

Análisis de Muros Delgados de Concreto Reforzado por el Método de Elementos Finitos

Carlos Felipe Orduz Suárez

Trabajo de Grado para Optar al Título de Magister en Ingeniería Civil

Director

William Valencia Mina

MSc en Ingeniería Sísmica e Ingeniería Sismológica

Universidad del Quindío

Codirectores

Álvaro Viviescas Jaimes

PhD en Ingeniería de la Construcción

Édison Osorio Bustamante

PhD en Ingeniería de la Construcción

Universidad Antonio Nariño

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Civil

Bucaramanga

2.022

Dedicatoria

A mis fans.

Agradecimientos

A la Vicerrectoría de Investigación y Extensión, por la financiación de este trabajo, en el marco del proyecto de investigación 1895 Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificaciones Tipo Túnel en Zonas de Alta Amenaza Sísmica Fase 1.

A la Universidad del Quindío, en particular, al profesor William Valencia Mina, por su apoyo y acompañamiento en la dirección de este trabajo.

A la Universidad Antonio Nariño, en especial, al profesor Édison Osorio, por su gran apoyo y acompañamiento, y por su amable gestión para el préstamo de los equipos de medición para la ejecución de la fase experimental de este trabajo.

Al profesor Álvaro Viviescas, por su inmensa (enorme) paciencia y excelente gestión del apoyo requerido en todos los sentidos para el desarrollo de este trabajo.

A Andrés Moreno, ingeniero electrónico, por su colaboración en la ejecución de la fase experimental de este trabajo.

A Mayra, por todo, por tanto.

Divulgación

Los resultados parciales de este trabajo han sido publicados en dos ponencias realizadas en eventos de divulgación científica, la primera, en el Congreso Conferencia Internacional de Ingeniería Ingenio 2.020, bajo el título Caracterización Numérica y Experimental de Edificaciones Construidas Mediante el Sistema Túnel, y la segunda, en el X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2.022, bajo el título Análisis Numérico de Muros Delgados de Concreto con Refuerzo Electrosoldado Traslapado en la Base.

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	16
Planteamiento del Problema y Antecedentes	18
Justificación y Alcances.....	21
Organización del Documento	22
Capítulo 1. Objetivos	23
1.1. Objetivo General	23
1.2. Objetivos Específicos	23
Capítulo 2. Avances en el Estudio del Comportamiento de Muros de CR.....	24
2.1. Sistema de Muros de Carga de CR.....	24
2.1.1. Comportamiento y Tipos de Falla	24
2.1.2. Requisitos de Diseño en Colombia	26
2.1.3. Características de Muros de CR en Bucaramanga	28
2.2. Análisis No-Lineal de Muros de CR.....	30
2.2.1. Macro-modelos.....	31
2.2.2. Micro-modelos	32
2.2.2.1. Tipos de Elementos	33
2.2.2.2. Modelos de Refuerzo	34
2.2.3. Criterios de Ajuste.....	34
Capítulo 3. Fase Numérica.....	36
3.1. Casos de Estudio	36
3.2. Modelo Numérico	37

ANÁLISIS DE MUROS DELGADOS DE CR POR EL MEF	6
3.2.1. Definiciones Generales	38
3.2.2. Materiales	39
3.2.2.1. Concreto	39
3.2.2.2. Acero de Refuerzo.....	44
3.2.3. Cargas y Solución del Sistema de Ecuaciones	45
3.2.4. Tamaño de los Elementos Finitos	46
3.3. Resultados	49
3.3.1. Respuesta Histerética	49
3.3.2. Patrones de Agrietamiento de los Muros de Lu <i>et al.</i>	53
3.3.3. Pandeo Fuera del Plano del Muro TW2.....	54
Capítulo 4. Fase Experimental.....	55
4.1. Espécimen de Prueba	55
4.1.1. Características Generales	55
4.1.2. Refuerzo	57
4.2. Montaje Experimental.....	57
4.2.1. Carga	57
4.2.2. Instrumentación.....	59
4.3. Resultados	60
4.4. Análisis Numérico.....	63
4.4.1. Modelo Numérico	63
4.4.2. Resultados	65
4.4.3. Efecto del Detallado del Refuerzo en la Base en la Respuesta del Muro	67
Capítulo 5. Conclusiones	70

ANÁLISIS DE MUROS DELGADOS DE CR POR EL MEF	7
5.1. Fase Numérica.....	70
5.2. Fase Experimental.....	71
Referencias Bibliográficas	73
Apéndices.....	82

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Requisitos de diseño de la NSR-10 para muros de CR DES	28
Tabla 2. Características de los muros de Thomsen y Wallace y Lu <i>et al.</i>	37
Tabla 3. Propiedades mecánicas del concreto de los muros de Thomsen y Wallace y Lu <i>et al.</i> ..	43
Tabla 4. Propiedades mecánicas del acero de los muros de Thomsen y Wallace y Lu <i>et al.</i>	45
Tabla 5. Cocientes entre el cortante máximo numérico y experimental de los muros de Thomsen y Wallace y Lu <i>et al.</i>	51
Tabla 6. Valores del Índice Modificado de Eficiencia de Nash-Sutcliffe para los muros de Thomsen y Wallace y Lu <i>et al.</i>	52
Tabla 7. Características del muro INME-RW1.....	56
Tabla 8. Propiedades mecánicas del concreto del modelo del muro INME-RW1	64
Tabla 9. Propiedades mecánicas del acero del modelo del muro INME-RW1	65

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Unidades de vivienda construidas en Colombia del 2.000 al 2.020.....	16
Figura 2. Edificaciones altas en Bucaramanga	17
Figura 3. Edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga.....	18
Figura 4. Fallas en muros de CR luego del sismo de Chile en 2.010	19
Figura 5. Fallas por pandeo fuera del plano en muros de CR.....	20
Figura 6. Comportamiento de estructuras de pórticos y muros de CR ante cargas laterales	24
Figura 7. Fallas en muros según su relación de aspecto	25
Figura 8. Mecanismo de pandeo fuera del plano	26
Figura 9. Refuerzo típico empleado en muros de CR.....	27
Figura 10. Distribuciones de frecuencia de las principales características de los muros que conforman edificaciones altas construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga	29
Figura 11. Modelos de plasticidad	30
Figura 12. Macro-modelos de muros de CR.....	32
Figura 13. Tipos de elementos finitos para modelos de muros de CR	33
Figura 14. Modelos de refuerzo del MEF	34
Figura 15. Elemento Q20SH.....	38
Figura 16. Modelos de los muros C5 y C6	39
Figura 17. Modelos constitutivos del concreto	40
Figura 18. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto	42
Figura 19. Modelo de Dodd y Restrepo-Posada para acero de refuerzo	44
Figura 20. Mallas de elementos finitos empleadas para el análisis del muro C5	47

Figura 21. Curvas de cortante-desplazamiento del muro C5.....	47
Figura 22. Patrones de agrietamiento del muro C5.....	48
Figura 23. Curvas de cortante-desplazamiento de los muros de Thomsen y Wallace.....	49
Figura 24. Curvas de cortante-desplazamiento de los muros de Lu <i>et al.</i>	50
Figura 25. Patrones de agrietamiento de los muros de Lu <i>et al.</i>	53
Figura 26. Pandeo fuera del plano del muro TW2.....	54
Figura 27. Dimensiones y refuerzo del muro INME-RW1.....	56
Figura 28. Montaje experimental del muro INME-RW1.....	58
Figura 29. Protocolo de carga del muro INME-RW1.....	59
Figura 30. Instrumentación del muro INME-RW1.....	59
Figura 31. Curva de cortante-desplazamiento del muro INME-RW1	60
Figura 32. Patrones de agrietamiento del muro INME-RW1 para deriva de 1%	61
Figura 33. Deformaciones en el extremo de las barras de anclaje del muro INME-RW1	62
Figura 34. Fractura de barra vertical de malla de acero electrosoldada del muro INME-RW1 ...	62
Figura 35. Modelo del muro INME-RW1	64
Figura 36. Curvas de cortante-desplazamiento del muro INME-RW1.....	65
Figura 37. Daño del muro INME-RW1 para deriva de 1% S-N.....	66
Figura 38. Deformación en el extremo de las barras de anclaje del muro INME-RW1.....	67
Figura 39. Patrones de agrietamiento del muro INME-RW1 para deriva de 1% S-N.....	68
Figura 40. Deformaciones a tracción del refuerzo del muro INME-RW1 para deriva de 1% S-N	68

Lista de Apéndices

	Pág.
Apéndice A. Campañas Experimentales de Thomsen y Wallace y Lu <i>et al.</i>	82
Apéndice B. Resultados de los Análisis para los Diferentes Tamaños de Elementos Finitos.....	88

Abreviaturas

A_g	Área bruta de la sección de concreto del muro
ALR	Relación de carga axial del muro
A_r	Relación de aspecto del muro
BTM	Modelo Puntal Tensor (<i>Beam Truss Model</i>)
CR	Concreto reforzado
DES	Capacidad especial de disipación de energía
DMI	Capacidad mínima de disipación de energía
DMO	Capacidad moderada de disipación de energía
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_e	Error en la energía
E_{ef}	Factor de error de la energía
E_{exp}	Energía disipada experimental
$E_{n\acute{u}m}$	Energía disipada calculada
E_s	Módulo de elasticidad del acero
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
f'_{cc}	Resistencia a compresión del concreto confinado
f_{cr}	Resistencia a tracción del concreto
f_{su}	Esfuerzo último del acero
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
G_c	Energía de fractura a compresión del concreto no-confinado
G_{cc}	Energía de fractura a compresión del concreto confinado
G_f	Energía de fractura a tracción del concreto
h	Ancho de banda de fisuración
h_w	Altura del muro
l_w	Longitud del muro
M	Momento flector en el muro
MEF	Método de Elementos Finitos
$MVLEM$	Modelo de Múltiples Elementos Verticales Tipo Línea (<i>Multiple Vertical Line Elements Model</i>)

NSE	Índice de Eficiencia de Nash-Sutcliffe
NSE_m	Índice Modificado de Eficiencia de Nash-Sutcliffe
P	Carga axial en el muro
R	Factor de reducción de fuerza sísmica
SFI	Interacción Flexión-Cortante (<i>Shear-Flexure Interaction</i>)
$SFI-MVLEM$	Modelo de Múltiples Elementos Verticales Tipo Línea con Interacción Flexión-Cortante (<i>Shear-Flexure Interaction Multiple Vertical Line Elements Model</i>)
S_r	Relación de esbeltez del muro
t_w	Espesor del muro
V	Cortante en el muro
\bar{v}^{exp}	Promedio de los cortante experimentales
v_i^{exp}	Cortante experimental en el paso i
$v_i^{núm}$	Cortante calculado en el paso i
β	Factor de retención de cortante del concreto
ε_p	Deformación a compresión del concreto para f'_c
ε_{sh}	Deformación de endurecimiento por deformación del acero
ε_{su}	Deformación última del acero
ε_y	Deformación de fluencia del acero
ν_c	Módulo de Poisson del concreto
ρ_c	Densidad del concreto
ρ_{be}	Cuantía de refuerzo vertical de los elementos de borde del muro
ρ_l	Cuantía de refuerzo vertical del muro
ρ_t	Cuantía de refuerzo horizontal del muro
ϕ	Diámetro de la barra de refuerzo

Resumen

Título: Análisis de Muros Delgados de Concreto Reforzado por el Método de Elementos Finitos*

Autor: Carlos Felipe Orduz Suárez**

Palabras clave: Empalme por traslapo, malla de acero electrosoldada, método de elementos finitos, muros delgados de concreto reforzado

Descripción: El diseño y la construcción de edificaciones altas en Bucaramanga (Colombia) ha aumentado en las últimas décadas frente a la creciente demanda de vivienda, como una alternativa viable ante el costo del suelo y las limitaciones para su uso. El sistema estructural más empleado para este fin es el de muros de carga de concreto reforzado, construidos mediante el sistema industrializado o túnel. Este sistema es ampliamente usado por su gran rigidez lateral y resistencia, y porque permite reducir los tiempos y costos de obra en comparación con otros sistemas constructivos. Sin embargo, prácticas comunes en la industria, además de la falta de restricciones claras en Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 al respecto de los espesores mínimos de los muros, han ocasionado que hoy se encuentren en Bucaramanga edificaciones de más de quince pisos con muros delgados cuyos espesores pueden llegar a ser incluso inferiores a los 15cm. La existencia de estas edificaciones ha generado preocupación en la comunidad académica tras los sismos ocurridos en Chile en 2.010 y Nueva Zelanda en 2.011, luego de los cuales se evidenciaron tipos de falla no deseados en edificaciones con muros similares e incluso con mayores espesores y mejor reforzados que los encontrados en Bucaramanga. Debido a esto, se han realizado investigaciones para encontrar las causas de las fallas ocurridas. En ese sentido, en este trabajo se empleó el método de elementos finitos para evaluar la respuesta sísmica de muros delgados de concreto reforzado. Para la validación de los modelos, se emplearon los resultados de dos campañas experimentales de la literatura. Los modelos reprodujeron de manera adecuada la respuesta histerética de los muros, en términos de resistencia, rigidez, capacidad de disipación de energía y daño. Por otra parte, se realizó el ensayo ante carga lateral cíclica reversible en el plano de un muro rectangular de concreto reforzado con las características de los muros encontrados en edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga. El refuerzo del muro se proporcionó mediante mallas de acero electrosoldadas traslapadas con barras de acero de refuerzo corrugado en la base. La falla del muro se produjo por la aparición de una única grieta principal horizontal a lo largo de la longitud del muro y la fractura de la mayoría de las barras verticales de las mallas de acero electrosoldadas. Esta falla se caracteriza por ser de tipo frágil, con una distribución limitada de plasticidad en un único plano horizontal de agrietamiento, ocasionada por la reducción abrupta del área de refuerzo, y, por consiguiente, de la resistencia y rigidez del muro, debido al traslapo del refuerzo en una zona de potencial plastificación. Lo anterior actúa en detrimento de la distribución de la plasticidad del muro, que a su vez afecta la ductilidad de los elementos encargados de disipar energía sísmica, y que podría invalidar los factores de reducción R asumidos en las etapas de análisis y diseño.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: MSc William Valencia-Mina, Universidad de Quindío. Codirectores: PhD Álvaro Viviescas Jaimes, PhD Édison Osorio Bustamante, Universidad Antonio Nariño

Abstract

Title: Thin Reinforced Concrete Walls Analysis Using the Finite Element Method*

Author: Carlos Felipe Orduz Suárez**

Keywords: Electro-welded wire mesh, finite element method, lap-splice, reinforced concrete walls

Description: The design and construction of tall buildings in Bucaramanga (Colombia) has increased in recent decades in response to the growing demand for housing, as a viable alternative to the cost of land and the limitations for its use. The most used structural system for this purpose is that of reinforced concrete walls, built through the tunnel-form system. This system is widely used due to its great lateral stiffness and resistance, and because it allows to reduce construction times and costs compared to other construction systems. However, common practices in the industry, in addition to the lack of clear restrictions in the Colombian design code NSR-10 regarding the minimum thickness of the walls, have caused that today there are buildings in Bucaramanga with more than fifteen floors with thin walls whose thickness can become even less than 15cm. The existence of these buildings has generated concern in the academic community after the earthquakes occurred in Chile in 2.010 and New Zealand in 2.011, after which undesirable types of failure were evidenced in buildings with similar walls and even with greater thicknesses and better reinforced than those found in Bucaramanga. Due to this, investigations have been carried out to find the causes of the failures that have occurred. In this sense, in this work the finite element method was used to evaluate the seismic response of thin reinforced concrete walls. For the validation of the models, the results of two experimental campaigns from the literature were used. The models adequately reproduced the hysteretic response of the walls, in terms of strength, stiffness, energy dissipation capacity and damage. On the other hand, the reversible cyclic lateral load test was carried out in the plane of a rectangular reinforced concrete wall with the characteristics of the walls found in tunnel-form concrete buildings in Bucaramanga. The reinforcement of the wall was provided by electro-welded wire meshes lap-sliced with deformed bars at the base. The failure of the wall was caused by the appearance of a single main horizontal crack along the length of the wall and the fracture of most of the vertical bars of the electro-welded wire meshes. This failure is characterized by being of the brittle type, with a limited distribution of plasticity in a single horizontal cracking plane, caused by the abrupt reduction of the reinforcement area, and, consequently, of the strength and stiffness of the wall, due to the lap-slice of the reinforcement in a potential inelastic zone. This acts to the detriment of the wall's plasticity distribution, which in turn affects the ductility of the elements responsible for dissipating seismic energy and could invalidate the reduction factors R assumed in the analysis and design stages.

* Degree work

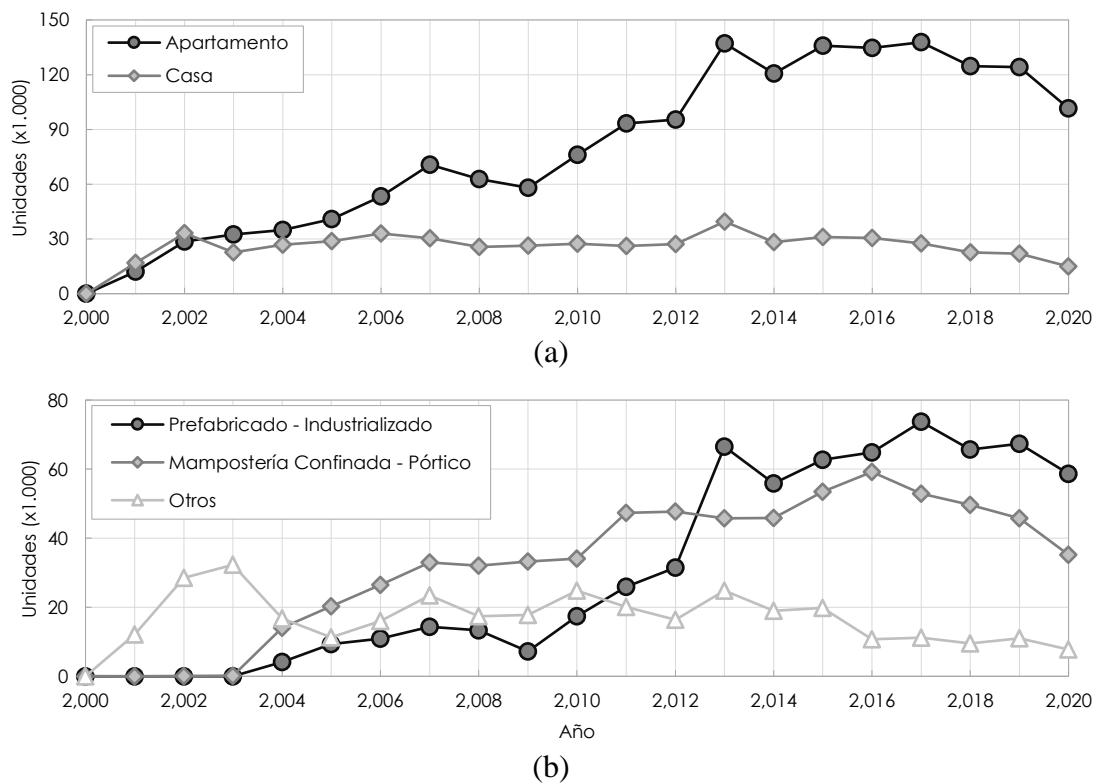
** Physical-mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering School. Director: MSc William Valencia Mina, Universidad del Quindío. Codirectors: PhD Álvaro Viviescas Jaimes, PhD Édison Osorio Bustamante, Universidad Antonio Nariño

Introducción

El diseño y la construcción de edificaciones altas en las principales ciudades de Colombia ha aumentado en las últimas dos décadas frente a la creciente demanda de vivienda en el país como una alternativa viable ante el costo del suelo y las limitaciones para su uso. De acuerdo con el Censo de Edificaciones del Departamento Administrativo Nacional de Estadística DANE, esta tendencia inició en la década del 2.000, y, desde entonces, cada año se construyen en Colombia más apartamentos que casas (Figura 1a). Por otra parte, el sistema estructural más empleado para este fin es el de muros de carga de Concreto Reforzado (CR), mediante el uso del sistema constructivo industrializado, también llamado túnel (Figura 1b).

Figura 1

Unidades de vivienda construidas en Colombia del 2.000 al 2.020

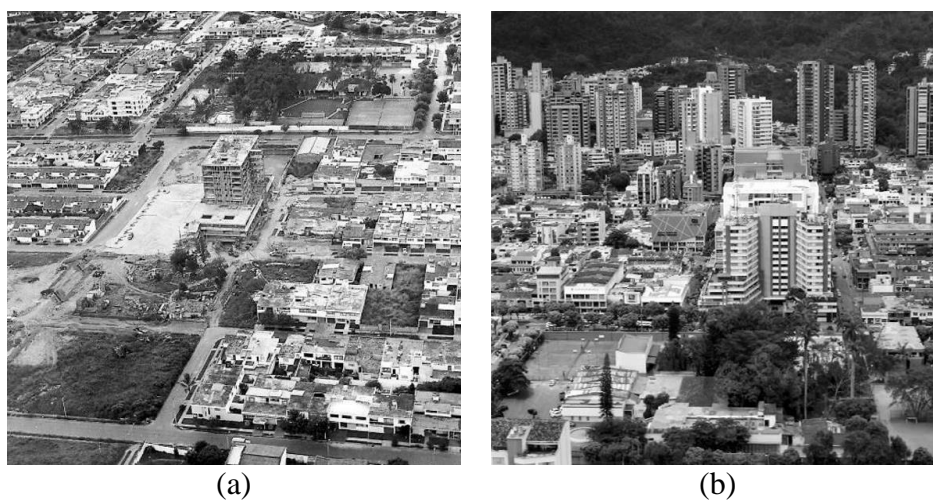


Nota: (a) por destino, (b) por sistema estructural - constructivo, información tomada de Departamento Administrativo Nacional de Estadística DANE. (2.021). *Censo de Edificaciones*. Recuperado de <https://www.dane.gov.co>

El escenario en la ciudad de Bucaramanga es similar al del resto del país. Esta ciudad, localizada en zona de amenaza sísmica alta de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS, 2.010), ha experimentado en las últimas dos décadas un notable aumento en el número de edificaciones altas (Figura 2), muchas de estas construidas mediante el sistema túnel. Este sistema es ampliamente usado en zonas de amenaza sísmica alta, por una parte, por su gran rigidez lateral, resistencia y ductilidad, y por la otra, porque, debido a que es un sistema industrializado, permite reducir los tiempos y costos de obra. Sin embargo, prácticas comunes en la industria, además de la falta de restricciones claras en la NSR-10 al respecto de los espesores mínimos requeridos para los muros, han ocasionado que hoy se encuentren en Bucaramanga edificaciones de más de quince pisos construidas mediante el sistema túnel con muros delgados cuyos espesores pueden ser incluso inferiores a los 15cm (Figura 3). Adicionalmente, los detalles de confinamiento en los elementos de borde son muy limitados y en algunos casos inexistentes.

Figura 2

Edificaciones altas en Bucaramanga



Nota: (a) 1.960's, (b) 2.011, fotografías tomadas de Eslava, C. (2.011). Así lucía el sector hace 50 años. *Gente de Cabecera*. Recuperado de <https://www.gentedecabecera.com>

Figura 3

Edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga

**Planteamiento del Problema y Antecedentes**

La existencia de edificaciones con las características mencionadas anteriormente ha generado preocupación en la comunidad académica local tras los sismos ocurridos en Chile en 2.010, con magnitud de momento de 8.8 (National Science Foundation NSF, 2.010) y en Nueva Zelanda en 2.011, con magnitud de momento de 6.2 (NSF, 2.011), luego de los cuales se evidenciaron tipos de falla no deseados en edificaciones con muros similares e incluso con mayores espesores y mejor reforzados que los encontrados en Bucaramanga.

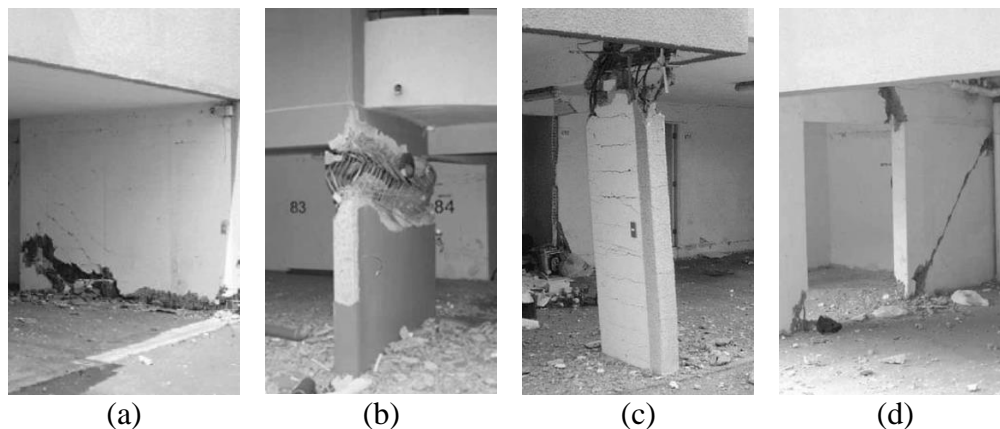
Debido a lo anterior, numerosas investigaciones se han realizado alrededor del mundo para encontrar las causas de las fallas ocurridas y determinar las modificaciones que deben realizarse a los códigos de diseño y construcción de países con riesgo sísmico alto (Alarcón *et al.*, 2.014; Bonelli *et al.*, 2.010; Elwood, 2.013; Hube *et al.*, 2.014; Massone, 2.013; Rojas *et al.*, 2.011; Sritharan *et al.*, 2.014; Wallace, 2.011, 2.012; Westenenk *et al.*, 2.013).

En Chile, Rojas *et al.* (2.011), a partir de un estudio realizado en edificaciones de muros de CR con espesores de entre 15 y 25cm y alturas de entrepiso de entre 2.2 y 2.5m, concluyeron que el principal tipo de falla se generó por efectos de compresión y tracción en los niveles

inferiores de las estructuras, donde se presentó el aplastamiento del concreto debido a esfuerzos de compresión, además del pandeo y la fractura del refuerzo vertical (Figura 4a y b). También se presentaron fallas por tracción y por cortante en algunos muros (Figura 4c y d). Los autores proponen revisar los requerimientos de confinamiento de los elementos de borde y estudiar el comportamiento de estructuras de muros de CR ante sismos de gran intensidad y duración para analizar la fatiga en el concreto y el refuerzo, así como la reducción de la rigidez de los muros debidas a cargas cíclicas. En ese mismo país, Westenenk *et al.* (2013) atribuyeron los daños observados a las irregularidades en planta y altura de las edificaciones, los altos niveles de esfuerzos de compresión, la falta de confinamiento en los elementos de borde y los pequeños espesores de los muros, lo que dificulta su adecuado refuerzo y confinamiento. Los autores recomiendan limitar la carga axial y el espesor mínimo de los muros.

Figura 4

Fallas en muros de CR luego del sismo de Chile en 2010



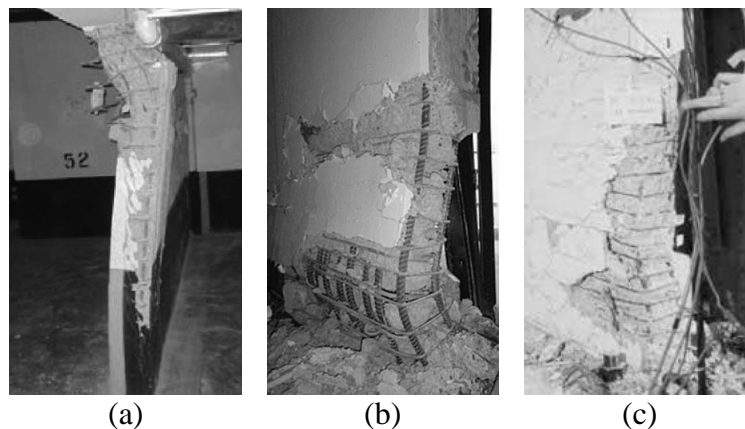
Nota: (a) aplastamiento del concreto en la base, (b) pandeo del refuerzo vertical, (c) falla por tracción, (d) falla por cortante (Rojas *et al.*, 2011)

Por otra parte, Wallace (2011) identificó un tipo de falla recurrente en muros con aletas (*e.g.*, muros con sección transversal en T y L) que hasta antes de los sismos de Chile y Nueva Zelanda solo había sido reportado en ensayos de laboratorio. De acuerdo con el autor, estos muros

presentaron pandeo fuera del plano cuando la demanda de ductilidad debida a ciclos de tracción y compresión superó la capacidad en los bordes libres de los muros (Figura 5). Para controlar este tipo de falla, Sritharan *et al.* (2.014) recomiendan limitar la relación entre la altura de entrepiso y el espesor en muros con relaciones de carga axial mayores a 10%, aumentar los límites de espesor y refuerzo vertical mínimos y distribuir el 40% del refuerzo vertical en la zona central del muro en lugar de proporcionar una gran cuantía en los bordes.

Figura 5

Fallas por pandeo fuera del plano en muros de CR



Nota: (a) sismo de Chile en 2.010, (b) sismo de Nueva Zelanda en 2.011, (c) ensayo experimental de muro con sección transversal en T (Wallace, 2.012)

En el caso de Colombia, la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica CEER ha realizado numerosas investigaciones con el fin de caracterizar las edificaciones construidas mediante sistema túnel en el país y determinar su comportamiento ante eventos sísmicos de gran magnitud (Arteta, 2.017; Arteta *et al.*, 2.017; Blandón *et al.*, 2.018; Carrillo *et al.*, 2.019). En ese sentido, Arteta (2.017) realizó un análisis estadístico de las principales propiedades geométricas y estructurales de veintiocho edificaciones de entre cinco y dieciocho pisos de la ciudad de Armenia (Colombia), a partir del cual generó una serie de recomendaciones para el diseño de muros con aletas. Por otra parte, Blandón *et al.* (2.018), con base en un programa experimental de cuatro

muros de CR con espesor de 10cm y refuerzo por medio de una capa de malla de acero electrosoldada, encontraron que la capacidad de disipación de energía de los muros no corresponde con los factores de reducción de fuerza sísmica (R) de la NSR-10. Adicionalmente, Carrillo *et al.* (2.019) caracterizaron las propiedades mecánicas de las mallas de acero electrosoldadas empleadas como refuerzo en muros delgados de CR, encontrando que en la mayoría de los casos estas no cumplen con los requerimientos de ductilidad para su uso en estos elementos.

En Bucaramanga, el Grupo de Investigación en Materiales y Estructuras de Construcción INME de la Universidad Industrial de Santander ha realizado investigaciones orientadas a estudiar las características y el comportamiento de edificaciones construidas mediante el sistema túnel en la ciudad (Arango, 2.018; Arévalo y González, 2.018; Herrera, 2.019; López y Moreno, 2.017; Meza y Hernández, 2.020; Parra y González, 2.018; Rincón, 2.019; Teherán, 2.014). De acuerdo con lo anterior, López y Moreno (2.017) realizaron el análisis estadístico de siete edificaciones con el fin de determinar las características típicas de los muros que las conforman. A partir de los resultados obtenidos en este estudio, Parra y González (2.018) diseñaron y construyeron un muro para su posterior ensayo y evaluaron numéricamente la influencia de la velocidad de aplicación de la carga en la respuesta del muro. Por otra parte, Arango (2.018) empleó el Modelo de Múltiples Elementos Verticales Tipo Línea con Interacción Flexión-Cortante (*Shear-Flexure Interaction Multiple Vertical Line Elements Model, SFI-MVLEM*) para caracterizar numéricamente la respuesta sísmica de muros delgados de CR incorporando el pandeo fuera del plano del muro.

Justificación y Alcances

Teniendo en cuenta el estado actual del conocimiento y considerando la necesidad de realizar estudios que incorporen las características típicas de las edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga, en este trabajo se empleó el Método de Elementos

Finitos (MEF) para evaluar la respuesta ante carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano de los muros de las campañas experimentales realizadas por Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017). Adicionalmente, se realizó el ensayo ante carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano del muro construido por Parra y González (2.018) y se compararon los resultados obtenidos con los arrojados por un modelo de elementos finitos. Por último, se emplearon modelos de elementos finitos para evaluar la respuesta de un muro de CR con distintas configuraciones de refuerzo en la base.

Organización del Documento

Este documento está compuesto por cinco capítulos, como se indica a continuación. En el primer capítulo se presentan los objetivos del trabajo. En el segundo capítulo se presentan las principales características del sistema de muros de CR, así como el estado del arte del análisis no-lineal de muros de CR. En el tercer capítulo se presentan las características y los resultados de los modelos de elementos finitos empleados para reproducir la respuesta de los muros de las campañas experimentales realizadas por Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017). En el capítulo cuatro se presenta la configuración y los resultados del ensayo del muro construido por Parra y González (2.018) y se comparan los resultados obtenidos con los arrojados por un modelo de elementos finitos. Finalmente, en el capítulo cinco se presentan las conclusiones del trabajo.

Capítulo 1

Objetivos

A continuación, se presenta el objetivo general y los objetivos específicos que orientaron el desarrollo de este trabajo.

1.1. Objetivo General

Evaluar numérica y experimentalmente la respuesta sísmica de muros delgados de CR típicos de edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga.

1.2. Objetivos Específicos

Modelar por el MEF la respuesta ante carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano de diez muros delgados de CR de campañas experimentales de la literatura científica, incluyendo ocho rectangulares y dos con sección transversal en T.

Ensayar ante carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible un muro rectangular de CR típico de edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga.

Comparar mediante el Índice Modificado de Eficiencia de Nash-Sutcliffe la respuesta experimental del muro del objetivo anterior con la obtenida con un modelo de elementos finitos.

Capítulo 2

Avances en el Estudio del Comportamiento de Muros de CR

En este capítulo se presentan las principales características del sistema de muros de CR, incluyendo su comportamiento y tipos de falla, así como las consideraciones de diseño en Colombia. También se presenta un estado del arte del análisis no-lineal de muros de CR.

2.1. Sistema de Muros de Carga de CR

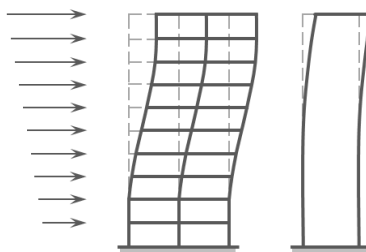
Una edificación construida mediante el sistema túnel se compone por muros de CR que soportan las fuerzas verticales y laterales, y un sistema de entrepiso consistente en losas macizas de CR que actúan como diafragmas rígidos conectando los muros y transfiriendo hacia estos elementos las cargas de la estructura. Los espesores tanto de los muros como de las losas suelen ser reducidos, del orden de 12 a 30cm para los muros y 10 a 25cm para las losas.

2.1.1. Comportamiento y Tipos de Falla

Paulay y Priestly (1.992) describen el comportamiento de una edificación de muros de CR ante cargas laterales en el plano como el de una viga en voladizo en posición vertical (Figura 6), y definen, de acuerdo con la relación de aspecto del muro (altura del muro / longitud del muro), dos grupos: los robustos o dominados por cortante, para relaciones de aspecto menores que 2, y los esbeltos o dominados por flexión, para relaciones de aspecto mayores o iguales a 2.

Figura 6

Comportamiento de estructuras de pórticos y muros de CR ante cargas laterales



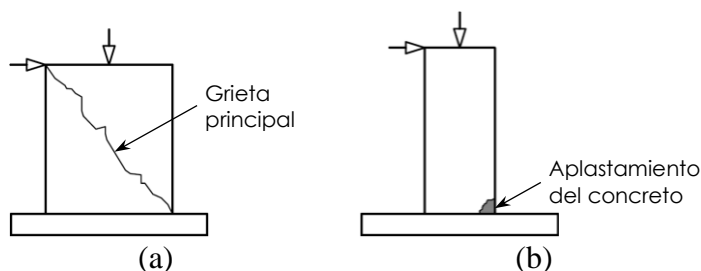
Nota: adaptado de Paulay y Priestly (1.992)

El primer grupo se caracteriza por tener una resistencia a flexión mayor que a cortante. La falla en estos muros ocurre cuando el cortante supera la capacidad del concreto y el refuerzo horizontal. Debido a esto, se producen grietas en diagonal en el muro (Figura 7a).

Por su parte, la falla en muros esbeltos se presenta debido a que la resistencia a cortante es mayor que a flexión. Cuando los momentos en el muro generan en uno de sus bordes esfuerzos a compresión mayores a la resistencia del concreto, se produce su aplastamiento y el posterior pandeo del refuerzo vertical si no está debidamente confinado (Figura 7b).

Figura 7

Fallas en muros según su relación de aspecto



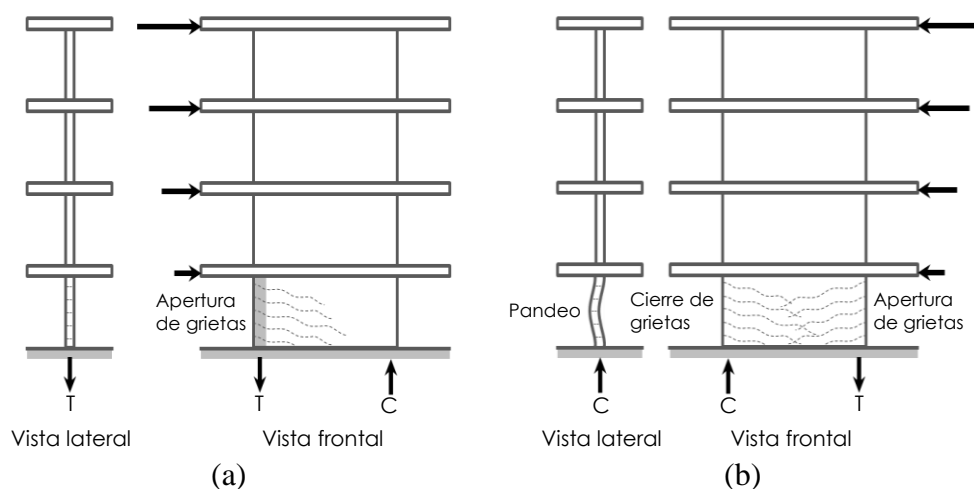
Nota: (a) muros robustos, (b) muros esbeltos, adaptado de Paulay y Priestly (1.992)

Otro tipo de falla asociado a la flexión, que ocurre en muros de CR con espesores reducidos y puede comprometer su integridad, es el pandeo o inestabilidad fuera del plano (diferente del pandeo típicamente determinado por la carga crítica de Euler). Antes de los sismos de Chile y Nueva Zelanda, el pandeo fuera del plano solamente había sido reportado en ensayos de laboratorio (Paulay y Goodsir, 1.985; Thomsen y Wallace, 1.995), sin embargo, luego de estos eventos se evidenciaron muros en los que se produjo este fenómeno (Elwood, 2.013; Sritharan *et al.*, 2.014; Wallace, 2.011). El pandeo fuera del plano fue estudiado inicialmente por Paulay y Goodsir (1.985), Paulay y Priestly (1.993) y Chai y Elayer (1.999). En la actualidad existen numerosos estudios tanto numéricos como experimentales acerca de este tipo de falla (Dashti *et al.*, 2.018b, 2.019, 2.020; P. Parra, 2.015; Rosso *et al.*, 2.016, 2.018). El pandeo fuera del plano se produce

debido a ciclos consecutivos de tracción y compresión en el muro. Cuando en uno de los ciclos de tracción el refuerzo en uno de los bordes del muro fluye, se producen grietas en el muro (Figura 8a), luego, cuando se invierte el sentido de las cargas en un ciclo de compresión, estas grietas no alcanzan a cerrarse, generando de esta forma la inestabilidad del muro y su posterior pérdida de capacidad (Figura 8b). Muros con una sola capa de refuerzo son más susceptibles de sufrir este fenómeno (Arteta, 2.017).

Figura 8

Mecanismo de pandeo fuera del plano



Nota: (a) ciclo de tracción, (b) ciclo de compresión posterior al agrietamiento, adaptado de Chai y Elayer (1.999)

2.1.2. Requisitos de Diseño en Colombia

En Colombia, de acuerdo con la NSR-10, edificaciones de muros de carga de CR pueden construirse en zonas de amenaza sísmica baja, intermedia o alta según su capacidad de disipación de energía, mínima (DMI), moderada (DMO) o especial (DES), respectivamente. En la Figura 9 se muestra el refuerzo típico empleado en muros de carga de CR DES y en la Tabla 1 se muestran los requisitos de diseño de la NSR-10 para estos elementos. El refuerzo es proporcionado generalmente por medio de una o dos capas de malla de acero electrosoldada para garantizar las cuantías de acero requeridas en ambas direcciones, vertical y horizontal. Carrillo *et al.* (2.019), a

partir de ensayos realizados en mallas de acero electrosoldadas de 4, 5 y 6mm de diámetro, demostraron que este es un refuerzo frágil que no es competente para su uso en muros de CR debido a que reduce su capacidad de ductilidad de desplazamiento y de rotación en la base. Sin embargo, este refuerzo sigue siendo predominante debido a su fácil y rápida instalación. Para el anclaje de las mallas a la base del muro, suelen suministrarse barras de acero de refuerzo corrugado embebidas en la cimentación de la estructura y traslapadas con las mallas, por lo general, una longitud de entre 60cm y 1m, de acuerdo con las longitudes de traslapo en la NSR-10. Debido a esto, se genera cerca a la base del muro un cambio abrupto del área de refuerzo, y, por lo tanto, de las propiedades mecánicas del muro (*e.g.*, resistencia y rigidez). Por otra parte, cuando se requiere, de acuerdo con la NSR-10, debe suministrarse un refuerzo adicional mediante elementos de borde compuestos por barras verticales con estribos cerrados de confinamiento.

Figura 9

Refuerzo típico empleado en muros de CR

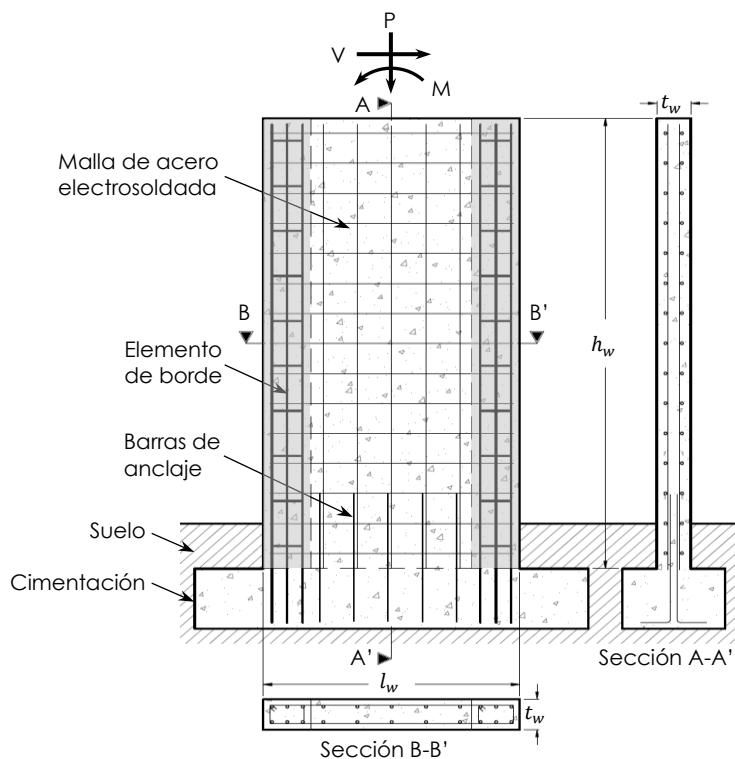


Tabla 1*Requisitos de diseño de la NSR-10 para muros de CR DES*

Altura máxima	Tabla A.3-1	Zona de amenaza sísmica baja
		Zona de amenaza sísmica intermedia 50m
		Zona de amenaza sísmica alta
Cuantía mínima vertical	C.14.3.2	Si $V_u \leq 0.0830A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ $\rho_l \geq$ 0.0012 si $d_b \leq 16mm$ o malla electrosoldada 0.0015 si $d_b > 16mm$
	C.21.9.2.1	$\rho_l \geq 0.0250$ si $V_u > 0.0830A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$
Cuantía mínima horizontal	C.14.3.3	Si $V_u \leq 0.0830A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ $\rho_t \geq$ 0.0020 si $d_b \leq 16mm$ o malla electrosoldada 0.0025 si $d_b > 16mm$
	C.21.9.2.1	$\rho_t \geq 0.0250$ si $V_u > 0.0830A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$
Distribución de refuerzo	C.14.3.4	Una malla si $t_w < 250mm$ Dos mallas si $t_w \geq 250mm$
	C.21.9.2.3	Dos capas de refuerzo si $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$
Espaciamiento máximo	C.14.3.5	$s \leq \min(3t_w, 450mm)$
	C.21.9.2.1	
Confinamiento	C.14.3.6	No se requiere si $\rho_l \leq 0.01$ o el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo a compresión
Espesor mínimo de muro	C.14.5.3.1	$t_w \geq \frac{\min(h_w, l_w)}{25}$ 10cm
Elemento de borde	C.21.9.6.2	$c \geq \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)}$, $\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.0070$
	C.21.9.6.3	Cuando el esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema sea mayor que $0.2f'_c$

Nota: adaptado de Arango (2.018), información tomada de NSR-10

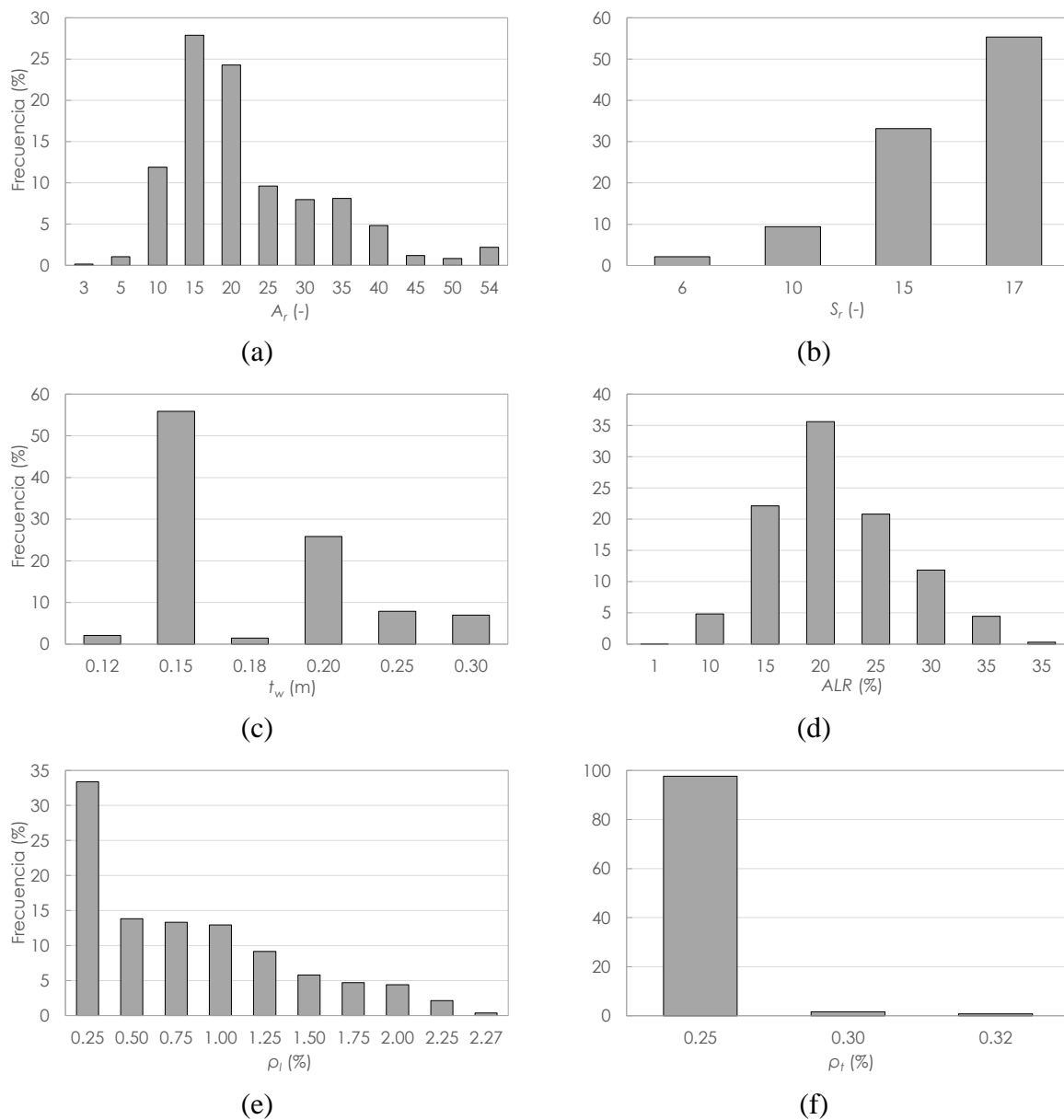
2.1.3. Características de Muros de CR en Bucaramanga

Zea (2.021) evaluó los macroparámetros de veinticinco edificaciones construidas mediante el sistema túnel de entre diez y veinte pisos en Bucaramanga y una en Armenia. A partir de un análisis posterior de dieciocho de estas edificaciones de entre quince y veinte pisos con alturas de

38 a 50m y entrepisos de 2.4 a 2.6m, se determinaron las principales características de los muros que conforman dichas estructuras, como se muestra en la Figura 10.

Figura 10

Distribuciones de frecuencia de las principales características de los muros que conforman edificaciones altas construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga



Nota: (a) relación de aspecto (A_r), (b) relación de esbeltez (S_r), (c) espesor (t_w), (d) relación de carga axial (ALR), (e) cuantía de refuerzo vertical (ρ_l), (f) cuantía de refuerzo horizontal (ρ_t), información tomada de Zea (2.021)

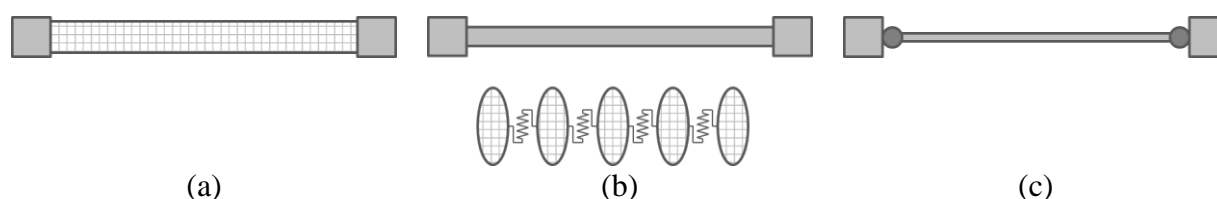
De acuerdo con lo anterior, se encontró que la totalidad de los muros son esbeltos, con relaciones de aspecto ($A_r = h_w/l_w$) superiores a 3 (Figura 10a) y esbeltez ($S_r = h_w/t_w$) superiores a 6 (Figura 10b). El espesor más frecuente es de 15cm (Figura 10c), aunque existen muros con espesores de 12cm y hasta 30cm. La relación de carga axial ($ALR = P/f'_c A_g$)¹ en la mayoría de los muros se encuentra entre 10 y 30% (Figura 10d). En cuanto a las cuantías de refuerzo vertical (ρ_l) y horizontal (ρ_t), la totalidad de los muros cumplen con las mínimas requeridas en la NSR-10, correspondientes a 0.25% para ambos sentidos (Figura 10e y f).

2.2. Análisis No-Lineal de Muros de CR

El análisis estructural no-lineal se basa en el uso de modelos numéricos capaces de predecir la respuesta inelástica de los elementos y los materiales que conforman las estructuras. La calidad de la predicción depende del tipo de análisis empleado, así como de las variables incorporadas en la definición de los modelos. La respuesta inelástica de una estructura puede predecirse mediante tres modelos de plasticidad: continua, distribuida y concentrada, como se muestra en la Figura 11 (Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, 2014).

Figura 11

Modelos de plasticidad



Nota: (a) continua, (b) distribuida, (c) concentrada, adaptado de PEER (2014)

El modelo de plasticidad continua (Figura 11a) se basa en las propiedades físicas de los materiales para predecir la respuesta detallada de la estructura. El modelo de plasticidad distribuida

¹ P : carga axial en el muro, f'_c : resistencia a compresión del concreto, A_g : área bruta de la sección de concreto.

(Figura 11b) emplea hipótesis simplificadoras (*e.g.*, secciones planas permanecen planas), junto con modelos de la respuesta de los materiales, para predecir de forma explícita e implícita distintos parámetros de la respuesta local y global de las estructuras. Por su parte, el modelo de plasticidad concentrada (Figura 11c) permite predecir la respuesta global de las estructuras asumiendo el daño localizado en zonas específicas (American Society of Civil Engineers ASCE, 2.017).

Gracias al avance de la capacidad y velocidad de cálculo de los computadores modernos, actualmente existe una gran variedad de modelos para el análisis no-lineal de la respuesta de muros de CR. Estos modelos se clasifican en dos grupos: los macro- y los micro-modelos (Galal y El-Sokkary, 2.008). Los macro-modelos son herramientas computacionales eficientes relativamente fáciles de usar que emplean modelos simplificados del comportamiento de los materiales, mientras que los micro-modelos se basan generalmente en el MEF y permiten modelar de forma detallada el comportamiento de los materiales, sin embargo, debido a que demandan grandes esfuerzos computacionales su uso es generalmente limitado.

2.2.1. Macro-modelos

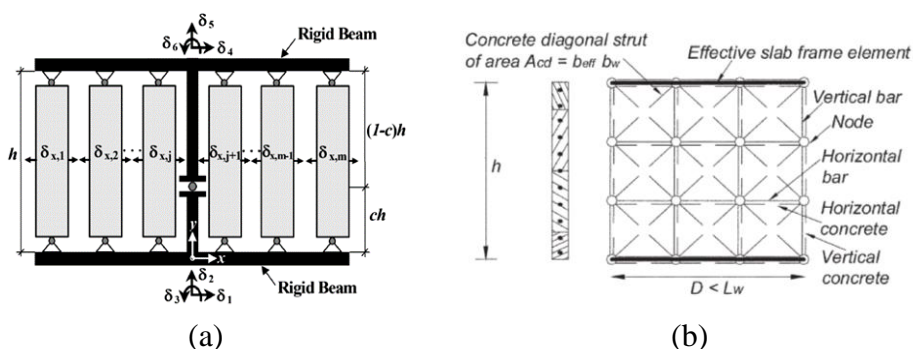
El primer macro-modelo empleado para el análisis de elementos de CR fue el elemento viga-columna de dos componentes (Clough *et al.*, 1.965). Posteriormente, fueron desarrollados modelos que incorporan diversas variables que inciden en la respuesta de muros de CR. A pesar de que estos modelos han demostrado resultados precisos, su uso requiere una selección cuidadosa de los parámetros que los definen, así como la comprensión de las hipótesis empleadas y sus limitaciones (Kolozvari *et al.*, 2.018).

Existen dos grupos de macro-modelos: aquellos que asumen la interacción entre el cortante y la flexión (*Shear-Flexure Interaction, SFI*) de manera desacoplada y los que lo hacen de forma acoplada. Un ejemplo de los modelos desacoplados es el Modelo de Múltiples Elementos

Verticales Tipo Línea (*Multiple Vertical Line Element Model, MVLEM*) propuesto por Vulcano *et al.* (1.988) y modificado por Kolozvari *et al.* (2.015) para incorporar la *SFI* (Figura 12a). Por su parte, uno de los modelos acoplados es el Modelo de Puntal Tensor (*Beam Truss Model, BTM*) (Figura 12b) que ha sido usado en aplicaciones en dos y tres dimensiones de muros aislados y también de estructuras completas (Lu y Panagiotou, 2.014; Moaveni *et al.*, 2.011; Panagiotou *et al.*, 2.012). Los modelos mencionados anteriormente están disponibles en programas de uso principalmente académico, como OpenSees, sin embargo, existen otros macro-modelos disponibles en programas de uso comercial (*e.g.*, ETABS, SAP2000 y Perform3D).

Figura 12

Macro-modelos de muros de CR



Nota: (a) *SFI-MVLEM* (Kolozvari *et al.*, 2.015), (b) *BTM* (Panagiotou *et al.*, 2.012)

2.2.2. Micro-modelos

El análisis de elementos de CR por el MEF inició con Ngo y Scordelis (1.967) quienes propusieron un modelo lineal elástico para el análisis de vigas de CR. Los autores representaron el concreto y el acero por medio de elementos triangulares con deformación constante conectados por elementos de enlace para incorporar el efecto de deslizamiento concreto-acero. Posteriormente, Nilson (1.972) propuso un elemento cuadrilátero con propiedades no-lineales de los materiales y los elementos de enlace y empleó un modelo no-lineal de carga incremental en el que el agrietamiento se produce cuando uno de los elementos alcanza su resistencia a tracción. Franklin

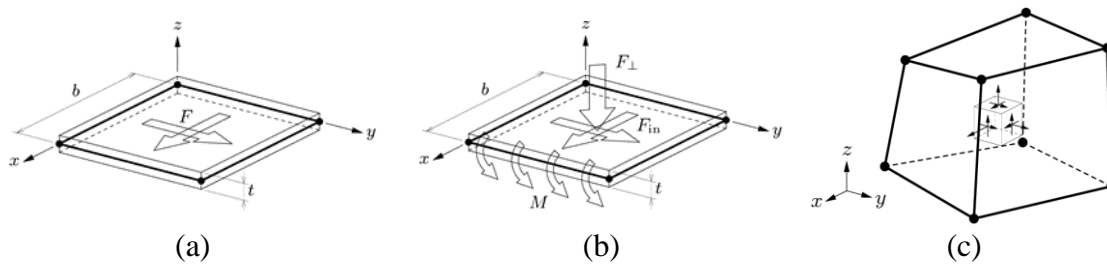
(1.970) empleó un modelo no-lineal para incorporar de forma automática el agrietamiento y la redistribución de esfuerzos. En la actualidad, numerosos estudios se han realizado empleando micro-modelos para predecir la respuesta no-lineal de muros de CR (Dashti *et al.*, 2.014, 2.015, 2.017). Algunos de estos modelos se encuentran disponibles en programas empleados con fines tanto académico, como de uso comercial (*e.g.*, ABAQUS, ADINA, ATENA3D, DIANA, LS-DYNA y VecTor2).

2.2.2.1. Tipos de Elementos

Un muro de CR se modela por el MEF por medio de tres tipos de elementos: membrana, *shell* y sólido. Un elemento membrana (Figura 13a) consiste en un cuadrilátero con dos grados de libertad por nodo y es empleado comúnmente para representar el estado plano de esfuerzo. Un elemento *shell* (Figura 13b) incorpora el comportamiento fuera del plano al considerar cinco grados de libertad por nodo (tres desplazamientos y dos rotaciones). Por su parte, un elemento sólido (Figura 13c) se usa para el estudio del estado de esfuerzo tridimensional y consta de tres grados de libertad por nodo. Elementos membrana y *shell* han sido ampliamente usados para el estudio de muros de CR (Dashti *et al.*, 2.014, 2.015, 2.017), sin embargo, debido a la falta de modelos constitutivos de los materiales en tres dimensiones y la alta demanda de capacidad de procesamiento que se requiere, el elemento sólido no ha sido muy usado para este propósito.

Figura 13

Tipos de elementos finitos para modelos de muros de CR



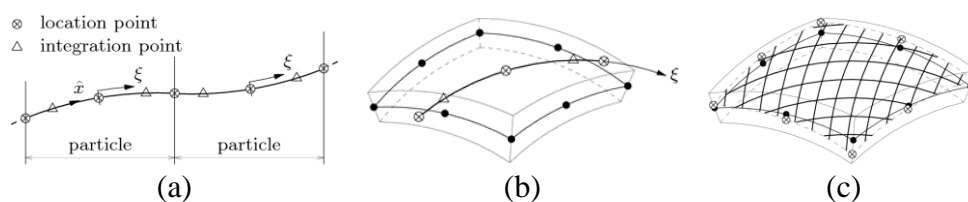
Nota: (a) membrana, (b) *shell*, (c) sólido (DIANA, 2.017)

2.2.2.2. Modelos de Refuerzo

El refuerzo en el MEF puede incorporarse por medio de tres modelos: discreto, embebido y distribuido. En el modelo discreto (Figura 14a) el refuerzo se representa por medio de elementos barra uniaxiales con grados de libertad independientes y debe tenerse en cuenta la localización del refuerzo para la discretización de los elementos. Este modelo permite incorporar en el análisis el deslizamiento concreto-acero mediante el uso de elementos de interfase (Ngo y Scordelis, 1.967; Nilson, 1.972). En el modelo embebido (Figura 14b), a diferencia del discreto, el refuerzo no tiene grados de libertad independientes y sus deformaciones se determinan a partir del campo de desplazamientos del elemento que lo contiene, por lo que la discretización de los elementos es independiente de la localización del refuerzo. Por su parte, en el modelo distribuido (Figura 14c) el refuerzo se asume como una capa equivalente a una fracción del volumen del elemento de concreto que lo contiene y las matrices constitutivas de ambos materiales se superponen para obtener una única matriz del CR (Sittipunt, 1.994).

Figura 14

Modelos de refuerzo del MEF



Nota: (a) discreto, (b) embebido, (c) distribuido (DIANA, 2.017)

2.2.3. Criterios de Ajuste

La calidad de la predicción de los modelos empleados para el análisis de muros delgados de CR es evaluada generalmente con base en los resultados de campañas experimentales. Esta evaluación suele hacerse, por una parte, de forma cuantitativa, a partir de variables como la rigidez efectiva, el desplazamiento y el cortante máximos, y la energía disipada en los ciclos de carga, y

por la otra, de forma cualitativa, mediante la comparación visual de las curvas de cortante-desplazamiento y la distribución del agrietamiento.

Para realizar una evaluación cuantitativa de la curva de cortante-desplazamiento, Pozo *et al.* (2.020) proponen el uso del Índice Modificado de Eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE_m), calculado como se muestra a continuación:

$$NSE_m = NSE - E_{ef} \quad (1)$$

donde NSE es el Índice de Eficiencia de Nash-Sutcliffe, comúnmente empleado en el estudio de caudales en cuencas hidrográficas (McCuen *et al.*, 2.006), y E_{ef} es el factor de error de la energía, calculados mediante las siguientes ecuaciones:

$$NSE = 1 - \frac{\sum (v_i^{exp} - v_i^{núm})^2}{\sum (v_i^{exp} - \bar{v}^{exp})^2} \quad (2)$$

$$E_{ef} = \min\{0.15, 65e^{-10(1-E_e)} - 0.002950\} \quad (3)$$

donde v_i^{exp} es el cortante experimental en el paso i , \bar{v}^{exp} su promedio, $v_i^{núm}$ el cortante calculado en el mismo paso y E_e el error en la energía, obtenido de la siguiente forma:

$$E_e = \left| \frac{E_{exp} - E_{núm}}{E_{exp}} \right| \quad (4)$$

donde E_{exp} y $E_{núm}$ son las energías disipadas experimental y calculada, respectivamente.

De acuerdo con Pozo *et al.* (2.020) el ajuste de la curva de cortante-desplazamiento obtenida de manera numérica se clasifica como bueno para $NSE_m > 0.95$, satisfactorio para $0.85 < NSE_m < 0.95$, insatisfactorio para $0.75 < NSE_m < 0.85$ y pobre para $NSE_m < 0.75$.

Capítulo 3

Fase Numérica

Se empleó el MEF para modelar la respuesta ante carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible de diez muros de CR de dos campañas experimentales disponibles en la literatura. En este capítulo se presentan las propiedades de los modelos empleados y se comparan sus resultados con los obtenidos experimentalmente.

3.1. Casos de Estudio

Se seleccionaron los diez muros correspondientes a las campañas experimentales realizadas por Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017). Estos muros fueron escogidos por su similitud con los que se encuentran comúnmente en edificaciones altas construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga.

En la campaña realizada por Thomsen y Wallace (1.995), los autores ensayaron cuatro muros de CR a escala 1:4, dos rectangulares (RW1 y RW2) y dos con sección transversal en T (TW1 y TW2), con distintas configuraciones de refuerzo. A todos los muros se les proporcionaron elementos de borde. Los muros fueron sometidos a carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano. Las variables estudiadas en esta campaña fueron la forma de la sección transversal de los muros y la configuración del refuerzo.

Por su parte, Lu *et al.* (2.017) ensayaron ante carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano seis de muros rectangulares de CR (C1 a C6) a escala 1:2 con distintas configuraciones de refuerzo y relaciones M/Vl_w ², estas últimas, con el fin de representar edificaciones de distintas alturas. Solamente se les proporcionaron elementos de borde a los muros

² M : momento flector en el muro, V : cortante en el muro.

C5 y C6. El propósito de esta campaña fue estudiar el efecto de la relación M/Vl_w , la carga axial y la distribución de los estribos en los elementos del borde.

En la Tabla 2 se muestran las principales características de los muros de las campañas de Thomsen y Wallace y Lu *et al.* En el Apéndice A se presenta información adicional.

Tabla 2

Características de los muros de Thomsen y Wallace y Lu et al.

Muro	Sección	l_w	h_w	t_w	A_r	S_r	ρ_l	ρ_t	ρ_{be}	ALR	M/Vl_w
		m	m	mm	–	–	%	%	%	%	–
RW1	R	1.2	3.7	102	3.1	36.3	0.30	0.33	2.95	10.0	3.0
RW2	R	1.2	3.7	102	3.1	36.3	0.30	0.33	2.95	7.0	3.0
TW1	T	1.2	3.7	102	3.1	36.3	0.30	0.33	2.95	9.0	3.0
TW2	T	1.2	3.7	102	3.1	36.3	0.30	0.33	2.95 ^a - 1.42 ^b	7.5	3.0
C1	R	1.4	2.8	150	2.0	18.7	0.53	0.25	–	3.5	2.0
C2	R	1.4	2.8	150	2.0	18.7	0.53	0.25	–	3.5	4.0
C3	R	1.4	2.8	150	2.0	18.7	0.53	0.25	–	3.5	6.0
C4	R	1.4	2.8	150	2.0	18.7	0.53	0.25	–	–	2.0
C5	R	1.4	2.8	150	2.0	18.7	0.53	0.25	0.84	6.6	2.0
C6	R	1.4	2.8	150	2.0	18.7	0.53	0.25	0.84	3.5	4.0

Nota: ρ_{be} cuantía de refuerzo vertical de los elementos de borde, R: sección transversal rectangular, T: sección transversal en T, ^a elemento de borde del ala del muro, ^b elemento de borde del alma del muro, información tomada de Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017)

3.2. Modelo Numérico

Se empleó el programa de análisis por elementos finitos DIANA (2.017) para modelar los muros de las campañas experimentales indicados anteriormente. Este es un programa ampliamente utilizado en el estudio del comportamiento de elementos de CR que permite considerar en el

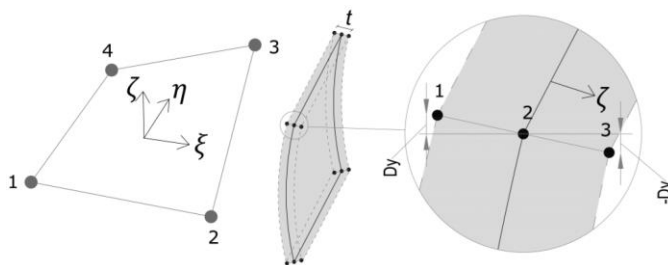
análisis numerosas variables que inciden en la respuesta de los muros delgados de CR, incluyendo fenómenos como el agrietamiento del concreto, la fluencia y la fractura del acero de refuerzo, así como el pandeo fuera del plano del muro, entre otros.

3.2.1. Definiciones Generales

Se empleó para el concreto el elemento Q20SH, mostrado en la Figura 15. Este es un *shell* curvo con cuatro nodos y doce puntos de integración (cuatro sobre el área y tres a lo largo de su espesor), por lo que, a pesar de ser un elemento bidimensional, permite considerar en el análisis el desplazamiento fuera del plano del muro (Dashti *et al.*, 2019). Para el refuerzo, se emplearon elementos barra embebidos perfectamente adheridos a los elementos de concreto. En la Figura 16 se muestran los modelos en DIANA de los muros C5 y C6.

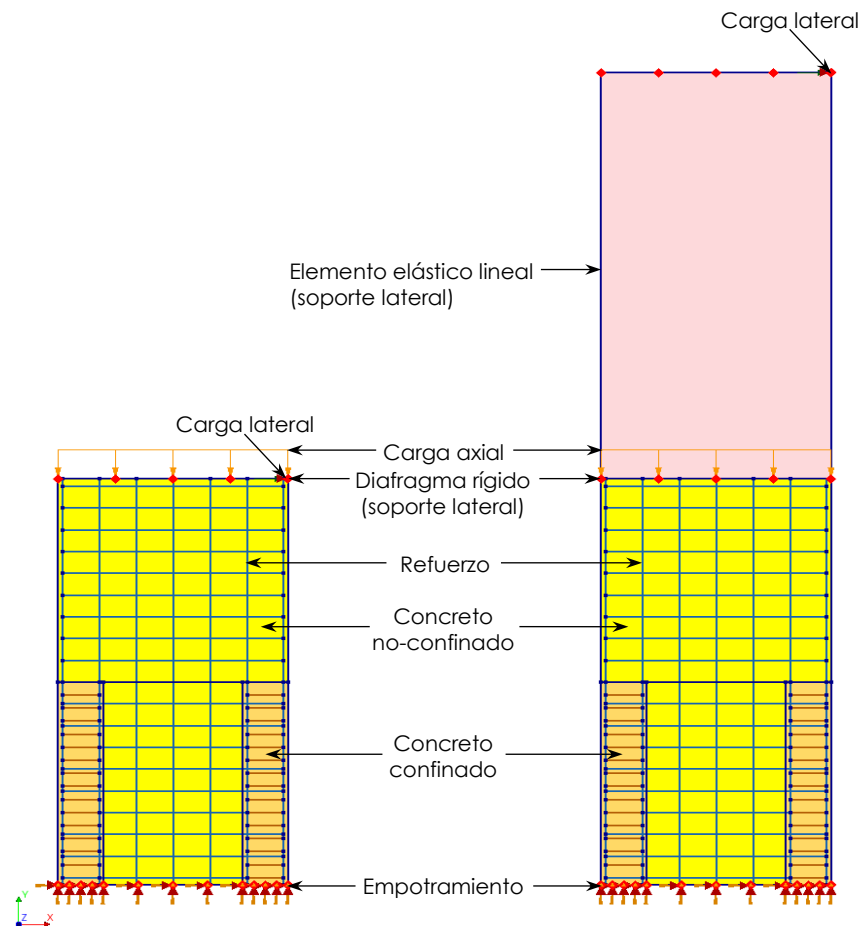
Figura 15

Elemento Q20SH



Nota: adaptado de Dashti *et al.* (2019)

Para representar las condiciones de apoyo de los ensayos, se empotraron las bases de los modelos, restringiendo los desplazamientos y las rotaciones en todos los ejes, y se restringió el desplazamiento fuera del plano en la parte superior de los modelos (restricción del desplazamiento en la dirección del eje y). Para las condiciones de carga, se definieron diafragmas rígidos (igual desplazamiento en la dirección del eje x) en la parte superior de los modelos para la aplicación de la carga lateral. Para los muros C2, C3 y C6, se asignaron elementos elásticos lineales en la parte superior de los modelos para reproducir las relaciones M/Vl_w correspondientes.

Figura 16*Modelos de los muros C5 y C6*

Nota: izquierda: C5, derecha: C6

3.2.2. Materiales

3.2.2.1. Concreto

Se empleó para el concreto el Modelo de Fisuración por Deformación Total (*Total Strain Crack Model*). Este es un modelo de fisuración distribuida, derivado de la Teoría de Campo de Compresión Modificada (Vecchio y Collins, 1.986), que permite asumir el agrietamiento del concreto por medio de dos enfoques: el de fisuración fija y el de rotación de la fisuración.

En el enfoque de fisuración fija, la dirección de la fisuración se asume fija durante todo el proceso de cálculo y se requiere definir un modelo del comportamiento a cortante del concreto

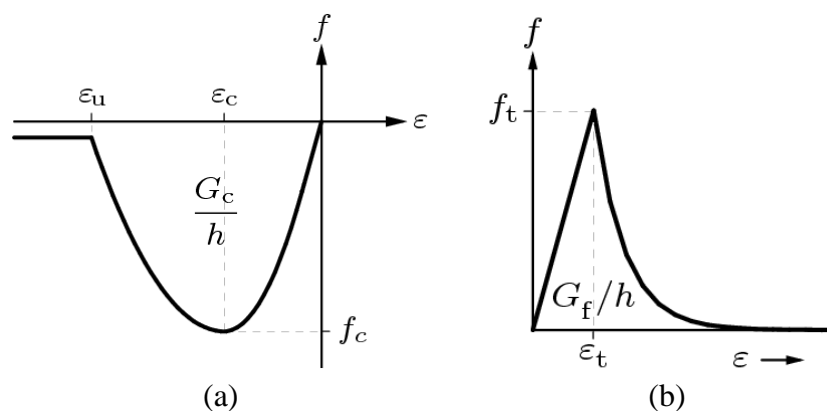
posterior a la fisuración. Esto se logra generalmente reduciendo la rigidez a cortante por medio del factor de retención de cortante (β) (Arias-Lara *et al.*, 2018). Sin embargo, la selección de este factor puede aumentar la complejidad del análisis y la variabilidad de los resultados, además, de acuerdo con la Guía de Recomendaciones para el Análisis por Elementos Finitos de Estructuras de Concreto del Centro de Infraestructura de Rijkswaterstaat de los Países Bajos, *Rijkswaterstaat Technical Document* RTD 1016-1:2020 (Hendriks y Roosen, 2020), este enfoque puede conducir a sobreestimar la resistencia de las estructuras.

Por su parte, el enfoque de rotación de la fisuración permite que la fisuración rote durante el proceso de cálculo en dirección de las deformaciones principales del material y no requiere definir un modelo del comportamiento a cortante del concreto posterior a la fisuración, por lo que es una alternativa de menor complejidad y variabilidad, empleada de manera exitosa en diversos estudios (Dashti *et al.*, 2017; Parra, 2015).

En este trabajo se empleó el enfoque de rotación de la fisuración. Los modelos constitutivos empleados para el concreto fueron el parabólico (Figura 17a) para compresión y el exponencial (Figura 17b) para tracción.

Figura 17

Modelos constitutivos del concreto



Nota: (a) parabólico, (b) exponencial (DIANA, 2017)

El modelo parabólico se basa en la energía de fractura a compresión del concreto (G_c) y el ancho de banda de fisuración (h), equivalente a la raíz cuadrada del área del elemento finito, que para elementos cuadrados corresponde al tamaño del elemento (DIANA, 2.017).

Los resultados obtenidos por el MEF generalmente dependen del tamaño de los elementos finitos empleados. Para reducir esta dependencia, de acuerdo con Nakamura e Higai (2.001), un enfoque adecuado consiste en asumir la energía de fractura como una propiedad inherente del material, por lo que, para distintos tamaños de elementos finitos, la curva de esfuerzo-deformación del concreto debe ajustarse para mantener la energía de fractura constante. Los autores proponen asumir la energía de fractura por unidad de área como el producto del ancho de banda de fisuración por el área pos-pico de la curva de esfuerzo-deformación del concreto, como sigue:

$$G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon \quad (5)$$

donde $\sigma(\varepsilon)$ es la relación de esfuerzo-deformación del concreto no-confinado, que para este trabajo fue la propuesta por Karthik y Mander (2.011), mostrada en la Figura 18a, la energía de fractura a compresión del concreto se obtiene de la siguiente forma:

$$G_c = 8.8\sqrt{f'_c} \quad (6)$$

y los límites de integración se determinan por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_p}{2} \quad (7)$$

$$\varepsilon_u = \frac{2G_c}{f'_c h} + \varepsilon_0 \quad (8)$$

donde ε_p es a la deformación a compresión del concreto para f'_c (Nakamura e Higai, 2.001).

De acuerdo con Jünemann *et al.* (2.016), la ecuación (6) se utiliza únicamente para el concreto no-confinado, mientras que para el cálculo de la energía de fractura a compresión del concreto confinado (G_{cc}) no existe una fórmula. Por esta razón, los autores proponen una

metodología que consiste en determinar, a partir de la ecuación (5), un ancho de banda de fisuración equivalente (h_{eq}) para el concreto confinado de la siguiente forma:

$$h_{eq} = \frac{G_c}{\int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon} \quad (9)$$

para luego calcular la energía de fractura a compresión del concreto confinado como sigue:

$$G_{cc} = h_{eq} \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_u} \sigma_{cc}(\varepsilon) d\varepsilon \quad (10)$$

donde $\sigma_{cc}(\varepsilon)$ es la relación de esfuerzo-deformación del concreto confinado, que para este trabajo fue la propuesta por Karthik y Mander (2.011), mostrada en la Figura 18a.

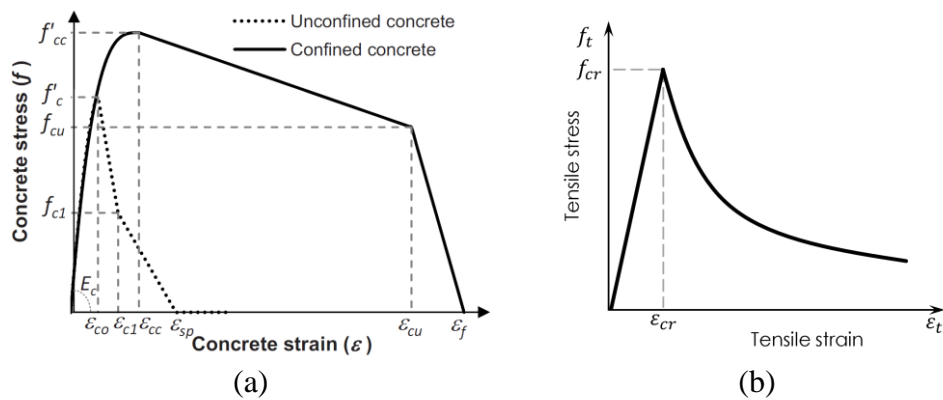
En el caso del modelo exponencial, este se basa en la energía de fractura a tracción del concreto (G_f) y el ancho de banda de fisuración (DIANA, 2.017). Para el cálculo de la energía de fractura a tracción, se empleó la ecuación propuesta por Nakamura e Higai (2.001):

$$G_f = \frac{G_c}{250} \quad (11)$$

Para el concreto a tracción, se empleó la curva de esfuerzo-deformación propuesta por Hsu y Belarbi (1.994), mostrada en la Figura 18b.

Figura 18

Curvas de esfuerzo-deformación del concreto



Nota: (a) compresión (Karthik y Mander, 2.011), (b) tracción, adaptada de Hsu y Belarbi (1.994)

En la Tabla 3 se muestran las propiedades mecánicas empleadas para el concreto a compresión no-confinado y confinado, y el concreto a tracción de los modelos de los muros de las campañas de Thomsen y Wallace y Lu *et al.* Estas propiedades fueron tomadas de las campañas o calculadas de acuerdo con el procedimiento presentado anteriormente, o las recomendaciones de la guía RTD 1016-1:2020 (Hendriks y Roosen, 2.020).

Tabla 3

Propiedades mecánicas del concreto de los muros de Thomsen y Wallace y Lu et al.

Muro	General		Compresión				Tracción	
			No-Confinado		Confinado			
	E_c	ν_c	f'_c	G_c	f'_{cc}	G_{cc}	f_{cr}	G_f
	GPa	–	MPa	N/mm	MPa	N/mm	MPa	N/mm
RW1	21.92	0.2	31.6	49.47	37.40	216.00	3.00	0.20
RW2	25.78	0.2	43.7	58.17	48.46	204.97	3.72	0.23
TW1	22.74	0.2	34.0	51.31	39.82	221.58	3.15	0.21
TW2	25.18	0.2	41.7	56.83	42.77 ^c - 54.28 ^d	85.52 ^c - 470.45 ^d	3.61	0.23
C1	26.00	0.2	38.5	54.60	–	–	2.88	0.22
C2	27.50	0.2	34.5	51.69	–	–	2.53	0.21
C3	30.00	0.2	36.2	52.95	–	–	3.05	0.21
C4	26.70	0.2	34.7	51.84	–	–	2.65	0.21
C5	28.30	0.2	35.4	52.36	36.91	98.40	2.81	0.21
C6	26.70	0.2	37.3	53.74	40.23	132.93	2.81	0.21

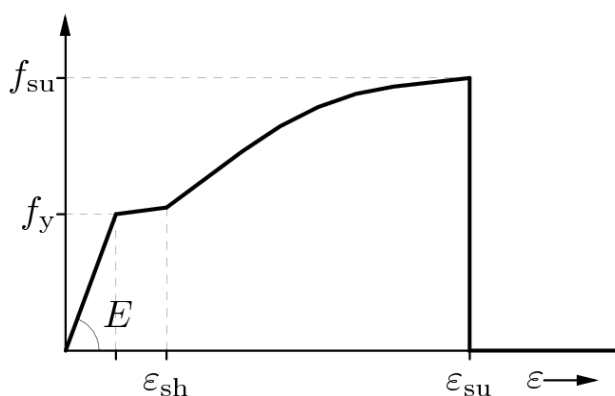
Nota: E_c : módulo de elasticidad, ν_c : módulo de Poisson, f'_{cc} : resistencia a compresión del concreto confinado, f_{cr} : resistencia a tracción, ^c concreto confinado de los elementos de borde del ala del muro, ^d concreto confinado del elemento de borde del alma del muro, información tomada de Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017) o calculada de acuerdo con las metodologías propuestas por Nakamura e Higai (2.001), Jünemann *et al.* (2.016), Karthik y Mander (2.011), Hsu y Belarbi (1.994) y RTD 1016-1:2020 (2.020)

3.2.2.2. Acero de Refuerzo

Para el acero de refuerzo, se empleó el modelo propuesto por Dodd y Restrepo-Posada (1.995), mostrado en la Figura 19. Este modelo se encuentra disponible en DIANA para refuerzo embebido y permite evaluar el comportamiento cíclico del acero de refuerzo incorporando la reducción del módulo de elasticidad para ciclos histeréticos de deformaciones superiores al límite de fluencia del material (efecto Bauschinger).

Figura 19

Modelo de Dodd y Restrepo-Posada para acero de refuerzo



Nota: adaptado de DIANA (2.017)

El modelo se compone por tres regiones, como se explica a continuación: en la primera, para deformaciones inferiores a la de fluencia (ϵ_y), el material se comporta de forma lineal-elástica. En la segunda, para deformaciones entre la de fluencia y la de endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}), el esfuerzo en el material permanece constante con un valor igual al de fluencia (f_y). Finalmente, en la tercera región, para deformaciones entre la de endurecimiento por deformación y la última (ϵ_{su}), el esfuerzo en el material incrementa hasta su valor último (f_{su}) mediante una curva potencial con exponente P . Rodríguez y Botero (1.995) determinaron de forma experimental el valor de este exponente como 3.3620 para barras de refuerzo de diámetros de hasta 1/2" y 3.4740 para barras de diámetros mayores.

En la Tabla 4 se muestran las propiedades mecánicas empleadas para el acero de refuerzo de los muros de las campañas de Thomsen y Wallace y Lu *et al.*

Tabla 4

Propiedades mecánicas del acero de los muros de Thomsen y Wallace y Lu et al.

Campanña	ϕ	E_s	ε_y	f_y	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su}
	<i>mm</i>	<i>GPa</i>	–	<i>MPa</i>	–	–	<i>MPa</i>
Thomsen y Wallace	4.8	200	0.0030	434.0	0.0030	0.0600	483.0
	6.4	200	0.0030	448.0	0.0030	0.0800	586.0
	9.5	200	0.0022	434.0	0.0160	0.1000	641.0
Lu et al.	6.0	200	0.0015	300.6	0.0020	0.1260	461.8
	10.0	200	0.0015	300.0	0.0020	0.1530	409.0

Nota: ϕ : diámetro de la barra, E_s : módulo de elasticidad, información tomada de Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017)

3.2.3. Cargas y Solución del Sistema de Ecuaciones

Se definieron dos casos de carga, aplicados en orden, el primero para la carga axial y el segundo para la carga lateral. La carga axial se aplicó en un único paso por medio de una fuerza uniforme linealmente distribuida a lo largo de la longitud de los modelos, de acuerdo con la relación de carga axial de cada muro. Por su parte, la carga lateral se aplicó de forma indirecta, controlada por desplazamientos, mediante una serie de pasos de 1mm de acuerdo con los protocolos de carga reportados por los autores de las campañas experimentales.

Para la solución del sistema de ecuaciones, en cada paso, se empleó el método por defecto en DIANA, *Parallel Direct Sparse*. Para el equilibrio de la carga axial, se empleó el método Newton-Raphson estándar y para la carga lateral, el método *Quasi-Newton* (también llamado método Secante) con *Line-Search*. En ambos casos se empleó una norma de convergencia por fuerza con tolerancia de 0.01 y se le permitió al programa continuar en caso de no-convergencia.

3.2.4. *Tamaño de los Elementos Finitos*

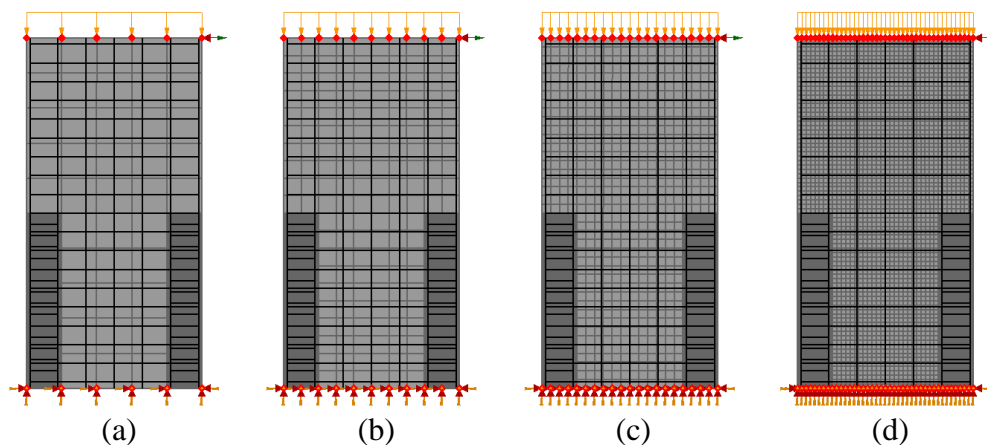
Como se indicó anteriormente, el resultado del análisis por el MEF depende, por lo general, del tamaño de los elementos finitos empleados. Por otra parte, el uso de elementos de tamaño reducido puede incrementar considerablemente el tiempo de cómputo requerido, sin que esto signifique necesariamente una mejora en la calidad de los resultados. Por esta razón, con el fin de determinar un tamaño de elementos finitos conveniente para reproducir de forma adecuada la respuesta de los muros modelados y reducir en lo posible el tiempo de cálculo, se evaluó la influencia del tamaño de los elementos finitos en la respuesta de los modelos. Para esto, se realizaron análisis estáticos no-lineales de carga incremental (*push-over*) empleando diferentes tamaños de elementos finitos, de acuerdo con las recomendaciones de la guía RTD 1016-1:2020 (Hendriks y Roosen, 2.020) para los tamaños mínimo y máximo. En todos los casos se emplearon elementos aproximadamente cuadrados. A continuación, se presentan los resultados obtenidos para el muro C5. En el Apéndice B se presentan los resultados para los demás muros.

Para el muro C5, se emplearon cuatro tamaños de elementos finitos, definidos dividiendo la longitud de los elementos de borde del muro (277mm) en 1, 2, 4, y 8 partes, de manera que la longitud total del muro (1.400mm) se dividió en 5, 10, 20, y 40 partes, dando como resultado elementos finitos de aproximadamente 280, 140, 70 y 35mm (Figura 20). En cada caso se ajustó la curva de esfuerzo-deformación del concreto a compresión no-confinado y confinado, de acuerdo con el procedimiento presentado en la sección 3.2.2.1. Los análisis se realizaron para un desplazamiento de hasta 70mm, correspondiente al desplazamiento máximo experimental.

En la Figura 21 se muestra la comparación entre las curvas de cortante-desplazamiento obtenidas a partir de los modelos con los diferentes tamaños de elementos finitos y la respuesta histerética experimental del muro C5.

Figura 20

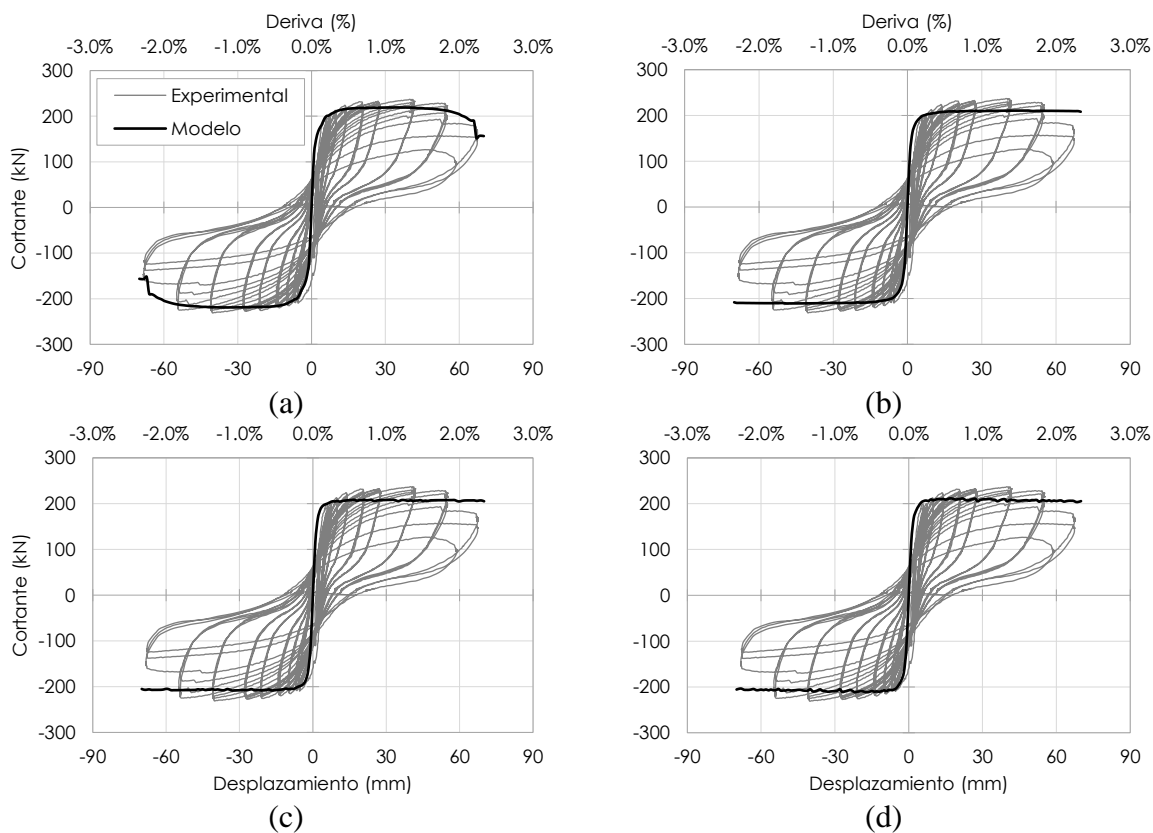
Mallas de elementos finitos empleadas para el análisis del muro C5



Nota: (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

Figura 21

Curvas de cortante-desplazamiento del muro C5



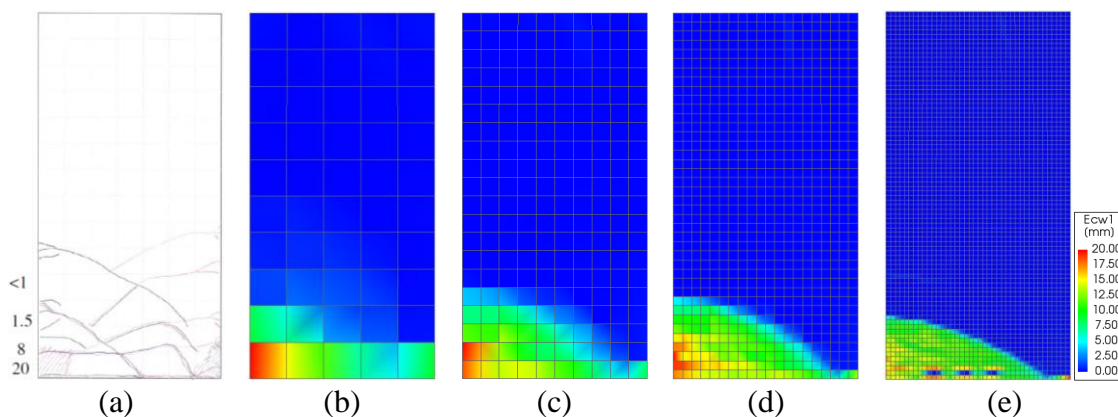
Nota: experimental (Lu *et al.*, 2017), (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

En general, las curvas obtenidas a partir de los modelos con los diferentes tamaños de elementos finitos reprodujeron con una buena aproximación la envolvente de la respuesta histerética experimental del muro. Sin embargo, en todos los casos se subestimó su resistencia máxima (alrededor un 7 a 12%). De manera particular, el modelo con los elementos de mayor tamaño (280mm, Figura 21a) arrojó los mejores resultados, reproduciendo de forma adecuada, incluso, la pérdida de capacidad del muro para derivas superiores a 1.5%. Por otra parte, se puede observar que para los modelos con tamaños de elementos menores (140, 70 y 35mm, Figura 21c, d y e), las curvas obtenidas no presentaron grandes variaciones entre ellas y convergen a un valor similar aproximado de resistencia máxima.

Con respecto al daño del muro, en la Figura 22 se observa que los modelos con los distintos tamaños de elementos finitos reprodujeron de forma adecuada la tendencia general de la distribución del agrietamiento, aunque no captaron la propagación de las grietas a lo largo de la altura del muro. Por otra parte, como era de esperarse, a medida que se reduce el tamaño de los elementos, los modelos arrojaron una distribución más detallada del daño en las zonas donde se presentó el mayor agrietamiento del muro.

Figura 22

Patrones de agrietamiento del muro C5



Nota: (a) experimental (mm) (Lu *et al.*, 2.017), (b) 280mm, (c) 140mm, (d) 70mm, (e) 35mm

De acuerdo con estos resultados y los obtenidos para los demás muros, presentados en el Apéndice B, se definió un tamaño de elementos finitos de 190mm para los modelos de los muros de la campaña experimental de Thomsen y Wallace, y 140mm para los modelos de los muros de la campaña experimental de Lu *et al.*

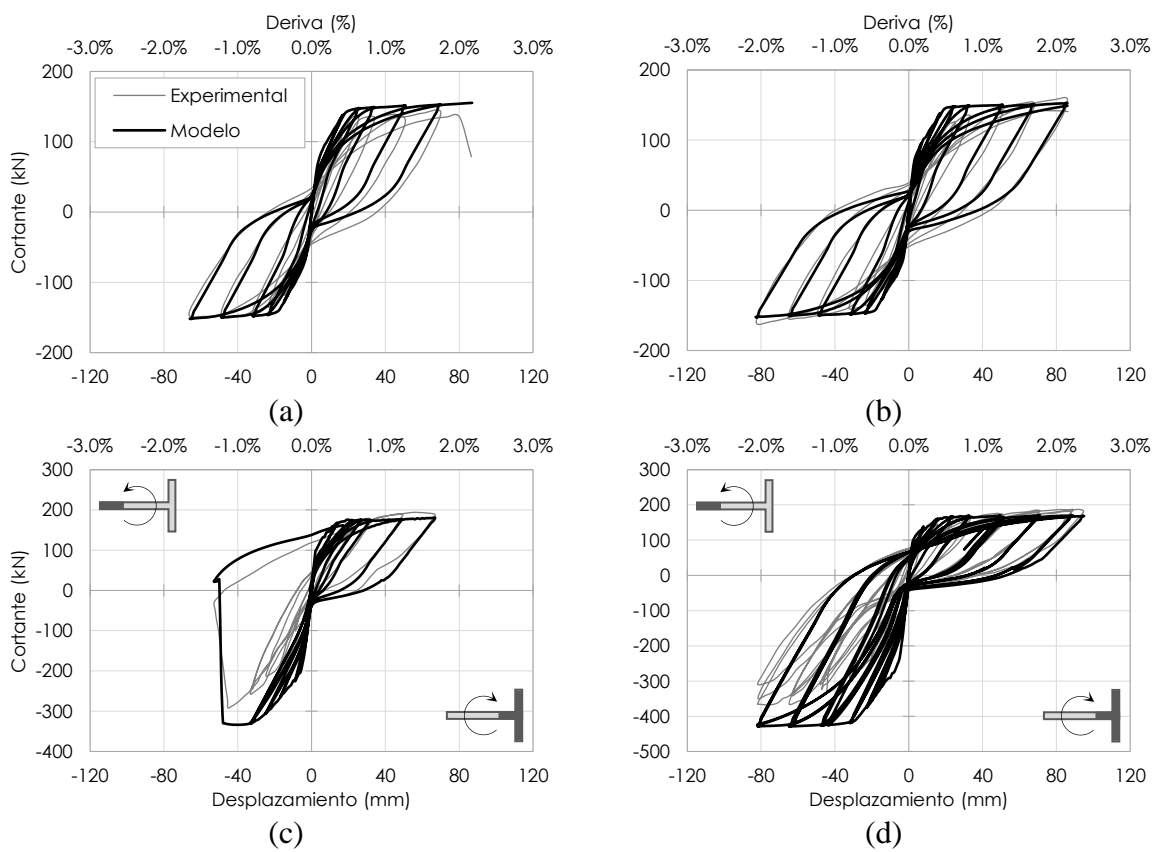
3.3. Resultados

3.3.1. Respuesta Histerética

En la Figura 23 y la Figura 24 se muestra la comparación entre las curvas de cortante-desplazamiento obtenidas numéricamente y las experimentales para los muros de las campañas de Thomsen y Wallace y Lu *et al.*

Figura 23

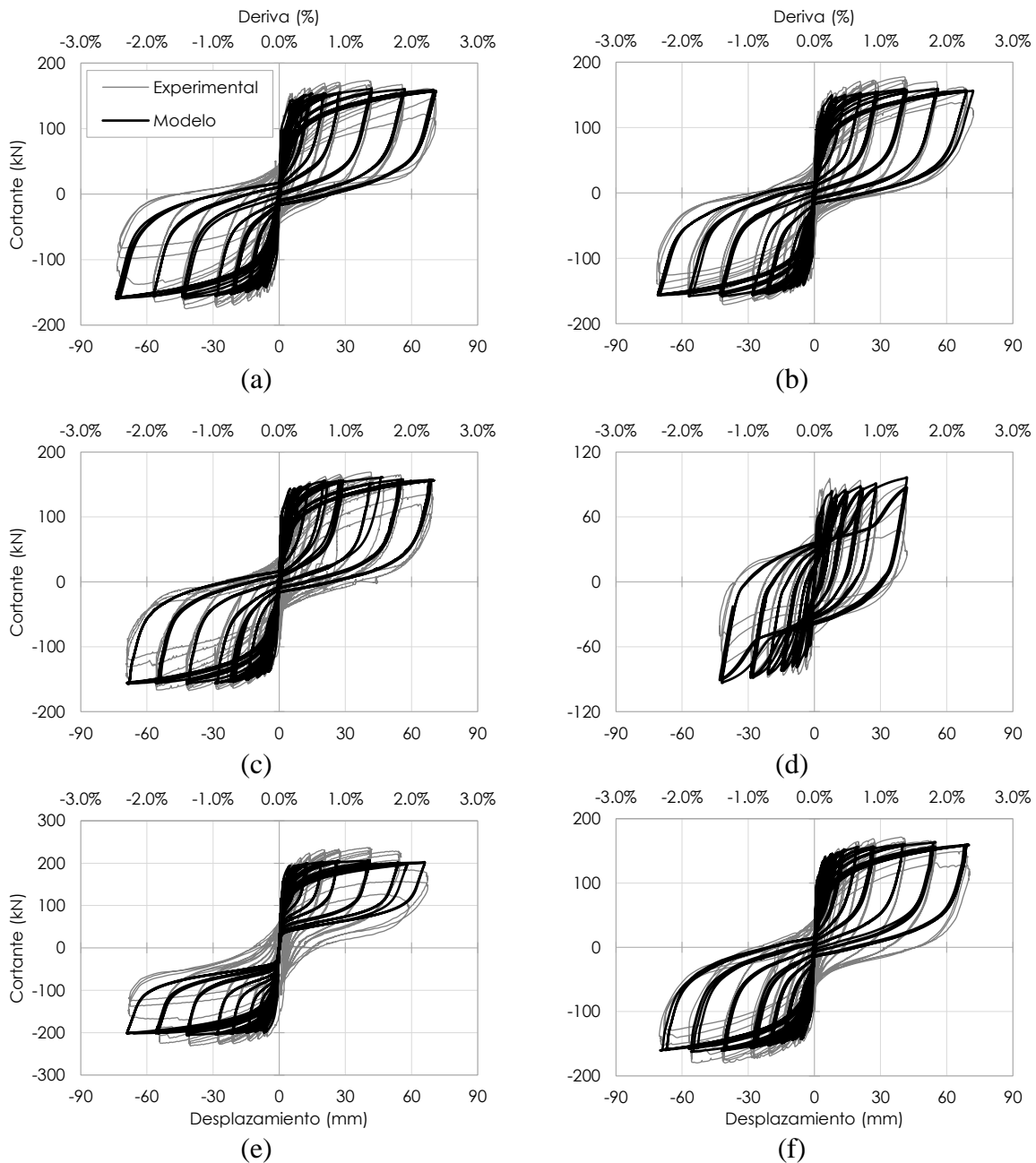
Curvas de cortante-desplazamiento de los muros de Thomsen y Wallace



Nota: experimental (Thomsen y Wallace, 1995), (a) RW1, (b) RW2, (c) TW1, (d) TW2

Figura 24

Curvas de cortante-desplazamiento de los muros de Lu et al.



Nota: experimental (Lu et al., 2017), (a) C1, (b) C2, (c) C3, (d) C4, (e) C5, (f) C6

De manera general, en la mayoría de los casos, las curvas obtenidas a partir de los modelos se ajustan de forma aproximada a la respuesta experimental de los muros, reproduciendo adecuadamente su resistencia y rigidez a lo largo de la mayor parte de la historia de

desplazamientos. Los modelos también reprodujeron de forma adecuada la resistencia máxima para la mayoría de los muros, como lo indican los cocientes mostrados en la Tabla 5, entre el cortante máximo numérico y experimental de cada muro.

Tabla 5

Cocientes entre el cortante máximo numérico y experimental de los muros de Thomsen y

Wallace y Lu et al.

RW1	RW2	TW1	TW2	C1	C2	C3	C4	C5	C6
1.06	0.96	1.14 ^e - 0.93 ^f	1.17 ^e - 0.91 ^f	0.92	0.91	0.94	1.03	0.91	0.93

Nota: ^e ala del muro a compresión, ^f alma del muro a compresión, el cortante máximo de cada muro se calculó como el promedio de los valores absolutos de los cortantes máximos en cada dirección de aplicación de la carga, un cociente menor que 1.0 indica que el modelo subestima la resistencia máxima experimental del muro

En el caso de los muros con sección transversal en T, TW1 y TW2, en la Figura 23c y d se observa que para desplazamientos en dirección positiva (ala a compresión), la respuesta de los modelos se ajusta de manera adecuada a la obtenida experimentalmente, en términos de resistencia y rigidez. Sin embargo, para desplazamientos en dirección negativa (alma a compresión), los modelos sobreestimaron la resistencia y rigidez de los muros. En particular, para el muro TW1, el modelo reprodujo de manera aproximada la caída abrupta de resistencia que se observa durante el ciclo de deriva aproximada de 1.25% en dirección negativa, atribuida, de acuerdo con los autores, al excesivo espaciado del refuerzo transversal de los elementos de borde.

Por otra parte, de acuerdo con los valores del Índice Modificado de Eficiencia de Nash-Sutcliffe, mostrados en la Tabla 6, se observa que, de manera general, los modelos subestimaron la capacidad de disipación de energía de los muros. Esto ocurre porque las deformaciones plásticas obtenidas numéricamente fueron menores que las experimentales, debido a que la carga y descarga en el Modelo de Fisuración por Deformación Total, empleado para el concreto de los modelos, se

producen mediante trayectorias secantes que cruzan el origen del diagrama de esfuerzo-deformación, por lo que los esfuerzos a compresión comienzan a desarrollarse únicamente después de que las deformaciones a tracción desaparecen, al cerrarse por completo las grietas en el concreto. Sin embargo, en la realidad, el concreto triturado en las grietas es capaz de desarrollar esfuerzos de compresión antes del cierre total de las grietas (Lu *et al.*, 2.017). Este efecto se incrementa al aumentar la carga axial y es prácticamente despreciable para carga axiales bajas, como se observa al comparar las curvas de los muros C4 (Figura 24d, $alr = 0$) y C5 (Figura 24e, $alr = 6.6\%$), para los cuales, mientras en el caso del muro C4 el modelo arrojó resultados aproximados a los experimentales, para el muro C5, el modelo no reprodujo de manera adecuada su comportamiento histerético, arrojando una curva en forma de bandera.

Tabla 6

Valores del Índice Modificado de Eficiencia de Nash-Sutcliffe para los muros de Thomsen y Wallace y Lu et al.

Muro	E_e	E_{ef}	NSE	NSE_m	Ajuste
RW1	0.0412	0.0015	0.9426	0.9411	S
RW2	0.0076	0.0002	0.9602	0.9599	B
TW1	0.1041	0.0054	0.7505	0.7451	I
TW2	0.2609	0.0371	0.7564	0.7192	I
C1	0.0846	0.0039	0.9523	0.9484	S
C2	0.1801	0.0149	0.9606	0.9457	S
C3	0.1017	0.0052	0.9068	0.9016	S
C4	0.1627	0.0121	0.8672	0.8552	S
C5	0.3257	0.0737	0.9041	0.8304	I
C6	0.2148	0.0223	0.9235	0.9012	S

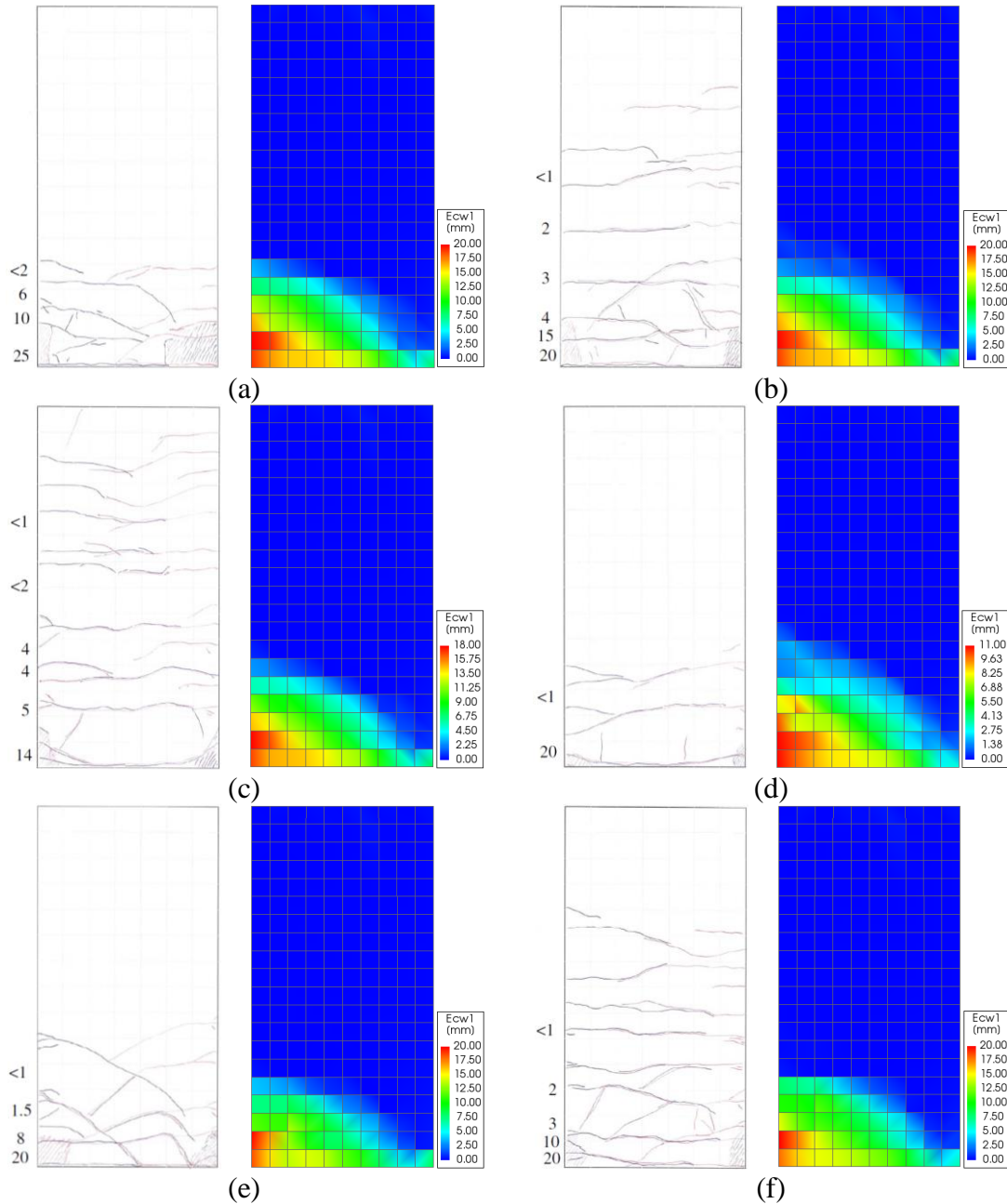
Nota: B: bueno, S: satisfactorio, I: insatisfactorio, clasificación asignada de acuerdo con Pozo *et al.* (2.020)

3.3.2. Patrones de Agrietamiento de los Muros de Lu et al.

En la Figura 25 se muestra la comparación entre los patrones de agrietamiento obtenidos numéricamente y los experimentales de los muros de la campaña de Lu et al.

Figura 25

Patrones de agrietamiento de los muros de Lu et al.



Nota: (a) C1, (b) C2, (c) C3, (d) C4, (e) C5, (f) C6, izquierda: experimental (mm) (Lu et al., 2.017), derecha: numérico

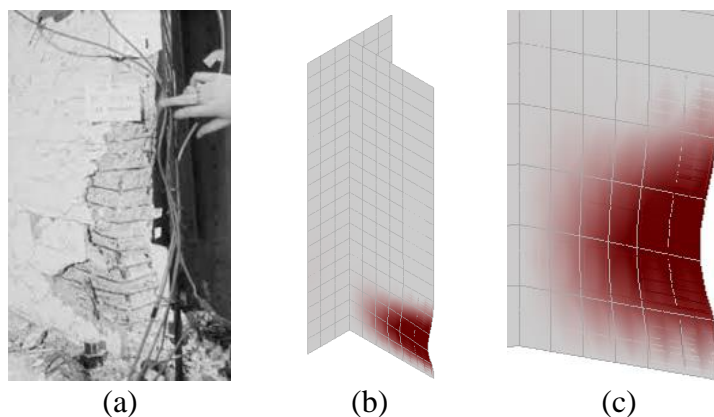
Como se puede observar, los modelos reprodujeron de manera aproximada la distribución del agrietamiento de los muros, principalmente en la zona cercana a la base, donde se presentaron las grietas principales, aunque no se logró captar de forma adecuada la propagación de las grietas a lo largo de la altura de los muros. Para los muros C1 y C4, se subestimó el ancho de las grietas, mientras que en el caso del muro C3 se sobreestimaron. Para los muros C1, C5 y C6, los modelos arrojaron valores para el ancho de las grietas cercanos a los obtenidos experimentalmente.

3.3.3. *Pandeo Fuera del Plano del Muro TW2*

Thomsen y Wallace (1.995) reportaron en su campaña experimental el pandeo fuera del plano del muro TW2 durante el tercer ciclo de deriva de 2.5% (Figura 26a). En la Figura 26b y c se muestra que el modelo reprodujo este comportamiento, aunque, debido a que no se dispone de información sobre la localización de la zona de pandeo o la magnitud del desplazamiento fuera del plano, no se pudo evaluar la calidad de la predicción del modelo. Sin embargo, estudios realizados mediante el MEF, empleando elementos Q20SH, han demostrado que este tipo de modelos son capaces de reproducir el pandeo fuera del plano en muros en los cuales se ha presentado este comportamiento (Dashti *et al.*, 2.018a, 2.018b, 2.019; Parra y Moehle, 2.020).

Figura 26

Pandeo fuera del plano del muro TW2



Nota: (a) detalle del ensayo (Wallace, 2.012), (b) vista general del modelo, (c) detalle del modelo

Capítulo 4

Fase Experimental

Se realizó en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander el ensayo ante carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano de un muro rectangular de CR con las características de los muros de edificaciones altas construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga. A partir de los resultados obtenidos, se validó la respuesta de un modelo de elementos finitos. En este capítulo se describen la metodología del ensayo y las propiedades del modelo, y se comparan los resultados obtenidos.

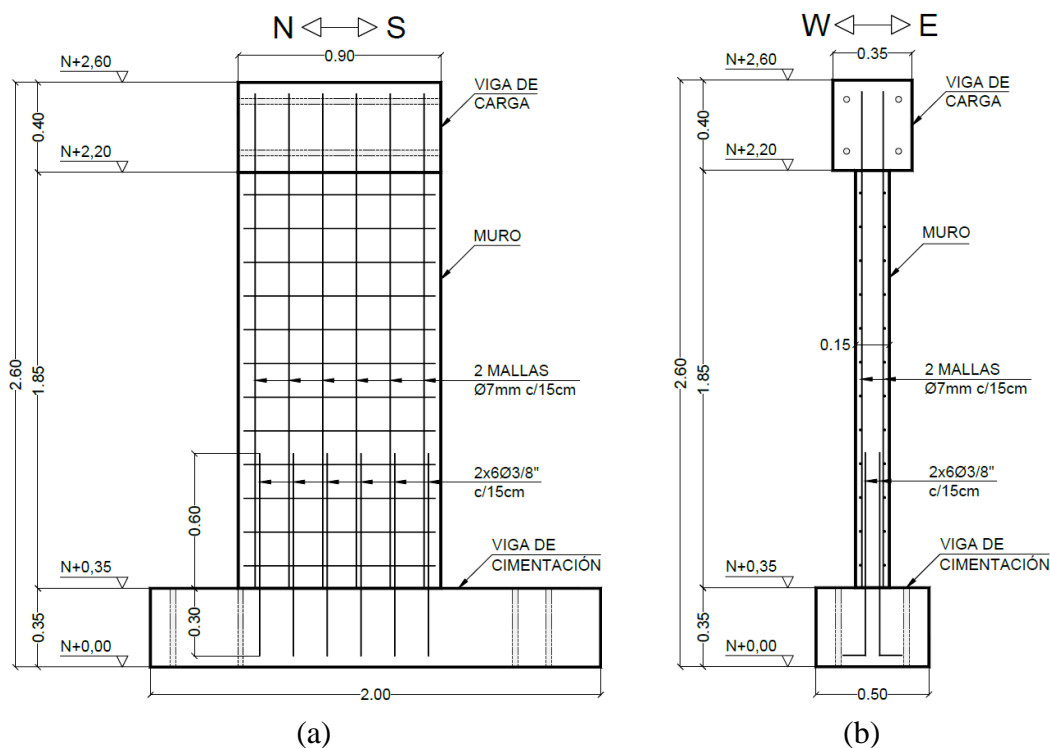
4.1. Espécimen de Prueba

4.1.1. Características Generales

El espécimen de prueba corresponde al muro rectangular de CR INME-RW1³. Este muro fue diseñado y construido a escala real por Parra y González (2.018). En la Figura 27 se muestran las dimensiones y el refuerzo del muro y en la Tabla 7 sus principales características. Estas características fueron definidas a partir de los resultados del análisis estadístico realizado por López y Moreno (2.017) sobre una base de datos de siete edificaciones altas construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga. También se tuvieron en cuenta los requerimientos de diseño de la NSR-10, así como las dimensiones y la capacidad instalada del laboratorio.

Para el anclaje del muro a la placa base del laboratorio y para la aplicación de la carga lateral, se diseñaron vigas de cimentación y de carga, respectivamente. Las dimensiones y el refuerzo de las vigas fueron definidas con el fin de garantizar su comportamiento elástico durante el ensayo, y en el caso de la viga de carga, además, con el propósito de generar un comportamiento de diafragma rígido en la parte superior del muro.

³ Denominación adoptada por Orduz *et al.* (2.020)

Figura 27*Dimensiones y refuerzo del muro INME-RW1*

Nota: en m, (a) vista frontal, (b) vista lateral, adaptado de Parra y González (2.018)

Tabla 7*Características del muro INME-RW1*

l_w	h_w	t_w	A_r	S_r	ρ_l	ρ_t	M/Vl_w
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mm</i>	—	—	%	%	—
0.9	1.85	150	2.1	12.3	0.34	0.34	2.1

Nota: información tomada de Parra y González (2.018)

La construcción del espécimen se realizó por etapas, comenzando por la viga de cimentación, luego el muro, y por último la viga de carga. Todos los elementos fueron fundidos en posición vertical y se le garantizó al concreto un tiempo de fraguado mínimo adecuado antes del desencofrado. El concreto fue mezclado *in-situ* con mezcladora y se compactó con vibrador durante la fundición. El tiempo total de fraguado del concreto del muro para el día del ensayo fue

suficiente para que este alcanzara su resistencia final. Ensayos realizados por Parra y González (2.018) arrojaron para el concreto una resistencia a compresión de 21MPa.

4.1.2. Refuerzo

El refuerzo del muro se suministró mediante dos capas de malla de acero electrosoldada de 7mm de diámetro, con espaciamiento de 15cm en ambas direcciones. Para el anclaje de las mallas a la base del muro, se emplearon barras de acero de refuerzo corrugado de 3/8" de diámetro, embebidas en la viga de cimentación y traslapadas con las mallas 60cm. El recubrimiento libre para el refuerzo fue de 2cm. No se le suministraron elementos de borde al muro. Debido a que no se realizaron ensayos para el acero de refuerzo, se asumieron las propiedades propuestas por Carrillo *et al.* (2.019) para las mallas de acero electrosoldadas y las propiedades propuestas por González *et al.* (2.005) para las barras de acero de refuerzo corrugado. Estas propiedades se presentan de forma detallada en la sección 4.4.

4.2. Montaje Experimental

En la Figura 28 se muestra el montaje experimental para el ensayo del muro INME-RW1 ante carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano. Para el anclaje de la viga de cimentación a la placa base del laboratorio, se emplearon pernos de 1" de diámetro como se muestra en la Figura 28c. Adicionalmente, se emplearon parales metálicos con el propósito de reducir el deslizamiento de la base del muro. Para evitar el colapso del muro en caso de presentarse una falla súbita, se amarró la viga de carga al puente-grúa del laboratorio con correas de carga.

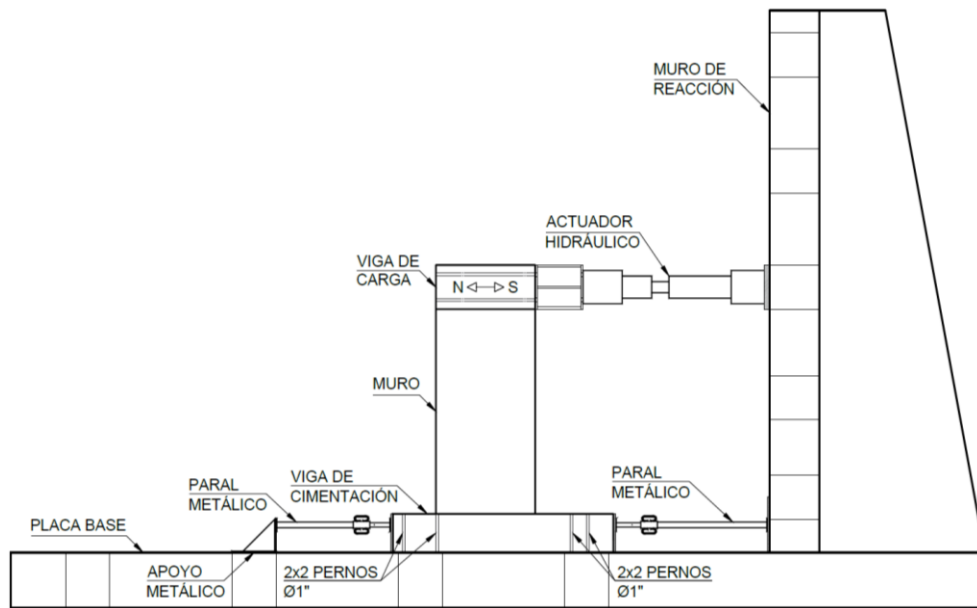
4.2.1. Carga

Para la aplicación de la carga lateral, se empleó un actuador hidráulico con capacidad de 250kN, en posición horizontal, anclado en uno de sus extremos a la viga de carga y en el otro al muro de reacción del laboratorio. La carga se aplicó controlado por desplazamientos mediante el

protocolo que se muestra en la Figura 29. Se aplicaron dos ciclos de carga en ambos sentidos, N-S y S-N, correspondientes a derivas de 0.05, 0.1, 0.15..., 0.45 y 1%. La velocidad promedio de aplicación de la carga fue de 0.5mm/s, con un máximo de 2mm/s. El tiempo total de duración del ensayo fue de alrededor de 17 minutos.

Figura 28

Montaje experimental del muro INME-RW1



(a)

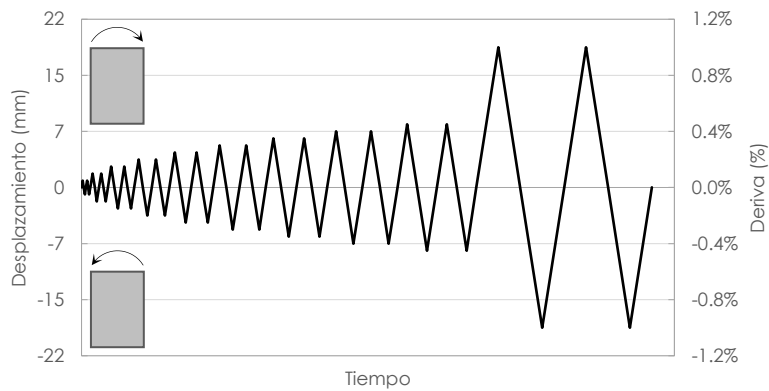


(b)

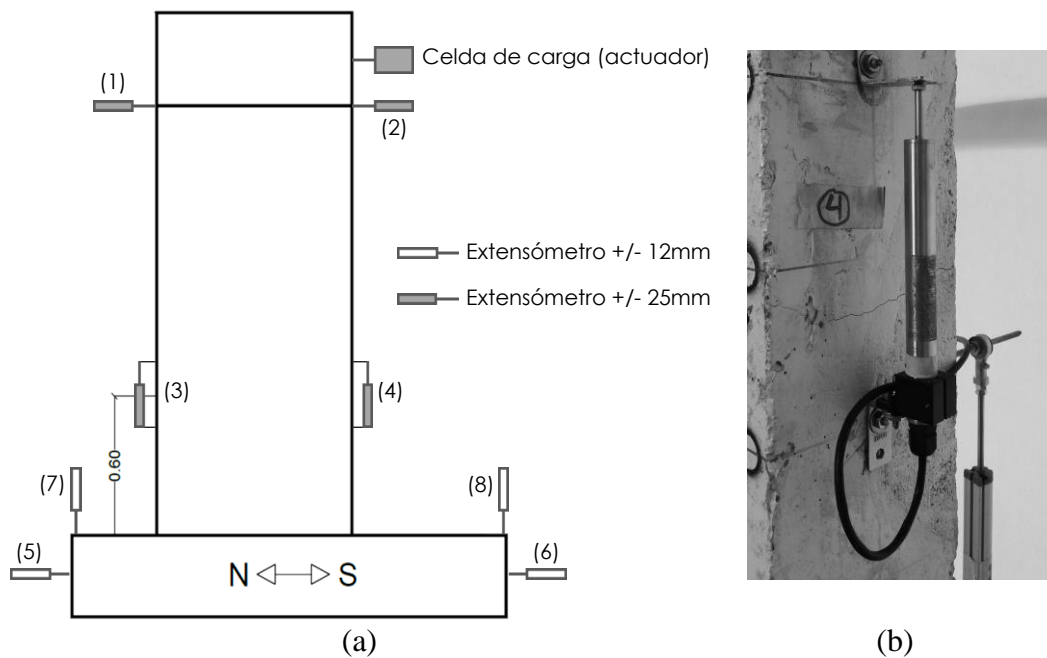


(c)

Nota: (a) esquema general, (b) vista general, (c) detalle del anclaje del extremo sur de la viga de cimentación a la placa base del laboratorio

Figura 29*Protocolo de carga del muro INME-RW1***4.2.2. Instrumentación**

Para medir la carga lateral, se empleó la celda de carga incorporada en el actuador. Para medir los desplazamientos, se emplearon ocho extensómetros (*Linear Variable Differential Transformer, LVDT*) con rangos de ± 12 y ± 25 mm, localizados como se muestra en la Figura 30.

Figura 30*Instrumentación del muro INME-RW1*

Nota: en m, (a) esquema general, (b) detalle del extensómetro 4

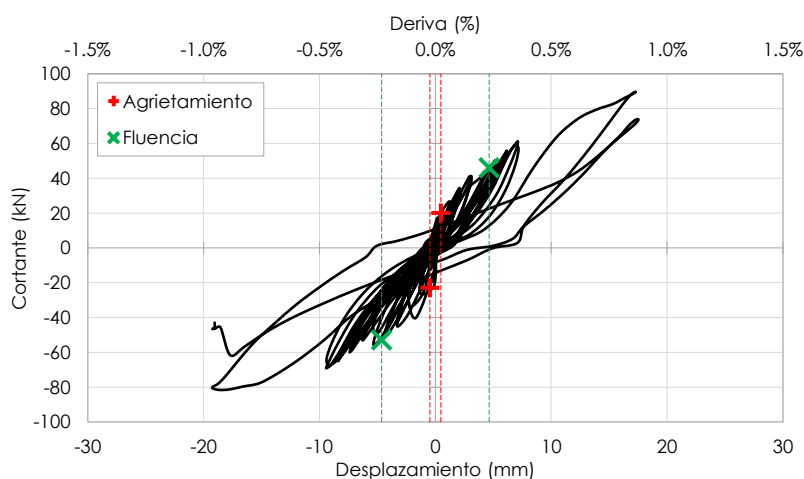
El desplazamiento lateral en la parte superior del muro se midió mediante los extensómetros 1 y 2. Los extensómetros 3 y 4 se localizaron a la altura de los extremos de las barras de anclaje del muro (Figura 30b), con el propósito de medir el ancho de las grietas en esa zona. Los extensómetros 5 a 8 se emplearon para medir los desplazamientos lateral y vertical de la viga de cimentación, con el fin de realizar la posterior corrección del desplazamiento lateral en la parte superior del muro. Adicionalmente, se trazó una retícula de 10cm en ambas direcciones para facilitar el registro del agrietamiento del muro.

4.3. Resultados

En la Figura 23 se muestra la curva de cortante-desplazamiento obtenida para el muro INME-RW1. Como se puede observar, esta se caracteriza por bucles estrechos con un estrangulamiento (*pinching*) considerable, lo que indica un comportamiento frágil, con una baja resistencia a cortante y poca capacidad de disipación de energía.

Figura 31

Curva de cortante-desplazamiento del muro INME-RW1

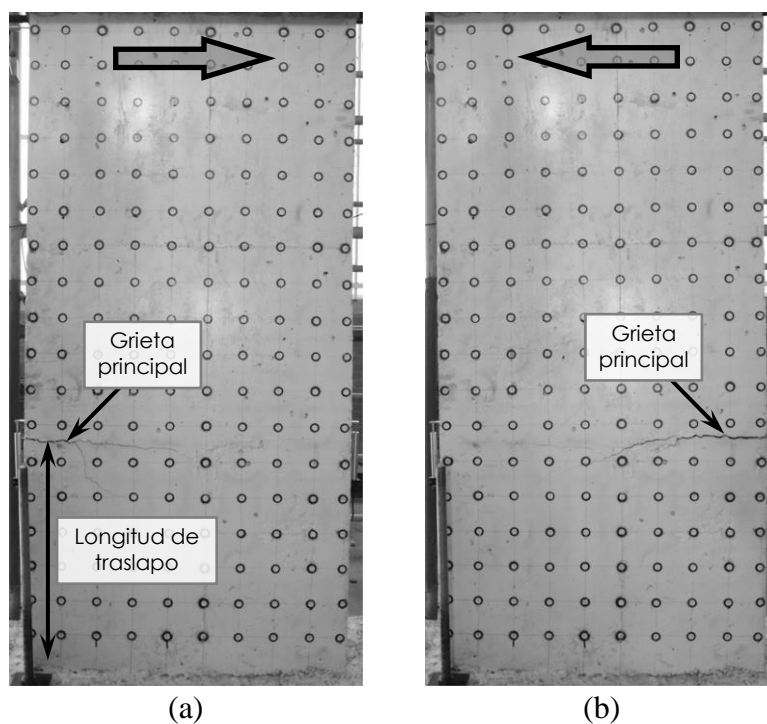


El agrietamiento del muro inició para una deriva cercana a 0.03% y la primera fluencia se presentó para una deriva aproximada de 0.25%. El muro alcanzó su resistencia máxima en la carga del primer ciclo de deriva de 1% en dirección positiva (sentido N-S). En ese instante, se produjo

una única grieta principal horizontal en el borde norte del muro a la altura de los extremos de las barras de anclaje, como se muestra en la Figura 32a. Luego, al invertirse la dirección de aplicación de la carga en dirección negativa (sentido S-N), se produjo una grieta similar en el borde sur del muro, como se muestra en la Figura 32b (en la Figura 33 se muestran las deformaciones en los bordes del muro a lo largo de la historia de desplazamientos). Posteriormente, para el segundo ciclo de deriva de 1%, se produjo una pérdida de capacidad de 18% en dirección positiva, y, por último, la falla del muro⁴ en dirección negativa, al ocurrir una pérdida de capacidad de 42%, ocasionada por la fractura de la mayoría de las barras verticales de las mallas de acero electrosoldadas a la altura de los extremos de las barras de anclaje del muro (Figura 34).

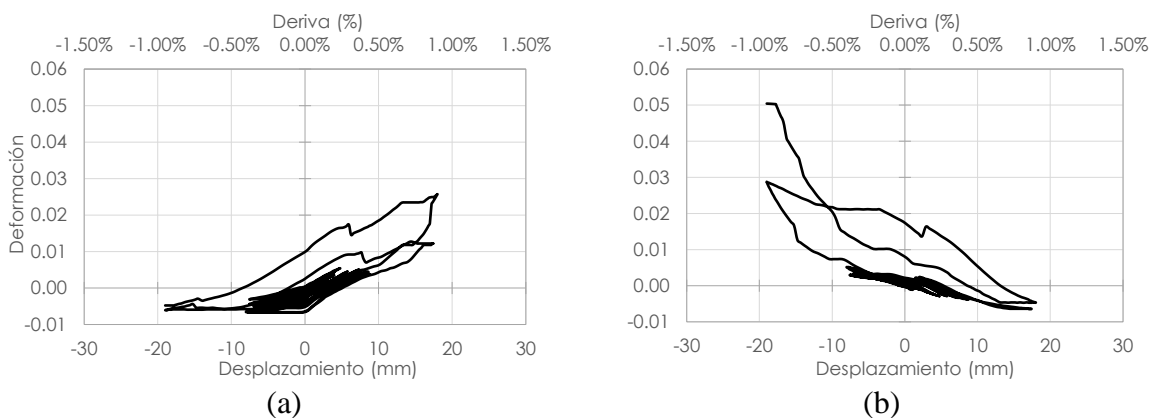
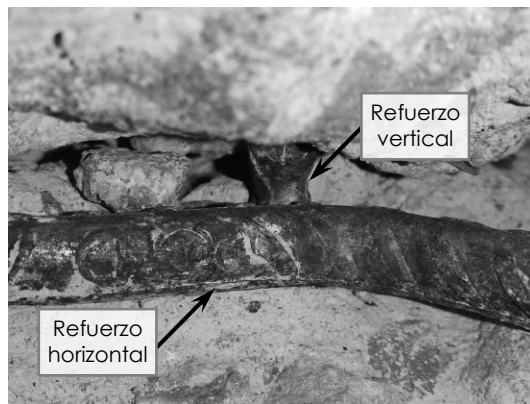
Figura 32

Patrones de agrietamiento del muro INME-RW1 para deriva de 1%



Nota: (a) sentido N-S, (b) sentido S-N

⁴ Se define la falla del muro como la pérdida de capacidad mayor o igual al 20% de su resistencia máxima.

Figura 33*Deformaciones en el extremo de las barras de anclaje del muro INME-RW1**Nota:* (a) borde norte, (b) borde sur**Figura 34***Fractura de barra vertical de malla de acero electrosoldada del muro INME-RW1*

La falla del muro INME-RW1 se caracteriza por ser de tipo frágil, con una distribución limitada de plasticidad en un único plano horizontal de agrietamiento, localizado a la altura de los extremos de las barras de anclaje del muro. Este tipo de falla se ocasionó por la reducción abrupta del área de refuerzo, y, por consiguiente, de la resistencia y rigidez del muro, debido al traslape del refuerzo en una zona de potencial plastificación. Sumado a lo anterior, debido a la poca ductilidad de las mallas de acero electrosoldadas, se produjo la fractura de la mayoría de las barras verticales de estas, ocasionando la pérdida abrupta de la capacidad del muro.

4.4. Análisis Numérico

Se realizó el análisis numérico del muro INME-RW1 mediante un modelo de elementos finitos en DIANA. A continuación, se presentan las características del modelo y se comparan sus resultados con los obtenidos experimentalmente. En la sección 3.2 se presenta una descripción detallada de las características del modelo.

4.4.1. Modelo Numérico

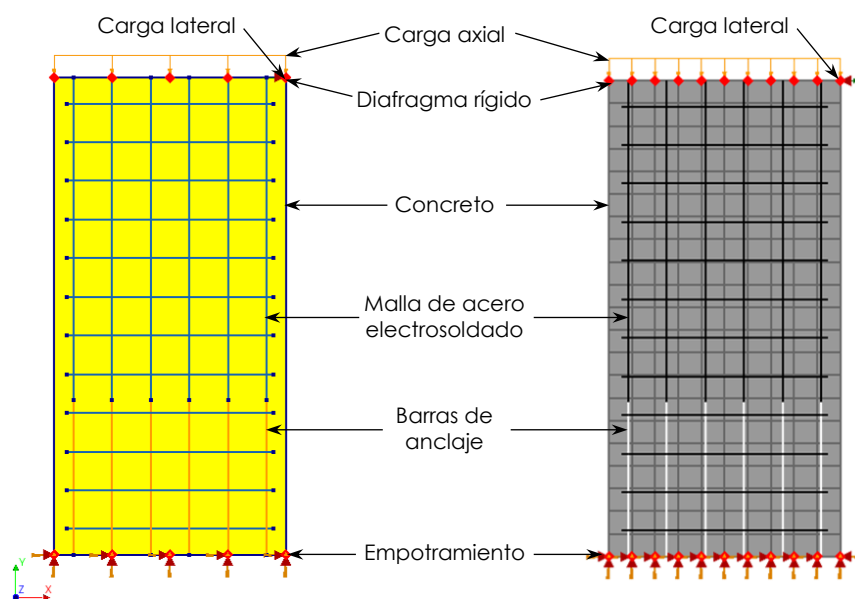
En la Figura 35 se muestra el modelo del muro INME-RW1. Se emplearon elementos Q20SH para el concreto y elementos barras embebidos perfectamente adheridos al concreto para el refuerzo. La base del modelo se asumió empotrada. Para la aplicación de la carga lateral, se definió un diafragma rígido en la parte superior del modelo. Se emplearon elementos finitos cuadrados con un tamaño de 90mm. Se definieron dos casos de carga, aplicados en orden, el primero para la carga axial y el segundo para la carga lateral. La carga axial, equivalente al peso de la viga de carga, se aplicó en un único paso mediante una fuerza uniforme distribuida a lo largo del modelo. La carga lateral se aplicó de forma indirecta, controlada por desplazamientos, mediante una serie de pasos de 1mm de acuerdo con el protocolo en la Figura 29.

Se empleó para el concreto el Modelo de Fisuración por Deformación Total con un enfoque de rotación de la fisuración. Los modelos constitutivos empleados para el concreto fueron el parabólico para compresión y el exponencial para tracción. Para la relación de esfuerzo-deformación del concreto, se emplearon el modelo de Karthik y Mander (2.011) para compresión y el modelo de Hsu y Belarbi (1.994) para tracción. Se realizó el ajuste de la curva de esfuerzo-deformación a compresión del concreto de acuerdo con la metodología propuesta por Nakamura e Higai (2.001). En la Tabla 8 se muestran las propiedades mecánicas empleadas para el concreto a compresión y a tracción del modelo del muro INME-RW1.

Para el acero de refuerzo, se empleó el modelo propuesto por Dodd y Restrepo-Posada (1.995). Debido a que no se realizaron ensayos del acero de refuerzo, se asumieron las propiedades propuestas por Carrillo *et al.* (2.019) para las mallas de acero electrosoldadas y las propuestas por González *et al.* (2.005) para las barras de acero de refuerzo corrugado. En la Tabla 9 se muestran las propiedades mecánicas asumidas para el acero de refuerzo del muro INME-RW1.

Figura 35

Modelo del muro INME-RW1



Nota: izquierda: modelo, derecha: malla de elementos finitos (90mm)

Tabla 8

Propiedades mecánicas del concreto del modelo del muro INME-RW1

General		Compresión		Tracción	
E_c	ν_c	f'_c	G_c	f_{cr}	G_f
GPa	—	MPa	N/mm	MPa	N/mm
17.87	0.2	21	93.09	1.42	0.16

Nota: información tomada de Parra y González (2.018) o calculada de acuerdo con las metodologías propuestas por Nakamura e Higai (2.001), Karthik y Mander (2.011), Hsu y Belarbi (1.994) y RTD 1016-1:2020 (2.020)

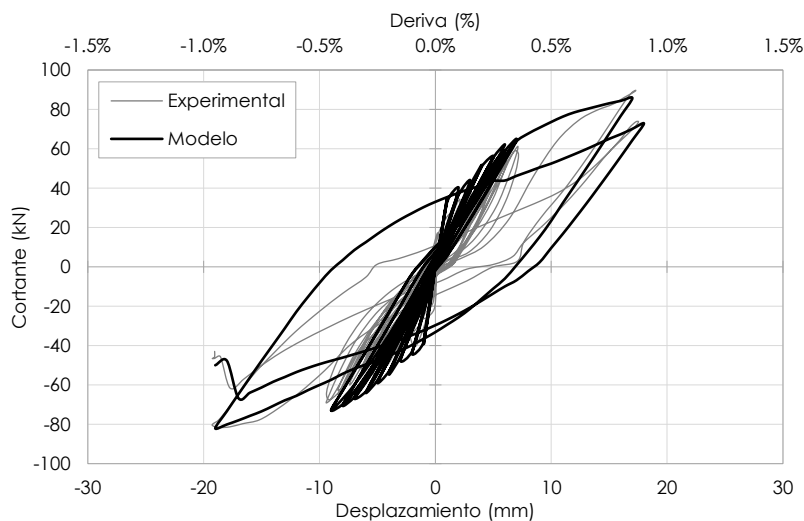
Tabla 9*Propiedades mecánicas del acero del modelo del muro INME-RW1*

ϕ	E_s	ε_y	f_y	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su}
mm	GPa	—	MPa	—	—	MPa
7.0	200	0.0029	570.0	—	0.0150	570.0
9.5	200	0.0024	470.3	0.0138	0.1141	659.7

Nota: información tomada de Carrillo *et al.* (2.019) y González *et al.* (2.005)

4.4.2. Resultados

En la Figura 36 se muestra la comparación entre la curva de cortante-desplazamiento obtenida numéricamente y la experimental para el muro INME-RW1.

Figura 36*Curvas de cortante-desplazamiento del muro INME-RW1*

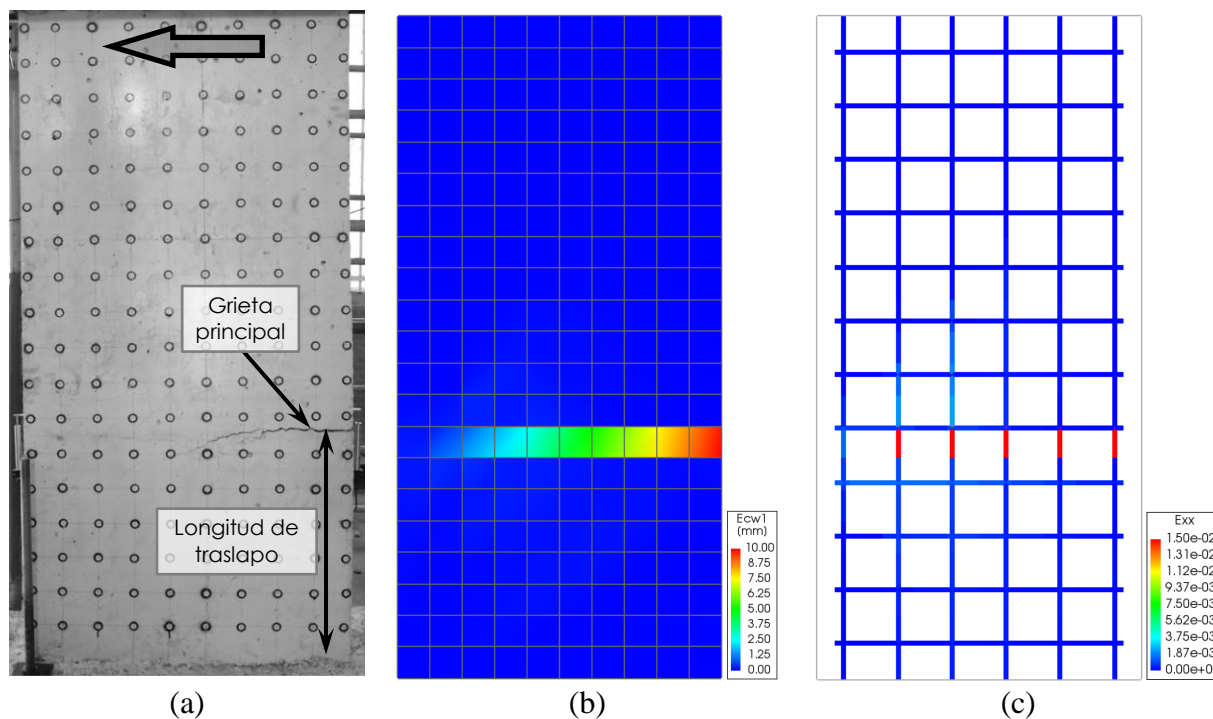
Como se puede observar, el modelo reprodujo con una buena aproximación la resistencia del muro a lo largo de la historia de desplazamientos, así como su resistencia máxima, arrojando un cociente entre los cortantes máximos numérico y experimental de 0.98. El modelo también reprodujo de manera adecuada la pérdida de capacidad para los dos últimos ciclos de carga, al igual que la resistencia de falla del muro. Por otra parte, el modelo sobreestimó la rigidez y la

capacidad de disipación de energía del muro, especialmente en los dos últimos ciclos de carga, por lo que se obtuvo un error para la energía $E_e = 0.4405$, y un Índice de Eficiencia Modificado de Nash- Sutcliffe $NSE_m = 0.7481$, correspondiente a un ajuste pobre.

El modelo reprodujo de manera adecuada la localización y la orientación del plano de falla, como se muestra en la Figura 37b. El modelo también reprodujo la fractura de las barras verticales de las mallas de acero electrosoldadas a la altura de los extremos de las barras de anclaje del muro, como se muestra en la Figura 37c. De acuerdo con la Figura 38, aunque el modelo sobreestimó las deformaciones en los bordes del muro para los dos últimos ciclos de carga, para los ciclos de derivas menores a 0.45% y para la falla del muro, el modelo reprodujo de manera relativamente adecuada dichas deformaciones.

Figura 37

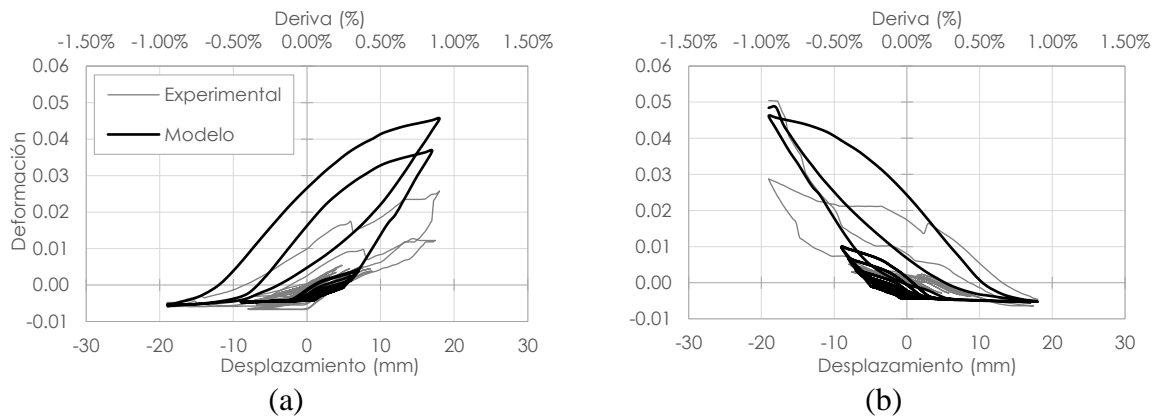
Daño del muro INME-RW1 para deriva de 1% S-N



Nota: (a) patrón de agrietamiento experimental, (b) patrón de agrietamiento numérico, (c) deformación a tracción de las mallas de acero electrosoldadas ($\epsilon_{su} = 0.0150$)

Figura 38

Deformación en el extremo de las barras de anclaje del muro INME-RW1



Nota: (a) borde norte, (b) borde sur

4.4.3. Efecto del Detallado del Refuerzo en la Base en la Respuesta del Muro

Se empleó el MEF para evaluar la respuesta del muro INME-RW1 variando el detallado del refuerzo en la base. Para esto, se definieron los modelos M2 y M3, con las mismas dimensiones y propiedades de los materiales del muro INME-RW1, pero con las configuraciones de refuerzo que se presentan a continuación.

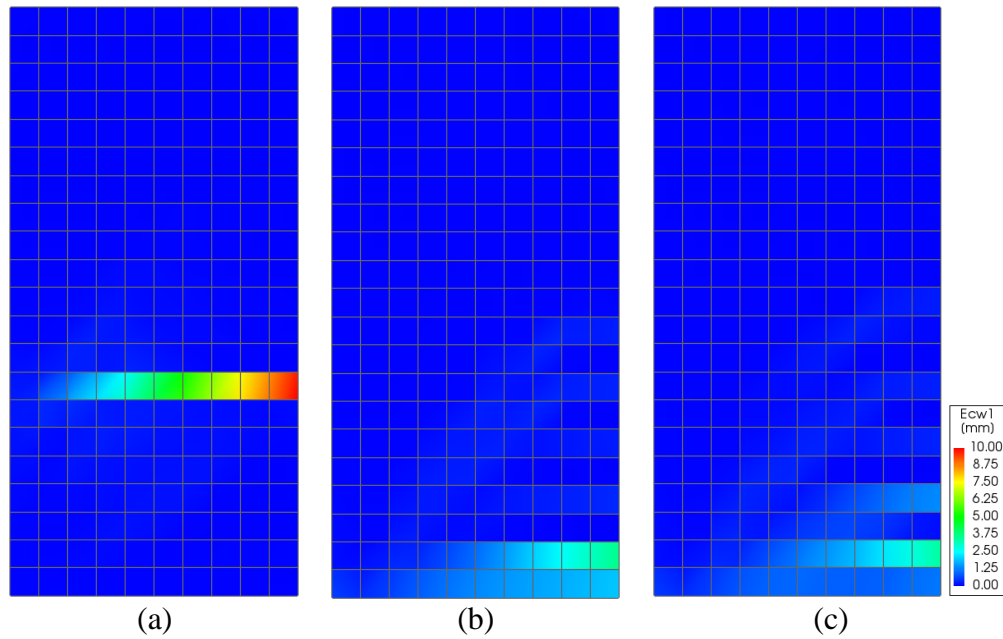
Para el modelo M2, se emplearon únicamente mallas de acero electrosoldadas, sin las barras de anclaje de acero de refuerzo corrugado en la base. Por su parte, para el modelo M3, se empleó únicamente acero de refuerzo corrugado. En ambos casos se conservaron las cuantías de refuerzo tanto vertical y como horizontal del muro original.

Las características de los modelos, incluyendo el tipo de elementos, las condiciones de apoyo y de carga, el tamaño de los elementos finitos, los casos de carga y las propiedades mecánicas de los materiales, fueron las mismas definidas en la sección 4.4.1.

En la Figura 39 se muestra el patrón de agrietamiento obtenido al final del análisis para cada uno de los modelos y en la Figura 40 se muestran las deformaciones a tracción en el refuerzo de los modelos.

Figura 39

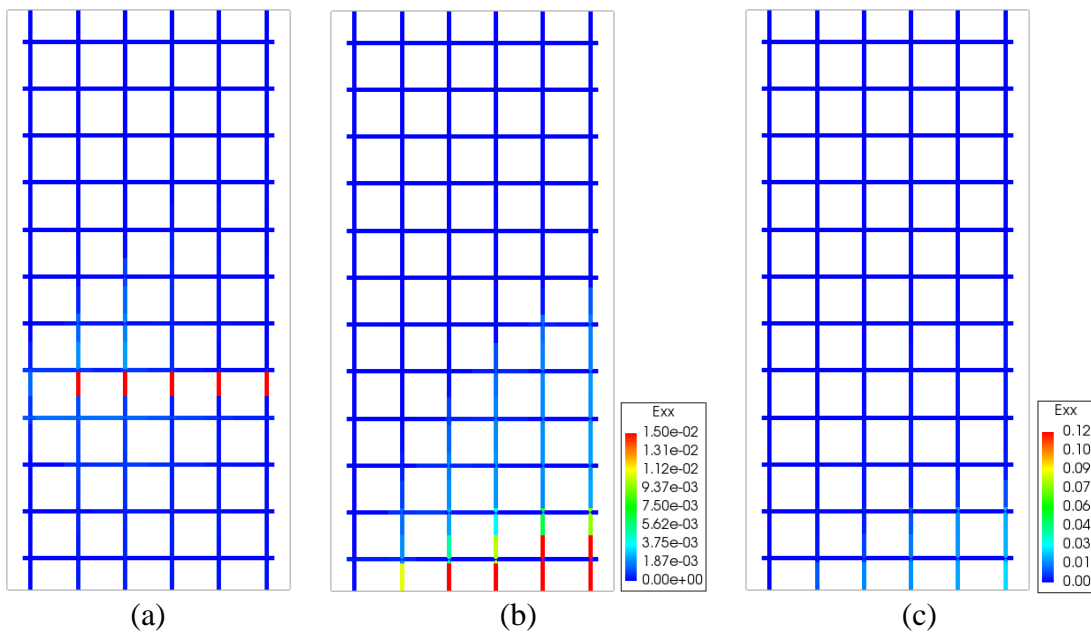
Patrones de agrietamiento del muro INME-RW1 para deriva de 1% S-N



Nota: (a) original, (b) M2, (c) M3

Figura 40

Deformaciones a tracción del refuerzo del muro INME-RW1 para deriva de 1% S-N



Nota: (a) original, (b) M2 ($\epsilon_{su} = 0.0150$), (c) M3 ($\epsilon_{su} = 0.1141$)

Con respecto al modelo M2, se observa que, al eliminar las barras de anclaje, el plano de falla se desplaza a la base del muro (Figura 39b), además de que se obtiene un ancho menor de las grietas y una distribución del daño en una longitud ligeramente mayor. Sin embargo, debido a la poca ductilidad de las mallas de acero electrosoldadas, se sigue presentando la fractura de algunas de las barras verticales (Figura 40b). Este sigue siendo un tipo de falla frágil que limita la ductilidad y la capacidad de disipación de energía del muro.

En el caso del modelo M3, se observa que, al utilizar acero de refuerzo corrugado, se produce una mejor distribución del agrietamiento en una longitud considerablemente mayor (Figura 39c), con la aparición de más de una sola grieta principal, lo que genera una mayor ductilidad y capacidad de disipación de energía. Por otra parte, se observa que las deformaciones a tracción en el acero alcanzan valores muy por debajo de su deformación última (Figura 40c).

Capítulo 5

Conclusiones

A continuación, se presentan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados presentados en los capítulos previos de este trabajo.

5.1. Fase Numérica

Se empleó el programa de análisis por elementos finitos DIANA para modelar la respuesta ante carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano de los diez muros de las campañas experimentales de Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017). Los muros modelados incluyeron ocho rectangulares y dos con sección transversal en T. Las características de los muros se asemejan a las de los encontrados normalmente en edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga. Se empleó el Modelo de Fisuración por Deformación Total con un enfoque de rotación de la fisuración. Para reducir la influencia del tamaño de los elementos finitos en los resultados de los análisis, se realizó el ajuste de las curvas de esfuerzo-deformación a compresión del concreto con base en la energía de fractura a compresión. Para la mayoría de los muros, los modelos reprodujeron de manera adecuada la respuesta histerética, incluyendo la resistencia y la rigidez a lo largo de la historia de desplazamientos, así como la resistencia máxima. Debido a que el Modelo de Fisuración por Deformación Total asume trayectorias secantes de carga y descarga, los modelos subestimaron la capacidad de disipación de energía de los muros. Para los muros con sección transversal en T, los modelos sobreestimaron la resistencia, la rigidez y la capacidad de disipación de energía para desplazamientos a compresión del alma de los muros. Para los muros de la campaña de Lu *et al.*, los modelos reprodujeron de manera adecuada la distribución del agrietamiento. El modelo del muro TW2 reprodujo la falla por pandeo fuera del plano del muro. En general, los modelos

empleados demostraron ser adecuados para evaluar la respuesta sísmica de muros cuyas características se asemejan a las de los encontrados típicamente en edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga, reproduciendo de manera aproximada en la mayoría de los casos su respuesta histerética y mecanismo de falla, incluyendo el daño en el muro y fenómenos como el pandeo fuera del plano del muro.

5.2. Fase Experimental

Se realizó el ensayo ante carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano del muro de CR con sección rectangular INME-RW1, cuyas características representan las de los muros típicamente encontrados en edificaciones construidas mediante el sistema túnel en Bucaramanga. El refuerzo del muro se proporcionó mediante mallas de acero electrosoldadas traslapadas en la base con barras de acero de refuerzo corrugado embebidas en la viga de cimentación del muro. El muro alcanzó su resistencia máxima para una deriva de 1%, luego de lo cual, se produjo su falla debido a la aparición de una única grieta principal horizontal a lo largo de la longitud del muro y la fractura de la mayoría de las barras verticales de las mallas de acero electrosoldadas a la altura de los extremos de las barras de anclaje del muro. Esta falla se caracteriza por ser de tipo frágil, con una distribución limitada de plasticidad en un único plano horizontal de agrietamiento, ocasionada por la reducción abrupta del área de refuerzo, y, por consiguiente, de la resistencia y rigidez del muro, debido al traslapo del refuerzo en una zona de potencial plastificación, agravada por la poca ductilidad de las mallas de acero electrosoldadas. Lo anterior actúa en detrimento de la distribución de la plasticidad del muro, que a su vez afecta la ductilidad de los elementos encargados de disipar energía sísmica, y que podría invalidar los factores de reducción R asumidos de acuerdo con la NSR-10 en las etapas de análisis y diseño. Estos resultados son consistentes con los obtenidos por Carrillo *et al.* (2019) quienes, a partir de

ensayos realizados en mallas de acero electrosoldadas de 4, 5 y 6mm de diámetro, demostraron que este es un refuerzo frágil que no es competente para su uso en muros de CR, debido a que reduce su capacidad de ductilidad de desplazamiento y de rotación en la base.

Se empleó un modelo de elementos finitos para evaluar la respuesta experimental del muro INME-RW1. El modelo reprodujo de manera aproximada la resistencia a lo largo de los ciclos de desplazamientos, así como la resistencia máxima y de falla del muro, aunque sobreestimó su capacidad de disipación de energía. El modelo reprodujo de manera adecuada el mecanismo de falla del muro, incluyendo la distribución del agrietamiento a lo largo del plano de falla y la fractura de las barras verticales de las mallas de acero electrosoldadas.

Referencias Bibliográficas

- Alarcón, C., Hube, M., y de la Llera, J. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 73, 13-23. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.047>.
- American Society of Civil Engineers ASCE. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (ASCE / SEI 41-17).
- Arango, E. (2018). *Modelado numérico de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta caso Bucaramanga* (tesis de maestría). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Arévalo, A., y González, M. (2018). *Estudio del comportamiento estructural de muros delgados en concreto reforzado típicos del sistema estructural tipo túnel* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Arias-Lara, D., Arnau, O., y Murià-Vila, D. (2018). Smearred crack FE model configurations to simulate RC walls cyclic behavior. *11th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Ángeles, Estados Unidos.
- Arteta, C. (2017). Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Barranquilla, Colombia.
- Arteta, C., Sánchez, J., Daza, R., Blandón, C., Bonett, R., Carrillo, J., y Vélez, J. (2017). Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems. *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente* (NSR-10).

- Blandón, C., Arteta, C., Bonett, R., Carrillo, J., Beyer, K., y Almeida, J. (2018). Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 176, 175-187. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>.
- Bonelli, P., Restrepo, J., y Alarcón, G. (2010). Observaciones de daños en edificios de hormigón armado producidos por el terremoto de Chile central, 27 de febrero de 2010. *Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural*, 7(2 y 3), 48-73.
- Carrillo, J., Diaz, C., y Arteta, C. (2019). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Materials*, 195, 352-362. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096>.
- Chai, Y., y Elayer, D. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(5), 780-790.
- Clough, R., Benuska, K., y Wilson, E. (1965). Inelastic earthquake response of tall buildings. *3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland / Wellington, Nueva Zelanda.
- Dashti, F., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2019). A parametric investigation on applicability of the curved shell finite element model to nonlinear response prediction of planar RC walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(12), 6.515-6.546. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00582-8>.
- Dashti, F., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2014). Numerical simulation of shear wall failure mechanisms. *2014 New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Technical Conference*, Auckland, Nueva Zelanda.
- Dashti, F., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2015). Development of out-of-plane instability in rectangular RC structural walls. *2015 New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Technical Conference*, Rotorua, Nueva Zelanda.

- Dashti, F., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2017). Numerical modeling of rectangular reinforced concrete structural walls. *Journal of Structural Engineering*, 143(6), [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001729](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001729).
- Dashti, F., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2018a). Blind prediction of in-plane and out-of-plane responses for a thin singly reinforced concrete flanged wall specimen. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(1), 427-458. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0211-x>.
- Dashti, F., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2018b). Validation of a numerical model for prediction of out-of-plane instability in ductile structural walls under concentric in-plane cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 144(6). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002013](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002013).
- Dashti, F., Tripathi, M., Dhakal, R., y Pampanin, S. (2020). A parametric study on out-of-plane instability of doubly reinforced structural walls. Part II: experimental investigation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(11), 5.193-5.220. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00898-w>.
- DIANA. (2017). *Finite element analysis user's manual: release 10.2*.
- Dodd, L., y Restrepo-Posada, J. (1995). Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel. *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 433-445. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1995\)121:3\(433\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:3(433)).
- Elwood, K. (2013). Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8), 759-776. <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0564>.
- Franklin, H. (1970). *Non-linear analysis of reinforced concrete frames and panels* (tesis doctoral). University of California, Berkeley, Estados Unidos.

- Galal, K., y El-Sokkary, H. (2.008). Advancement in modeling of RC shear walls. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- González, V., Botero, J., Rochel, R., Vidal, J., y Álvarez, M. (2.005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 1(1), 67-76.
- Hendriks, M., y Roosen, M. (Ed.). Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure. (2.020). *Guidelines for nonlinear finite element analysis of concrete structures* (RTD 1016-1:2020).
- Herrera, D. (2.019). *Diseño de vigas de cimentación y corona de muro estructural de concreto reforzado con sección transversal en T para apoyo del Grupo INME* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Hsu, T., y Belarbi, A. (1.994). Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *Structural Journal*, 91(4), 465-474. <https://doi.org/10.14359/4154>.
- Hube, M., Marihuén, A., de la Llera, J., y Stojadinovic, B. (2.014). Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 80, 377-388.
- Jünemann, R., de la Llera, J., Hube, M., Vásquez, J., y Chacón, M. (2.016). Study of the damage of reinforced concrete shear walls during the 2.010 Chile earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(10), 1.621-1.641.
- Karthik, M., y Mander, J. (2.011). Stress-block parameters for unconfined and confined concrete based on a unified stress-strain model. *Journal of Structural Engineering*, 137(2), 270-273. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000294](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000294).
- Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., y Wallace, J. (2.018). Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 115(6), 1.637-1.657. <https://doi.org/10.14359/51710835>.

- Kolozvari, K., Orakcal, K., y Wallace, J. (2015). Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. I: theory. *Journal of Structural Engineering*, 141(5).
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001059](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001059).
- López, J., y Moreno, J. (2017). *Evaluación experimental del comportamiento biaxial de muros en concreto reforzado* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Lu, Y., Henry, R., Gultom, R., y Ma, Q. (2017). Cyclic testing of reinforced concrete walls with distributed minimum vertical reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 143(5).
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001723](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001723).
- Lu, Y., y Panagiotou, M. (2014). Three-dimensional cyclic beam-truss model for nonplanar reinforced concrete walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(3).
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000852](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000852).
- Massone, L. (2013). Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010. *Engineering Structures*, 56, 1.335-1.345.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.013>.
- McCuen, R., Knight, Z., y Cutter, A. (2006). Evaluation of the Nash-Sutcliffe efficiency index. *Journal of Hydrologic Engineering*, 11(6), 597-602.
- Meza, S., y Hernández, E. (2020). *Influencia del espesor en la capacidad de disipación de energía de muro de edificación tipo túnel de máxima altura en zona de amenaza sísmica alta según NSR-10* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Moaveni, B., He, X., Conte, J., Restrepo, J., y Panagiotou, M. (2011). System identification study of a 7-story full-scale building slice tested on the UCSD-NEES shake table. *Journal of Structural Engineering*, 137(6), 705-717.

- Nakamura, H., e Higai, T. (2001). Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, 471-487.
- National Science Foundation NSF. (2010). *The Mw 8.8 Chile earthquake of February 27, 2010*.
- National Science Foundation NSF. (2011). *The M 6.3 Christchurch, New Zealand, earthquake of February 22, 2011*.
- Ngo, D., y Scordelis, A. (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. *ACI Journal Proceedings*, 64(3), 152-163. <https://doi.org/10.14359/7551>.
- Nilson, A. (1972). Internal measurement of bond slip. *Journal Proceedings*, 69(7), 439-441. <https://doi.org/10.14359/7170>.
- Ordúz, C., Valencia-Mina, W., Viviescas, Á., Osorio, É. (2020). Caracterización Numérica y Experimental de Edificaciones Construidas Mediante el Sistema Túnel. *Congreso Latinoamericano de Ingeniería Ingenio 2.020*, Medellín, Colombia.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER. (2014). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings* (PEER / ATC 72-1).
- Panagiotou, M., Restrepo, J., Schoettler, M., y Kim, G. (2012). Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 109(2), 205-214.
- Parra, J., y González, W. (2018). *Evaluación del comportamiento mecánico de muros de concreto reforzado ante diferentes velocidades de carga cíclica* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Parra, P. (2015). *Stability of reinforced concrete wall boundaries* (tesis doctoral). University of California, Berkeley, Estados Unidos.
- Parra, P., y Moehle, J. (2020). Effects of strain gradients in the onset of global buckling in slender walls due to earthquake loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(7), 3.205-3.221.

- Paulay, T., y Goodsir, W. (1.985). The ductility of structural walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 18(3), 250-269.
- Paulay, T., y Priestley, M. (1.993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90(4), 385-392. <https://doi.org/10.14359/3958>.
- Paulay, T., y Priestly, M. (1.992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>.
- Pozo, J., Hube, M., y Kurama, Y. (2.020). Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls. *Engineering Structures*, 224. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111190>.
- Rincón, C. (2.019). *Diseño de muro estructural de concreto reforzado con sección transversal en T* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Rodríguez, M., y Botero, J. (1.995). Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 49, 39-50. <https://doi.org/10.18867/ris.49.268>.
- Rojas, F., Naeim, F., Lew, M., Carpenter, L., Youssef, N., Saragoni, G., y Adaros, M. (2.011). Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2.010 moment magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), 37-64. <https://doi.org/10.1002/tal.674>.
- Rosso, A., Almeida, J., y Beyer, K. (2.016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: State-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2), 455-484. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>.
- Rosso, A., Jiménez-Roa, L., de Almeida, J., Zuniga, A., Blandón, C., Bonett, R., y Beyer, K. (2.018). Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single

- layer of reinforcement prone to out-of-plane instability. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2), 859-887. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0228-1>.
- Sittipunt, C. (1.994). *Finite element analysis of reinforced concrete shear walls* (tesis doctoral). University of Illinois, Urbana-Champaign, Estados Unidos.
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R., Chai, Y., Kowalsky, M., y Bull, D. (2.014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307-334. <https://doi.org/10.1193/021713eqs036m>.
- Teherán, S. (2.014). *Estado del conocimiento en comportamiento estructural de edificaciones en sistema túnel en zonas sísmicas* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Thomsen, J., y Wallace, J. Clarkson University. (1.995). *Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: An experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross sections* (CU / CEE-95-06).
- Thomsen, J., y Wallace, J. (2.004). Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls-experimental verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(4), 618-630. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:4(618)).
- Vecchio, F., y Collins, M. (1.986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Structural Journal*, 83(2), 219-231.
- Vulcano, A., Bertero, V., y Colotti, V. (1.988). Analytical modeling of RC structural walls. *9th World Conference On Earthquake Engineering*, Tokyo / Kyoto, Japan.
- Wallace, J. (2.011). February 27, 2.010 Chile earthquake: Preliminary observations on structural performance and implications for US building codes and standards. *Structures Congress 2011*, 1.672-1.685. [https://doi.org/doi:10.1061/41171\(401\)146](https://doi.org/doi:10.1061/41171(401)146).

- Wallace, J. (2012). Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams - lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3-18. <https://doi.org/10.1007/s40069-012-0001-4>.
- Westenenk, B., de la Llera, J., Jünemann, R., Hube, M., Besa, J., Lüders, C., Inaudi, J., Riddell, R., y Jordán, R. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(1), 69-91. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9404-5>.
- Zea, M. (2021). *Evaluación del factor de capacidad de disipación de energía de edificios altos de muros industrializados delgados y esbeltos* (tesis de maestría). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.

Apéndices

Apéndice A

Campañas Experimentales de Thomsen y Wallace y Lu *et al.*

Se presenta información adicional a la presentada en el capítulo 3 de los muros de las campañas experimentales de Thomsen y Wallace (1995) y Lu *et al.* (2.017).

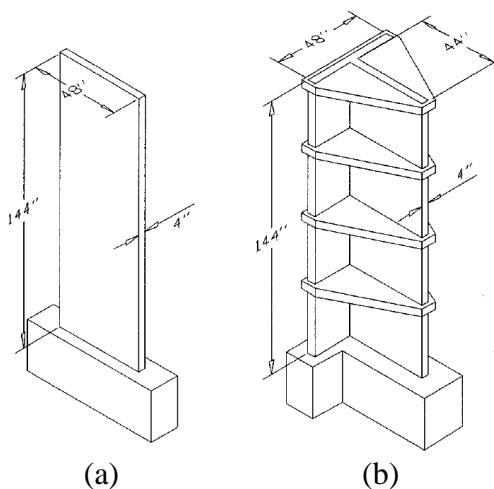
Campaña Experimental de Thomsen y Wallace (1.995)

Thomsen y Wallace (1.995) ensayaron cuatro muros de CR a escala 1:4, dos rectangulares (RW1 y RW2) y dos con sección transversal en T (TW1 y TW2). A todos los muros se les proporcionaron elementos de borde. Los muros fueron sometidos a carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano. Las variables estudiadas en esta campaña fueron la forma de la sección transversal de los muros y la configuración del refuerzo.

De la Figura A 1 a la Figura A 4 se muestran las dimensiones y el refuerzo de cada uno de los muros. En la Figura A 5 y la Figura A 6 se muestran las curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo y el concreto. En la Figura A 7 se muestran los protocolos de carga.

Figura A 1

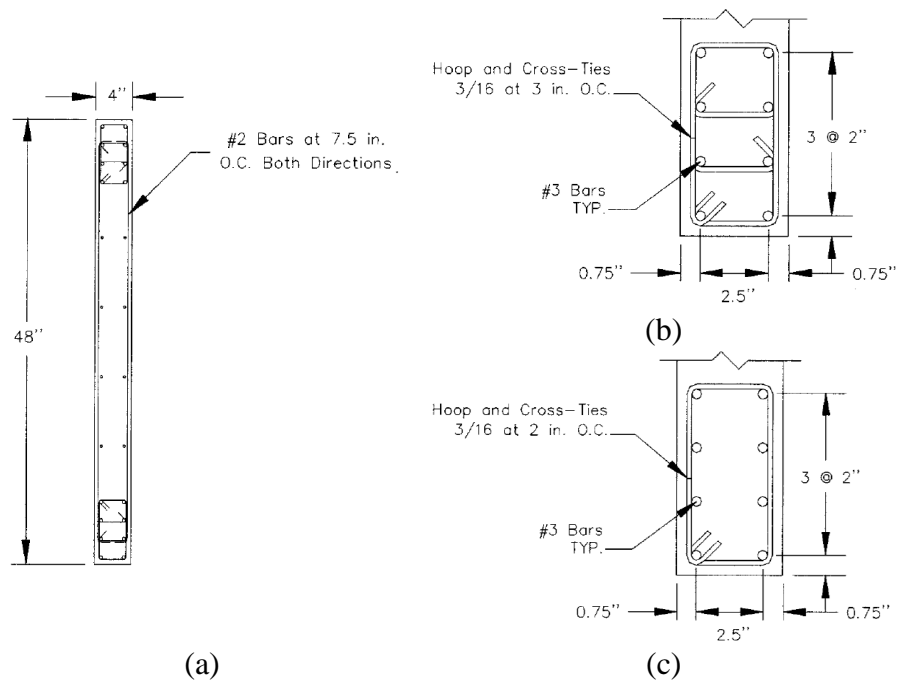
Dimensiones de los muros de Thomsen y Wallace



Nota: (a) RW1 y RW2, (b) TW1 y TW2 (Thomsen y Wallace, 1.995)

Figura A 2

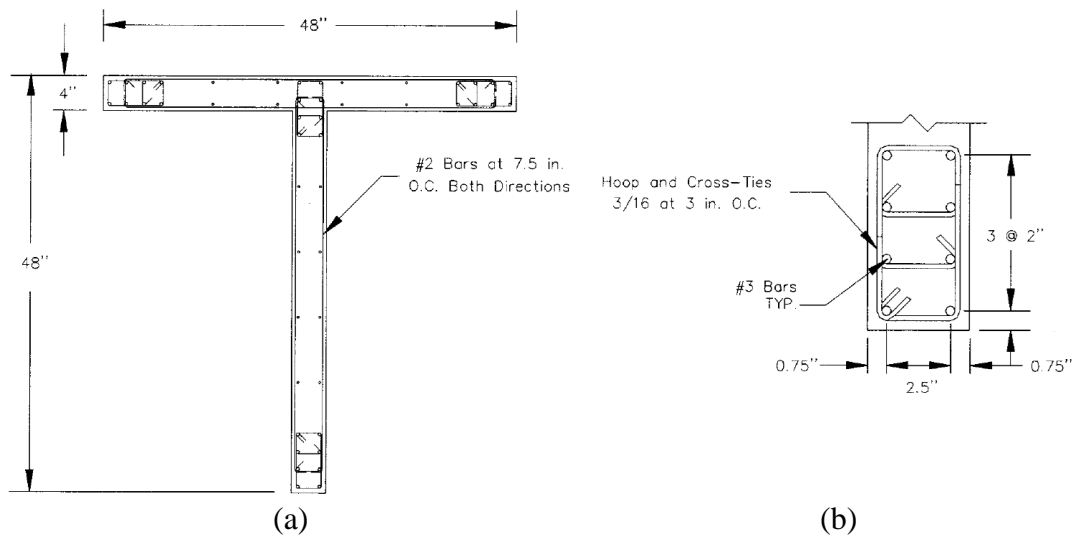
Refuerzo de los muros RW1 y RW2



Nota: (a) sección transversal, (b) detalle de los elementos de borde del muro RW1, (c) detalle de los elementos de borde del muro RW2 (Thomsen y Wallace, 1.995)

Figura A 3

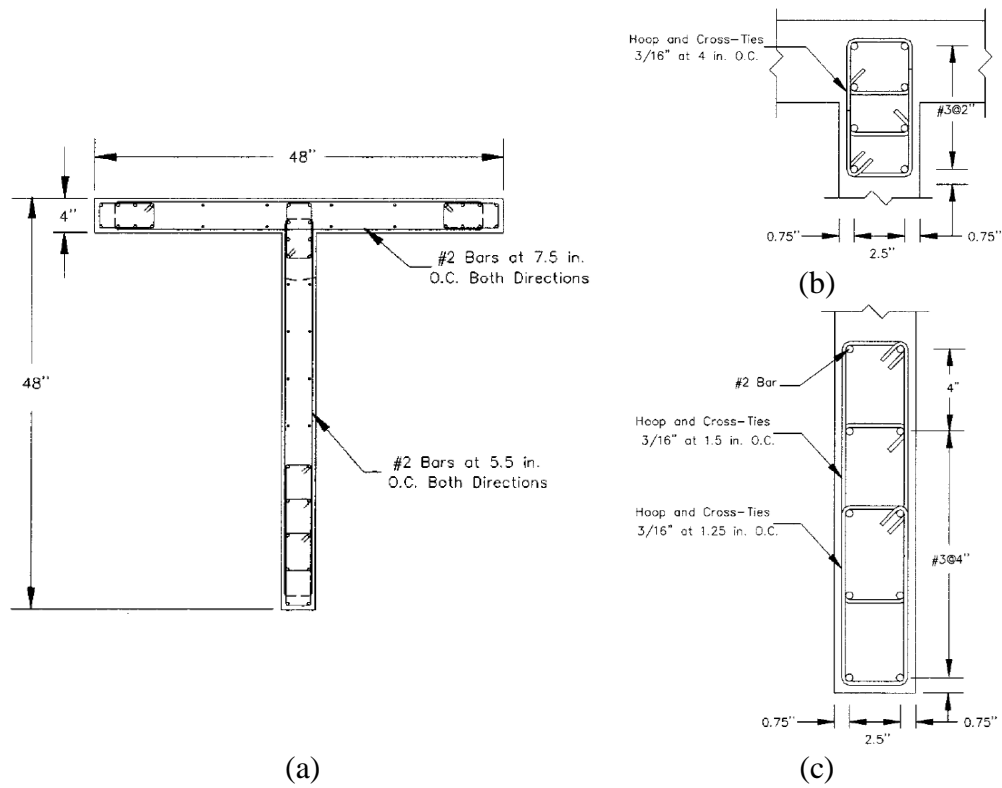
Refuerzo del muro TW1



Nota: (a) sección transversal, (b) detalle de los elementos de borde (Thomsen y Wallace, 1.995)

Figura A 4

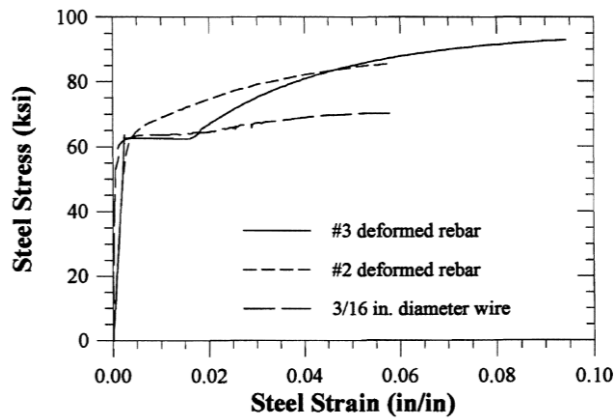
Refuerzo del muro TW2



Nota: (a) sección transversal, (b) detalle de los elementos de borde del ala, (c) detalle del elemento de borde del alma
(Thomsen y Wallace, 1.995)

Figura A 5

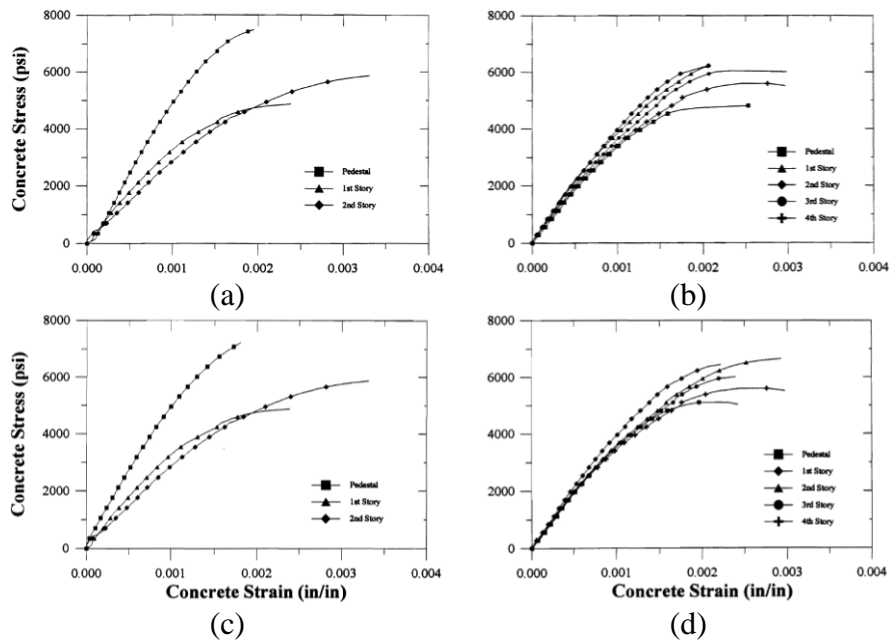
Curva de esfuerzo-deformación del acero de los muros de Thomsen y Wallace



Nota: adaptado de Thomsen y Wallace (1.995)

Figura A 6

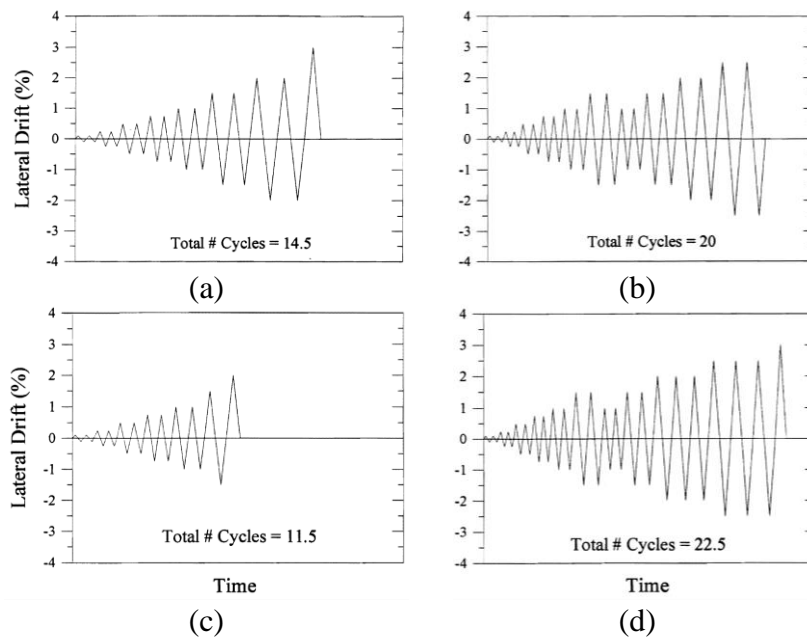
Curvas de esfuerzo-deformación del concreto de los muros de Thomsen y Wallace



Nota: (a) RW1, (b) RW2, (c) TW1, (d) TW2 (Thomsen y Wallace, 1.995)

Figura A 7

Protocolos de carga de los muros de Thomsen y Wallace



Nota: (a) RW1, (b) RW2, (c) TW1, (d) TW2 (Thomsen y Wallace, 1.995)

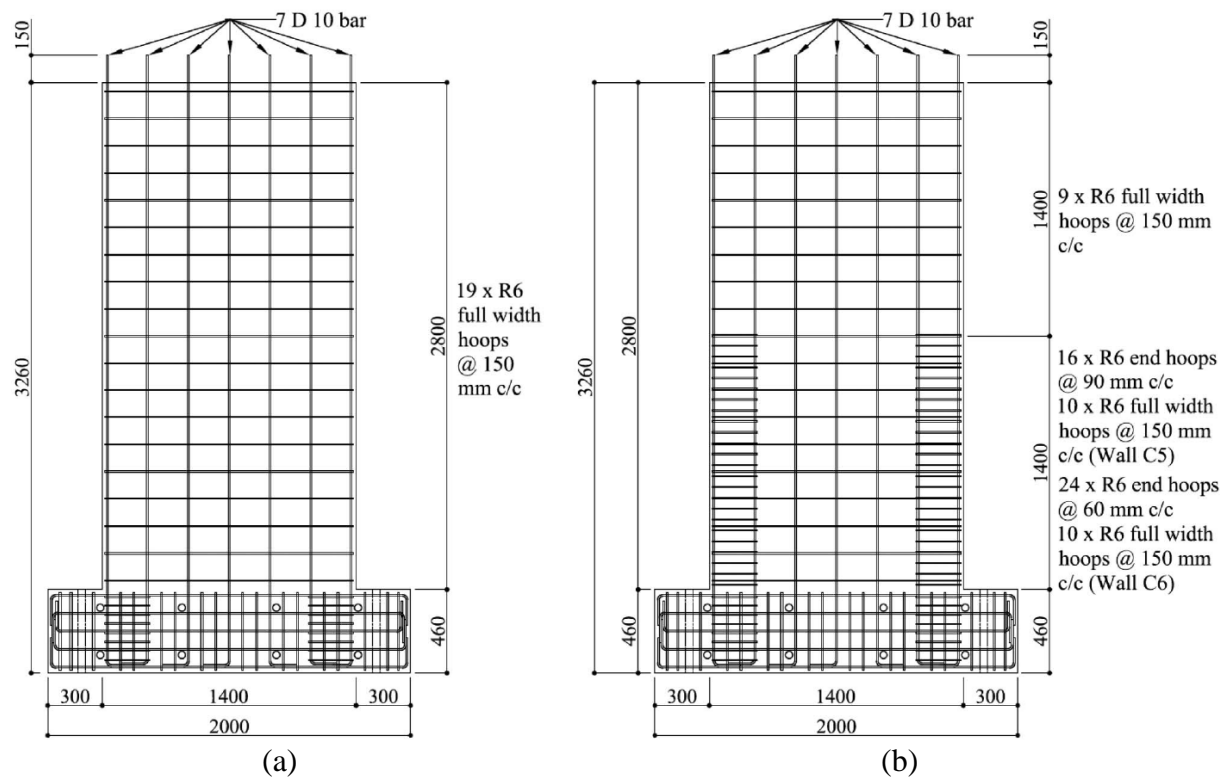
Lu et al. (2.017)

Lu et al. (2.017) ensayaron ante carga axial constante y carga lateral *pseudo*-estática cíclica reversible en el plano seis de muros rectangulares de CR (C1 a C6) a escala 1:2 con distintas configuraciones de refuerzo y relaciones M/Vl_w , estas últimas, con el fin de representar edificaciones de distintas alturas. Solamente se les proporcionaron elementos de borde a los muros C5 y C6. El propósito de esta campaña fue estudiar el efecto de la relación M/Vl_w , la carga axial y la distribución de los estribos en los elementos del borde.

De la Figura A 8 a la Figura A 10 se muestran las dimensiones y el refuerzo de cada uno de los muros. En la Figura A 11 se muestran las curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Figura A 8

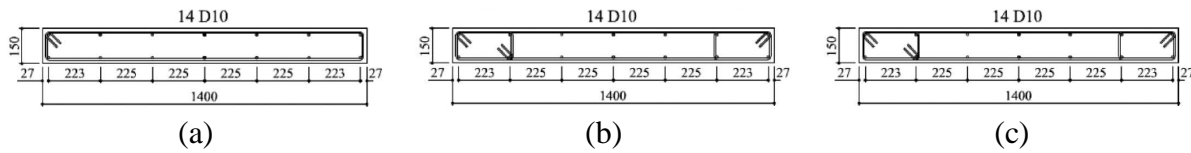
Dimensiones y refuerzo de los muros de Lu et al.



Nota: en mm, (a) C1 a C4, (b) C5 y C6 (Lu et al., 2.017)

Figura A 9

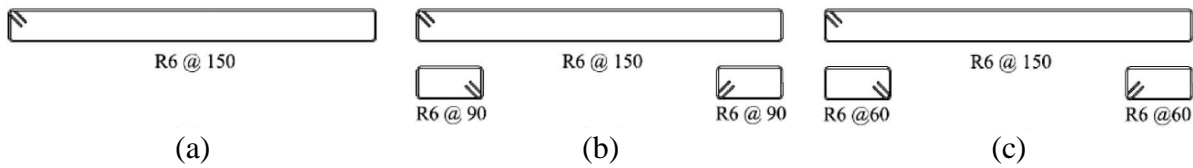
Detalle del refuerzo de los muros de Lu et al.



Nota: en mm, (a) C1 a C4, (b) C5, (c) C6 (Lu et al., 2.017)

Figura A 10

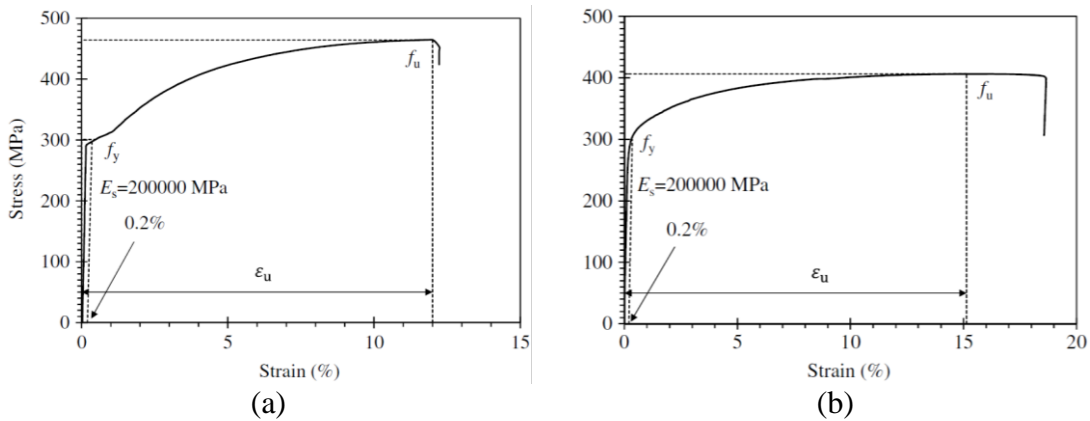
Detalle del refuerzo horizontal de los muros de Lu et al.



Nota: en mm, (a) C1 a C4, (b) C5, (c) C6 (Lu et al., 2.017)

Figura A 11

Curva de esfuerzo-deformación del acero de los muros de Lu et al.



Nota: (a) diámetro 6mm, (b) diámetro 10mm (Lu et al., 2.017)

Apéndice B

Resultados de los Análisis para los Diferentes Tamaños de Elementos Finitos

Se presentan los resultados de los análisis estáticos no-lineales de carga incremental (*Push-Over*) para los muros de las campañas experimentales de Thomsen y Wallace (1.995) y Lu *et al.* (2.017) modelados con diferentes tamaños de elementos finitos.

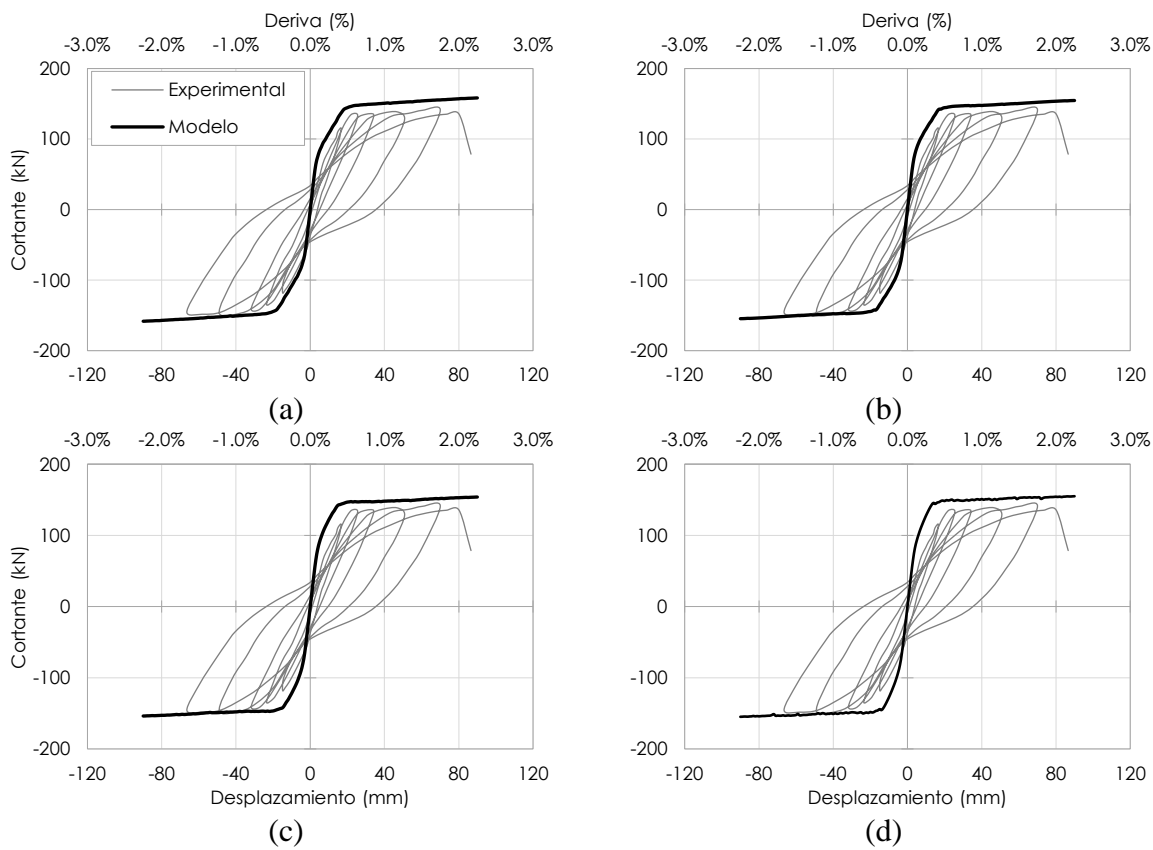
Campaña Experimental de Thomsen y Wallace (1.995)

Respuesta Histerética

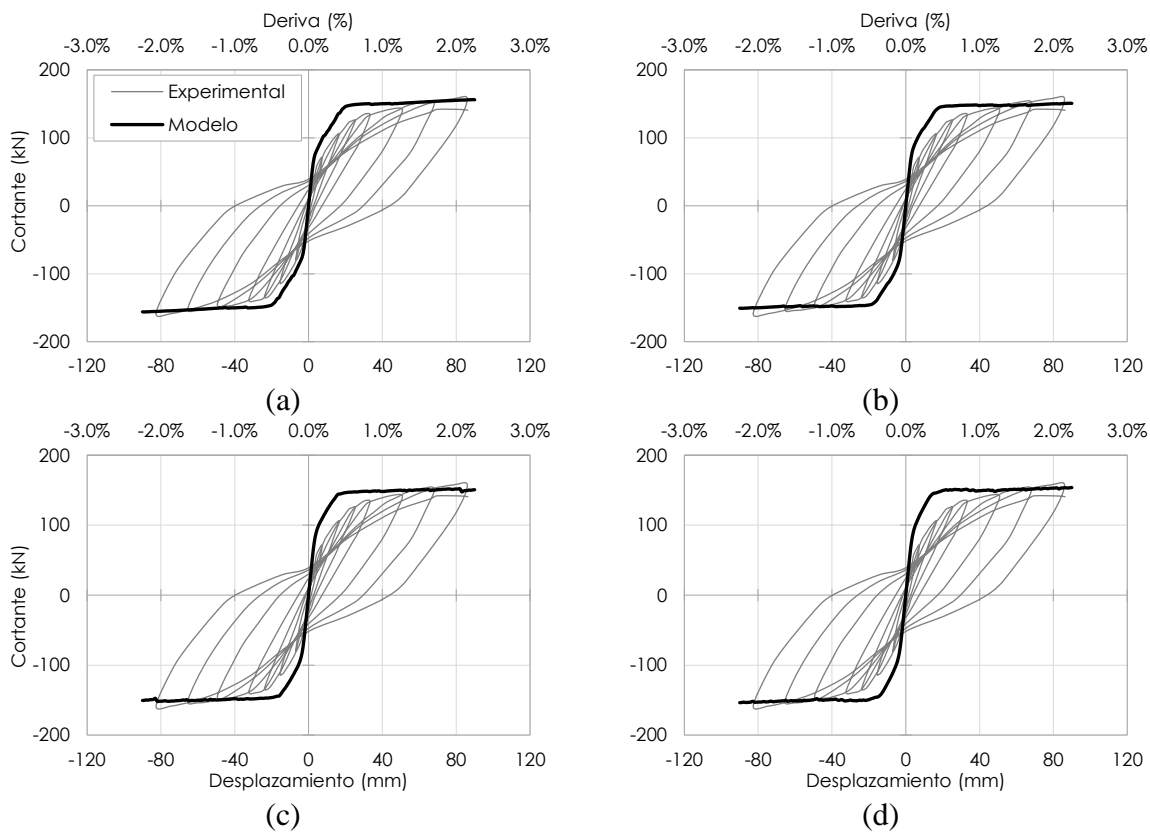
De la Figura B 1 a la Figura B 4 se muestran las curvas de cortante-desplazamiento para los muros de la campaña de Thomsen y Wallace.

Figura B 1

Curvas de cortante-desplazamiento del muro RW1



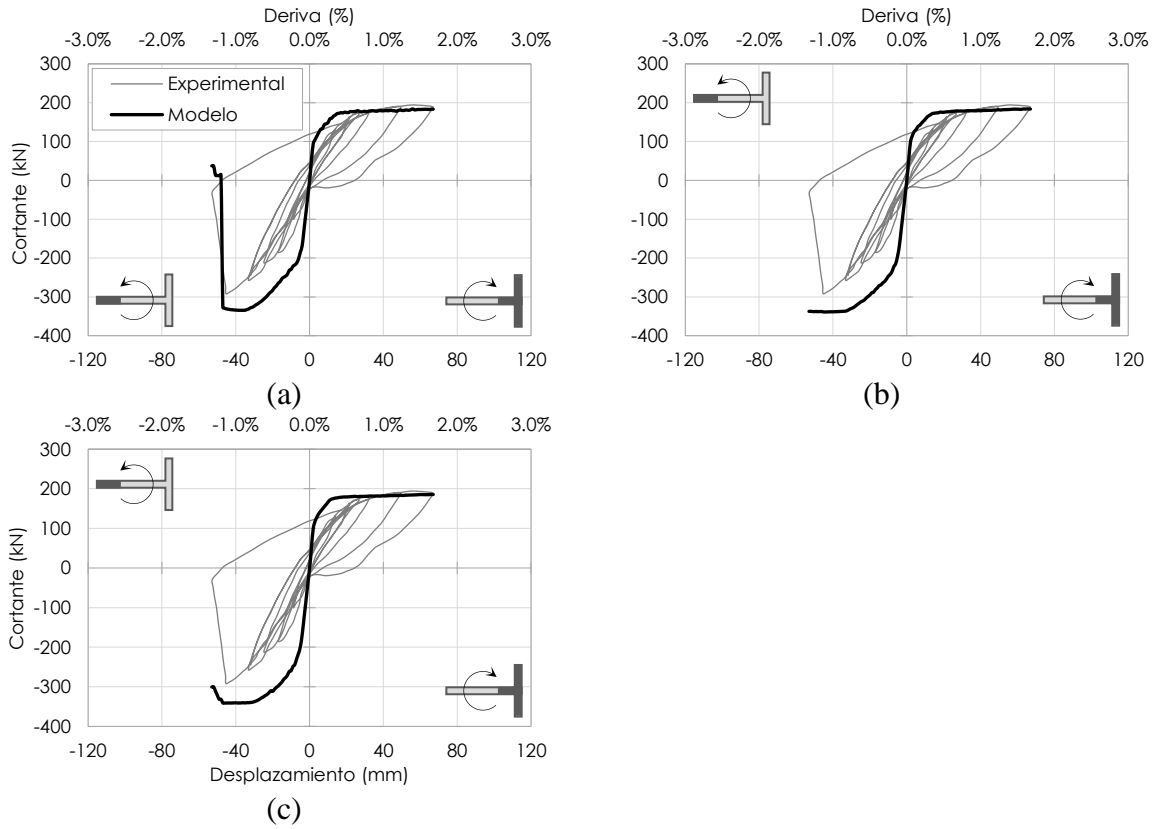
Nota: experimental (Thomsen y Wallace, 1.995), (a) 190mm, (b) 95mm, (c) 50mm, (d) 25mm

Figura B 2*Curvas de cortante-desplazamiento del muro RW2*

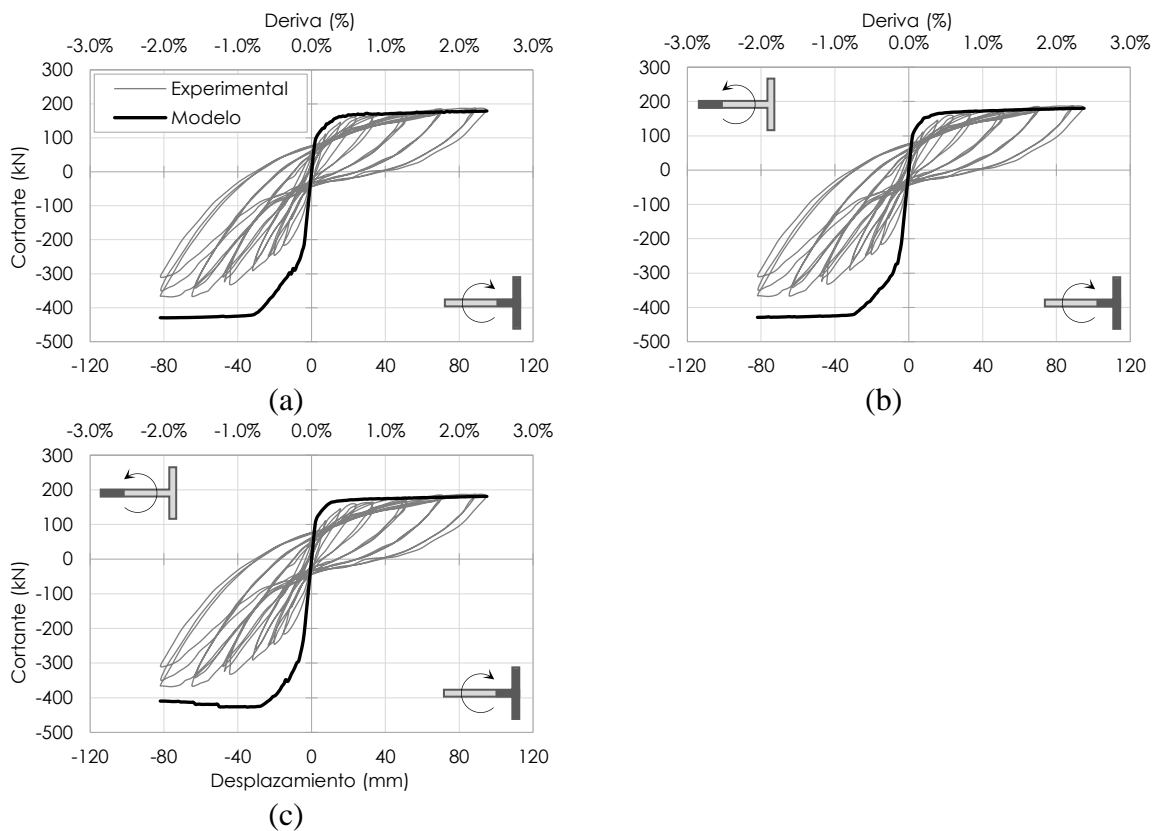
Nota: experimental (Thomsen y Wallace, 1.995), (a) 190mm, (b) 95mm, (c) 50mm, (d) 25mm

Figura B 3

Curvas de cortante-desplazamiento del muro TW1



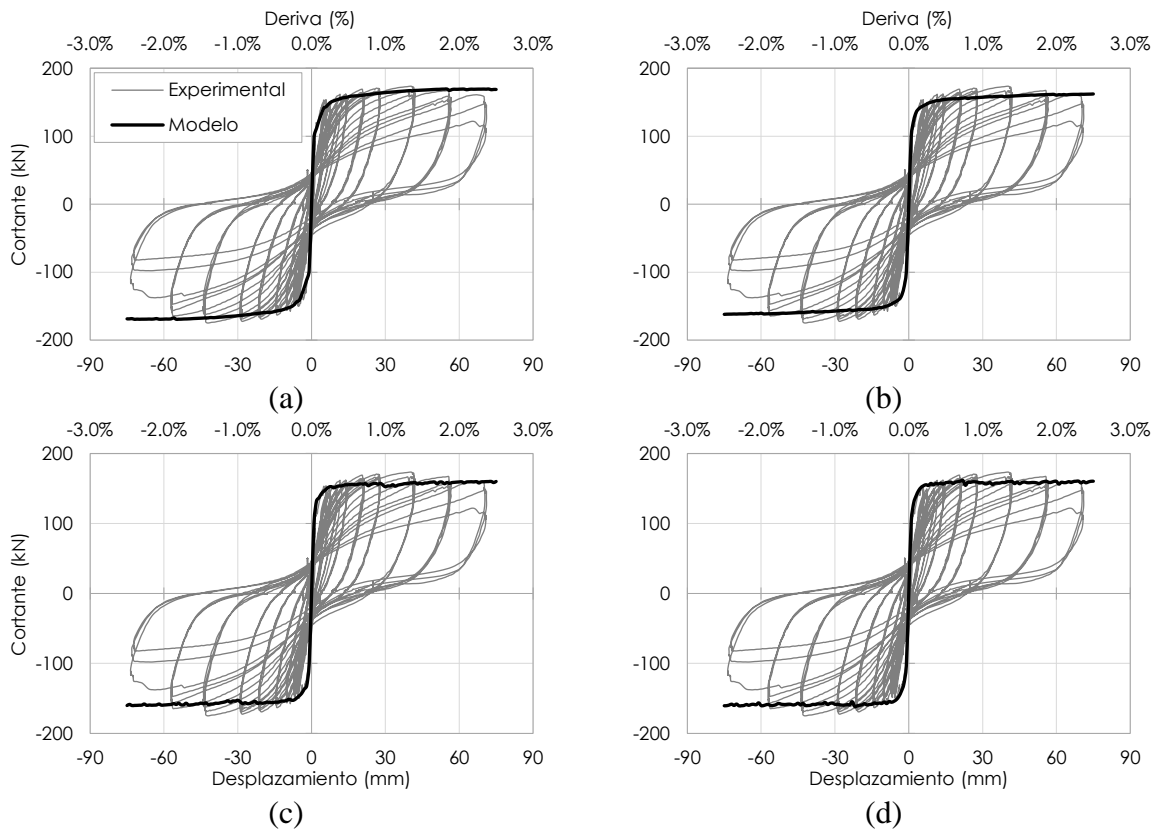
Nota: experimental (Thomsen y Wallace, 1.995), (a) 190mm, (b) 95mm, (c) 50mm

Figura B 4*Curvas de cortante-desplazamiento del muro TW2*

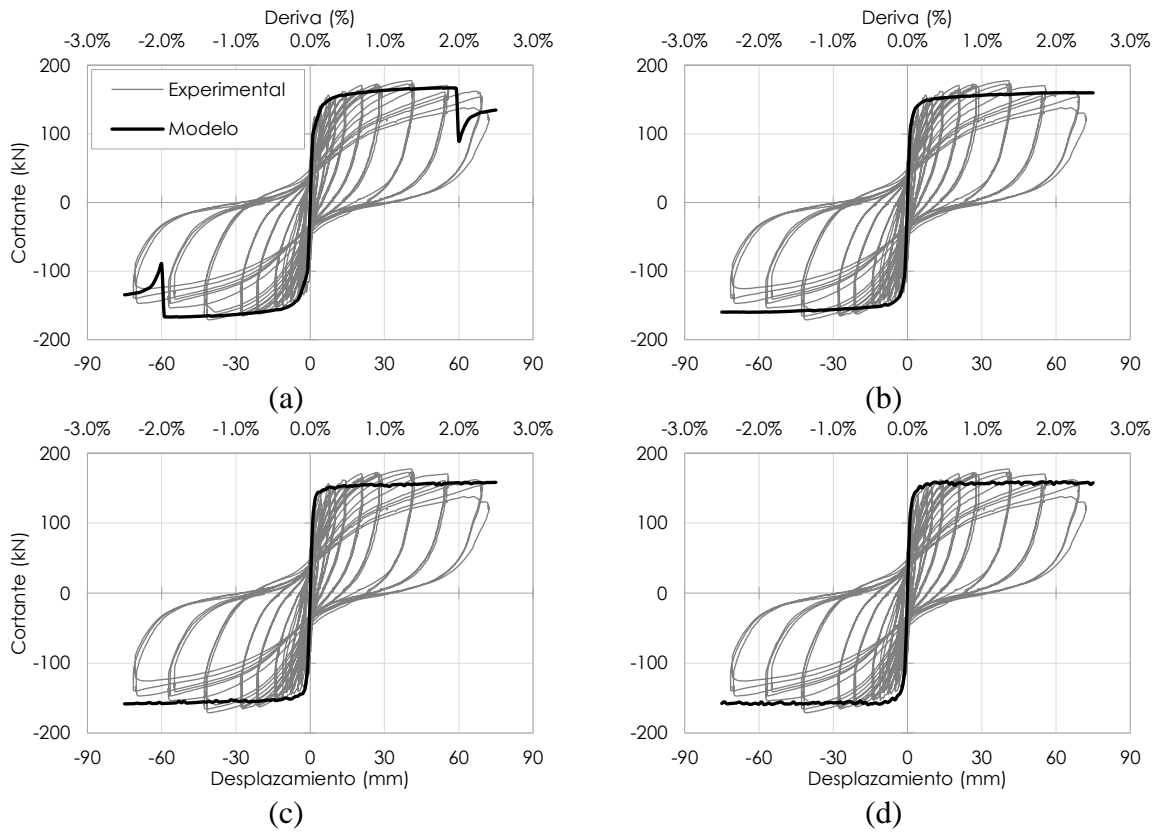
Nota: experimental (Thomsen y Wallace, 1.995), (a) 190mm, (b) 95mm, (c) 50mm

Campaña Experimental de Lu *et al.* (2.017)**Respuesta Histerética**

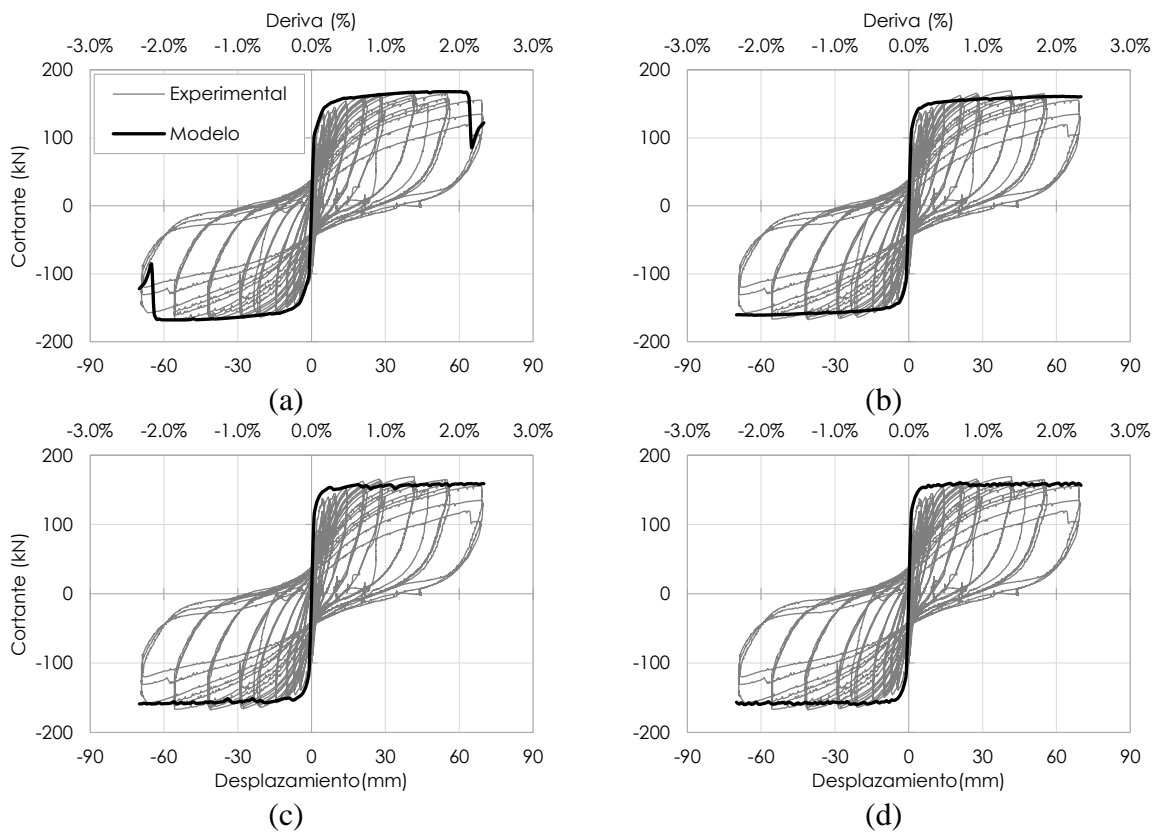
De la Figura B 5 a la Figura B 9 se muestran las curvas de cortante-desplazamiento para los muros de la campaña de Lu *et al.*

Figura B 5*Curvas de cortante-desplazamiento del muro C1*

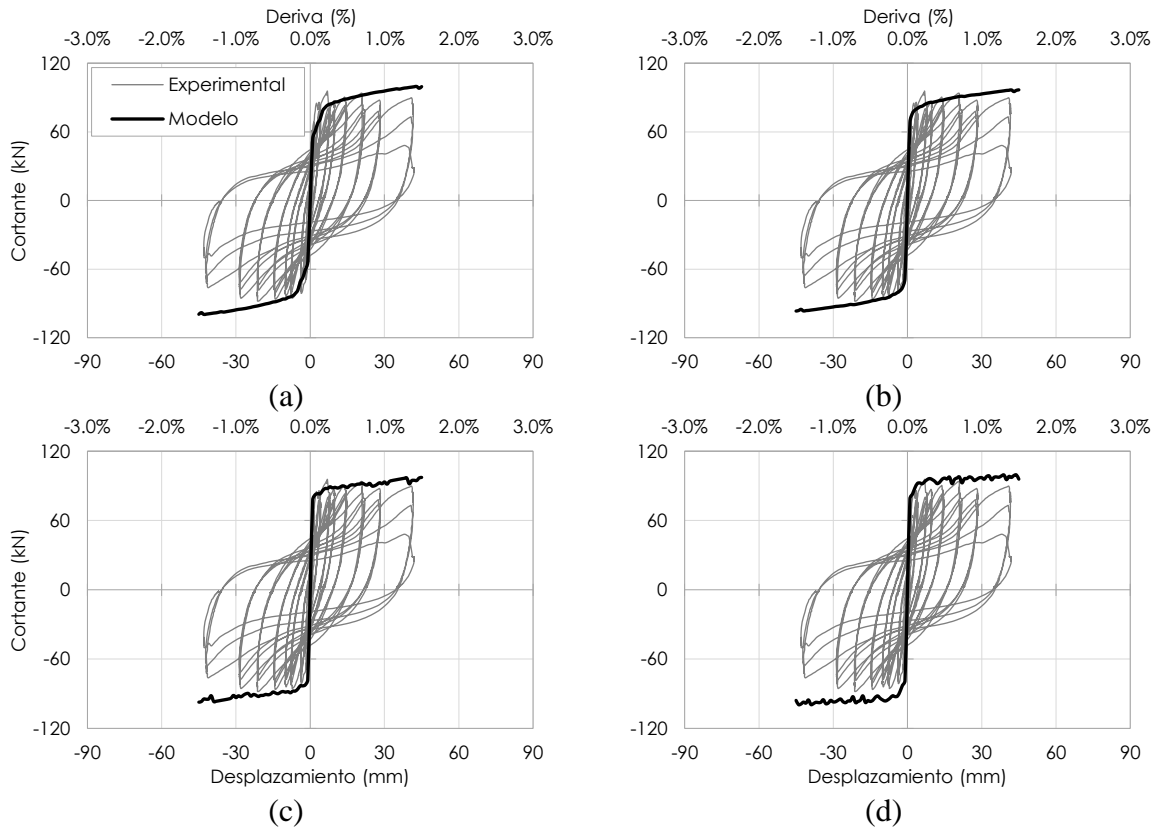
Nota: experimental (Lu *et al.*, 2.017), (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

Figura B 6*Curvas de cortante-desplazamiento del muro C2*

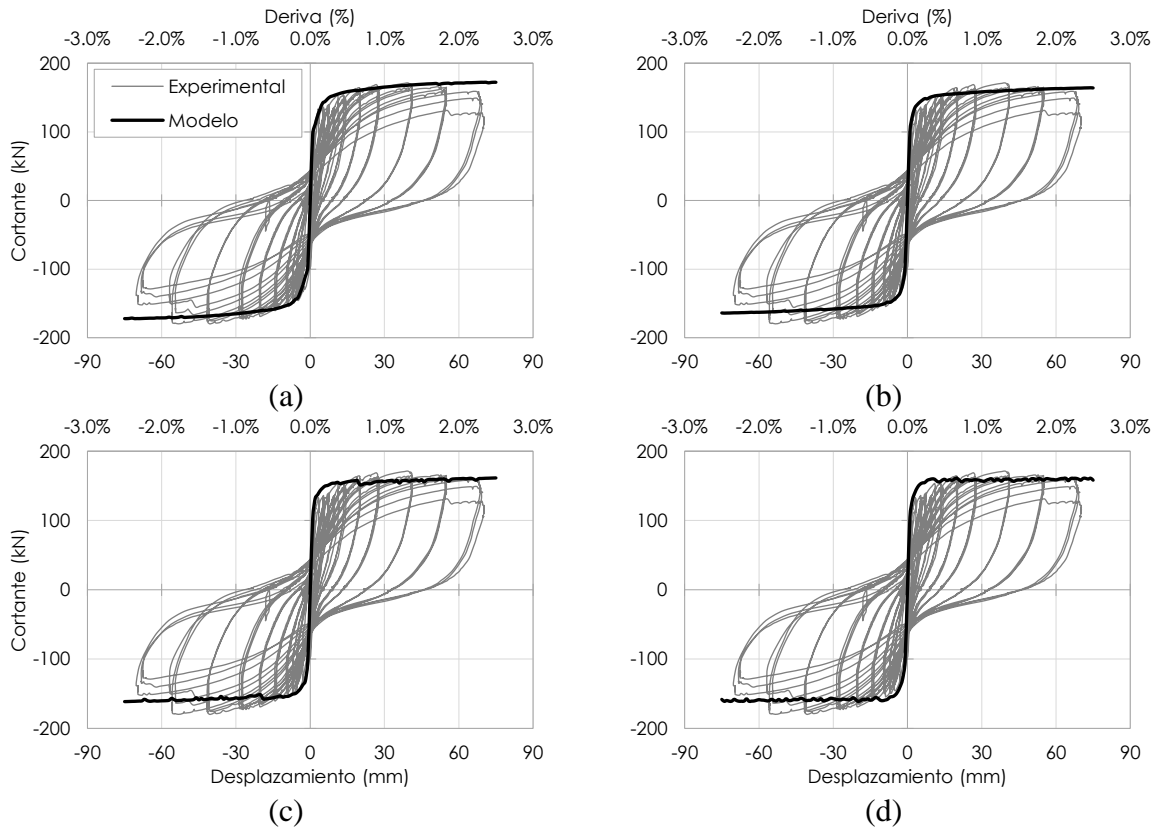
Nota: experimental (Lu *et al.*, 2017), (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

Figura B 7*Curvas de cortante-desplazamiento del muro C3*

Nota: experimental (Lu *et al.*, 2017), (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

Figura B 8*Curvas de cortante-desplazamiento del muro C4*

Nota: experimental (Lu *et al.*, 2017), (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

Figura B 9*Curvas de cortante-desplazamiento del muro C6*

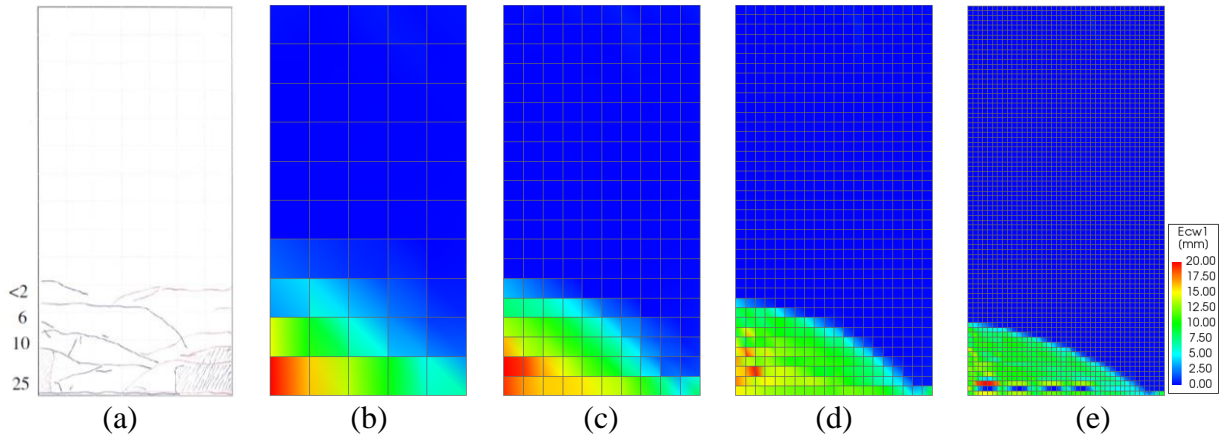
Nota: experimental (Lu *et al.*, 2017), (a) 280mm, (b) 140mm, (c) 70mm, (d) 35mm

Patrones de Agrietamiento

De la Figura B 10 a la Figura B 14 se muestran los patrones de agrietamiento para los muros de la campaña de *Lu et al.*

Figura B 10

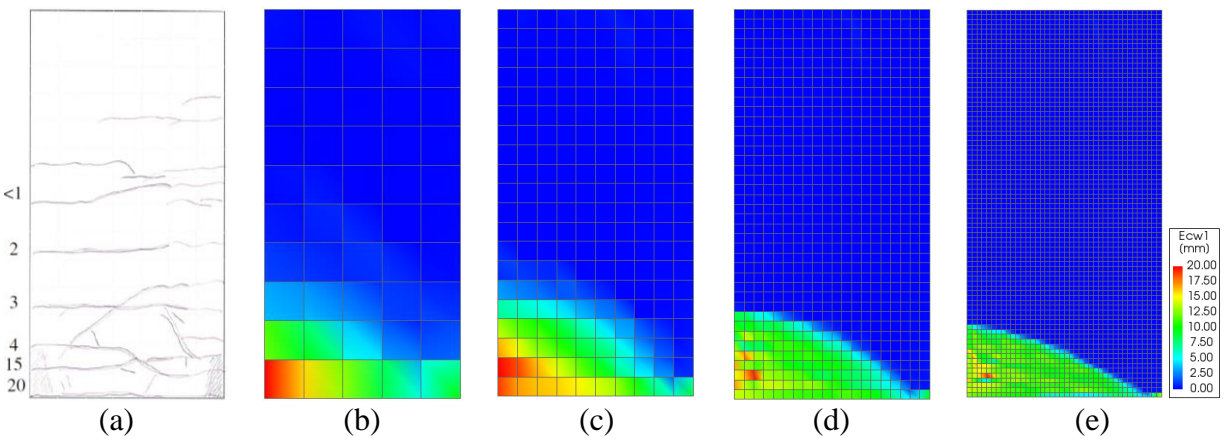
Patrones de agrietamiento del muro C1



Nota: (a) experimental (mm) (Lu *et al.*, 2.017), (b) 280mm, (c) 140mm, (d) 70mm, (e) 35mm

Figura B 11

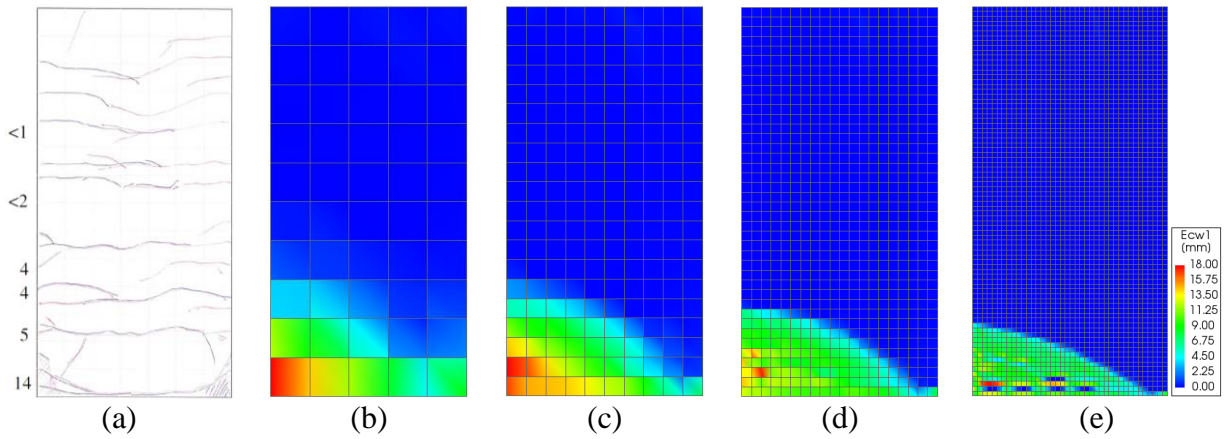
Patrones de agrietamiento del muro C2



Nota: (a) experimental (mm) (Lu *et al.*, 2.017), (b) 280mm, (c) 140mm, (d) 70mm, (e) 35mm

Figura B 12

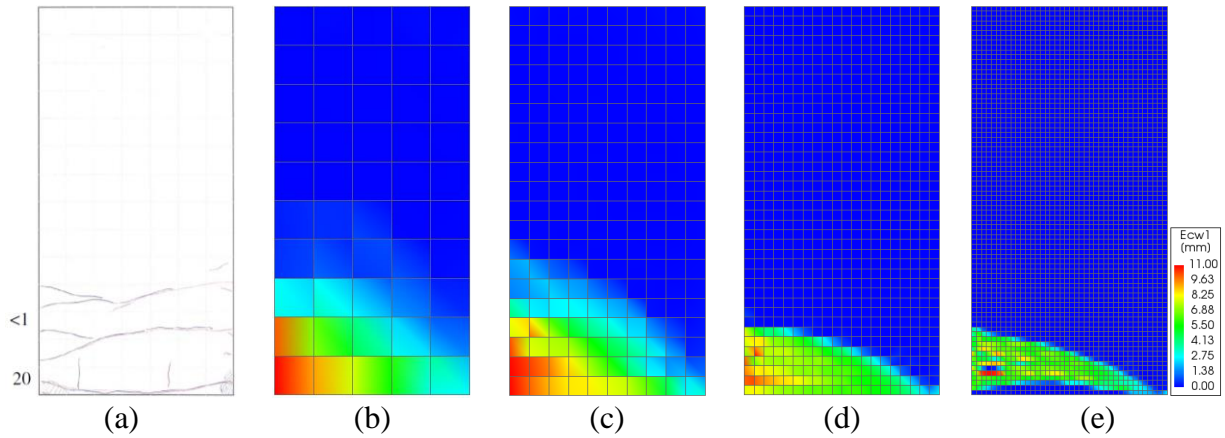
Patrones de agrietamiento del muro C3



Nota: (a) experimental (mm) (Lu *et al.*, 2.017), (b) 280mm, (c) 140mm, (d) 70mm, (e) 35mm

Figura B 13

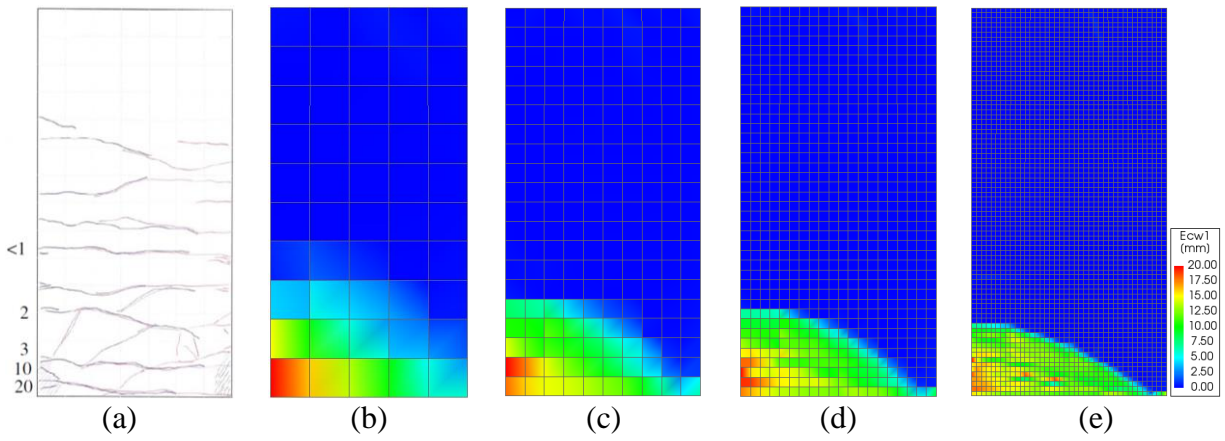
Patrones de agrietamiento del muro C4



Nota: (a) experimental (mm) (Lu *et al.*, 2.017), (b) 280mm, (c) 140mm, (d) 70mm, (e) 35mm

Figura B 14

Patrones de agrietamiento del muro C6



Nota: (a) experimental (mm) (Lu *et al.*, 2.017), (b) 280mm, (c) 140mm, (d) 70mm, (e) 35mm