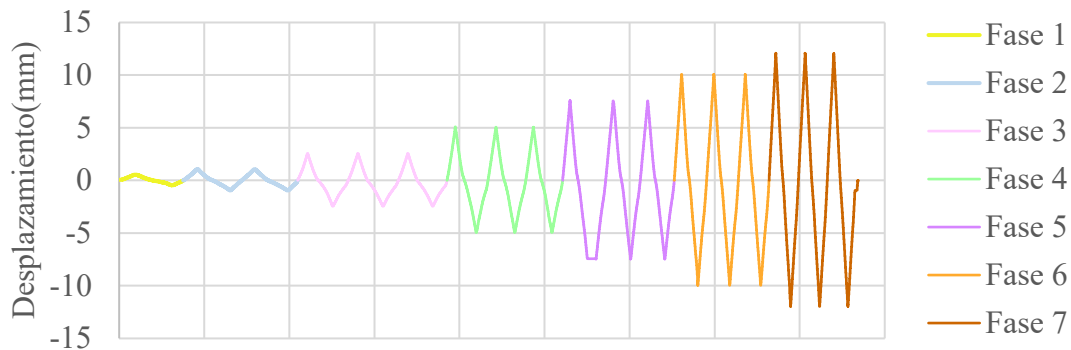
## 6.2. Fases de ensayo y sistemas de carga

Para examinar con mayor precisión el comportamiento del muro M1-CA ante un desplazamiento lateral incremental (D1), se llevaron a cabo 7 fases experimentales. En la última fase, se alcanzó un desplazamiento máximo de 12 mm, respetando el límite establecido

por la norma E.070, que indica que el desplazamiento lateral relativo no debe superar un valor de 0.005 (equivalente a 5 mm por cada 1000 mm de altura) considerado como el límite de reparación, en este caso se consideró la ubicación del LVDT (D1).

Cada fase incluyó los ciclos correspondientes, siguiendo el mismo esquema empleado por Pineda y Barr (2011), hasta la fase 7, tal como se detalla en la Figura 6.3 y la Tabla 6.2. A medida que se generaban grietas en el muro, estas eran marcadas con los colores designados en la misma tabla.

La velocidad del ensayo fue de aproximadamente un ciclo cada 4 minutos, permitiendo un registro detallado de los datos obtenidos.



**Figura 6.3:** Historia de desplazamientos laterales de M1-CA

**Tabla 6.2:** Detalle de fases del ensayo de carga cíclica para M1-CA

Fase	1	2	3	4	5	6	7
Drift ‰	0.2	0.4	1.0	2.1	3.1	4.2	5.0
Desplazamiento (mm)	0.5	1	2.5	5	7.5	10	12
Ciclos	1	2	3	3	3	3	3
Color	amarillo	celeste	rosado	verde claro	lila	naranja	marrón

### 6.3. Comportamiento y evolución del daño del muro original M1-CA

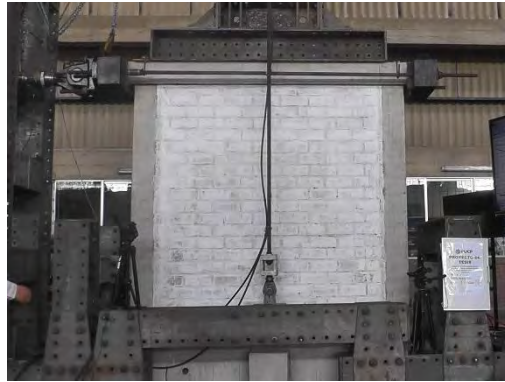
En esta sección se detalla el ensayo realizado al muro original sometido a cargas cíclicas horizontales y carga axial (M1-CA) y se exponen los resultados más relevantes. Se considera que el LVDT D1 fue ubicado en el centro de la cara lateral de la viga superior, dado que la carga vertical fue aplicada en la parte superior de dicha viga.

#### 6.3.1. Descripción del daño y mecanismo de falla

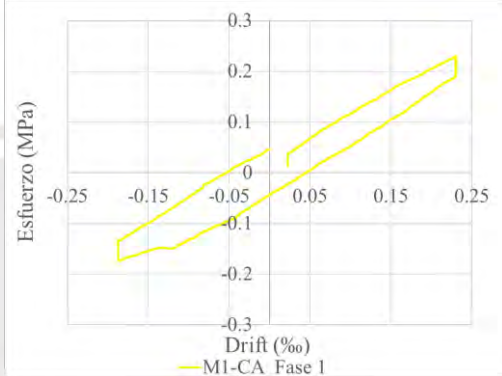
Se expone el detalle del ensayo, acompañado por el análisis del daño progresivo y el mecanismo de falla, utilizando fotografías y gráficos como apoyo visual (ver Tablas 6.3 a 6.9).

**Tabla 6.3:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 1

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)
1(+)	1	0.55	0.23	0.22
1(-)	1	-0.45	-0.19	-0.15



Descripción:  
No se observaron fisuras visibles, y el muro mostró un comportamiento dentro del rango elástico.

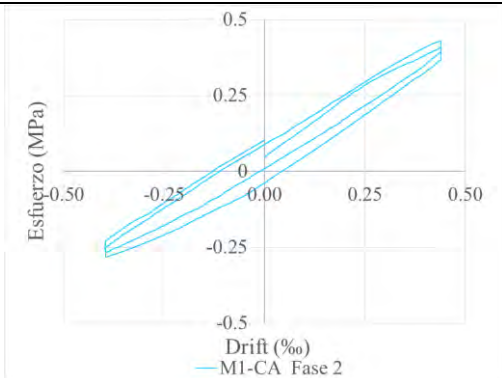


**Tabla 6.4:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 2

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)
2(+)	1	1.05	0.44	0.39
2(-)	1	-0.95	-0.40	-0.28
2(+)	2	1.05	0.44	0.43
2(-)	2	-0.95	-0.40	-0.26



Descripción:  
Aún no se observan fisuras.

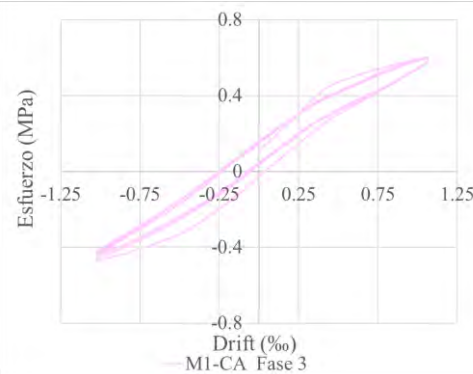


**Tabla 6.5:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 3

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)	
	3(+)	1	2.56	1.07	0.60
	3(-)	1	-2.45	-1.02	-0.47
	3(+)	2	2.56	1.07	0.59
	3(-)	2	-2.45	-1.02	-0.45
	3(+)	3	2.56	1.07	0.58
	3(-)	3	-2.45	-1.02	-0.43



Descripción:  
Aparecieron fisuras en ambas columnas.  
Fisuras de 0.02, 0.04 y 0.05 mm.



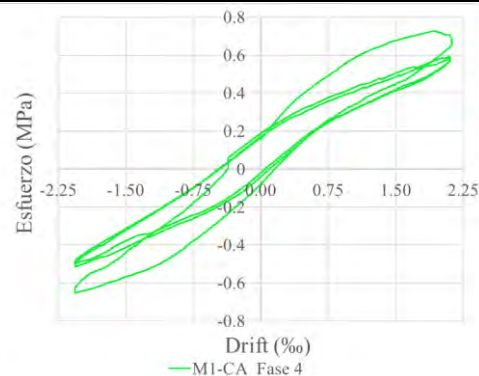
**Tabla 6.6:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 4

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)	
	4(+)	1	5.10	2.12	0.67
	4(-)	1	-4.95	-2.06	-0.65
	4(+)	2	5.06	2.11	0.58
	4(-)	2	-4.96	-2.06	-0.50
	4(+)	3	5.06	2.11	0.58
	4(-)	3	-4.96	-2.07	-0.50



Descripción:  
Se produjo la primera falla por corte en el lado izquierdo superior del muro de albañilería al alcanzarse una carga lateral de 218 kN.

Nota: El ensayo fue pausado después del primer ciclo debido a inconvenientes técnicos, pero posteriormente se reanudó para completar las fases restantes.



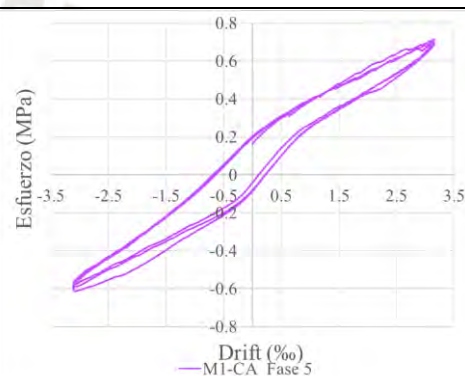
**Tabla 6.7:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 5

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)
5(+)	1	7.57	3.15	0.71
5(-)	1	-7.47	-3.11	-0.60
5(+)	2	7.56	3.15	0.69
5(-)	2	-7.46	-3.11	-0.59
5(+)	3	7.56	3.15	0.70
5(-)	3	-7.46	-3.11	-0.57



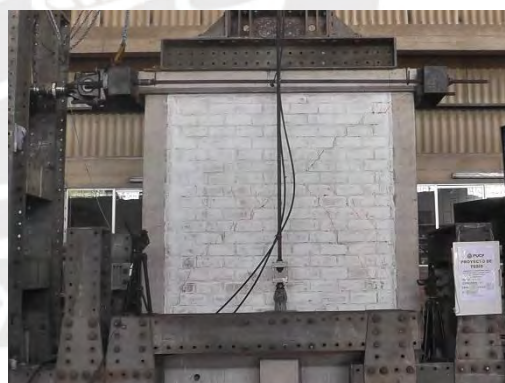
Descripción:

Se presentaron fisuras horizontales e inclinadas en el muro de albañilería y en las columnas de confinamiento.



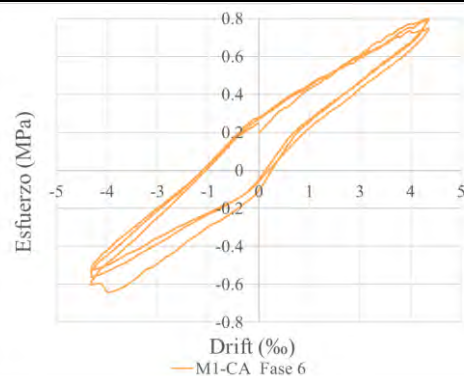
**Tabla 6.8:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 6

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)
6(+)	1	10.06	4.19	0.80
6(-)	1	-9.96	-4.15	-0.60
6(+)	2	10.06	4.19	0.80
6(-)	2	-9.96	-4.15	-0.55
6(+)	3	10.06	4.19	0.75
6(-)	3	-9.96	-4.15	-0.52



Descripción:

Se presentaron más fisuras inclinadas, incluso una llegando a medir hasta 11 mm.

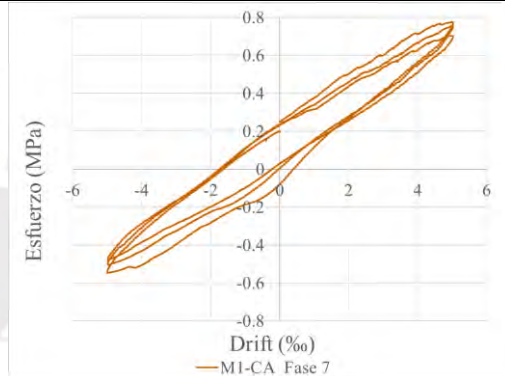


**Tabla 6.9:** Evolución del agrietamiento del muro original M1-CA en la fase 7

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)	
	7(+)	1	12.07	5.03	0.77
	7(-)	1	-11.97	-4.99	-0.54
	7(+)	2	12.07	5.03	0.75
	7(-)	2	-11.96	-4.98	-0.50
	7(+)	3	12.06	5.03	0.70
	7(-)	3	-11.96	-4.98	-0.48

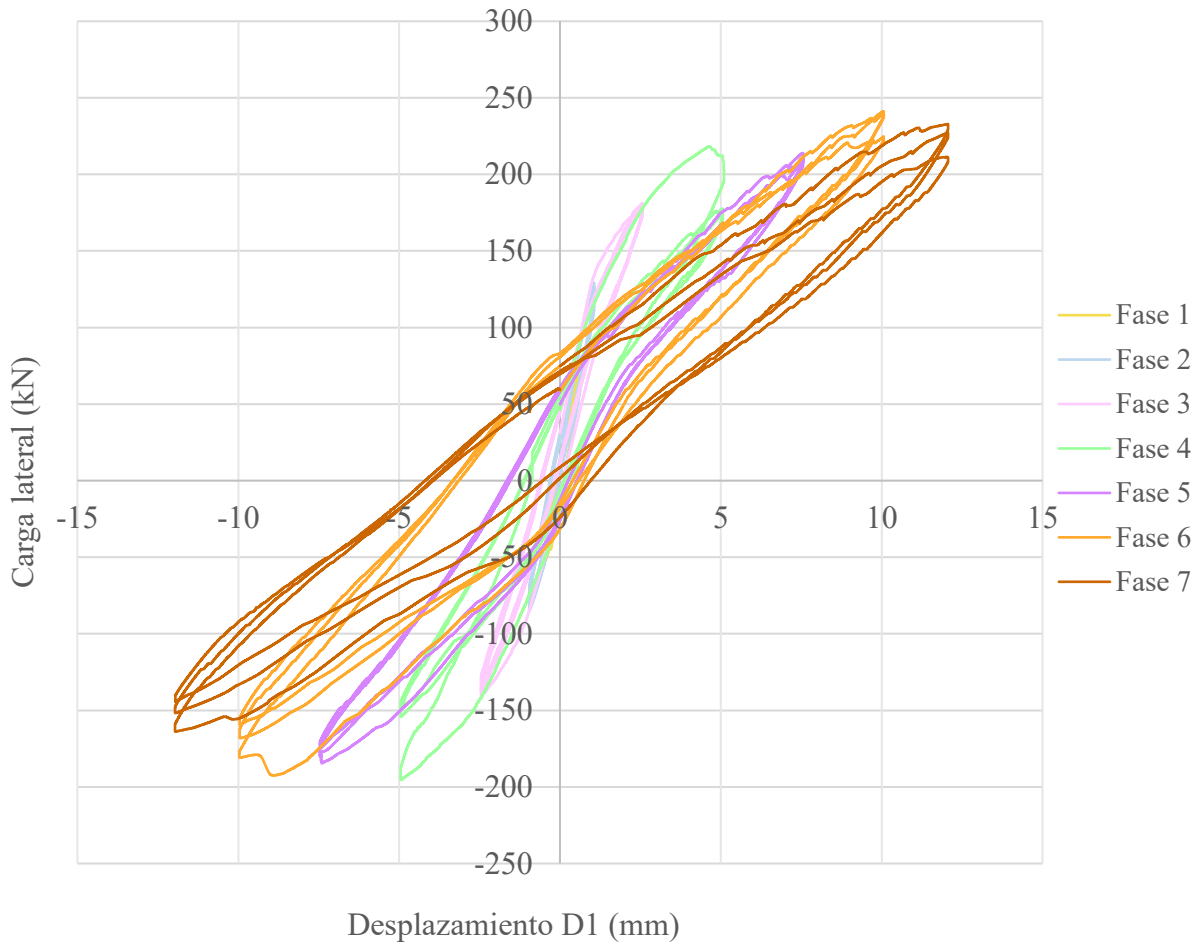


Descripción:  
En el muro se aprecia un agrietamiento en forma de "X".

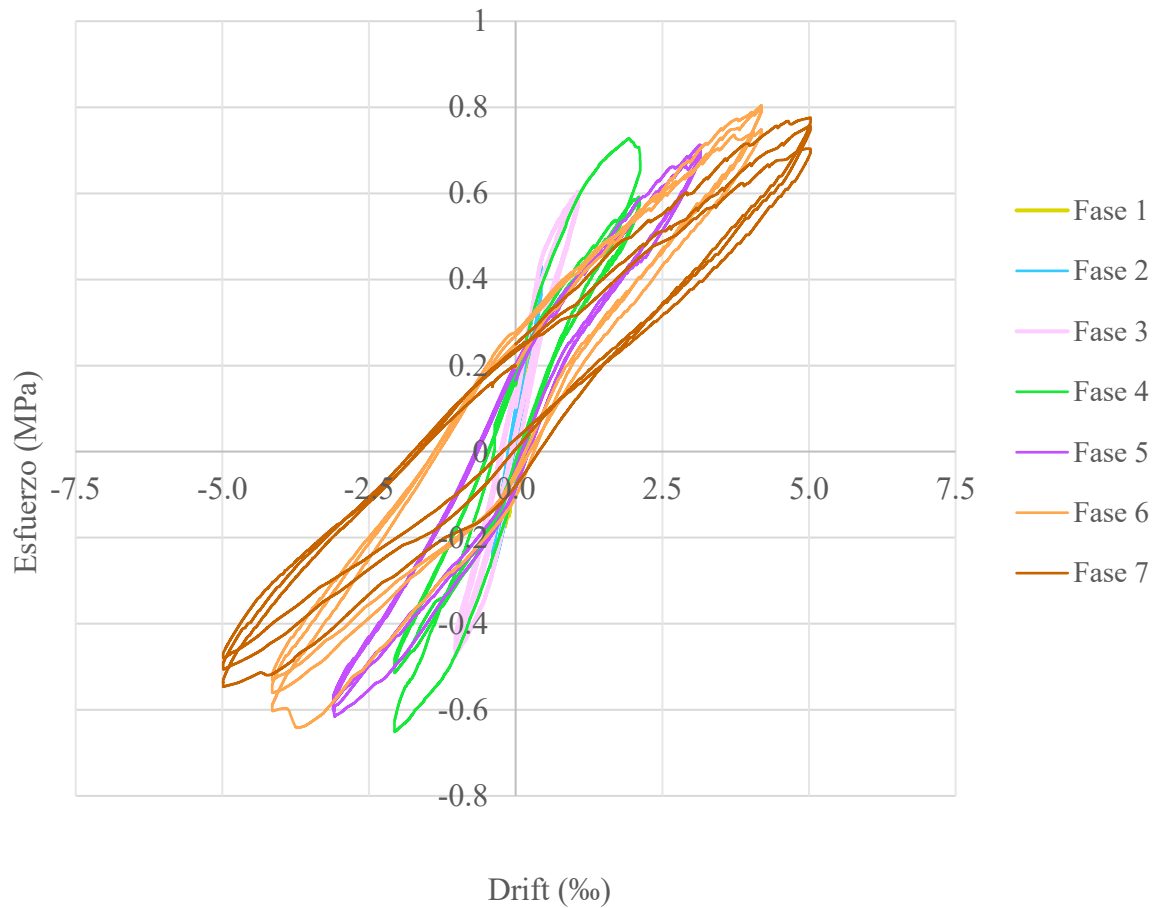


### 6.3.2. Comportamiento histerético del muro

El desempeño del muro M1-CA se evaluó mediante el análisis de los lazos histeréticos, lo que permitió examinar su rigidez lateral, el grado de degradación y su capacidad resistente. Los lazos histeréticos se muestran en la Figura 6.4 y 6.5. La falla, atribuida al corte, ocurrió durante la fase 4, cuando el agrietamiento diagonal del muro se manifestó a una deriva de 2%.



**Figura 6.4:** Diagrama de histéresis Carga lateral vs. Desplazamiento D1 para el muro M1-CA



**Figura 6.5:** Diagrama de histéresis Esfuerzo vs. Drift (%) para el muro M1-CA

La Figura 6.6 presenta el estado final del muro M1-CA luego de ser sometido al ensayo cíclico, donde se observa una falla por corte marcada por un agrietamiento diagonal.



**Figura 6.6:** Condición final del M1-CA

## Capítulo 7. Técnica de reparación y reforzamiento del muro

En este capítulo se describe el proceso llevado a cabo para reparar y reforzar el muro.

Las imágenes presentadas muestran el estado inicial del muro antes de ser intervenido, donde se pueden identificar claramente los daños en ambas caras como resultado de las cargas aplicadas. Este análisis es fundamental para entender la magnitud del deterioro y definir las áreas que requieren una atención específica.

En la Figura 7.1(izquierda), correspondiente a la cara frontal del muro, se observan fisuras diagonales en forma de X, un patrón típico de fallas por esfuerzos de corte generados por cargas laterales cíclicas. Estas grietas atraviesan buena parte del muro.

Por su parte, la Figura 7.1(derecha), que representa la cara posterior del muro, evidencia daños similares, donde se destacan grietas más pronunciadas.



**Figura 7.1:** (Izquierda) Cara frontal y (derecha) cara posterior del muro M1-CA finalizado el primer ensayo

### 7.1. Reparación del muro

En la etapa inicial del proceso de reparación, se procedió a eliminar el material suelto presente en las zonas dañadas del muro. Este paso es esencial, ya que permite retirar elementos que podrían afectar tanto la estabilidad como la adherencia de los materiales de refuerzo. Seguidamente, se llevó a cabo el corte de las fisuras superiores a 0.8 mm utilizando una amoladora, como se observa en la Figura 7.2. Este procedimiento tiene como finalidad acondicionar las grietas para su tratamiento posterior, asegurando la correcta aplicación del material de relleno y la recuperación de la integridad estructural del muro.



**Figura 7.2:** Proceso de apertura de grietas críticas superiores a 0.8 mm

La Figura 7.3. ilustra el proceso de limpieza de las fisuras y las zonas intervenidas. En esta etapa, se emplea un soplador de aire para eliminar por completo el polvo, los residuos y otras partículas acumuladas durante el corte de las grietas. Esta acción resulta crucial para asegurar que el material de relleno se adhiera correctamente a las superficies preparadas, optimizando así la calidad y la durabilidad de la reparación.



**Figura 7.3:** Limpieza de fisuras y eliminación de residuos con soplador de aire

Después de completar la limpieza y asegurarse de que la superficie estuviera libre de polvo e impurezas, se aplicó resina epóxica con una brocha, primero en la sección de la columna dañada como se puede apreciar en la Figura 7.4. Este procedimiento es clave para facilitar la correcta unión entre la superficie existente y el concreto de relleno.



**Figura 7.4:** Aplicación de resina epóxica en las superficies intervenidas

El concreto de la columna fue sustituido por otro con una resistencia equivalente de 21 MPa, tal como se observa en la Figura 7.5.



**Figura 7.5:** Reemplazo de concreto deteriorado en la columna

Seguidamente, se aplicó resina epóxica sobre las superficies con fisuras menores en las columnas y en los ladrillos dañados. Luego, se procedió al relleno con mortero dosificado en una relación 1:3 (una parte de cemento y tres partes de arena gruesa), tal como se observa en la Figura 7.6.



**Figura 7.6:** (Izquierda) Cara frontal y (derecha) cara posterior del muro M1-CA después de la reparación

## 7.2. Reforzamiento del muro

Una vez finalizada la reparación y la limpieza de la cara frontal del muro, se inició el proceso de pañeteo en la cara posterior. Este proceso comenzó con la aplicación de una capa de lechada, como se observa en la Figura 7.7, y posteriormente se llevó a cabo el pañeteo del muro, mostrado en la Figura 7.8.

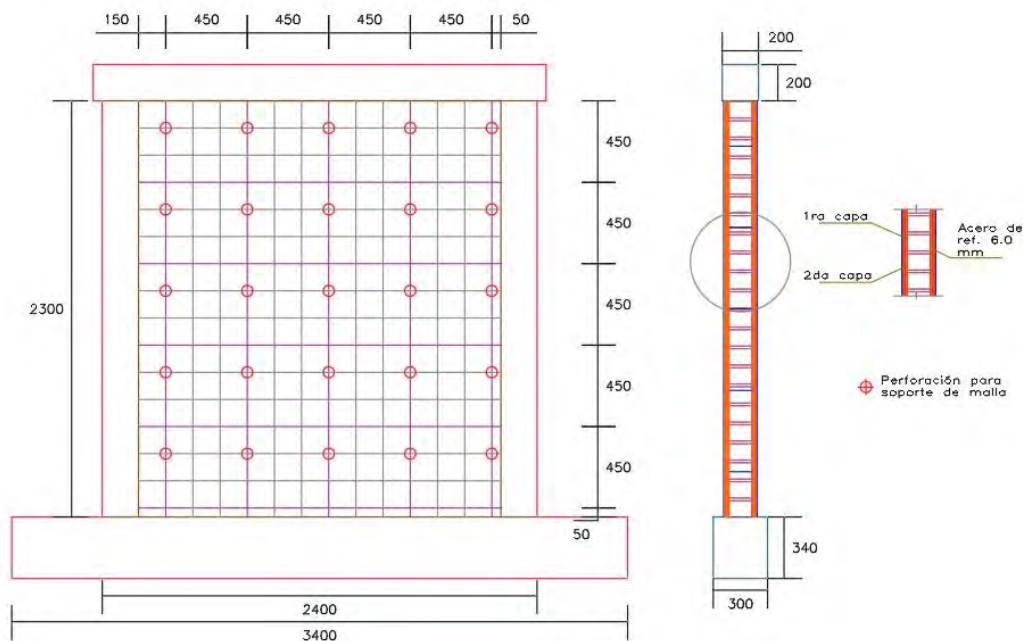


**Figura 7.7:** Aplicación de lechada sobre el muro de albañilería



**Figura 7.8:** Aplicación de mortero para el pañeteo del muro en la cara posterior

Luego, se procedió a realizar las perforaciones para la instalación de la malla electrosoldada. Para ello, se tomó como referencia el esquema presentado en la Figura 7.9. La malla se colocó exclusivamente en el área de la albañilería, fijándola mediante conectores de alambre que se insertan en perforaciones realizadas cada 450 mm. El proceso inicia desde la esquina superior izquierda, respetando una separación de 15 mm con respecto a la columna y la viga solera, y se continúa progresivamente hasta cubrir por completo el área de la albañilería.



**Figura 7.9:** Ubicación de perforaciones y disposición de malla con medidas en milímetros

Una vez realizadas las mediciones y marcada la ubicación de las perforaciones según la Figura 7.9, se procedió a ejecutar las perforaciones, tal como se detalla en la figura 7.10.



**Figura 7.10:** Perforación en el muro de albañilería para colocar el refuerzo estructural

Después de realizar las perforaciones, se procedió a limpiarlas, para asegurar la correcta instalación del refuerzo en el muro de albañilería. Durante el proceso de perforado, se acumuló polvo y residuos dentro de los orificios, lo que podría interferir con la adherencia y el desempeño de los conectores de alambre. Para evitar este problema, las partículas fueron retiradas utilizando un soplador de aire, como se muestra en la Figura 7.11. De esta manera, se garantiza una mejor transferencia de esfuerzos y se asegura la efectividad del refuerzo instalado.



**Figura 7.11:** Limpieza de perforaciones en muro de albañilería con soplador de aire

A continuación, se llevó a cabo la colocación de los conectores de alambre #8, tal como se aprecia en la Figura 7.12, atravesando desde la cara frontal hacia la cara posterior, la cual había sido previamente pañeteada.



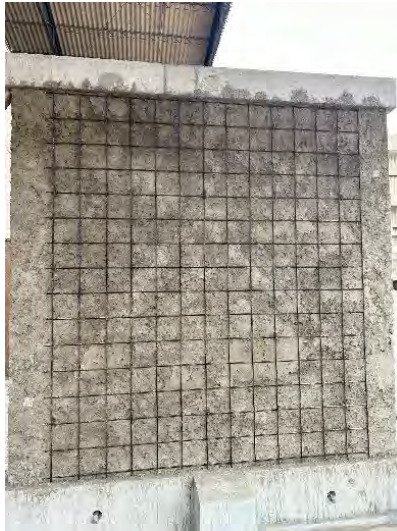
**Figura 7.12:** Colocación de conectores de alambre

A continuación, se aplicó la lechada y se realizó el pañeteo en la cara frontal del muro, tal como se puede observar en la Figura 7.13.



**Figura 7.13:** Aplicación de mortero para el pañeteo del muro en la cara frontal

Concluido el pañeteo en ambas caras del muro, se llevó a cabo la instalación de las mallas electrosoldadas, como se observa en la Figura 7.14. Para fijarlas, se utilizaron conectores de alambre #8, asegurados en los nudos con alambre #16. Los conectores fueron doblados de manera perpendicular, siguiendo la dirección del acero que sobresale de la malla, tal como se muestra en la Figura 7.15. Después de esto, las perforaciones se rellenaron con una lechada de mortero preparada en una relación de 1:3 de cemento y arena fina. Finalmente, se aplicó el tarrajeo al muro con una mezcla de cemento y arena fina en proporción 1:4, logrando un espesor final del muro de 185 mm. El acabado final puede verse en la Figura 7.17.



**Figura 7.14:** Instalación de las mallas electrosoldadas



**Figura 7.15:** Detalle de la fijación de los conectores para las mallas electrosoldadas mediante atortolado de alambre



**Figura 7.16:** Pañeteo y tarrajeo del muro



**Figura 7.17:** Acabado final del muro con tarrajeo

### 7.3. Costo de la técnica de reforzamiento

Para analizar las ventajas del método de reparación de muros de albañilería confinada utilizando refuerzo con malla electrosoldada, es fundamental realizar una comparación adecuada. Ante la ocurrencia de un sismo, resulta crucial contar con soluciones rápidas que permitan recuperar la seguridad estructural en el menor tiempo posible.

La malla electrosoldada, al ser un material prefabricado, se encuentra prácticamente lista para su instalación, lo que reduce significativamente el tiempo requerido para su colocación. Esta característica la convierte en una opción eficiente y práctica para escenarios de rehabilitación de estructuras.

El uso de esta técnica, que combina reparación y reforzamiento como parte del proceso de rehabilitación en muros de albañilería confinada, ha demostrado un comportamiento estructural favorable. Para valorar las ventajas de este método, es esencial no solo evaluar su desempeño, sino también considerar los costos involucrados tanto en la construcción como en las actividades de reparación y reforzamiento.

En este contexto, se presentan los costos relacionados con la mano de obra y los materiales necesarios para la construcción de un muro de albañilería. Las Tablas 7.1 y 7.2 detallan la cantidad total de recursos empleados, proporcionando una visión clara y organizada de los costos asociados a este proceso.

#### 7.3.1. Construcción del muro

El costo de la mano de obra se calcula en función de la cantidad de días trabajados y el salario correspondiente tanto para el operario como para el ayudante.

**Tabla 7.1:** Precios de mano de obra para la construcción del muro

Descripción	Cantidad	Costo (Soles/día)	Días	Sub Total (S/)
Operario	1	180	6	1080.00
Ayudante	1	80	5	480.00
				1560.00

La Tabla 7.2 presenta el costo de los materiales necesarios para la construcción de un muro, detallando cada componente incluido en el proceso.

**Tabla 7.2:** Precios de los materiales para la construcción del muro

Descripción	Cantidad	Unidad	P.U. (S/)	Sub Total (S/)
Alambre # 16	0.34	kg	7.90	2.69
Alambre #8	3.45	kg	6.90	23.81
Clavos con cabeza	1.50	kg	4.70	7.05
Acero de refuerzo 3/8" fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	2.00	Varilla	24.00	48.00
Acero de refuerzo 1/2" fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	4.00	Varilla	43.00	172.00
Acero de refuerzo 6 mm fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	4.00	Varilla	9.60	38.40
Arena gruesa	0.24	m <sup>3</sup>	276.00	66.24
Piedra chancada 1/2"	0.06	m <sup>3</sup>	259.00	15.54
Confitillo	0.08	m <sup>3</sup>	220.00	17.60
Dados de concreto	24.00	Und.	0.25	6.00
Ladrillo K.K.	188.00	Und.	0.90	169.20
Cemento	4.00	Bolsa	30.00	120.00
Madera Pino 2"x3"x10.5'	14.00	Und.	25.90	362.60
Triplay Fenólico Film 18 mm 1.22 x 2.44 m	2.00	Und.	129.00	258.00
				1307.12

Según la información de las Tablas 7.1 y 7.2, el costo total estimado para la construcción del muro confinado nuevo es de S/ 2,867.12, sin contar la viga de cimentación.

### 7.3.2. Reparación y reforzamiento

El total de días trabajados se distribuyó entre las actividades de reparación y las de reforzamiento. A continuación, se presentan los detalles correspondientes a cada etapa.

#### *Reparación de muros*

El tiempo dedicado al picado de las fisuras mayores a 0.8 mm en el muro fue de medio día. Por su parte, el resanado de estas grietas y la reparación de un nudo de concreto también tomó medio día. En total, las actividades de reparación se completaron en un día.

#### *Reforzamiento del muro*

El reforzamiento del muro por ambas caras se llevó a cabo en un total de dos días. Durante el primer día, se realizaron las labores de pañeteo, perforación, colocación de conectores y de las mallas, completando estas tareas al final de esa jornada. El tarrajeo, por otro lado, se realizó en dos fases. En la primera, se trabajó durante la mañana en una de las caras del muro, mientras que, en la segunda fase se intervino la otra cara, en la mañana del día siguiente. Cada fase de tarrajeo requirió aproximadamente medio día. Esta planificación permitió finalizar el reforzamiento del muro en tres días, con dos medios días libres.

La reparación y el reforzamiento del muro tomaron un total de cuatro días de trabajo: un día para la reparación y tres días para el reforzamiento.

**Tabla 7.3:** Precios de mano de obra para la reparación y reforzamiento

Descripción	Cantidad	Costo (Soles/día)	Días	Sub Total (S/)
Operario	1	180	4	720.00
Ayudante	1	80	4	320.00
				1040.00

A través de la aplicación de la técnica de reparación y reforzamiento del muro, la Tabla 7.4 muestra el costo de los materiales empleados en la reparación de un muro confinado de albañilería de 2.4 m de largo y 2.3 m de alto.

**Tabla 7.4:** Precios de los materiales para la reparación y reforzamiento

Descripción	Cantidad	Unidad	P.U. (S/)	Sub Total (S/)
Cemento	3.0	Bolsa	30.00	90.00
Arena fina	0.256	m <sup>3</sup>	276.00	70.69
Arena gruesa	0.0035	m <sup>3</sup>	276.00	0.96
Malla electrosoldada	11.04	m <sup>2</sup>	29.60	326.75
Alambre #8	1.6	Kg.	6.50	10.14
Alambre #16	0.3	Kg.	6.50	2.02
Resina epóxica	0.4	Kg.	87.00	34.80
				535.36

Con los datos de las Tablas 7.3 y 7.4, el costo total estimado para la reparación y el reforzamiento del muro es de S/ 1,575.36.

La Tabla 7.5 expone los costos correspondientes a la construcción, reparación y reforzamiento del muro.

**Tabla 7.5:** Resumen de costos

	Actividad	Costo (S/)	Costo (\$)
1	Construcción del Muro	S/ 2,867.12	774
2	Reparación y reforzamiento	S/ 1,575.36	425

### 7.3.3. Análisis de Costo-Beneficio

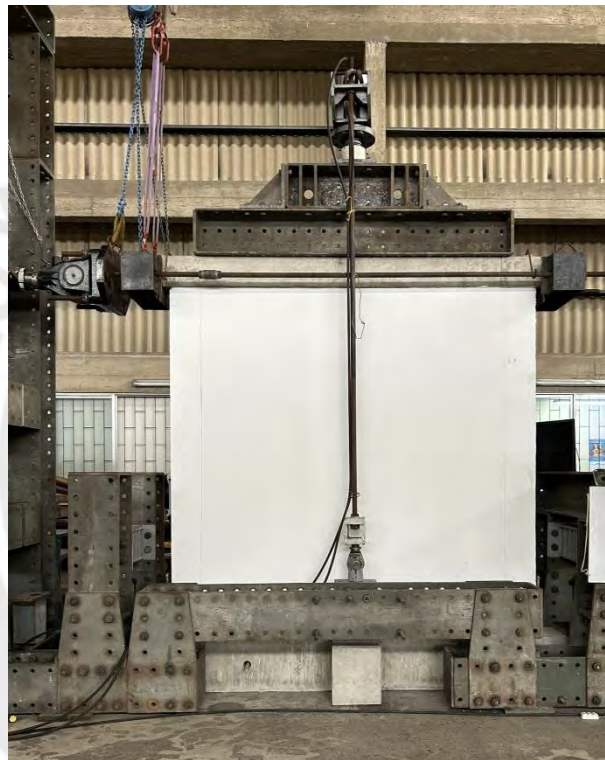
El costo de reparar y reforzar el muro equivale al 55% del costo de construir uno nuevo que dura seis días. No obstante, los beneficios estructurales que aporta el uso de la malla electrosoldada son significativos en términos de seguridad sísmica para la edificación. Además, la malla electrosoldada es de instalación rápida y sencilla. Al ser un material prefabricado, está lista para su colocación, lo que agiliza el trabajo y permite restablecer la estabilidad estructural de manera eficiente de un muro dañado.

## Capítulo 8. Ensayo del muro reparado y reforzado M1-RR-CA

Después de realizar la reparación y el reforzamiento mencionados en el apartado anterior, el muro fue nuevamente sometido a cargas horizontales cíclicas y verticales de 110 kN.

### 8.1. Montaje e instrumentación

La ubicación de los LVDT se colocó como en el ensayo anterior, como se muestra en la Figura 6.1. El montaje y la instrumentación del muro M1-CA se realizaron de la misma manera que en el muro original, ya que el objetivo era comparar el comportamiento entre el muro M1-CA y el M-RR-CA. En la Figura 8.1 se observa la instalación final del montaje e instrumentación.

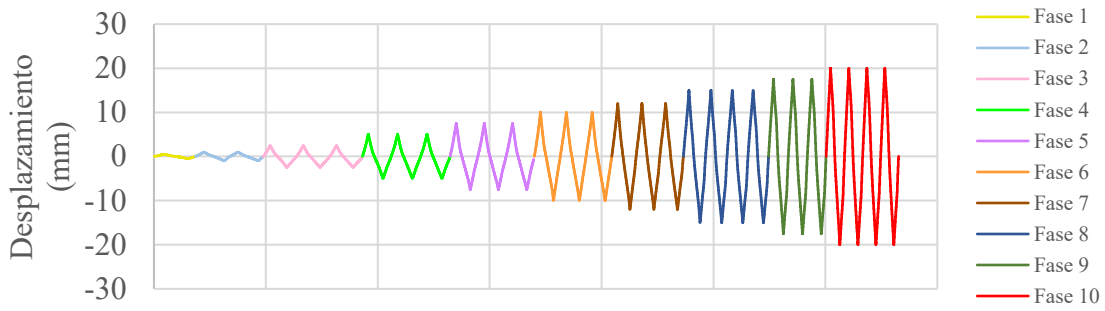


**Figura 8.1:** Instalación final de las gatas y actuadores hidráulicos para la aplicación de cargas horizontales y verticales previo al ensayo del muro M1-RR-CA

### 8.2. Fases de ensayo

Con el objetivo de comprender en detalle la respuesta estructural del muro M1-RR-CA frente a desplazamientos laterales progresivos (D1), se desarrollaron un total de 10 fases experimentales. En la última de las fases, el muro alcanzó un desplazamiento máximo de 20 mm.

Cada fase incluyó ciclos específicos, organizados siguiendo el procedimiento descrito por Pineda y Barr (2011), cuya configuración está resumida en la Figura 8.1 y Tabla 8.1. Durante el ensayo, las grietas que aparecían en el muro eran identificadas y marcadas con los colores asignados, según se indica en la Tabla 8.1.



**Figura 8.2:** Historia de desplazamientos laterales de M1-RR-CA

**Tabla 8.1:** Detalle de fases del ensayo de carga cíclica para M1-RR-CA

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Drift ‰	0.2	0.4	1.0	2.1	3.1	4.2	5.0	6.3	7.3	8.3
Desplazamiento (mm)	0.5	1	2.5	5	7.5	10	12	15	17.5	20
Ciclos	1	2	3	3	3	3	3	4	3	4
Color	amarillo	celeste	rosado	verde claro	lila	naranja	marrón	azul	verde oscuro	rojo

### 8.3. Comportamiento y evolución del daño del muro M1-RR-CA

#### 8.3.1. Descripción del daño y mecanismo de falla

Se expone el detalle del ensayo, acompañado por el análisis del daño progresivo y el mecanismo de falla, utilizando fotografías y gráficos como apoyo visual (ver Tablas 8.2 a 8.11).

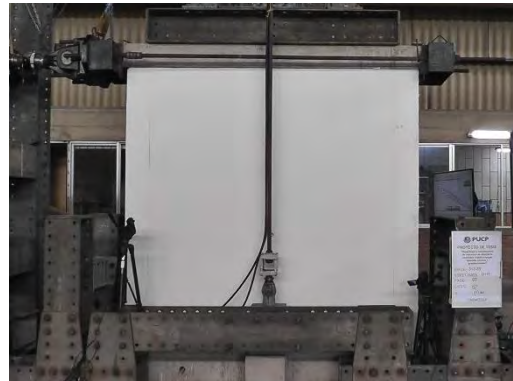
**Tabla 8.2:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 1

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)
1	1(+)	0.50	0.21	0.14
	1(-)	-0.50	-0.21	-0.12

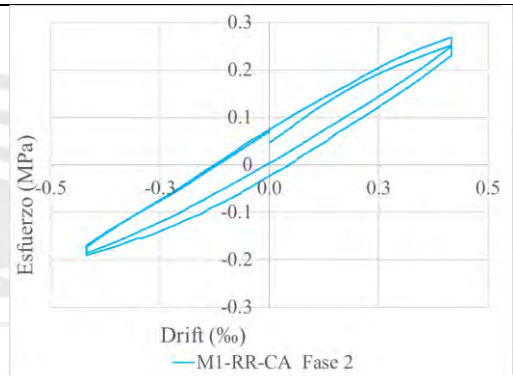
Descripción:  
No se observaron fisuras.

**Tabla 8.3:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 2

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)
	2(+)	1	1.00	0.42
	2(-)	1	-1.00	-0.19
	2(+)	2	1.00	0.26
	2(-)	2	-1.00	-0.18

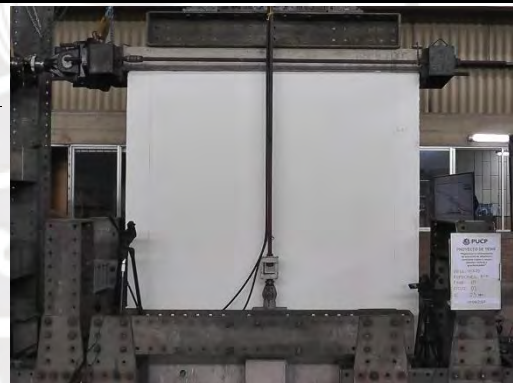


No se presentaron fisuras visibles.

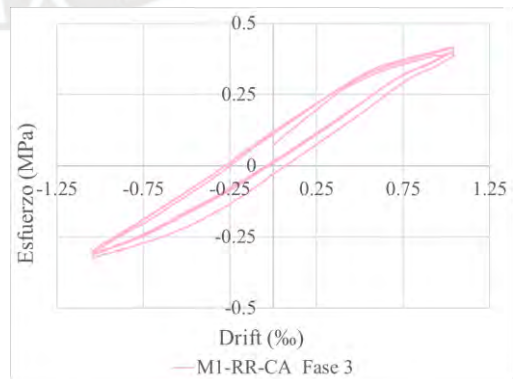


**Tabla 8.4:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 3

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)
	3(+)	1	2.50	0.39
	3(-)	1	-2.51	-0.32
	3(+)	2	2.50	0.41
	3(-)	2	-2.51	-0.31
	3(+)	3	2.50	0.41
	3(-)	3	-2.51	-0.31

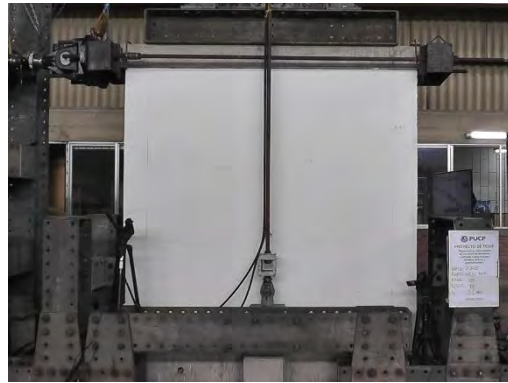


Se observó la aparición de la primera fisura de tracción por flexión en la columna ubicada al lado izquierdo, con un espesor aproximado de 0.03 mm.

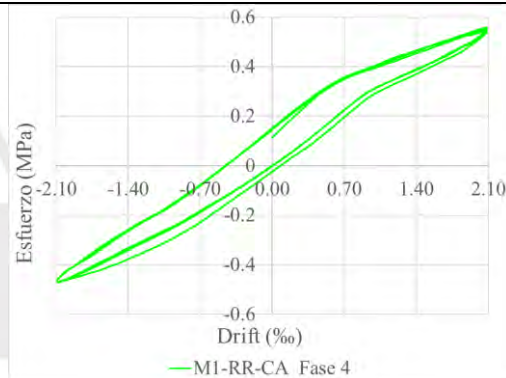


**Tabla 8.5:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 4

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)	
	4(+)	1	5.00	2.08	0.54
	4(-)	1	-5.01	-2.09	-0.47
	4(+)	2	5.00	2.08	0.56
	4(-)	2	-5.01	-2.09	-0.47
	4(+)	3	5.00	2.08	0.55
	4(-)	3	-5.01	-2.09	-0.47

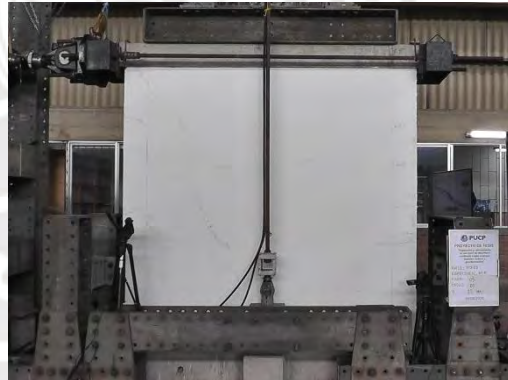


Se detectaron nuevas fisuras producto de la tracción por flexión, entre ellas una que continúa la propagación de una fisura registrada en la fase anterior.

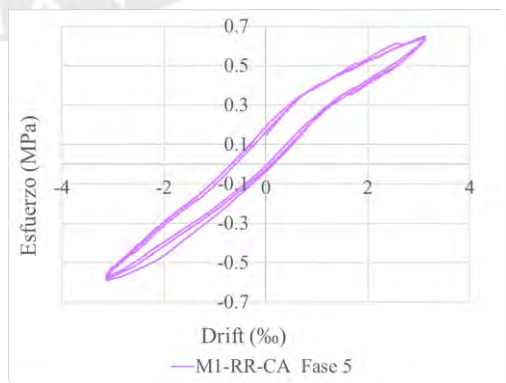


**Tabla 8.6:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 5

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)	
	5(+)	1	7.50	3.13	0.64
	5(-)	1	-7.51	-3.13	-0.58
	5(+)	2	7.50	3.13	0.64
	5(-)	2	-7.51	-3.13	-0.58
	5(+)	3	7.50	3.13	0.65
	5(-)	3	-7.51	-3.13	-0.57

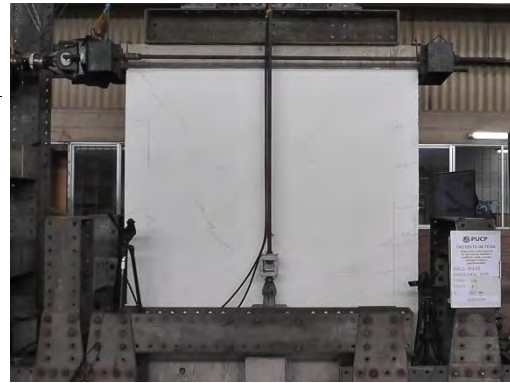


Incrementaron las fisuras y además se comenzaron a identificar fisuras en ambos talones del muro, con aperturas que oscilan entre 0.03 mm y 0.10 mm.

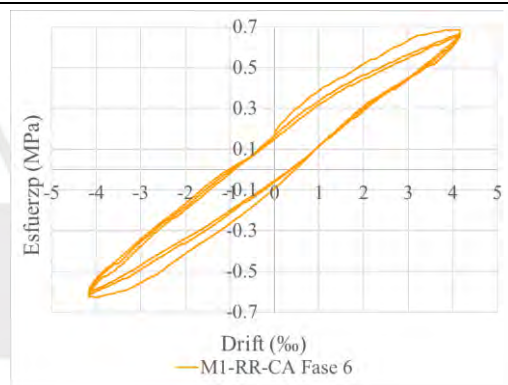


**Tabla 8.7:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 6

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)	
	6(+)	1	10.01	4.17	0.68
	6(-)	1	-10.01	-4.17	-0.62
	6(+)	2	10.01	4.17	0.67
	6(-)	2	-10.01	-4.17	-0.61
	6(+)	3	10.01	4.17	0.66
	6(-)	3	-10.01	-4.17	-0.60

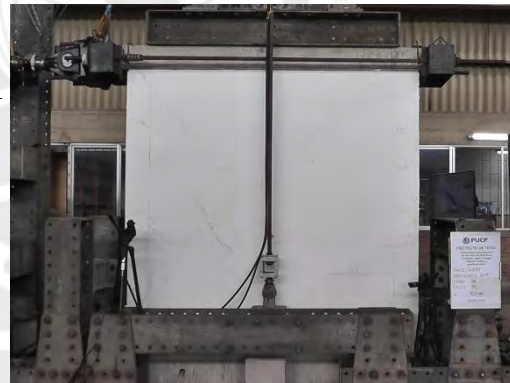


Se observan fisuras con una apertura máxima de 0.08 mm, las cuales muestran una trayectoria algo inclinada en su desarrollo.

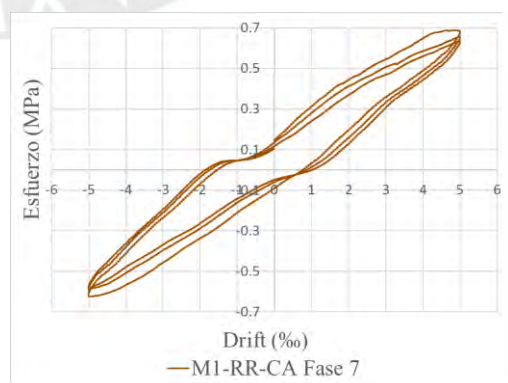


**Tabla 8.8:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 7

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)	
	7(+)	1	12.01	5.00	0.68
	7(-)	1	-12.02	-5.01	-0.62
	7(+)	2	12.01	5.00	0.66
	7(-)	2	-12.02	-5.01	-0.59
	7(+)	3	12.01	5.00	0.63
	7(-)	3	-12.01	-5.01	-0.58

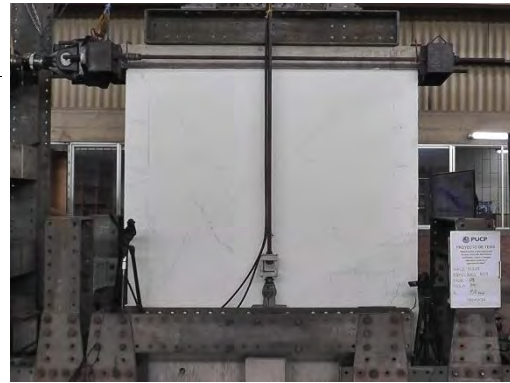


Se observaron fisuras con direcciones inclinadas, verticales y una horizontal, donde la abertura más amplia registrada fue de 0.1 mm.

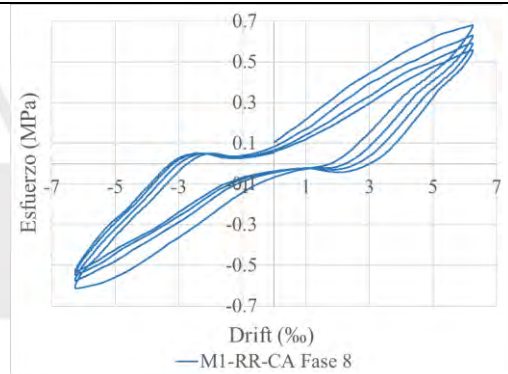
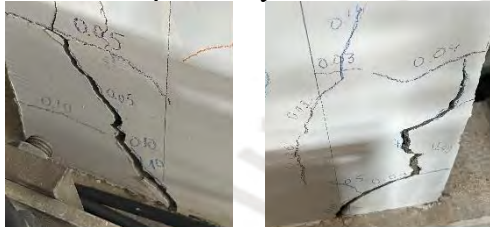


**Tabla 8.9:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 8

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)
8(+)	1	15.01	6.25	0.68
8(-)	1	-15.02	-6.26	-0.61
8(+)	2	15.01	6.25	0.63
8(-)	2	-15.02	-6.26	-0.58
8(+)	3	15.01	6.26	0.59
8(-)	3	-15.02	-6.26	-0.54
8(+)	4	15.01	6.25	0.55
8(-)	4	-15.02	-6.26	-0.53

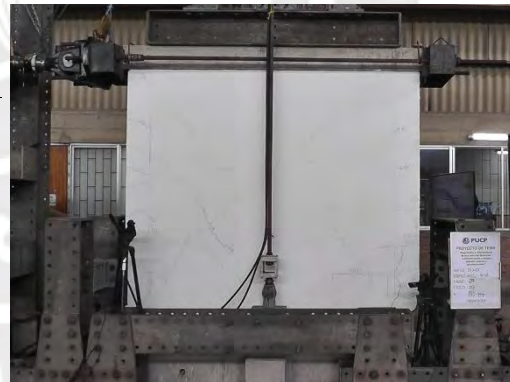


Las fisuras siguieron extendiéndose, surgieron nuevas y en el talón crecieron hasta 10 mm en el lado izquierdo y 7 mm en el derecho.

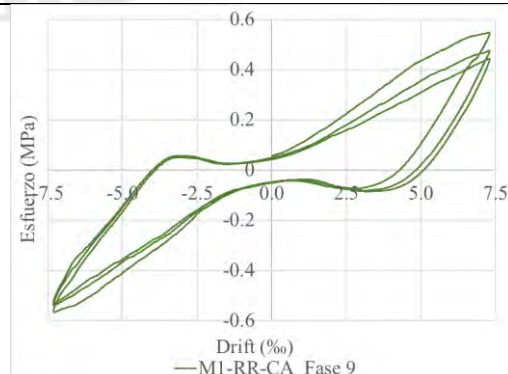


**Tabla 8.10:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 9

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (%)	Esfuerzo (MPa)
9(+)	1	17.51	7.30	0.54
9(-)	1	-17.52	-7.30	-0.56
9(+)	2	17.51	7.30	0.47
9(-)	2	-17.52	-7.30	-0.54
9(+)	3	17.51	7.30	0.44
9(-)	3	-17.52	-7.30	-0.53

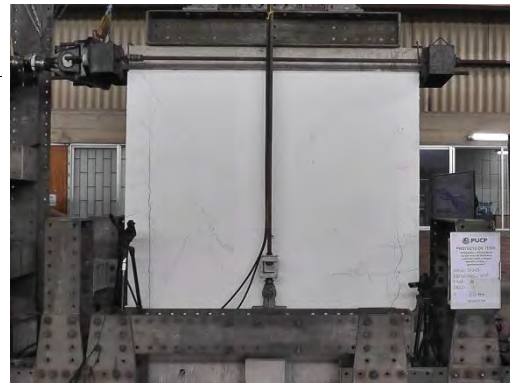


Se observó la separación del tarrajeo en los talones de las columnas

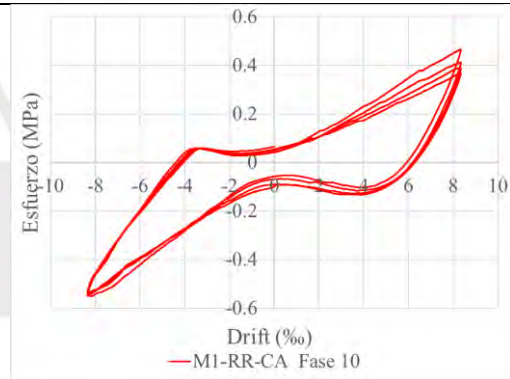


**Tabla 8.11:** Evolución del agrietamiento del muro M1-RR-CA en la fase 10

Fase	Ciclo	D1 (mm)	Drift (‰)	Esfuerzo (MPa)	
	10(+)	1	20.01	8.34	205.39
	10(-)	1	-20.02	-8.34	-242.93
	10(+)	2	20.02	8.34	182.59
	10(-)	2	-20.02	-8.34	-243.01
	10(+)	3	20.02	8.34	171.77
	10(-)	3	-20.02	-8.34	-239.57
	10(+)	4	20.01	8.34	163.35
	10(-)	4	-20.02	-8.34	-237.49



Una de las grietas más evidentes se generó en la línea divisoria entre la zona de albañilería, donde se colocó la malla, y la columna izquierda. Otra falla similar apareció en la columna derecha, donde la grieta vertical se extiende a lo largo de la columna.



En la cara frontal del muro, se observó un desprendimiento significativo del tarrajeo en las dos columnas. Este daño es especialmente pronunciado en las partes inferiores de ambas columnas, donde el material superficial ha cedido y se ha desprendido.

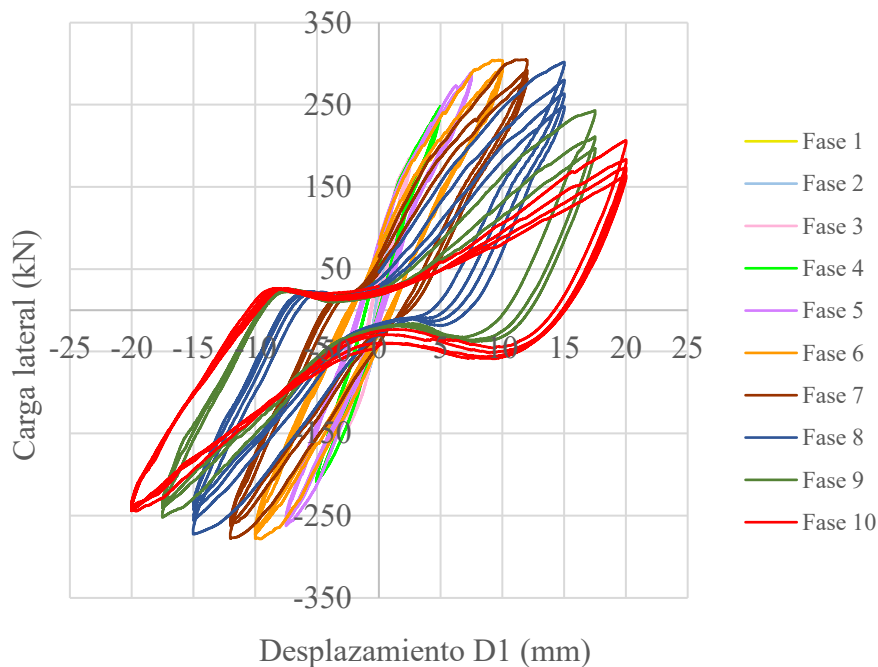


En la cara posterior del muro, el deterioro es aún más severo. En particular, en la columna del talón derecho, el desprendimiento fue tan extenso que dejó al descubierto el acero de refuerzo. Esto indica que no solo se perdió el tarrajeo superficial, sino también el recubrimiento estructural encargado de proteger el acero, lo que representa un daño crítico.

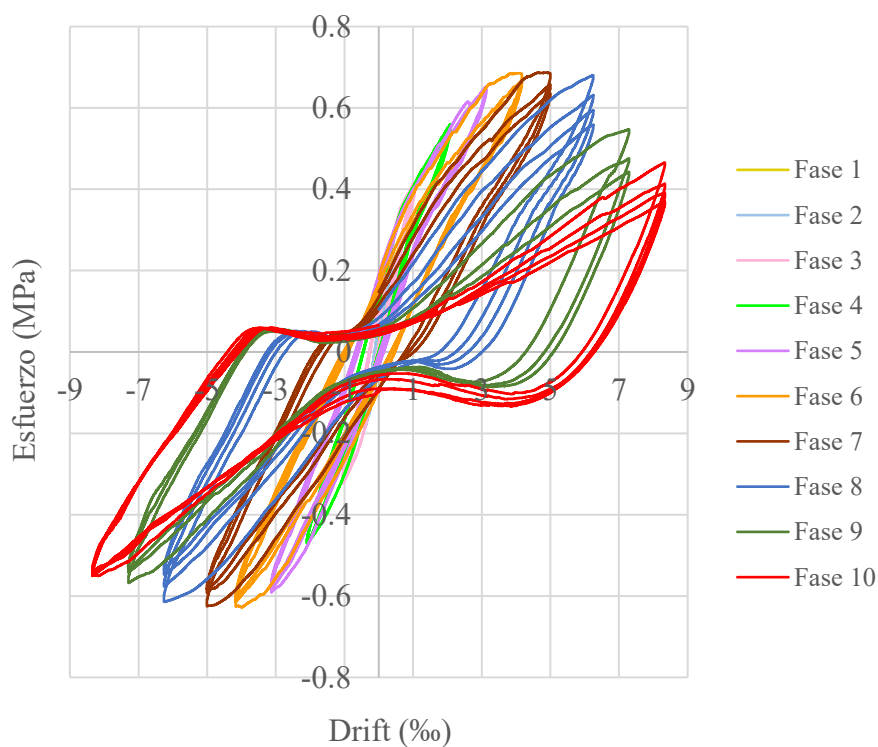


### 8.3.2. Comportamiento histerético del muro

Las Figuras 8.3 y 8.4 muestran los lazos histeréticos del muro reparado y reforzado M1-RR-CA, permitiendo evaluar su resistencia máxima y la degradación de rigidez. La Figura 8.3 relaciona la carga lateral con el desplazamiento, mientras que la Figura 8.4 presenta el esfuerzo frente al drift.



**Figura 8.3:** Diagrama de histéresis Carga lateral vs. Desplazamiento D1 para el muro reparado y reforzado M1-RR-CA



**Figura 8.4:** Diagrama de histéresis Esfuerzo vs. Drift (%) para el muro reparado y reforzado M1-RR-CA

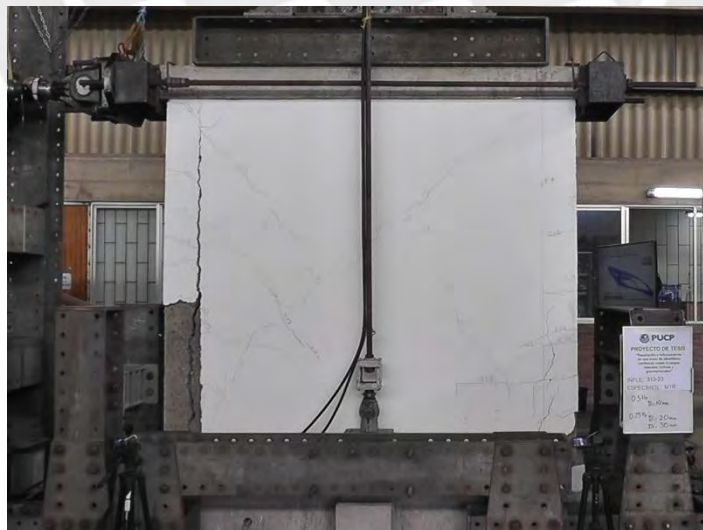
Por otro lado, en la Figura 8.5 se presenta la condición final del muro tras completar las fases descritas en el ítem 8.2.



**Figura 8.5:** Condición final del M1-RR-CA

#### **8.4. Ensayo cualitativo de carga armónica**

Tras completar las 10 fases del ensayo, el muro fue evaluado mediante movimientos armónicos en dos etapas. Primero, se aplicó un movimiento con una frecuencia de 0.5 Hz y un desplazamiento de 10 mm. Posteriormente, se incrementó a una frecuencia de 0.25 Hz con un desplazamiento de 20 mm. El propósito de esta fase armónica fue identificar rápidamente el tipo de falla predominante en los muros, ya que en ensayos más lentos dicha observación se complica. Como se puede apreciar en la Figura 8.6, el tipo de falla predominante fue de flexión.

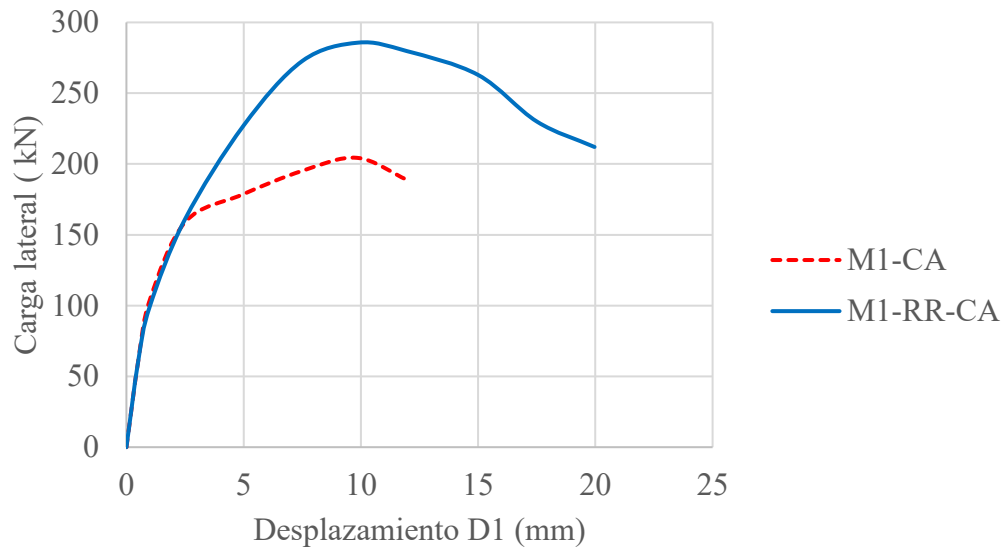


**Figura 8.6:** Condición del muro posterior al ensayo de la carga armónica

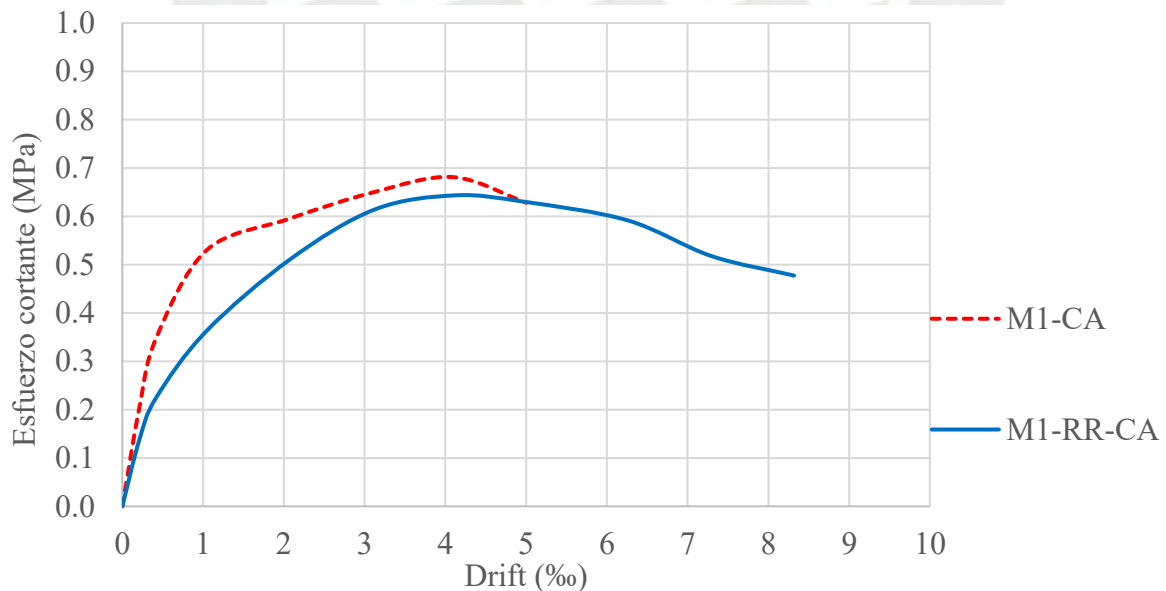
## Capítulo 9. Análisis de los resultados de los ensayos del muro M1-CA y el muro reparado y reforzado M1-RR-CA

### 9.1. Envoltente fuerza cortante vs Desplazamiento lateral de M1-CA y M1-RR-CA

Para construir la envoltente de carga lateral frente a desplazamiento, se seleccionaron los valores máximos obtenidos en cada ciclo de las diferentes fases. Con fines comparativos, se utilizó el promedio de los valores absolutos del desplazamiento medido por el LVDT D1 y de la carga lateral, tal como se presenta en la Figura 9.1a.



#### a) Envoltentes de fuerza cortante vs desplazamiento de M1-CA y M1-RR-CA



#### b) Envoltentes de esfuerzo cortante vs drift de M1-CA y MA-RR-CA

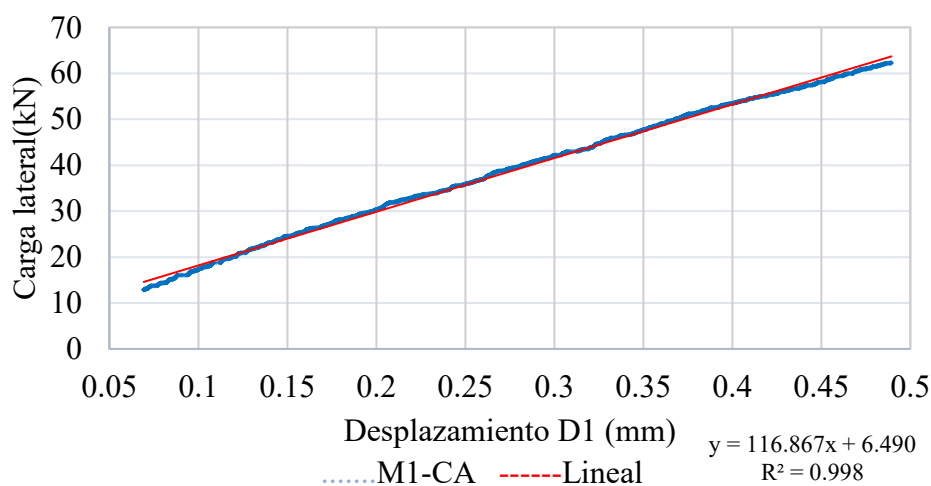
**Figura 9.1:** Curvas envoltentes de M1-CA y M1-RR-CA

En la Figura 9.1a se muestran las envolventes de fuerza cortante frente al desplazamiento absoluto (en milímetros) de los muros M1-CA (muro original con carga axial) y M1-RR-CA (muro reparado y reforzado con carga axial). En esta gráfica, el muro M1-CA alcanzó una carga máxima de 204 kN antes de que el ensayo fuera detenido al llegar al límite de reparabilidad, establecido por la Norma E.070 como una deriva de 5%, lo que equivale a un desplazamiento de 12 mm. Por su parte, el muro M1-RR-CA logró una carga máxima de 286 kN, lo que supone un incremento del 40% en la capacidad de carga lateral con respecto al muro original. Esto demuestra la efectividad del proceso de reforzamiento para mejorar su resistencia. Sin embargo, también se observa que el muro M1-RR-CA presentó una menor rigidez inicial, ya que la pendiente de la curva en su etapa inicial es menos pronunciada, posiblemente debido a los cambios introducidos en los materiales durante la reparación.

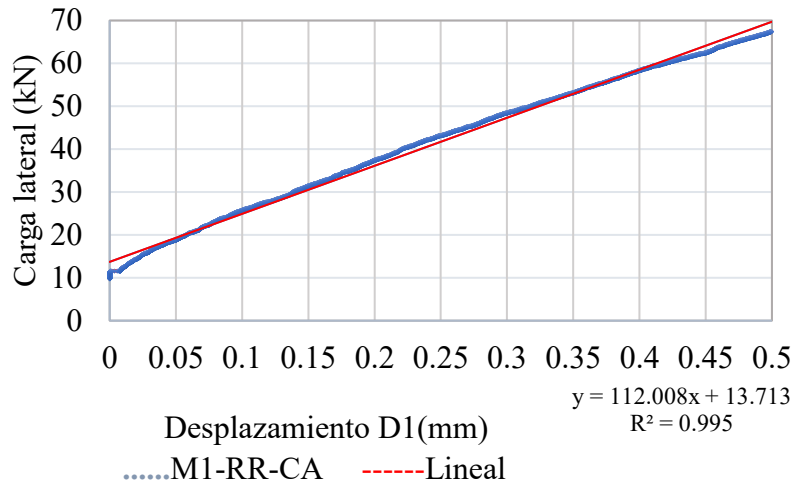
Por otro lado, la Figura 9.1b muestra las envolventes de esfuerzo cortante frente al drift (deriva, expresada en porcentaje). En esta gráfica, se analizan las deformaciones relativas de los muros, en lugar del desplazamiento absoluto. El muro M1-CA alcanzó un esfuerzo máximo de 0.68 MPa con un drift de 4.10%, mientras que el muro M1-RR-CA llegó a un esfuerzo máximo de 0.64 MPa con un drift de 4.12%, indicando que el proceso de reparación permitió recuperar cerca del 94% de la resistencia máxima del muro original. Además, el muro M1-RR-CA demostró una mayor capacidad para soportar deformaciones mayores, mostrando un comportamiento más estable después de alcanzar su esfuerzo máximo. Esto evidencia que, aunque la resistencia máxima del muro reparado fue ligeramente inferior, su capacidad para disipar energía y resistir deformaciones amplias lo hace más adecuado frente a cargas cíclicas.

## 9.2. Rigidez lateral de M1-CA y M1-RR-CA

Antes de que se presentara la primera fisura por tracción debida a flexión en la base de la columna, se evaluó la rigidez lateral en el rango elástico. Para obtener este valor, se aplicó el método de mínimos cuadrados con una aproximación lineal, utilizando los datos del lazo histerético de la fase 1, donde se estabilizaron los datos. Como se observa en las Figuras 9.2 y 9.3, el análisis se enfocó en la sección inicial de la curva del lazo correspondiente a los muros M1-CA y M1-RR-C1.



**Figura 9.2:** Determinación de la Rigidez Experimental del Muro M1-CA en la Fase 01 (Rango Lineal)



**Figura 9.3:** Determinación de la Rigidez Experimental del Muro M1-RR-CA en la Fase 01 (Rango Lineal)

De este modo, la rigidez lateral (K) obtenida fue de 117 kN/mm, tal como se presenta en la Tabla 9.1. Cabe destacar que la rigidez experimental del muro superó en un 5% a la rigidez calculada teóricamente en el apartado 5.1.3 (111 kN/mm).

**Tabla 9.1:** Cálculo de la rigidez (K) del muro M1-CA

Muro	Punto 01		Punto 02		$\Delta V$	$\Delta D$	K
M1-CA	V1 (kN)	D1 (mm)	V2 (kN)	D2 (mm)	(kN)	(mm)	(kN/mm)
K	20.866	0.124	44.048	0.322	23.182	0.198	116.867

Después de llevar a cabo la reparación y el reforzamiento, se calculó la rigidez lateral del muro M1-RR-CA. Los resultados, presentados en la Tabla 9.2, muestran que la rigidez se recuperó en un 96% tras las intervenciones realizadas.

**Tabla 9.2:** Cálculo de la rigidez (K) del muro M1-RR-CA

Muro	Punto 01		Punto 02		$\Delta V$	$\Delta D$	K
M1-RR-CA	V1 (kN)	D1 (mm)	V2 (kN)	D2 (mm)	(kN)	(mm)	(kN/mm)
K	17.006	0.035	59.695	0.416	42.668	0.381	112.008

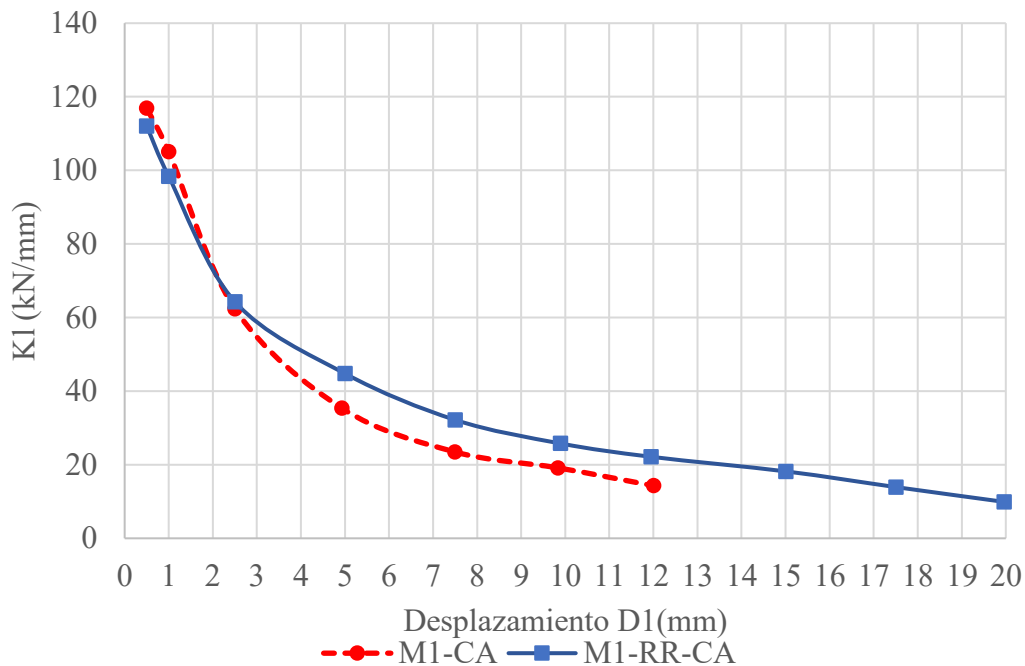
### 9.3. Degradación de la rigidez lateral de M1-CA y M1-RR-CA

La degradación de la rigidez lateral en muros de albañilería confinada es un proceso gradual que se produce debido a la acumulación de daño durante la aplicación de cargas cíclicas. A medida que el muro es sometido a ciclos repetitivos de carga y descarga, se generan fisuras y deformaciones residuales que afectan su capacidad de resistir esfuerzos laterales. Para evaluar este fenómeno de manera objetiva, se estudió la evolución de la rigidez en cada fase del ensayo cíclico.

La rigidez lateral en cada fase se calculó utilizando el primer ciclo, por ser el que refleja con mayor precisión el estado inicial del muro en esa etapa del ensayo. Dentro de este ciclo, se seleccionó un tramo estable del lazo histerético que mostró un comportamiento más lineal y menos afectado por irregularidades. A partir de esta sección, se aplicó un ajuste lineal que

permitió determinar la pendiente correspondiente, representando la rigidez lateral del muro. Esta metodología asegura valores más confiables al reducir la influencia de efectos como el cierre de fisuras o deslizamientos localizados.

De esta manera, la aplicación consistente de este procedimiento permitió analizar cómo la rigidez lateral disminuye progresivamente a lo largo de las fases del ensayo. Los resultados obtenidos evidencian la pérdida de capacidad elástica del muro conforme avanza el proceso de carga cíclica, permitiendo cuantificar la degradación de forma precisa y comparar su evolución en cada etapa, como se puede observar en la Figura 9.4.



**Figura 9.4:** Degradación de la rigidez de M1-CA y M1-RR-CA

De la Figura 9.4 se puede observar que ambas curvas tienen una tendencia descendente, lo que evidencia la pérdida progresiva de rigidez conforme aumenta el desplazamiento.

Al analizar los resultados, se observa que el muro M1-CA inicia con una rigidez de 116.87 kN/mm y desciende a 14.30 kN/mm, mostrando una caída significativa. Por su parte, el muro M1-RR-CA, que fue sometido a un proceso de reparación y reforzamiento, parte con una rigidez de 112.01 kN/mm y termina en 9.90 kN/mm. Aunque este muro pierde más rigidez al final del ensayo, la técnica de intervención aplicada logró recuperar la resistencia inicial, mejorándola en 8 veces. Este resultado confirma la efectividad del proceso de reparación y reforzamiento para restaurar y mejorar la capacidad estructural del muro

#### 9.4. Cálculo experimental del módulo de elasticidad del muro M1-CA (E)

Para determinar el módulo de elasticidad, se elaboró un gráfico de la carga axial aplicada monótonicamente frente a la deformación axial registrada por el LVDT D5. El procedimiento incluyó el cálculo del esfuerzo axial ( $\sigma$ ), utilizando el criterio de sección transformada, ya que el muro se encontraba dentro del rango elástico, como se puede observar en la Figura 5.1.

Además, se tomó como referencia lo establecido en la Tabla 9.3, las ecuaciones de la fórmula 9.1 a la 9.3, así como la Ley de Hooke.

**Tabla 9.3:** Información para determinar el módulo de elasticidad del muro M1-CA

$E_c$ (MPa)	21538
$E_m$ (MPa)	5272
$n = \frac{E_c}{E_m}$	4
$A' = 2nb'_c h_c + L_{alb} t (m^2)$	0.45
$L_5$ (m)	1.8

Se definieron los límites inferior y superior como el 35% y 95% de la carga axial total aplicada de manera monótonica (Pari y Manchego, 2017), en esta investigación equivalente a 110 kN. La Figura 9.5 presenta la curva de carga vertical versus desplazamiento vertical medido por el sensor D5. Asimismo, en la Tabla 9.4 se detalla la estimación del módulo de elasticidad del muro M1-CA, obteniéndose un valor de 5305 MPa.

**Tabla 9.4:** Estimación del módulo de elasticidad del muro M1-CA

$P_{95\%}$ (kN)	104.72
$P_{35\%}$ (kN)	38.58
$\delta''_{95\%}$ (mm)	0.0642
$\delta''_{35\%}$ (mm)	0.0143
$\Delta P$ (kN)	66.14
$\Delta \delta$ (mm)	0.0499
$E_m$ (MPa)	5305

$$\Delta P = P_{95\%} - P_{35\%} \quad (9.1)$$

$$\Delta \delta = \delta''_{95\%} - \delta''_{35\%} \quad (9.2)$$

$$E_m = \frac{(\Delta P)L_5}{A'(\Delta \delta)} \quad (9.3)$$

Donde:

$P_{95\%}$  : 95% de la carga axial máxima aplicada monótonicamente en el muro M1-CA

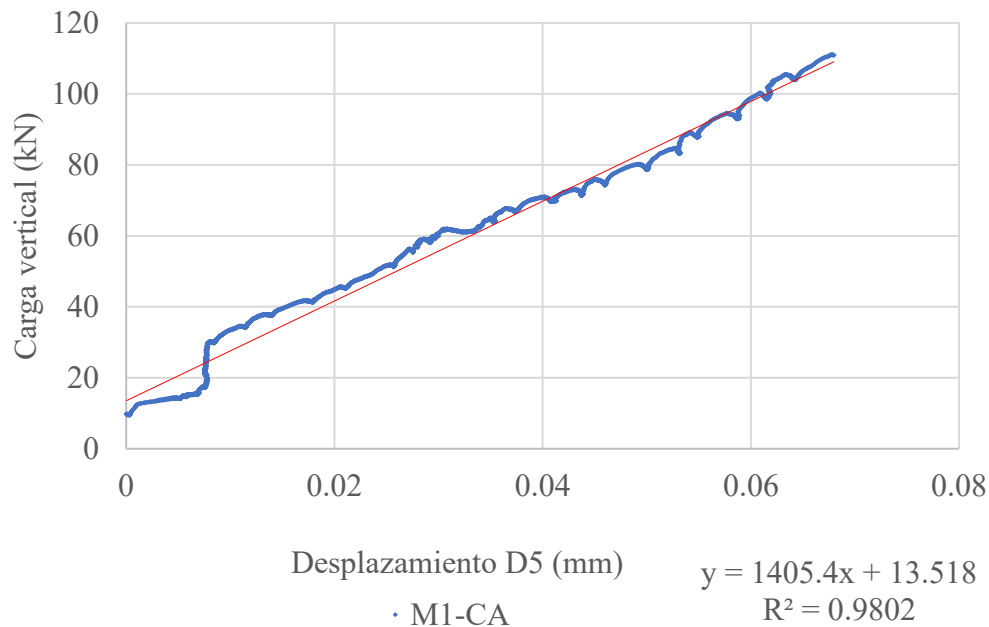
$P_{35\%}$  : 35% de la carga axial máxima aplicada monótonicamente en el muro M1-CA

$\delta''_{95\%}$  : Desplazamiento al 95% de la carga axial máxima aplicada monótonicamente en el muro M1-CA en el LVDT D5

$\delta''_{35\%}$  : Desplazamiento al 35% de la carga axial máxima aplicada monótonicamente en el muro M1-CA en el LVDT D5

$\Delta P$  : Variación de la carga axial aplicada monótonicamente en el muro M1-CA

- $\Delta\delta$  : Variación de la deformación axial del LVDT D5 en el muro M1-CA  
 $E_m$  : Módulo de elasticidad de la albañilería  
 $L_5$  : Distancia de medición del LVDT D5



**Figura 9.5:** Carga vertical vs. desplazamiento (LVDT D5, muro M1-CA)

Para confirmar la estimación del módulo de elasticidad del muro M1-CA a partir de ensayos de compresión en prismas, se compararon los resultados obtenidos en el muro con los de las pilas. La relación fue cercana a 1.01, como se muestra en la fórmula 9.4, lo que equivale a un error del 1%. Esto demuestra que el módulo de elasticidad puede ser determinado de manera confiable utilizando especímenes pequeños.

$$E_{M/P} = \frac{E_{M1-CA}}{E_P} = \frac{5305}{5272} = 1.01 \quad (9.4)$$

Donde:

$E_{M/P}$  : Relación entre módulos de elasticidad del muro y pilas

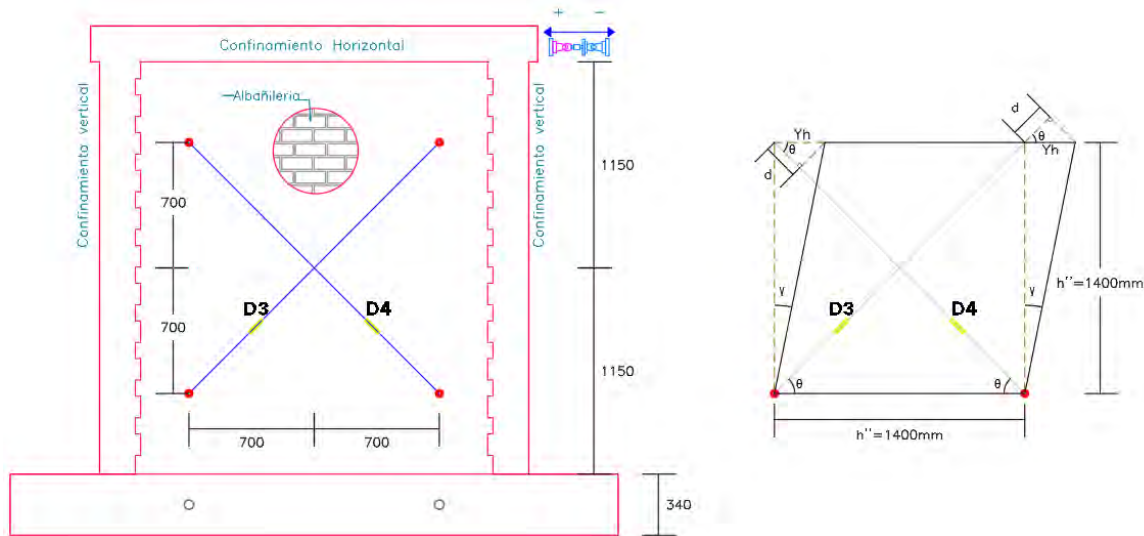
$E_{M1-CA}$ : Módulo de elasticidad del muro M1-CA

$E_P$  : Módulo de elasticidad de las pilas

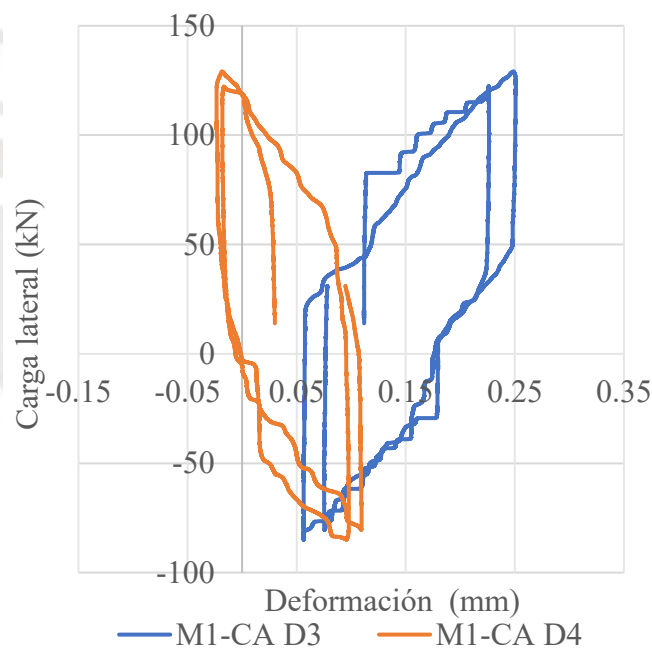
### 9.5. Cálculo experimental del módulo de corte del muro M1-CA y M1-RR-CA (G)

El módulo de corte se determinó de manera experimental utilizando las deformaciones diagonales registradas por los sensores LVDT D3 y D4. En la Figura 9.6 se muestra el esquema utilizado para calcular las distorsiones angulares, mientras que la Figura 9.7 presenta la curva de Carga lateral frente a las deformaciones medidas por los sensores D3 y D4. Para el cálculo, se aplicaron las fórmulas 9.5 a 9.9 y se consideraron los valores correspondientes al 50% y 90% de la carga lateral, según lo indicado por Pari y Manchego (2017).

En esta investigación, la segunda fase del ensayo fue seleccionada para determinar el módulo de corte. Esto se debió a que en esta etapa los LVDT D3 y D4 lograron estabilizarse, permitiendo obtener mediciones más confiables y precisas de las deformaciones diagonales.



**Figura 9.6:** Registro de deformaciones a cortante puro



**Figura 9.7:** Relación de carga lateral y deformación D3 y D4 del muro M1-CA (fase 2)

$$D = \sqrt{2} \cdot h'' \quad (9.5)$$

$$\tau = \frac{0.707V}{A_c} \text{ (ASTM E519)} \quad (9.6)$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G_m} \quad (9.7)$$

$$d = (\gamma h'') \cdot \cos(\theta) \quad (9.8)$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G_m} = \frac{d}{h'' \cdot \cos(\theta)} = \frac{d}{h'' \frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{d_3 + d_4}{D} = \varepsilon_3 + \varepsilon_4 \quad (9.9)$$

Donde:

$D$  : Distancia entre los puntos de la diagonal

$h''$  : Distancia vertical y horizontal de extremos de medición de LVDT D3 o D4

$\tau$  : Esfuerzo cortante para muro

$V$  : Carga lateral

$A_C$  : Área de corte del muro

$\gamma$  : Distorsión angular para muro

$d$  : Deformación en el LVDT D3 ( $d_3$ ) o en el LVDT D4 ( $d_4$ )

$\varepsilon$  : Deformación unitaria asociada al LVDT D3 ( $\varepsilon_3$ ) o ( $\varepsilon_4$ )

**Tabla 9.5:** Estimación del módulo de corte del muro M1-CA

$V_{50\%}$ (kN)	62.84	-41.31
$V_{90\%}$ (kN)	113.12	-74.36
$\Delta V$ (kN)	50.28	33.05
$A_C$ (mm <sup>2</sup> )	247487	
$h'$ (mm)	1400	
$D$ (mm)	1980	
$\tau$ (MPa)	0.1436	0.0944
$d_3$ (mm)	0.0788	0.0560
$d_4$ (mm)	0.0479	0.0555
$\gamma$ (mm/mm)	6.399E-05	5.629E-05
$G_m$ (MPa)	2244	1677

También se evaluó la relación entre el módulo de corte obtenido en el ensayo del muro M1-CA y el obtenido en los muretes. El resultado de esta comparación fue una relación de 1.55, como se indica en la fórmula 9.10. Este valor sugiere que el módulo de corte no puede ser estimado de manera confiable utilizando especímenes pequeños, ya que presentan diferencias significativas respecto a los resultados obtenidos en el muro completo.

$$G_{M/mu} = \frac{G_{M1-CA}}{G_{mu}} = \frac{1961}{1265} = 1.55 \quad (9.10)$$

Donde:

$G_{M/mu}$  : Relación entre módulos de corte del muro y muretes

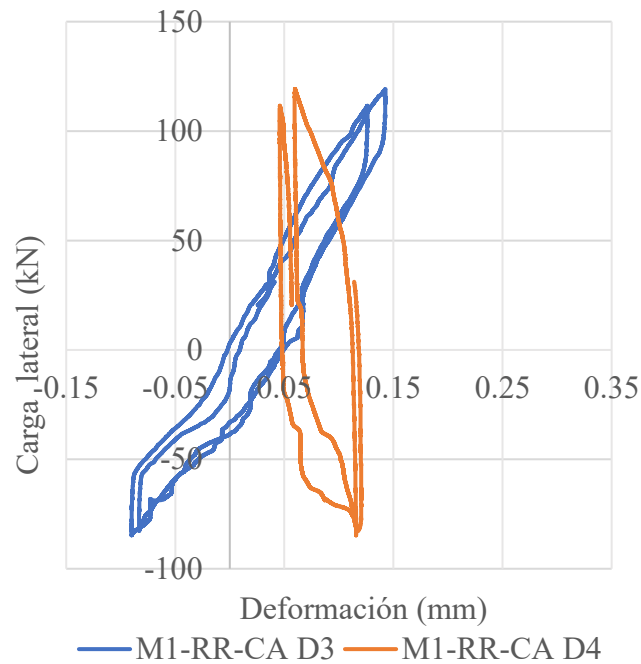
$G_{M1-CA}$  : Módulo de corte del muro M1-CA

$G_{mu}$  : Módulo de corte de los muretes

A continuación, se calculará el módulo de corte del muro M1-RR-CA de manera experimental, utilizando el mismo procedimiento aplicado al muro M1-CA durante la fase 2

del ensayo, con el objetivo de realizar una comparación directa entre ambos casos. No obstante, es fundamental considerar que, tras el proceso de reparación y reforzamiento, el espesor del muro se incrementó a 185 mm, lo cual influirá en los cálculos realizados.

Para la estimación del módulo de corte, se aplicarán las fórmulas comprendidas entre la (9.5) y la (9.9), y los resultados obtenidos serán presentados en la Tabla 9.6. La Figura 9.6 muestra el esquema empleado para determinar las distorsiones angulares, mientras que la Figura 9.8 presenta la curva de carga lateral en relación con las deformaciones medidas por los sensores D3 y D4.



**Figura 9.8:** Relación de carga lateral y deformación D3 y D4 del muro M1-RR-CA (fase 2)

**Tabla 9.6:** Estimación del módulo de corte del muro M1-RR-CA

$V_{50\%}$ (kN)	57.75	-41.85
$V_{90\%}$ (kN)	103.96	-75.33
$\Delta V$ (kN)	46.20	33.48
$A_C$ (mm <sup>2</sup> )	366281	
$h'$ (mm)	1400	
$D$ (mm)	1980	
$\tau$ (MPa)	0.0892	0.0646
$d_3$ (mm)	0.0564	0.0606
$d_4$ (mm)	0.0188	0.0336
$\gamma$ (mm/mm)	3.799E-05	4.759E-05
$G_m$ (MPa)	2348	1358

Luego, en la fórmula 9.11, se comparó la relación de los módulos de corte:

$$\frac{G_{M1-RR-CA}}{G_{M1-CA}} = \frac{1853}{1961} = 0.94 \quad (9.11)$$

Donde:

$G_{M1-RR-CA}$ : Módulo de corte del muro M1-CA

$G_{M1-CA}$ : Módulo de corte del muro M1-CA

A través del cálculo experimental del módulo de corte del muro M1-RR-CA, se pudo analizar la eficacia de la técnica de reparación y reforzamiento con malla electrosoldada. Los resultados obtenidos indicaron que el módulo de corte del muro reparado Y REFORZADO alcanzó un 94% del valor original. Aunque el proceso no permitió una recuperación total, la diferencia registrada del 6% es mínima, lo que refleja un desempeño estructural cercano al del muro original M1-CA.

Este resultado puede atribuirse a diversas razones. El aumento del espesor del muro a 185 mm durante la reparación y reforzamiento pudo influir ligeramente en la respuesta estructural, modificando la manera en que los esfuerzos internos se distribuyen. Asimismo, la presencia de fisuras previas, aunque reparadas, puede haber dejado debilidades residuales en la estructura. Otro factor a considerar es la aplicación del mortero, que pudo generar cambios en la transferencia de esfuerzos.

### 9.6. Resistencia a la tracción por flexión M1-CA y M1-RR-CA

La primera fisura de tracción por flexión en el muro M1-CA se detectó durante la fase 3 del ensayo, cuando la carga aplicada alcanzó los 130 kN. Este valor superó en un 20% al valor teórico de 108 kN, previamente calculado en el apartado 5.1.4. La fisura, que tiene una apertura de 0.05 mm, apareció a una altura de 622 mm desde la base de la columna izquierda, como se ilustra en la Figura 9.9.



**Figura 9.9:** Primera fisura en tracción por flexión en el M1-CA

Por otro lado, la Figura 9.10 muestra la primera fisura por tracción debido a flexión durante el ensayo. Esta fisura surgió en la columna izquierda del muro cuando se aplicó una carga de 184.73 kN, siendo este valor 54.73 kN mayor (un 42% más alto) en comparación con la carga registrada en el muro M1-CA, donde la primera fisura apareció a 130 kN.

La fisura observada en el muro RR-CA tiene una apertura de 0.03 mm, la cual es significativamente menor a la primera fisura registrada en el muro M1-CA, donde la medida fue mayor. Esta diferencia indica que la técnica de reparación y reforzamiento aplicada al muro RR-CA logró retrasar la aparición de fisuras iniciales, además de reducir su magnitud, lo que sugiere una mejor distribución de los esfuerzos en el muro reforzado.

En conclusión, la figura refleja un comportamiento estructural mejorado en el muro M1-RR-CA, donde la primera fisura por flexión apareció más tarde y con una apertura considerablemente menor, validando la efectividad de la técnica de reforzamiento aplicada para incrementar la capacidad del muro ante cargas de tracción por flexión.



**Figura 9.10:** Primera fisura por tracción por flexión en el muro M1-RR-CA

### 9.7. Resistencia al agrietamiento diagonal M1-CA y M1-RR-CA

La Figura 9.11 muestra la primera falla por corte en el muro M1-CA, evidenciada por una grieta de color verde claro con una abertura de 0.20 mm. Esta fisura apareció durante la fase 4 del ensayo, cuando el muro soportó una carga de 218 kN, un 14% mayor que la resistencia teórica de 192 kN calculada en el apartado 5.1.5.

La grieta se desarrolla de manera diagonal ascendente, un patrón típico de las fallas por corte en muros sometidos a cargas laterales. Su aparición confirma la presencia de esfuerzos críticos en el muro, dando inicio a la falla por corte. Este resultado respalda que la fórmula de  $V_m$  de la norma E.070 es conservadora y ofrece un margen de seguridad adecuado



**Figura 9.11:** Primera falla por corte en el muro M1-CA



**Figura 9.12:** Falla por corte en el M1-CA (fase 6)

En la Figura 9.12 se aprecia la falla por corte que ocurrió durante la fase 6 del ensayo, cuando el muro soportó una carga máxima de 241.31 kN en el primer ciclo. Esta carga generó una abertura de 4.22 mm, lo cual evidencia un agrietamiento diagonal, característico de este tipo de falla. Las fisuras presentan una inclinación pronunciada y se extienden diagonalmente desde las esquinas inferiores hacia las superiores, siguiendo un patrón típico en muros sometidos a cargas laterales cíclicas.

La imagen permite observar con claridad una red de fisuras diagonales, cuyas aberturas varían en magnitud. La grieta principal destaca por su desarrollo continuo desde la base del muro hasta cerca de la parte superior. Se nota que el desplazamiento es más significativo en las zonas inferiores, lo que sugiere una concentración de esfuerzos en estas áreas.

Estos resultados son consistentes con el comportamiento esperado en una falla por corte, donde la estructura alcanza su límite máximo de resistencia.



**Figura 9.13:** Estado final del muro M1-RR-CA sin agrietamiento diagonal significativo

La Figura 9.13 muestra el estado final del muro M1-RR-CA luego del ensayo, donde no se aprecia un agrietamiento diagonal significativo. Aunque se pueden observar algunas fisuras menores y dispersas, estas no siguen un patrón claro ni continuo, lo que indica que la falla por corte no llegó a manifestarse de manera crítica.

Este resultado podría estar relacionado con la técnica de reparación y reforzamiento aplicada al muro, la cual habría mejorado su desempeño estructural, incrementando su capacidad para resistir las cargas laterales cíclicas sin desarrollar fisuras diagonales importantes. Las grietas existentes son de baja magnitud y se distribuyen de forma irregular, lo que sugiere que el muro fue capaz de soportar los esfuerzos aplicados sin alcanzar un daño considerable.

En resumen, el comportamiento del muro en su estado final demuestra la efectividad de la técnica de reparación y reforzamiento, al evitar la formación de agrietamientos diagonales críticos, lo cual evidencia un buen desempeño estructural frente a las condiciones de carga aplicadas.

### 9.8. Comportamiento del refuerzo vertical en las columnas

En el apartado 5.1.5 se realizó el cálculo de la fuerza cortante necesaria para que el refuerzo de las columnas de confinamiento alcanzara su fluencia, obteniéndose un valor de  $V_f=171$  kN. Por otro lado, la máxima fuerza horizontal registrada fue de 241.31 kN para el muro M1-CA y de 304.78 kN para el muro M1-RR-CA. Estos resultados evidencian que el refuerzo superó el límite elástico y entró en la etapa de endurecimiento.

Además, se confirmó el fenómeno de endurecimiento del acero mediante los datos obtenidos por los LVDTs D6 y D7, colocados en los talones de las columnas.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_y} = 0.0021 \quad (9.12)$$

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{D}{L} \quad (9.13)$$

Donde:

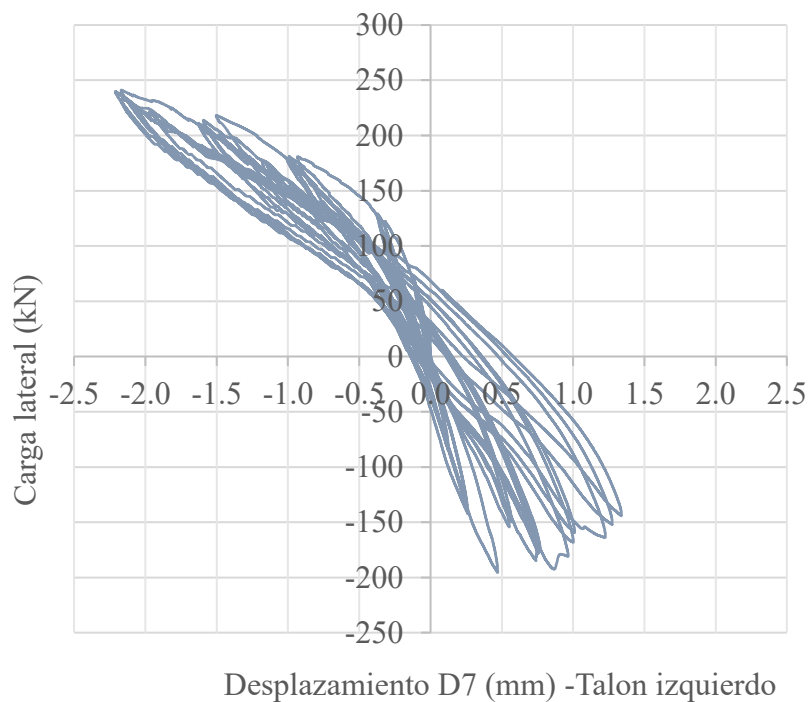
$\varepsilon_y$  : Deformación unitaria en fluencia para el acero

- $f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo =420 MPa
- $E_y$  : Módulo de elasticidad del acero=200 GPa
- $\epsilon_{m\acute{a}x}$  :Máxima deformación registrada por LVDT D6 o LVDT D7
- $D$  :Valor del máximo desplazamiento de LVDT D6 o LVDT D7
- $L$  : Distancia entre la base de los sensores=30 mm

En el caso del M1-CA, se tomó en cuenta la Figura 9.14, donde se aprecia el desplazamiento registrado por el LVDT D7, situado en el talón de la columna izquierda, en relación con la carga lateral. Para este análisis, se aplicó la fórmula (9.13), que establece lo siguiente:

$$\epsilon_{m\acute{a}x} = \frac{2.21mm}{300mm} = 0.0073$$

La deformación unitaria máxima,  $\epsilon_{m\acute{a}x} = 0.0073$ , sobrepasó el límite de fluencia del acero, lo cual significa que en el muro M1-CA el acero comenzó a experimentar la etapa de endurecimiento.

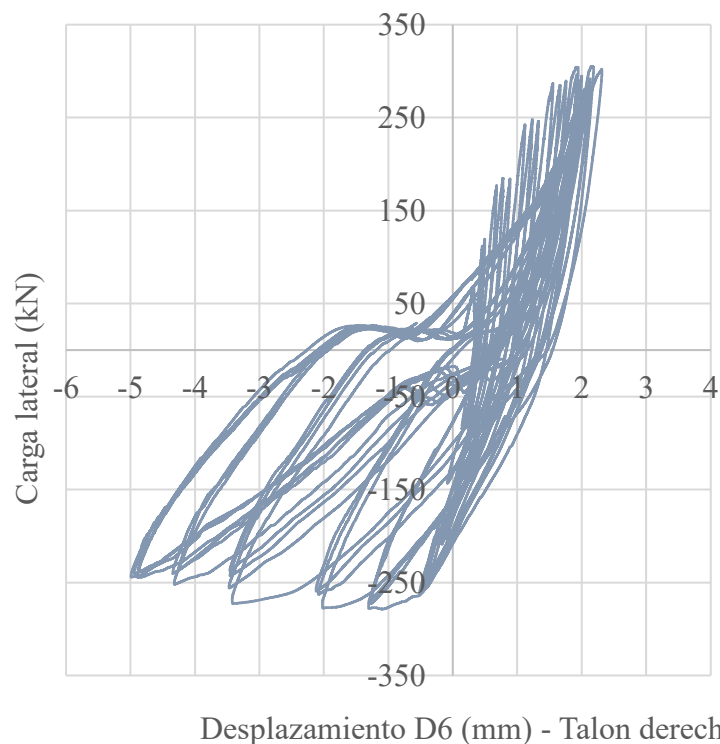


**Figura 9.14:** Carga lateral vs Desplazamiento de LVDT D7 -Talón de la columna izquierda de M1-CA

Por otro lado, en el caso del M1-RR-CA, se utilizó la Figura 9.15, donde se registra el desplazamiento del LVDT D6, ubicado en el talón de la columna derecha , respecto a la aplicación de la carga lateral. De igual manera, se aplicó la fórmula (9.13), donde:

$$\epsilon_{m\acute{a}x} = \frac{4.99mm}{300mm} = 0.0166$$

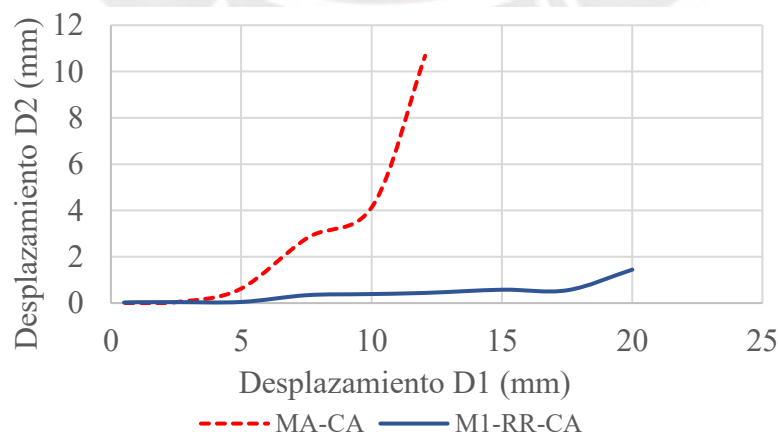
El valor de deformación unitaria  $\varepsilon_{m\acute{a}x} = 0.0166$  superó la deformación unitaria en fluencia del acero, lo que evidencia que el acero en el muro M1-RR-CA ingresó a la fase de endurecimiento.



**Figura 9.15:** Carga lateral vs Desplazamiento de LVDT D6 -Talón de la columna derecha de M1-RR-CA

### 9.9. Medida del ancho de grieta de M1-CA y M1-RR-CA

En esta investigación, se empleó el LVDT D2 para medir el desplazamiento horizontal relativo entre las columnas del muro. Esta medición es clave porque el desplazamiento registrado está directamente relacionado con la apertura de las grietas que se formaron durante el ensayo. De esta manera, el LVDT D2 proporciona una medida del ancho de grietas existentes de MZ-CA y M1-RR-CA, como se muestra en la figura 9.16.



**Figura 9.16:** Medida del ancho de grieta central

## Capítulo 10. Comparación con otros ensayos en ladrillos huecos

En este capítulo se busca analizar el comportamiento estructural de diferentes muros de albañilería confinada que utilizaron ladrillos similares, y que tiene junta de 10 mm y de 15 mm bajo condiciones específicas. Para ello, se compararán los resultados obtenidos en este estudio con los de investigaciones previas. El objetivo principal es identificar similitudes y diferencias en términos de resistencia, considerando variables como la carga axial, el refuerzo y la reparación. Las comparaciones se realizaron exclusivamente con las curvas de las envolventes de las publicaciones de los distintos autores.

### 10.1. Explicación de las nomenclaturas utilizadas para los muros.

Se llevó a cabo un análisis comparativo con distintos estudios de investigación realizados previamente, a continuación, se presentan los autores:

- Muros propios
    - M1-CA: Muro original sometido a carga axial.
    - M1-RR-CA: Muro reparado y reforzado sometido a carga axial.
  - Castro (2002)
    - C-SCA: Muro original de Castro sin carga axial.
    - C-RR-SCA: Muro reparado y reforzado de Castro sin carga axial.
  - Paredes y Caycho (2009)
    - PC-SCA: Muro original de Paredes y Caycho sin carga axial.
    - PC-R-SCA: Muro reforzado de Paredes y Caycho sin carga axial.
  - Pineda y Barr (2011)
    - BP-SCA: Muro original de Pineda y Barr sin carga axial.
    - BP-R-SCA: Muro reforzado de Pineda y Barr sin carga axial.
  - Pari y Manchego (2017)
    - PM-SCA: Muro original de Pari y Manchego sin carga axial.
    - PM-RR-SCA: Muro reparado y reforzado de Pari y Manchego sin carga axial.
    - PM-CA: Muro confinado de Pari y Manchego sometido a carga axial.
- Las claves utilizadas en la nomenclatura se presentan a continuación:
- M1: Muro de esta investigación.
  - BP: Identificador para Barr y Pineda.
  - C: Identificador para Castro.
  - PC: Identificador para Paredes y Caycho.
  - PM: Identificador para Pari y Manchego.
  - SCA: "Sin Carga Axial".

CA: "Con Carga Axial".

R: "Reforzado".

RR: "Reparado y Reforzado".

A continuación, en la Tabla 10.1 se presentan las características notables de los ensayos previamente mencionados, comparadas con las observadas en esta investigación. Se han considerado aspectos como: resistencia a la compresión ( $f'm$ ), resistencia a la cortante ( $v'm$ ), el espesor de las juntas, la resistencia máxima obtenida a partir de los gráficos de envolventes, así como el desplazamiento máximo registrado

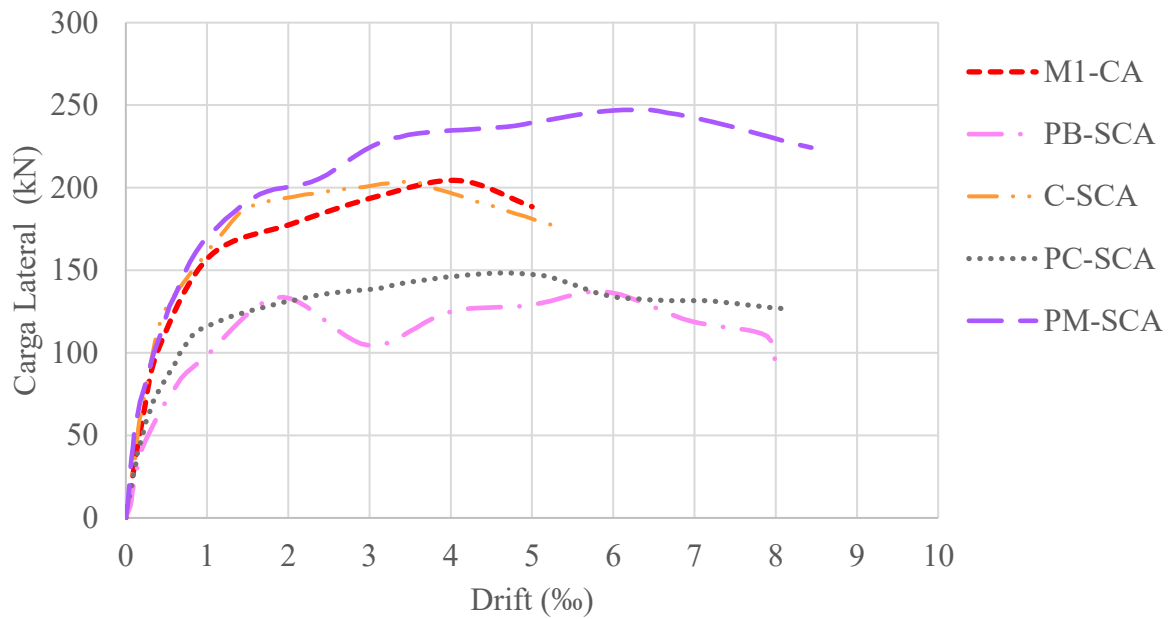
**Tabla 10.1:** Características notables de los ensayos mencionados y de esta investigación

Muro	$f'm$ (MPa)	$v'm$ (MPa)	Carga lateral máxima (kN)	Desplazamiento máximo alcanzado (mm)
C-SCA	8.43	1.67	203.78*	12.79*
C-RR-SCA	-	-	283.51*	17.63*
PC-SCA	5.88	0.70	148.35*	20.27*
PC-R-SCA	-	-	185.96*	20.16*
PB-SCA	7.65	0.71	137.10*	19.98*
PB-R-SCA	-	-	211.24*	19.95*
PM-SCA	9.46	1.25	247.13*	19.41*
PM-CA	9.46	1.25	340.90*	15.69*
PM-RR-SCA	-	-	325.82*	26.7*
M1-CA	8.94	1.11	204.35	12.00
M1-RR-CA	-	-	285.70	19.96

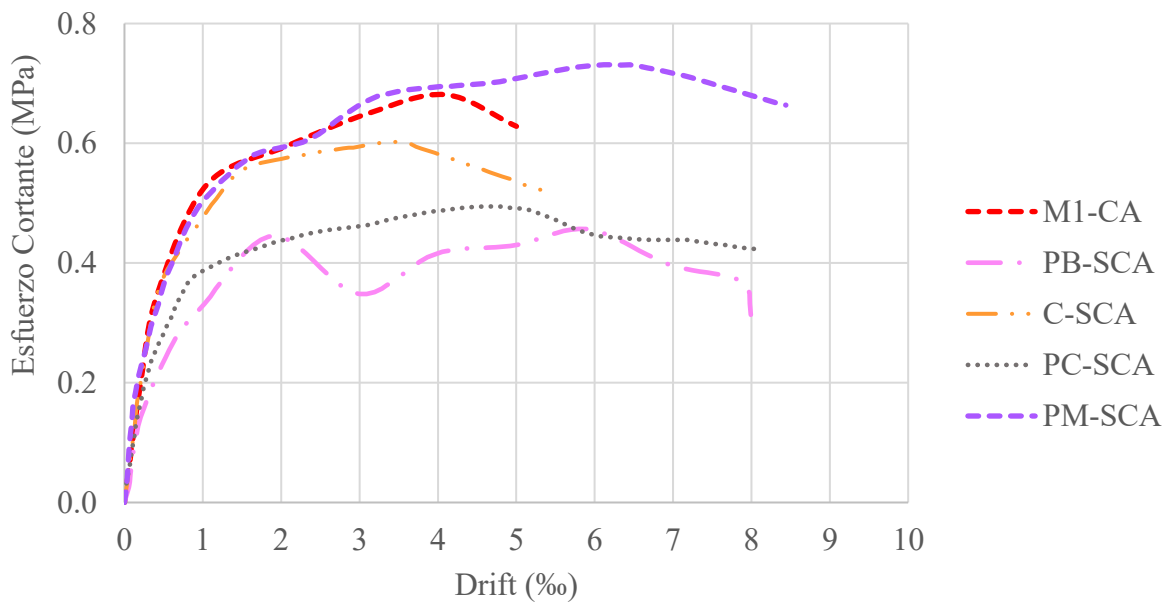
\*Valor aproximado de las publicaciones de Castro (2002), Paredes y Caycho (2009), Pineda y Barr (2011) y Pari y Manchego (2017).

## 10.2. Comparación de Muros Originales

En este apartado, se analiza el comportamiento estructural del muro original evaluado en este estudio (M1-CA), el cual fue sometido a carga axial, comparándolo con los resultados obtenidos en investigaciones previas. El enfoque se centra en la capacidad resistente, permitiendo resaltar las diferencias principales entre un muro sometido a carga axial (M1-CA) y aquellos sin carga axial estudiados por otros autores (PB-SCA, C-SCA, PC-SCA, PM-SCA).



a) Comparación de curvas de envolventes de fuerza cortante vs drift para muros originales



b) Comparación de curvas de envolventes de esfuerzo cortante vs drift para muros originales

**Figura 10.1:** Comparación de curvas de envolventes para muros originales

Comparación del comportamiento estructural del muro M1-CA (propio), sometido a carga axial, con los resultados de muros originales sin carga axial de otros autores (PB-SCA, C-SCA, PC-SCA, PM-SCA). Valores aproximados de las publicaciones de Pineda y Barr (2011), Castro (2002), Paredes y Caycho (2009) y Pari y Manchego (2017).

De la Figura 10.1a, el análisis de las curvas de envolventes de carga lateral vs. drift muestra que el muro original M1-CA, sometido a carga axial, alcanza una carga lateral máxima de 204 kN. Este resultado refleja el efecto positivo del confinamiento proporcionado por la carga axial, que contribuye a mejorar el desempeño estructural del muro. Por otro lado, el muro PM-SCA logra alcanzar una resistencia máxima cercana a los 247 kN, superando a M1-CA a pesar de no contar con la ayuda de carga axial. Esto posiciona a PM-SCA como un ejemplo

destacado de eficiencia estructural frente a cargas horizontales. Estos resultados resaltan que, además de un diseño adecuado, factores como el espesor de las juntas y la calidad de los materiales tienen un impacto significativo en el comportamiento de los muros. En comparación, los muros PB-SCA, C-SCA y PC-SCA presentan valores menores de carga lateral máxima, alcanzando aproximadamente 137 kN, 204 kN y 148 kN, respectivamente.

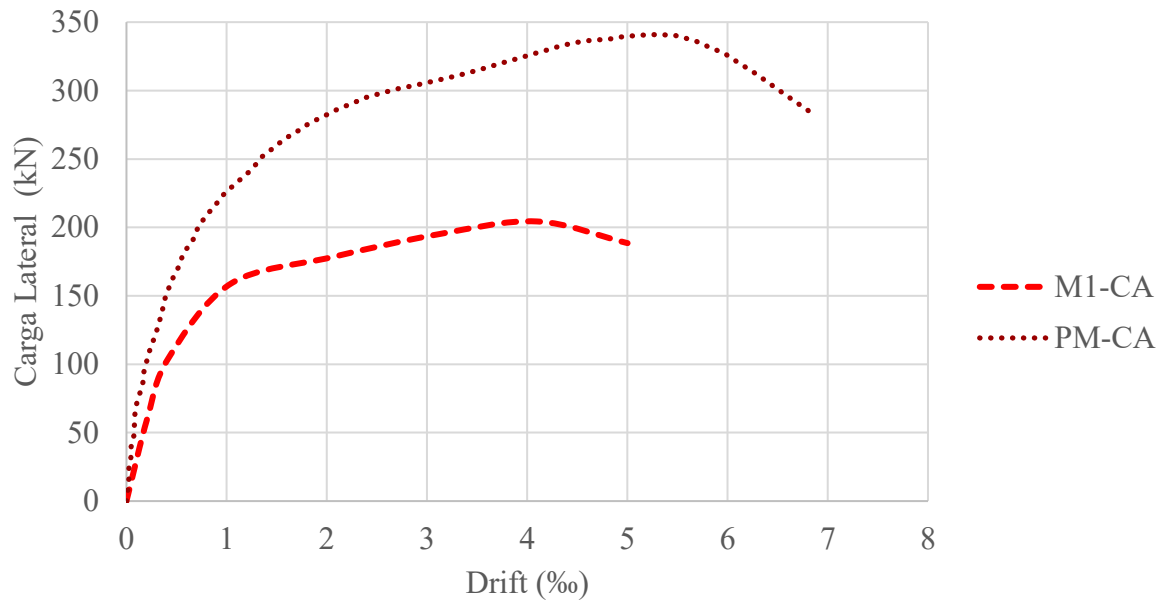
La Figura 10.1b muestra una comparación de curvas que relacionan el esfuerzo cortante (MPa) con el drift (%) de diferentes muros originales. El muro M1-CA, al estar sometido a carga axial, alcanza un esfuerzo cortante máximo de 0.68 MPa. En cambio, el muro PM-SCA, que no tiene carga axial, sobresale entre los muros sin esta condición, logrando la mayor resistencia con un valor cercano a 0.73 MPa.

Por otro lado, los muros PB-SCA y PC-SCA, con esfuerzos cortantes máximos de aproximados de 0.46 MPa y 0.49 MPa respectivamente, muestran un desempeño inferior. Esto podría deberse a la ausencia de carga axial y a sus juntas de mortero de 15 mm, que tienden a disminuir la rigidez inicial del sistema. Finalmente, el muro C-SCA, al tener juntas más delgadas de 10 mm, alcanza una resistencia intermedia de 0.60 MPa.

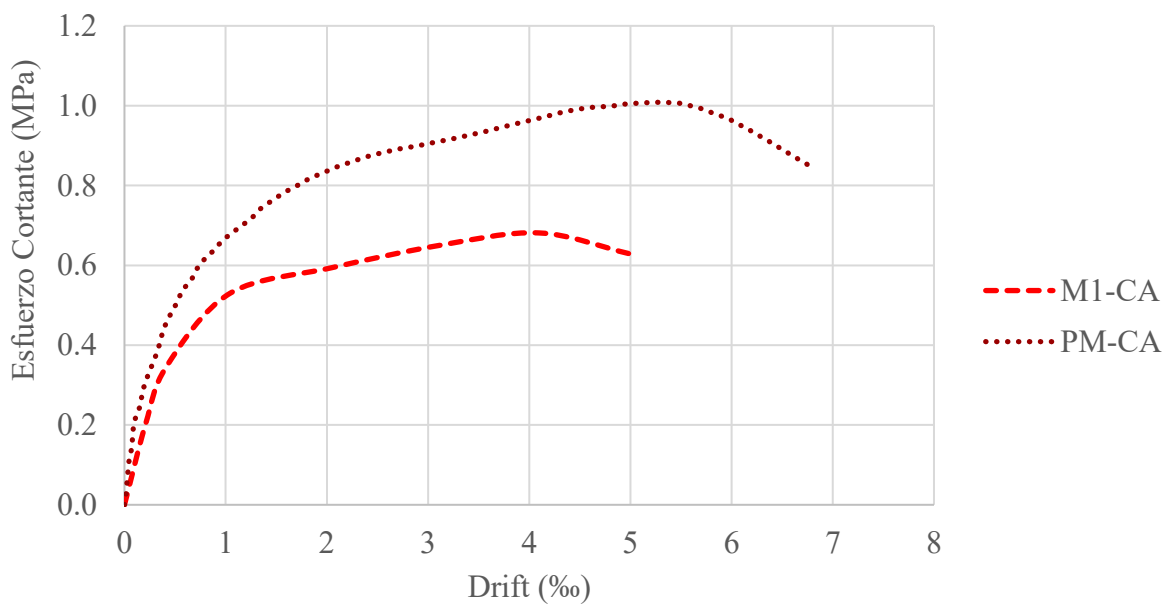
Las diferencias en su desempeño podrían estar relacionadas con la calidad de los materiales y las características de las juntas, ya que muros con juntas más delgadas, como PM-SCA y C-SCA (10 mm), presentan un mejor comportamiento al favorecer una mayor interacción entre ladrillo y mortero. En cambio, las juntas más gruesas (15 mm) en muros como M1-CA, PB-SCA, y PC-SCA podrían haber generado concentraciones de esfuerzo que limitaron su capacidad máxima. Este análisis permite concluir que, además del diseño estructural, factores como el manejo adecuado de las juntas y la calidad de los materiales juegan un papel crucial en el desempeño final de los muros de albañilería confinada.

### **10.3. Comparación de Muros Originales con Carga Axial**

En este apartado se analiza el comportamiento estructural de dos muros originales sometidos a carga axial: M1-CA, estudiado en el presente trabajo, y PM-CA, presentado en la investigación de Pari y Manchego (2017). El muro M1-CA, construido con juntas horizontales y verticales de 15 mm y sometido a una carga axial de 110 kN. Por otro lado, el muro PM-CA, diseñado con juntas más delgadas de 10 mm y expuesto a una carga axial de 170 kN, proporciona un enfoque que permite profundizar en el efecto del confinamiento generado por cargas más altas. Este análisis busca comparar su capacidad de resistencia lateral, evaluando cómo las condiciones de diseño y los niveles de carga afectan el comportamiento general de ambos muros.



a) Comparación de curvas de envolventes de fuerza cortante vs drift para muros originales sometidos a carga axial



b) Comparación de curvas de envolventes de esfuerzo cortante vs drift para muros originales sometidos a carga axial

**Figura 10.2:** Comparación de curvas de envolventes para muros originales sometidos a carga axial

Comparación del comportamiento estructural del muro M1-CA (propio), sometido a una carga axial de 110 kN, y el muro PM-CA, sometido a una carga axial de 170 kN. Valores aproximados de la publicación de (Pari y Manchego, 2017).

De la Figura 10.2a se observa que las curvas de carga lateral vs. deriva para los muros M1-CA y PM-CA, ambos sometidos a carga axial, pero con diferencias en sus características

constructivas. El muro M1-CA, alcanza una carga lateral máxima de 204 kN. Por otro lado, el muro PM-CA, logra una resistencia máxima notablemente superior, cercana a 341 kN.

De la Figura 10.2b, se observa que el muro PM-CA alcanzó un esfuerzo máximo de aproximadamente 1.01 MPa, mientras que el muro M1-CA logró un esfuerzo máximo de 0.68 MPa. Esta diferencia refleja que PM-CA tuvo una capacidad de resistencia superior.

El mejor desempeño del muro PM-CA puede atribuirse a una combinación de factores. La mayor carga axial genera un confinamiento más efectivo, mientras que las juntas más delgadas optimizan la interacción entre el mortero y el ladrillo, reduciendo la posibilidad de concentraciones de esfuerzo. Además, el mayor ancho de los ladrillos en PM-CA contribuye a una mayor capacidad de carga lateral al ofrecer mayor área efectiva para resistir los esfuerzos aplicados. En contraste, aunque el muro M1-CA muestra una capacidad resistente menor, su desempeño es consistente con las prácticas constructivas habituales para viviendas de dos niveles en la región.

Se puede evidenciar la relevancia de la carga axial, el espesor de las juntas y las dimensiones de los ladrillos en el comportamiento global de los muros. La comparación destaca cómo ajustes en estos parámetros de diseño pueden mejorar significativamente el desempeño estructural en distintos escenarios, ofreciendo claves para optimizar la construcción y el diseño de muros de albañilería confinada.

#### **10.4. Comparación entre Muro Reparado y Reforzado con Carga Axial y Muros Reparados y Reforzados sin Carga Axial**

En este apartado se analiza el comportamiento del muro M1-RR-CA, que ha sido reparado, reforzado y sometido a carga axial, comparándolo con los muros C-RR-SCA y PM-RR-SCA, los cuales también han sido reparados y reforzados, pero no están expuestos a cargas axiales. Este análisis busca comprender cómo la combinación de carga axial y técnicas de reparación y refuerzo afecta aspectos clave como la resistencia estructural.

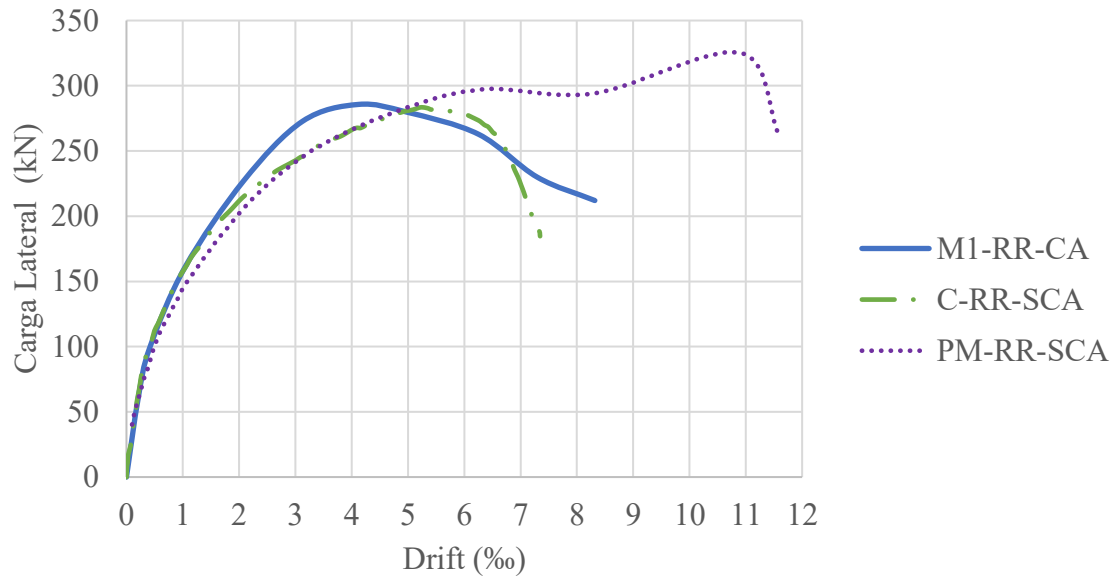
El caso del muro M1-RR-CA refleja situaciones comunes en viviendas de dos pisos.

De la Figura 10.3a, se observa que el muro M1-RR-CA, con una resistencia a carga lateral máxima de 286 kN. El muro PM-RR-SCA, sin carga axial, logra una resistencia a carga lateral máxima superior, cercana a 326 kN, destacándose por su mayor capacidad resistente. Por otro lado, el muro C-RR-SCA, con una resistencia máxima aproximada de 284 kN, muestra un comportamiento similar al de M1-RR-CA.

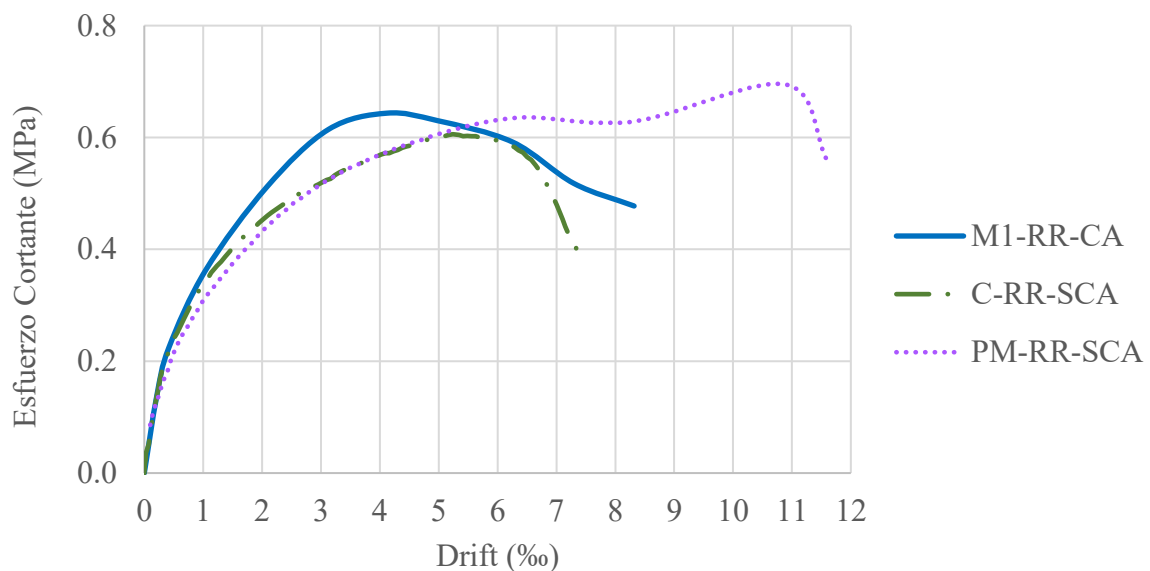
La Figura 10.3b compara las curvas envolventes de esfuerzo cortante vs. drift de los tres muros reparados y reforzados: M1-RR-CA, sometido a carga axial, y los muros C-RR-SCA y PM-RR-SCA, sin carga axial. El muro M1-RR-CA alcanza un esfuerzo cortante máximo de 0.64 MPa, ubicándose en un nivel intermedio respecto a los otros muros. Por su parte, el muro PM-RR-SCA logra un esfuerzo máximo cercano a 0.70 MPa, evidenciando la mayor resistencia entre los tres. Finalmente, el muro C-RR-SCA presenta el menor esfuerzo máximo, con un valor aproximado de 0.61 MPa. Estas diferencias reflejan cómo las condiciones de carga axial y las técnicas de refuerzo afectan el comportamiento estructural de los muros evaluados.

Además, al comparar los esfuerzos cortantes de los muros originales analizados en el ítem 10.2 con los de los muros reparados y reforzados en este apartado, se observa que el esfuerzo cortante de C-RR-SCA alcanza un 102% en relación con C-SCA, mientras que PM-RR-SCA logra aproximadamente un 96% del esfuerzo cortante de su versión original. Por último, el muro M1-RR-CA alcanza un esfuerzo equivalente al 94% de M1-CA. Este resultado

evidencia la efectividad de las técnicas de reparación y refuerzo, así como la calidad de los materiales y los detalles de diseño empleados para optimizar la interacción entre los componentes del muro. Aunque algunos muros no cuentan con el confinamiento adicional de la carga axial, su capacidad resistente refleja un diseño eficiente y bien optimizado para soportar cargas laterales.



a) Comparación de curvas envolvente de carga lateral vs. drift para muro reparado y reforzado con carga axial y muros reparados y reforzados sin carga axial

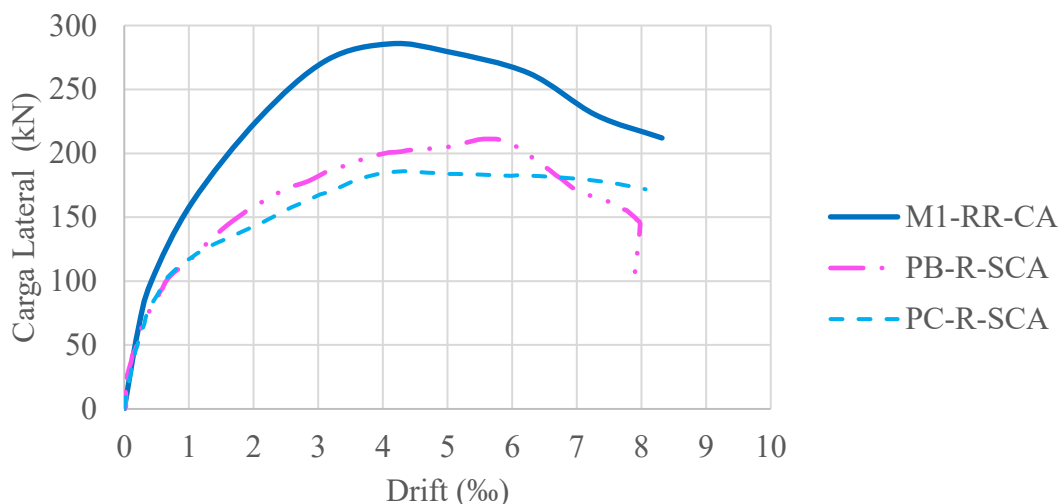


b) Comparación de curvas envolvente de esfuerzo cortante vs. drift para muro reparado y reforzado con carga axial y muros reparados y reforzados sin carga axial

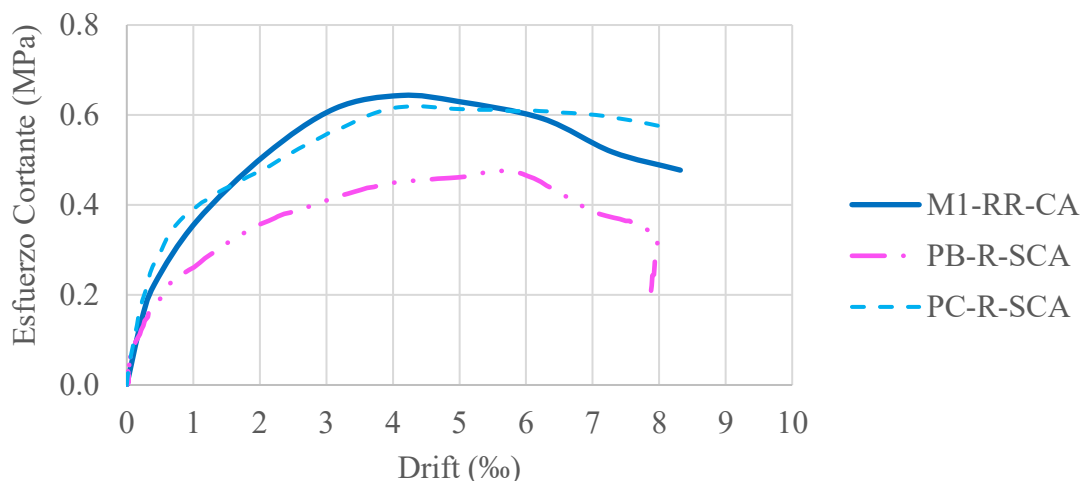
**Figura 10.3:** Comparación de curvas de envolventes para muro reparado y reforzado con carga axial y muros reparados y reforzados sin carga axial  
 Comparación del comportamiento estructural del muro M1-RR-CA, sometido a carga axial (propio), frente a los muros reparados y reforzados sin carga axial (C-RR-SCA y PM-RR-SCA). Valores aproximados de las publicaciones de Castro (2002) y Pari y Manchego (2017).

### 10.5. Comparación de muro reparado y reforzado con carga axial vs. muros reforzados sin carga axial

En este apartado se analiza el comportamiento estructural del muro M1-RR-CA, el cual fue reparado y reforzado sometido a carga axial, en comparación con los muros reparados y reforzados sin carga axial C-RR-SCA y PM-RR-SCA. Este análisis busca evaluar cómo las técnicas de reparación y refuerzo, combinadas o no con el confinamiento proporcionado por la carga axial, afectan la resistencia.



a) Comparación de curvas de envolventes de carga lateral vs. drift: muro reparado y reforzado con carga axial frente a muros reforzados sin carga axial



b) Comparación de curvas de envolventes de esfuerzo lateral vs. drift: muro reparado y reforzado con carga axial frente a muros reforzados sin carga axial

**Figura 10.4:** Comparación de curvas de envolventes de muro reparado y reforzado con carga axial frente a muros reforzados sin carga axial

Comparación del comportamiento estructural del muro M1-RR-CA (propio) sometido a carga axial, frente a los muros reforzados sin carga axial (PB-R-SCA y PC-R-SCA). Valores aproximados de las publicaciones de Pineda y Barr (2011) y Paredes y Caycho (2009).

De la Figura 10.4a, se observa que el muro M1-RR-CA, con una resistencia máxima a carga lateral de 286 kN, sobresale como el más resistente ante cargas laterales de los tres analizados. Este desempeño refleja los efectos combinados de la reparación y el refuerzo, junto con la influencia positiva de la carga axial, que contribuye a incrementar significativamente su capacidad para soportar cargas laterales.

El muro PB-R-SCA tiene una resistencia a carga lateral de aproximadamente 211 kN, un valor menor en comparación con M1-RR-CA. Esto puede explicarse por la ausencia de carga axial, además de posibles diferencias en las propiedades de los materiales o en la técnica de refuerzo utilizada. Por otro lado, el muro PC-R-SCA alcanza una resistencia máxima de 186 kN, siendo el que presenta la menor capacidad frente a cargas laterales entre los tres evaluados.

De la figura 10.4b, se aprecia que el muro M1-RR-CA, sometido a carga axial, alcanza el mayor esfuerzo cortante máximo con 0.64 MPa a una deriva de 4.12%, lo que refleja una alta capacidad de resistencia. Por otro lado, el muro PC-R-SCA, correspondiente a Paredes y Caycho (2009) y sin carga axial (SCA), logra un esfuerzo máximo de 0.62 MPa a una deriva de 4.32%, destacándose por su rigidez inicial, lo que sugiere un mejor control de las deformaciones en las primeras etapas de carga, además de un balance adecuado entre resistencia y ductilidad. Por último, el muro PB-R-SCA, también sin carga axial, alcanza un esfuerzo máximo de 0.48 MPa a una deriva mayor de 5.56%, evidenciando una menor resistencia, pero con una mayor capacidad de deformación antes de alcanzar su esfuerzo límite.

En términos de rigidez inicial, el muro PC-R-SCA muestra el mejor desempeño, limitando las deformaciones al inicio del ensayo. Por su parte, el muro M1-RR-CA, beneficiado por el confinamiento proporcionado por la carga axial, combina una alta resistencia con un comportamiento rígido hasta alcanzar su esfuerzo máximo. En cambio, el muro PB-R-SCA, aunque menos rígido, ofrece mayor ductilidad antes del esfuerzo máximo, pero presenta una caída más abrupta después de alcanzar su resistencia máxima, lo que refleja mayor fragilidad.

Estas diferencias resaltan cómo la carga axial y las técnicas de refuerzo empleadas influyen en el desempeño estructural de los muros. Mientras que la carga axial mejora significativamente la resistencia y la rigidez general, los muros sin carga axial, como el PC-R-SCA, destacan por su estabilidad inicial y un mejor balance entre resistencia y ductilidad.

## Capítulo 11. Conclusiones y futuras líneas de investigación

### 11.1. Conclusiones

#### 1. Viabilidad de la reparación

Una de las primeras observaciones es que fue posible encontrar mano de obra calificada para llevar a cabo las reparaciones necesarias. La instalación de la malla electrosoldada, junto con la aplicación del mortero, resultó ser un proceso sencillo y accesible. Esto hace que sea una técnica viable para su implementación en viviendas informales, donde a menudo no se cuenta con recursos especializados ni herramientas complejas.

#### 2. Incremento en la resistencia lateral

La técnica de reparación y reforzamiento permitió que el muro M1-RR-CA alcanzara una resistencia lateral máxima de 286 kN, lo que representa un aumento del 40% respecto al muro original M1-CA, que solo soportó 204 kN. Este resultado demuestra que el refuerzo aplicado no solo recuperó la capacidad estructural inicial del muro, sino que también mejoró su desempeño general frente a cargas cíclicas.

#### 3. Recuperación de la rigidez lateral

El proceso de reforzamiento logró restaurar la rigidez inicial del muro reparado, registrando un valor de 112.01 kN/mm, muy cercano al 116.87 kN/mm del muro original. Es decir, la rigidez se recuperó en un 96%. Aunque la rigidez disminuyó gradualmente a medida que avanzaron los ciclos, se mantuvo en valores aceptables durante las primeras fases del ensayo. Esto confirma la efectividad del refuerzo para mitigar la degradación estructural.

#### 4. Aparición de fisuras

La primera fisura por flexión en el muro M1-RR-CA apareció con una carga de 184.73 kN, lo que representa un incremento de 54.73 kN en comparación con el muro original, donde surgió a 130 kN. Esto equivale a una mejora del 42% en la capacidad para resistir esfuerzos de tracción por flexión. Además, la abertura inicial de la fisura fue de apenas 0.03 mm, considerablemente menor que en el muro original, lo que indica una mejor distribución de esfuerzos gracias a la técnica aplicada.

#### 5. Comparación con ensayos de pilas y muretes

Al comparar el módulo de elasticidad del muro M1-CA con los resultados obtenidos en ensayos de pilas, se observó una relación de 1.01, lo que sugiere que el módulo de elasticidad puede estimarse de manera confiable en especímenes pequeños. Esta similitud valida la posibilidad de utilizar especímenes reducidos para la evaluación inicial del módulo de elasticidad.

En cuanto al módulo de corte, la comparación entre el muro M1-CA y los muretes arrojó una relación de 1.55. Este valor indica que, a diferencia del módulo de elasticidad, el módulo de corte no puede ser determinado de manera precisa en especímenes pequeños, ya que estos presentan diferencias importantes respecto al comportamiento del muro completo.

#### 6. Recuperación del módulo de corte

La recuperación del 94% del módulo de corte original demuestra que la intervención logra restituir en gran medida las propiedades mecánicas del muro, a pesar de la diferencia del 6% con respecto al estado original.

#### 7. Resistencia al corte y retraso del agrietamiento diagonal

En el muro original M1-CA, la primera falla por agrietamiento diagonal ocurrió cuando se alcanzó una carga de 218 kN, un valor superior a la resistencia teórica de 192 kN. Por otro lado, en el muro M1-RR-CA, correspondiente al segundo ensayo, las fisuras diagonales observadas fueron poco significativas, lo que demuestra una clara mejora en su comportamiento frente a los esfuerzos de corte. La técnica de reforzamiento aplicada permitió retrasar la aparición de fisuras importantes y limitar su desarrollo, evidenciando así su efectividad para mejorar la distribución de esfuerzos y aumentar la resistencia general al corte del muro.

#### 8. Comparación con otros ensayos en muros de ladrillos huecos

El análisis comparativo de los muros evaluados muestra que la carga axial juega un papel fundamental en la mejora del desempeño estructural, incrementando tanto la resistencia como la rigidez. Sin embargo, algunos muros sin carga axial lograron resultados destacados, lo que sugiere que factores como el espesor de las juntas y la calidad de los materiales también influyen significativamente en la capacidad resistente. En particular, el muro PM-SCA evidenció una mayor resistencia lateral en comparación con el muro M1-CA, a pesar de no contar con carga axial, lo que resalta la importancia del diseño y de las características constructivas. De manera similar, al comparar los muros reforzados y reparados, se observó que el confinamiento proporcionado por la carga axial mejora la rigidez y la resistencia, aunque algunos muros sin carga axial demostraron un comportamiento balanceado entre resistencia y ductilidad. Estos hallazgos refuerzan la necesidad de considerar no solo la presencia de carga axial, sino también otros factores de diseño que pueden optimizar el desempeño de los muros de albañilería confinada en condiciones sísmicas o de carga lateral.

#### 9. Costo de reparación y reforzamiento

En muchos casos, la reconstrucción total de una edificación no es una opción viable debido a limitaciones económicas o estructurales. Ante esta situación, la reparación y reforzamiento con malla electrosoldada se presenta como una alternativa accesible que permite optimizar recursos sin comprometer la seguridad de la construcción. Su costo estimado es de USD 38.5 por metro cuadrado, lo que equivale aproximadamente al 55 % del costo de construir un muro nuevo, incluyendo materiales y mano de obra.

#### 10. Relevancia de la técnica para la realidad peruana

Considerando la vulnerabilidad de las viviendas autoconstruidas en el Perú, donde predominan los muros de albañilería con unidades inadecuadas, la técnica de reparación y reforzamiento con malla electrosoldada representa una alternativa prometedora. Su implementación a gran escala podría reducir significativamente la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones, ofreciendo una solución eficiente para proteger vidas.

## 11.2. Futuras líneas de investigación

### 1. Variación en el espesor de las juntas de mortero

Analizar cómo la variación del espesor de las juntas de mortero en muros de ladrillos huecos influye en el comportamiento estructural. El estudio incluiría evaluaciones del módulo de elasticidad, resistencia al corte y formación de fisuras, determinando si espesores más grandes o más pequeños optimizan el desempeño del muro.

### 2. Desempeño de distintos tipos de conectores para malla electrosoldada

Investigar el comportamiento estructural de diferentes diseños de conectores utilizados para unir la malla electrosoldada al muro y a las columnas. El objetivo es identificar cuál optimiza la transferencia de cargas y minimiza las fallas en la interfaz albañilería-columna, evaluando la rigidez y resistencia en la zona de unión.

### 3. Optimización de materiales alternativos para el mortero en muros reforzados

Estudiar el uso de morteros alternativos (como morteros con aditivos poliméricos o fibras) aplicados junto a la malla electrosoldada, evaluando si mejoran la adherencia, rigidez y resistencia estructural del muro de albañilería hueca.

### 4. Variación de la carga vertical

Evaluar el comportamiento de muros similares al de este estudio bajo mayores cargas gravitacionales, que simulen mayor número de pisos en la edificación. Esto ayudaría conocer los riesgos de uso de ladrillos huecos en muros más de dos pisos, lo cual es frecuente en construcciones informales.

## Referencias

- Alcocer, S., Ruiz, J., Pineda, J., & Zepeda, J. (1996). Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh. *11th World Conference on Earthquake Engineering*.
- American Society for Testing and Materials. (2018). *Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete*. [https://doi.org/10.1520/A1064\\_A1064M-18a](https://doi.org/10.1520/A1064_A1064M-18a)
- Angles, P. (2008). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla* [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- Castro, A. (2002). *Reparación de un muro de albañilería confinada* [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- Díaz, M., Zavala, C., & Flores, E. (2020). Structural assessment of confined masonry retrofitting under multi-seismic scenarios in Metropolitan Lima area. *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE*.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2018). *Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas*. [https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones\\_digitales/Est/Lib1538/Libro.pdf](https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1538/Libro.pdf)
- Lubin, C., Guerrero, H., Alcocer, S. M., & Lopez Batiz, O. (2023). Experimental Behavior of Confined Masonry Walls Rehabilitated with Reinforced Mortar Jacketing Subjected to Cyclic Loading. *Buildings*, 13(5). <https://doi.org/10.3390/buildings13051314>
- Mamani, P. (2015). *Comportamiento mecánico de muros de albañilería tubular confinada reforzados con malla electrosoldada ante cargas sísmicas y gravitacionales* [Tesis para optar el Grado de Magíster en Ingeniería Civil].
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería*.
- Mosqueira, M., & Tarque, N. (2005). *Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana* [Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- Pari, S., & Manchego, J. (2017). *Análisis experimental de muros de albañilería en viviendas de baja altura en Lima, Perú* [Tesis para optar el Grado de Magíster en Ingeniería Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., & Ramírez, L. (2018). Sísmicidad y seguridad estructural en las construcciones: Lecciones aprendidas en México. *Salud Pública de México*, 60, S41–S51. <https://doi.org/10.21149/9300>
- Pineda, C., & Barr, K. (2011). *Control de la trituración de los ladrillos huecos mediante malla de refuerzo en muros de albañilería confinada sujetos a carga lateral cíclica*

[Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

- Quiun, D., & Mamani, P. (2017). Cyclic load behavior of confined masonry walls of horizontally-hollow bricks retrofitted with wire meshes. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017*.  
<http://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-3099.pdf>
- San Bartolomé, A., Angles, P., & Quiun, D. (2012). Seismic behavior comparison of confined masonry walls of clay and concrete bricks. *15th International Brick and Block Masonry Conference*.
- San Bartolomé, A., Castro, A., Vargas, B., & Quiun, D. (2008). Repair of reinforced masonry walls with previous shear failure. *14th International Brick and Block Masonry Conference*.
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., Araoz, T., & Velezmoro, J. (2013). Seismic reinforcement of existing walls made of horizontally-hollow bricks. *12th Canadian Masonry Symposium*.  
<https://www.researchgate.net/publication/287975386>
- San Bartolomé, A., Quiun, D., Barr, K., & Pineda, C. (2012). Seismic Reinforcement of Confined Masonry Walls made with Hollow Bricks using Wire Meshes. *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- San Bartolomé, Angel. (1994). *Construcciones de albañilería : comportamiento sísmico y diseño estructural*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Yacila, J., Salsavilca, J., Tarque, N., & Camata, G. (2019). Experimental assessment of confined masonry walls retrofitted with SRG under lateral cyclic loads. *Engineering Structures, 199*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109555>