

Modelado numérico de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica
alta: caso Bucaramanga

Erica Llovana Arango Patiño

Trabajo de grado para optar el título de magister en ingeniería civil

Director

Alvaro Viviescas Jaimes
Ing. Civil – Ph.D. Estructuras.

Codirector

William Valencia Mina
MSc. Ingeniería Sismológica y MSc. Ingeniería Sísmica.

Universidad Industrial de Santander

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Civil

Bucaramanga

2019

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	12
1. Objetivos.	14
1.1. Objetivo General.....	14
1.2. Objetivos Específicos.....	14
1.3. Organización del documento	14
Capítulo 2: Revisión de literatura	15
2.1. Marco Referencial.....	15
2.1.1. Antecedentes.....	15
2.1.2. Características.....	16
2.1.3. Componentes estructurales.....	18
2.1.4. Criterios de diseño.	20
2.1.5. Comportamiento sísmico de muros en concreto reforzado.....	22
2.1.6. Modelos utilizados para evaluar la respuesta estructural de muros de C.R. ...	29
2.1.7. Campañas experimentales.	33
2.2. Estado del arte	33
2.2.1. Analogía de columna ancha.	35
2.2.2. Modelo sección de fibra.	36
2.2.3. Modelo puntal – tensor.	39
2.2.4. Modelo de múltiples resortes.....	40
2.2.5. Modelos micro.....	45
Capítulo 3: Selección del modelo.....	47
3.1. Modelos consultados.....	47
3.2. Clasificación de los modelos	48
3.2.1. Proceso Analítico Jerárquico (PAJ).....	48
3.2.2. Modelo de puntuación.....	49
3.3. Resultados selección del modelo.	50
3.4. Deficiencias del SFI-MVLEM.	53

Capítulo 4: Análisis de sensibilidad y calibración del modelo	54
4.1. Campañas experimentales	54
4.1.1. Ubicación geográfica estudio.	54
4.1.2. Caracterización de muros usados.....	56
4.1.3. Campañas experimentales seleccionadas.	57
4.2. Análisis de sensibilidad y calibración del modelo	59
4.2.1. Resultados modelo analítico.....	60
4.2.2. Sensibilidad de la respuesta del SFI-MVLEM.	65
4.3. Calibración del SFI-MVLEM.....	73
4.3.1. Calibración de geometría.	73
4.3.2. Relación esfuerzo deformación para acero de refuerzo.....	75
4.3.3. Relaciones esfuerzo deformación para el concreto.....	75
4.3.4. Mecanismos de resistencia a cortante.	77
Capítulo 5: Pandeo inelástico fuera del plano	84
5.1. Revisión de modelos analíticos de pandeo inelástico fuera del plano	84
5.2. Aplicación modelos de pandeo a partir de SFI-MVLEM	88
5.2.1. Calibración de la longitud de pandeo.....	92
Capítulo 6: Discusión de resultados y conclusiones	96
6.1. Discusión de resultados.....	96
6.1.1. Selección del modelo.	96
6.1.2. Análisis de sensibilidad y calibración SFI-MVLEM.....	96
6.1.3. Pandeo Inelástico fuera del plano.	98
6.2. Conclusiones.....	102
6.2.1. Selección del modelo.	102
6.2.2. Calibración del modelo.	102
6.2.3. Análisis de sensibilidad del modelo.....	103
6.2.4. Pandeo Inelástico fuera del plano.	103
6.3. Recomendaciones	103
Referencias bibliográficas	105

Lista de Tablas

Tabla 1. Criterios de diseño muros portantes NSR-10.....	21
Tabla 2. Categorías y criterios de selección.	50
Tabla 3. Ponderado por categorías.	52
Tabla 4. Configuración muros estructurales.	57
Tabla 5. Característica de muros rectangulares.	57
Tabla 6. Propiedades del acero de refuerzo.	75
Tabla 7. Parámetros del concreto a compresión confinado y no confinado.	76
Tabla 8. Parámetros del concreto a tracción confinado y no confinado.	76
Tabla 9. Calibración parámetros η y α para espécimen W1.	79
Tabla 10. Calibración parámetros η y α para espécimen W2.	80
Tabla 11. Calibración parámetros η y α para espécimen W3.	81
Tabla 12. Resumen valuación de métricas especímenes de la campaña de Alarcón (2013).	82
Tabla 13. Calibración de parámetros η y α para campaña experimental de Alarcón (2013).	82
Tabla 14. Error relativo SFI-MVLEM-MP vs. Campaña experimental Alarcón (2013).	95

Lista de Figuras

Figura 1. Conformación de muro estructural.....	18
Figura 2. Distribución típica de refuerzo en muros estructurales.	19
Figura 3. Comportamiento de a) muros esbeltos b) muros robustos.	23
Figura 4. Longitud potencial plástica - a) agrietamiento por carga monotónica b) agrietamiento por carga cíclica. Adaptado de Paulay y Priestley (1992).....	24
Figura 5. Modos de falla muros en concreto reforzado.....	25
Figura 6. Modos de falla muros esbeltos.....	25
Figura 7. Puntal de compresión entre grietas para muros robustos.	26
Figura 8. Modos de falla muros robustos.	26
Figura 9. Fallas fuera del plano - a) sismo Chile b) Sismo nueva Zelanda.....	27
Figura 10. Falla fuera del plano a) Ciclo de tensión b) Ciclo de compresión.	28
Figura 11. Curva Esfuerzo-deformación: a) Elástico lineal y b) Elástico no lineal.	31
Figura 12. Comportamiento inelástico de un material.	32
Figura 13. Diagrama de histéresis típico de un muro en concreto reforzado.	32
Figura 14. Tipos de modelos para análisis no lineal.	34
Figura 15. Representación modelo columna ancha.	36
Figura 16. Elemento de línea de fibra.	38
Figura 17. Modelo puntal-tensor.....	40
Figura 18. Modelo de múltiples resortes: a) Takayanagi y Schnobrich 1976 b) Lai et al. 1984 c) Vulcano y Bertero 1986 y d) Kabeyasawa et al. 1983.....	41
Figura 19. MVLEM Modelado de muros en concreto reforzado.	42
Figura 20. Comparación MVLEM vs: SFI_MVLEM.....	45
Figura 21. Mapa de zonificación sísmica de Colombia.	55
Figura 22. Sismos representativos en el nido de los Santos.	55
Figura 23. Discretización Espécimen W1.	60
Figura 24. Carga lateral vs. desplazamiento SFI-MVLEM-W1.....	61
Figura 25. Desplazamiento por Cortante vs. fuerza SFI-MVLEM-W1.....	61
Figura 26. Desplazamiento por flexión vs. Carga lateral SFI-MVLEM-W1.	62
Figura 27. Contribución a desplazamientos totales por cortante y por flexión.	63

Figura 28. Perfil de desplazamientos totales SFI-MVLEM para espécimen W1.	63
Figura 29. Predicción de patrones de agrietamiento y distribución de deformaciones.	64
Figura 30. Sensibilidad del mecanismo de resistencia a cortante del SFI-MVLEM.	66
Figura 31. Sensibilidad parámetros η y α respuesta Carga vs. Desplazamiento.	67
Figura 32. Discretización del muro W1 respecto al número de elementos SFI-MVLEM.	69
Figura 33. Carga lateral vs. Desplazamientos.	69
Figura 34. Discretización del muro W1 respecto al número de paneles de CR, medidos en cm.	70
Figura 35. Carga lateral vs. Desplazamientos.	71
Figura 36. Discretización tercer escenario $n=10$ y $m=7$	72
Figura 37. Carga lateral vs. Desplazamientos.	72
Figura 38. Discretización en altura de elementos SFI-MVLEM (n), medidos en cm.	74
Figura 39. Discretización de paneles de CR a lo largo del muro (m)	74
Figura 40. Calibración parámetros η y α para espécimen W1.	80
Figura 41. Calibración parámetros η y α para espécimen W2.	81
Figura 42. Calibración parámetros η y α para espécimen W3.	81
Figura 43. Errores calibración con $\eta = 1$ para W1.	82
Figura 44. Errores calibración con $\eta = 1$ para W2.	83
Figura 45. Errores calibración con $\eta = 1$ para W3.	83
Figura 46. Inestabilidad lateral del muro previo a la fluencia.	85
Figura 47. Comportamiento del acero longitudinal SFI-MVLEM.	89
Figura 48. Comportamiento del acero longitudinal afectado por modelos de pandeo.	90
Figura 49. Carga lateral vs. Desplazamiento afectado por pandeo inelástico fuera del plano.	91
Figura 50. Carga lateral vs. Desplazamiento – comparación longitudes de pandeo.	94
Figura 51. SFI-MVLEM –MP, espécimen W1.	95
Figura 52. Muro característico ciudad de Bucaramanga.	100
Figura 53. Carga vs. Desplazamiento muro característico Bucaramanga elementos de borde.	101
Figura 54. Carga vs. Desplazamiento muro característico Bucaramanga, solo malla electrosoldada.	101

Resumen en español

Título: MODELADO NUMÉRICO DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO
REFORZADO EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA ALTA: CASO
BUCARAMANGA

Autor: ERICA LLOVANA ARANGO PATIÑO**

Palabras clave: MODELADO NUMÉRICO, MUROS DELGADOS DE CONCRETO
REFORZADO, PANDEO INELÁSTICO FUERA DEL PLANO.

Descripción:

Actualmente, en respuesta a la alta demanda de vivienda de los países latinoamericanos, se ha incrementado el uso de los sistemas de muros estructurales para edificación en altura; sin embargo, durante los sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), el desempeño sísmico de este sistema no fue el esperado, presentando diferentes manifestaciones de comportamiento frágil, tales como pandeo fuera del plano, aplastamiento de la zona extrema a compresión por ausencia de confinamiento y falta de distribución de la plastificación en altura del muro entre otros. Considerando que los espesores de muros estructurales para el caso de Colombia son usualmente menores a los de Chile y Nueva Zelanda, se especula sobre el desempeño sísmico deficiente que estos puedan tener ante un sismo fuerte. Por lo anterior, se han intensificado los esfuerzos investigativos mediante modelado numérico y ensayos de laboratorio que permitan determinar el comportamiento de estos muros para cargas sísmicas. El presente trabajo está enfocado en la selección de un modelo no lineal entre los más usados en la literatura científica reciente, su ajuste, validación e implementación para representar numéricamente el comportamiento de muros estructurales característicos de la ciudad de Bucaramanga. La pertinencia del modelo se confrontará con modelos de pandeo inelástico fuera del plano obtenidos o validados a partir de campañas experimentales disponibles en la literatura científica y se identificarán parámetros relevantes en la respuesta estructural de esta tipología de muros.

* Trabajo de grado de Maestría en ingeniería civil.

• Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de ingeniería civil.

Directores: Álvaro Viviescas Jaimes – UIS y William Valencia Mina - Uniquindio.

Resumen en inglés

Title: NUMERICAL MODELING OF THIN REINFORCED CONCRETE WALLS DESIGNED FOR HIGH SEISMIC HAZARD ZONES: BUCARAMANGA CASE

Author: ERICA LLOVANA ARANGO PATIÑO**

Keywords: NUMERICAL MODELING, THIN REINFORCED CONCRETE WALL, OUT OF PLANE INELASTIC BUCKLING.

Description:

As a result of the high demand for dwelling in Latin American countries, the construction of reinforced concrete structural wall systems for high-rise buildings has increased; However, during earthquakes such as Chile (2010) and New Zealand (2011), the seismic performance of this system was not as expected, displaying different aspects of brittle behavior such as out of plane buckling, crushing of the extreme compression zone due to lack of confinement and damage concentration in narrow zones not showing a broad plastic hinge region among other failure modes. Since the typical structural wall thickness used in Colombia is smaller than those used in Chile and New Zealand, it is claimed that the seismic performance of these walls during a strong earthquake will be poor. As a result, research efforts have been intensified through numerical modeling and laboratory tests in order to assess the performance of these walls subject to strong earthquake loading. The present work focuses on the selection, upgrading and validation of a nonlinear model, among the most widely used in recent scientific literature, to represent numerically the behavior of structural walls with characteristic of those usually built in the city of Bucaramanga. The robustness of the model will be compared with models of out of plane inelastic buckling obtained or validated from experimental campaigns available in the scientific literature and relevant parameters in the structural response of this type of walls will be identified.

* Master's thesis in civil engineering.

• Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de ingeniería civil.

Directores: Álvaro Viviescas Jaimes – UIS y William Valencia Mina - Uniquindio.

Agradecimientos

Gracias a la Universidad Industrial de Santander, al Grupo de investigación INME; a los directores de trabajo de grado, el ingeniero Álvaro Viviescas Jaimes por el apoyo y al ingeniero William Valencia Mina por su dedicación, paciencia, la oportunidad de crecer profesionalmente y su amistad.

A mi familia y amigos.

A Luis por estar siempre pendiente y hacer más llevadero todo este proceso.

Gracias.

Introducción

En la actualidad, el uso del sistema de muros de concreto reforzado dentro de la industria de la construcción en diversos países del mundo ha crecido, al igual que la incertidumbre sobre su comportamiento estructural debido al ineducado desempeño sísmico evidenciado frente a los sismos de Chile (2010) y nueva Zelanda (2011). Uno de los factores más influyentes en la vulnerabilidad de los edificios que sufrieron daño tanto en Chile como Nueva Zelanda fueron los bajos espesores de los muros, los cuales oscilaban de 15 a 28 cm y de 20 a 40 respectivamente (Jünemann et al., 2015 y Kam et al., 2011), valores pequeños comparados con los de los edificios de Viña del mar durante el sismo de 1985 que estaban entre los 30 y 50 cm, cuyo comportamiento no reflejó los mismos tipos de falla. Esto debido a que el espesor de los muros controla la sección de concreto confinado y está directamente relacionado con su ductilidad y, por tanto, los muros de menor espesor donde no se da una zona de confinamiento, son más susceptibles a presentar fallas.

En Colombia los espesores de muros en concreto reforzado son típicamente menores que los usados en Chile y Nueva Zelanda, con una tendencia a los 15 cm, como resultado de vacíos normativos; sumado a que en el caso local (ciudad de Bucaramanga) no solo hay escasez de terreno, adoptando masivamente la construcción en altura con el sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado, sino que la ciudad se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica alta, aumentando así el riesgo frente a un sismo y hasta el momento no se registra ningún tipo de estudio sobre este sistema estructural.

Frente a este panorama, los esfuerzos investigativos se han intensificado a través de modelado numérico, los cuales establecen que el éxito de una simulación del comportamiento de muros ante acciones sísmicas yace en la representación de la interacción entre las respuestas de flexión,

cortante y carga axial Su y Wong (2007). Esto ha sido ampliamente estudiado para desarrollar un modelo analítico que permita acoplar dichas condiciones, pero hasta el momento no se evidencia en la bibliografía científica un modelo fiable capaz de incorporar todas estas variables y lo que estas conllevan Kolozvari y Wallace (2016). A esto se suma que uno de los daños recurrentes observados en los sismos de Chile y New Zelanda corresponden a pandeo inelástico fuera del plano, falla que no ha sido tenido en cuenta para la formulación de los modelos utilizados hasta el momento. El presente trabajo está enfocado en la selección de un modelo que represente de manera adecuada la respuesta ante acciones sísmicas del sistema de muros estructurales en la ciudad de Bucaramanga, a partir de los modelos no lineales utilizados actualmente en la literatura científica, además de la revisión de los modelos de pandeo fuera del plano con el objetivo de incorporarlos al modelo seleccionado y obtener un modelo que represente de manera adecuada las principales tipologías de fallo de muros delgados de concreto reforzado.

Objetivos

1.1. Objetivo General

Calibrar un modelo numérico que permita representar adecuadamente la respuesta estructural de muros delgados de concreto reforzado en zona de alta amenaza sísmica.

1.2. Objetivos Específicos

Seleccionar el modelo numérico con mejor capacidad de representación de la respuesta estructural respecto a los mecanismos de fallo, en muros delgados en concreto reforzado bajo acciones sísmicas, a partir de la literatura científica vigente.

Validar el modelo numérico seleccionado a partir de campañas experimentales disponibles en la bibliografía científica, que se asemeje a las características de los muros estructurales de la ciudad de Bucaramanga.

Realizar un análisis de sensibilidad para identificar los parámetros que mayor influencia ejercen en la respuesta estructural de los muros bajo estudio.

1.3. Organización del documento

Este trabajo se divide en ocho capítulos. El capítulo 2 consiste en una revisión general sobre muros de concreto reforzado y proporciona información de las investigaciones recientes realizadas sobre su modelado. En el capítulo 3, se muestra el proceso detallado de selección del modelo. El capítulo 4 proporciona una descripción del área de estudio con características relevantes de los muros usados, se mencionan las campañas experimentales disponibles en la literatura científica reciente que satisfacen dichas características; además se resume las respuestas obtenidas por el modelo, su sensibilidad a diversos parámetros e información detallada sobre la calibración para los especímenes previamente seleccionados. El capítulo 5 contiene información sobre los modelos de pandeo inelástico fuera del plano y su incorporación

al modelo seleccionado, y finalmente el capítulo 6 presenta el resumen y las conclusiones del estudio, junto con algunas recomendaciones para investigaciones futuras.

Capítulo 2

Revisión de literatura

En este capítulo se describen algunos de los aspectos relacionados con el sistema de muros estructurales, especialmente sobre los muros delgados, lo cual brinda el soporte teórico y analítico a la investigación en cuanto a una mejor comprensión sobre el comportamiento de estos frente a solicitaciones de carga sísmica al realizar modelos, y las investigaciones desarrolladas hasta el momento en torno a la simulación de este tipo de sistema estructural.

2.1. Marco Referencial

Actualmente, los muros estructurales son uno de los sistemas más utilizados dentro de los procesos industrializados del área de la construcción de vivienda; estas edificaciones son un arreglo de muros y placas macizas en concreto reforzado fundidas de manera monolítica (Carrillo y Alcocer, 2013), que generalmente en el caso de Colombia, son de bajos espesores. Para comprender el comportamiento y características del sistema de muros cortantes, es necesario conocer acerca de sus antecedentes, proceso constructivo, componentes estructurales y comportamiento sísmico.

2.1.1. Antecedentes. La edificación de sistema en muros estructurales se comienza a implementar durante de los años cincuenta para responder a la elevada demanda de vivienda posterior a la II guerra mundial (Pérez, 2010), con el uso de secciones de muro con elementos de borde en cada extremo para garantizar la resistencia frente a cargas axiales y de momento. Después de los años ochenta y principio de los noventa, este proceso se hizo popular por su

rentabilidad económica (Wallace, 2012). Actualmente, es muy utilizado para responder a la alta demanda de vivienda alrededor del mundo especialmente en los países latinoamericanos (González y Reyes, 2017).

A nivel nacional, este sistema tuvo su origen en la década de los setenta, cuando la Sociedad Francesa *Outinord de Saint Amand les aux (Groupe Outinord)* introduce la técnica tipo túnel y en respuesta a esto, la empresa Flores Carrero y Cia de Colombia se encarga de representar y ofrecer el sistema Outinord de manera exclusiva, generando en la industria de la construcción una solución económica y competitiva (Maya, 2016). Sin embargo, la legalización de la empresa representante solo fue posible hasta diciembre de 1967, después de lo cual, surge otra serie de acuerdos para la construcción de proyectos en algunas de las principales ciudades del país, como Cali, Santa Fe de Bogotá con el conjunto experimental Kennedy e Ibagué; estas edificaciones de no más de cinco pisos cumplieron las expectativas de calidad (Perea, 2012). Hoy en día es uno de los sistemas con mayor aplicación en el medio (Vélez et al., 2017) .

2.1.2. Características. Los beneficios que ofrecen los muros portantes han sido ampliamente explotados en edificaciones de pequeño, mediano y gran tamaño; en algunas ocasiones alcanzan entre veinte y treinta pisos, dado que con una buena distribución de muros se puede obtener una combinación eficaz para solicitaciones de cargas incluyendo las sísmicas (Carrillo y Alcocer, 2013), sin dejar de satisfacer las necesidades funcionales de la estructura. Los autores Paulay y Priestley (1992) aseguran que, en edificios de más de treinta pisos, los muros estructurales pueden llegar a ser indispensables desde el punto de vista económico y el cumplimiento de los criterios de diseño.

La razón de que el sistema sea apto para su uso en zonas de amenaza sísmica alta, reside en las características de rigidez elevada y ductilidad con las que cuentan este tipo de estructuras

(Briceño y Carreras, 2013), haciéndolas más eficientes para resistir las cargas laterales debidas a las acciones sísmicas, cediendo una gran capacidad de disipar energía en zonas especiales y restringiendo los desplazamientos laterales de la estructura.

Respecto a las ventajas que posee el sistema de muros, Silva (2016) las expone como: primero, el encofrado utilizado permite culminar la actividad de manera más veloz y eficiente frente a los otros sistemas estructurales; segundo, debido a que el encofrado es en acero y su disposición se ejecuta con diverso tipo de conectores, asegura que los elementos conserven su forma en el tiempo y exhiban mejores acabados que otro tipo de formaletas (madera); tercero, la formaleta integra directamente todos los elementos de ajuste necesarios (plomo, nivelación, entre otros), además, por el tamaño de las formaletas se garantizan que los movimientos en actividades de encofrado y desencofrado sean mínimos, optimizando el rendimiento de la mano de obra y equipos; cuarto, dado que el proceso es repetitivo, no requiere una mano de obra altamente calificada, lo que incurre directamente con la reducción del presupuesto final de obra; y quinto, las estructuras realizadas con este procedimiento son de menor peso, lo cual, no solo reduce costos de cimentación, sino que otorga un excelente comportamiento sísmico y control de calidad.

Sin embargo, este sistema restringe en algunos casos las concepciones arquitectónicas de las edificaciones y es común que se presenten problemas con las dimensiones de parqueaderos, por esto, se acude en ciertos casos a la combinación del sistema de muros con el de pórticos estructurales, con el objetivo de aprovechar las características que ambos. Otro aspecto que normalmente se evidencia es que, como el éxito del proceso está en el encofrado, su precio tiende a ser elevado, pero si se aplica de manera adecuada y eficiente la técnica de construcción, la inversión realizada en la formaleta se logra compensar.

2.1.3. Componentes estructurales. El sistema de resistencia a cargas por gravedad y laterales consiste en muros y placas de concreto reforzado, cuyo comportamiento es representado como el de una viga empotrada en voladizo posicionada de manera vertical (Paulay y Priestley, 1992), donde predomina la deformación por flexión. Esta consideración es válida solo en arreglos simétricos de muros en planta, porque de lo contrario se deben tener en cuenta los efectos torsionales producidos por cambios de rigidez (Alcocer, 1995), además es importante que exista una presencia baja de vanos o aberturas que influyan en la respuesta estructural de la edificación.



Figura 1. Conformación de muro estructural.
Fuente: Lehman y Lowes (2013).

Como se mencionó anteriormente, uno de los elementos que compone el sistema son los muros, principalmente encargados de resistir directamente las cargas laterales y verticales que puedan afectar la estructura. Moroni (2002) describe que los espesores de los muros varían según los criterios establecidos para la región de amenaza sísmica, de la cantidad de pisos, edad y requisitos de aislamiento térmico del edificio, pero generalmente, se encuentran en un rango entre 150 mm y 300 mm, tal como se muestra en la Figura 1. La pretensión a la hora de diseñar y

construir un edificio en este sistema estructural es mantener la continuidad de los muros en todos los pisos, pero esto afecta la distribución de espacio en los primeros pisos, donde se requiere parqueaderos y locales; además, se busca una distribución de muros simétrica, (Lehman y Lowes, 2013).

En cuanto a la distribución del acero de refuerzo, se dispone de forma vertical y horizontal para resistir la fuerza cortante en las dos direcciones ortogonales al plano del muro (ver Figura 2), así como las solicitaciones por momento flector y fuerza axial (Briceño y Carreras, 2013).

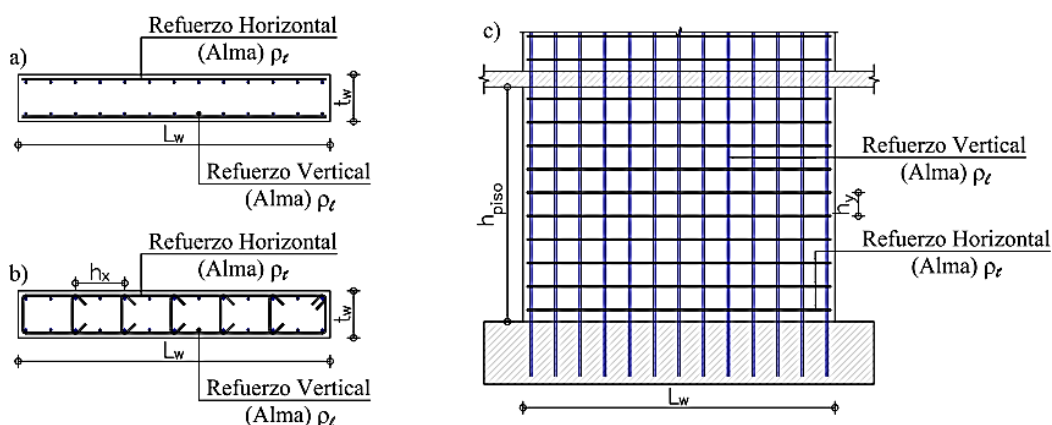


Figura 2. Distribución típica de refuerzo en muros estructurales.
Fuente: Benjumea et al. (2016).

Es normal encontrar tanto varillas corrugadas como mallas electrosoldadas. Cabe mencionar que en el caso de los muros estructurales se suelen diseñar elementos de borde, los cuales consisten en una especie de columneta debidamente reforzada ubicadas en los extremos para otorgar confinamiento al elemento (Benjumea et al., 2016). El otro elemento que hace parte del sistema estructural de muros portantes son las placas o losas de piso, generalmente macizas o placas alveolares prefabricadas, pretensadas y aligeradas que se utilizan para conformar sistemas de entrepiso o cubierta (Gómez, 2017), cual sea el caso, su espesor varía aproximadamente entre 120 mm y 220 mm y el acero de refuerzo normalmente asigna con mallas electrosoldadas.

2.1.4. Criterios de diseño. Durante los años posteriores a la aparición del sistema de muros estructurales, se comienza a implementar una serie de criterios normativos para regular su diseño y construcción, optimizando en función de la seguridad y la economía. Estos criterios se han sido modificados según las necesidades del medio, dado que están directamente relacionados con la sismicidad de la zona en y las técnicas de análisis usadas. Una muestra de esto, es que después del impacto ocasionado por sismos como el de Chile en 2010 y Nueva Zelanda en 2011, países donde se tiene una normativa relativamente moderna, los daños excedieron las expectativas (Wallace, 2012), fue necesario tomar nuevas consideraciones para mejorar los criterios de diseño. De esta manera se justifican las diferencias existentes entre las normativas vigentes de cada país.

Los principales criterios que rigen el diseño en Colombia incluyen las modificaciones introducidas en los Decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 enero de 2011 y 340 del 13 de febrero de 2012. Estos criterios de diseño se clasifican según la capacidad de disipación de energía de los muros estructurales, sea mínima (DMI), moderada (DMO) o especial (DES); este último, debe garantizar comportamiento dúctil de los muros en el rango inelástico a través del uso de elementos de borde especificados en la NSR-10 Otro de los aspectos importantes, es el área de acero transversal que garantiza el confinamiento del concreto en la porción del muro donde se espera plastificación por flexo-compresión. Con el objetivo de evitar o minimizar el pandeo de las barras longitudinales, de tal manera que se identifique un comportamiento de elemento de borde dúctil y estable ante deformaciones de tracción y compresión por efectos sísmicos (Arteta, 2017).

La NSR-10 se basa en el código de diseño americano ACI y en muchas ocasiones no se tiene en cuenta los casos particulares de los muros estructurales nacionales.

Tabla 1. Criterios de diseño muros portantes NSR-10.

Criterio de diseño	Numeral	Descripción
Altura máxima de la edificación.	Tabla A.3-1	Zona Sísmica Alta
		DES 50 m
		DMO No se permite
		DMI No se permite
		Zona Sísmica Intermedia
		DES Sin límite
		DMO 50 m
		DMI No se permite
		Zona Sísmica Baja
		DES Sin límite
		DMO Sin límite
		DMI 50 m
Cuantía mínima para refuerzo vertical	C.14.3.2	Si $V_u \leq 0.083 A_c v_l \sqrt{f'c}$
		$\rho_l \geq \begin{matrix} 0,0012 \text{ si } d_b \leq 16 \text{ mm (\#5) o malla electrosoldada} \\ 0,0015 \text{ si } d_b > 16 \text{ mm (\#5)} \end{matrix}$
	C.21.9.2.1	Si $V_u > 0.083 A_c v_l \sqrt{f'c}$
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	C.14.3.3	Si $V_u \leq 0.083 A_c v_l \sqrt{f'c}$
		$\rho_t \geq \begin{matrix} 0,0020 \text{ si } d_b \leq 16 \text{ mm (\#5) o malla electrosoldada} \\ 0,0025 \text{ si } d_b > 16 \text{ mm (\#5)} \end{matrix}$
	C.21.9.2.1	Si $V_u > 0.083 A_c v_l \sqrt{f'c}$
Disposición del refuerzo (una o dos capas)	C.14.3.4	Para Espesor $e > 25 \text{ cm}$ @2 capas
		<u>1era capa con:</u> Mínimo 1/2 As- máximo 2/3 As. Recubrimiento mínimo 50 mm, máximo 1/3 e
	C.21.9.2.3	<u>2da capa con:</u> El resto del As. Recubrimiento mínimo 20 mm, máximo 1/3 e
Espaciamiento máximo del refuerzo vertical y horizontal	C.14.3.5/ C.21.9.2.1	Si $V_u > 0.17 A_c v_l \sqrt{f'c}$
		Se deben ubicar dos capas de refuerzo
Confinamiento en refuerzo vertical	C.14.3.6	No requiere si $\rho_l \leq 0.01$ o el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo a compresión
Refuerzo alrededor de vanos de ventanas, puertas y aberturas similares.	C.14.3.7	Barras adicionales alrededor de la abertura. Deben anclarse. Al menos 2 barras $\varnothing=5/8"$ en muros con dos capas de refuerzo Al menos 1 barra $\varnothing=5/8"$ en muros con una sola capa de refuerzo
Espesor mínimo del muro. (Diseñado por el método empírico de diseño)	C.14.5.3.1	$e > 1/25 * \text{Altura o longitud del muro (la menor) y mayor a } 10 \text{ cm}$
Elementos de borde	C.21.9.6.2	Zonas de compresión reforzadas con elementos de borde donde:
		$c \geq \frac{l_w}{600 * \left(\delta_u / h_w \right)} \quad \delta_u / h_w \geq 0,007$

Nota: adaptado de la Norma sismo resistente, 2010.

Además, el actual ACI ha sufrido varios cambios, entre los más recientes se encuentra la actualización de 2011 sobre la establecida en 2008 y posterior a esto se modifica nuevamente a ACI 318 2014, los cuales no han sido tenidos en cuenta para la versión de la normativa colombiana. Briceño y Carreras (2013), expresan que, con respecto al espesor de los muros, se conserva el mismo valor para ACI 318 2008 y 2011, pero no es el caso de ACI 318 2014, donde se especifica una nueva dimensión mínima, mayor a los requerimientos previos y, Vásquez (2013) explica que se debe suministrar doble capa de refuerzo en las zonas donde se espera que el elemento sufra deformación por pandeo.

2.1.5. Comportamiento sísmico de muros en concreto reforzado. Datos históricos muestran que las edificaciones en muros de concreto reforzado poseen un buen comportamiento sísmico. Una muestra de esto se da primero, en Rumania después de los terremotos de 1977, 1986 y 1990 (Moroni, 2002), donde los muros estructurales tuvieron un comportamiento exitoso; posteriormente en Chile (1985), donde las estructuras de muros portantes obtuvieron un buen desempeño frente al sismo de 7.8 en la escala de Richter, en la zona central del país (Wallace, 2012). También hubo buen comportamiento del sistema de muros en concreto reforzado en el sismo de Izmit (Turquía) en el año 1999 y el terremoto de 2003 Bingol (Kalkan y Yüksel, 2008).

Sin embargo, el desempeño de este tipo de sistemas se ve afectado por diferentes condicionantes, principalmente en la concepción del diseño y la fase de construcción. Tales fallas pueden ser ocasionadas por el espesor del muro, historia de carga y efectos de torsión. Cabe resaltar que, a partir de un apropiado conocimiento sobre el comportamiento de los muros en concreto, se puede determinar no solo los mecanismos de falla que se presentan (Chiewanichakorn, 1999), sino identificar a partir de éste los criterios de diseño adecuados para prevenir el daño total o parcial de la estructura.

2.1.5.1. Estudio de los principales mecanismos de daño ante acciones sísmicas. En el ámbito constructivo, el uso de muros delgados se observa principalmente en edificios de mediana y gran altura (Carrillo y Alcocer, 2011), dado que es un sistema más liviano, su condición a cortante es menos crítica que para un sistema aporticado y por ende su respuesta sísmica es aceptable (Briceño y Carreras, 2013; Albornoz, 2016). Teniendo en cuenta que el análisis de un edificio de muros portantes se realiza bajo la premisa de una viga en voladizo.

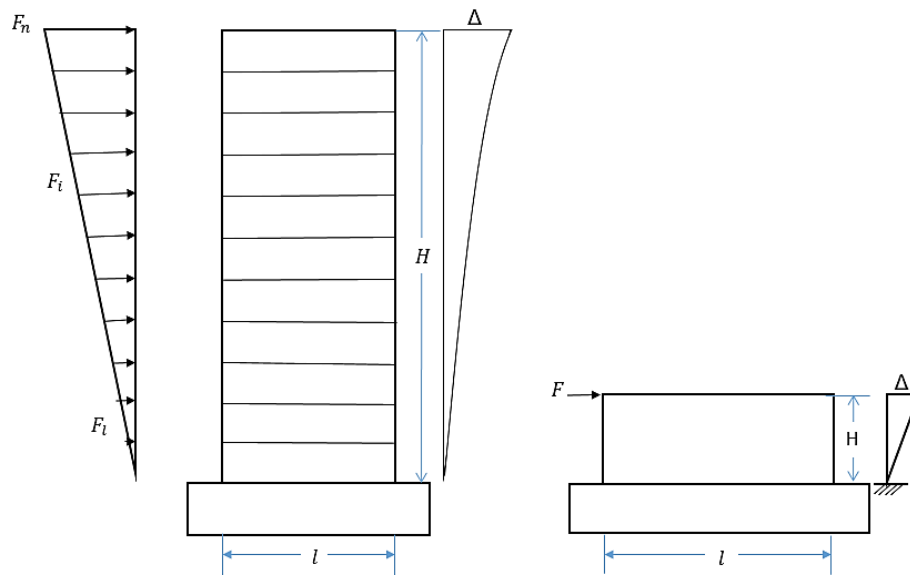


Figura 3. Comportamiento de a) muros esbeltos b) muros robustos.
Adaptado de Paulay y Priestley (1992).

Cabe mencionar que el comportamiento de este tipo de estructuras tanto en el rango elástico como en el inelástico está directamente relacionado con la relación H/L (Sigfússon y Bessason, 2001) dado que ésta da una idea de la contribución de los momentos de flexión frente a la fuerza horizontal aplicada. Por lo tanto, a partir de esta relación pueden presentarse dos escenarios como se muestra en la Figura 3. En uno se muestran muros esbeltos con un comportamiento marcado a flexión (Figura 6) y en el otro se muestran muros cortos donde predomina falla por cortante (Figura 7 y Figura 8) (Briceño y Carreras, 2013).

En ambos casos el muro tiende a presentar las mayores fuerzas (momento de flexión y fuerza cortante) en la base como se observa en la Figura 4, por lo cual, se espera un comportamiento plástico en esta zona, el cual se denomina longitud plástica (Paulay y Priestley, 1992). Este parámetro también se tiene en cuenta en los criterios de diseño para muros estructurales y normalmente se establece una longitud de afectación en los dos primeros pisos (Mun y Yang, 2015).

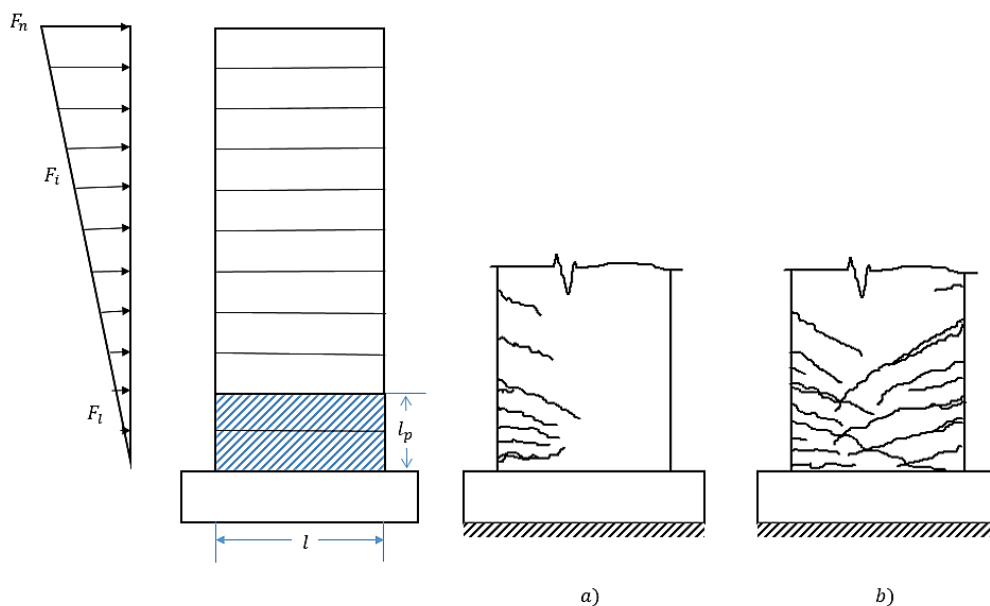


Figura 4. Longitud potencial plástica - a) agrietamiento por carga monotónica b) agrietamiento por carga cíclica. Adaptado de Paulay y Priestley (1992).

El desempeño ante fuerzas horizontales causa los máximos momentos y cortantes en la base, de ahí se entiende que, estos elementos pueden fallar a flexión o cortante y la definición del modo de falla predominante se da según sus propiedades geométricas (Alcocer, 1995).

Sin embargo, Paulay y Priestley (1992) mencionan la existencia de otros modos de falla que se pueden presentar en muros, como falla por deslizamiento o pandeo (Figura 5), según la cantidad y disposición del acero de refuerzo longitudinal. Además de que puede fallar la cimentación, antes de que puedan desarrollarse las tensiones últimas de su capacidad a flexión o a corte.

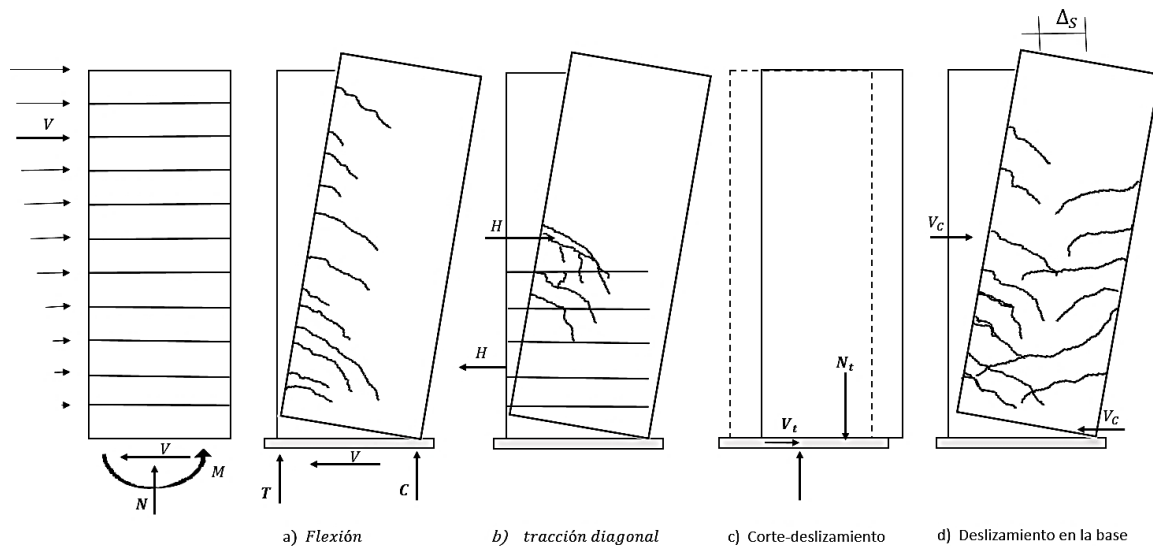


Figura 5. Modos de falla muros en concreto reforzado.
Adaptado de Alcocer (1995).

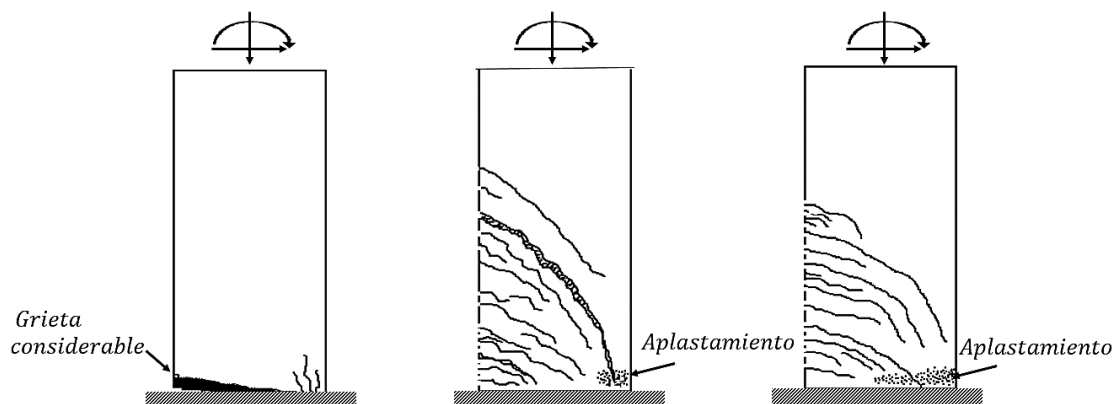


Figura 6. Modos de falla muros esbeltos.
Adaptado de Alcocer (1995).

Carrillo y Alcocer (2012) explican que los muros portantes sufren diferentes tipos de desplazamiento y pérdida de resistencia, clasificados en muros de cortante de flexión o muros dúctiles, estos últimos se caracterizan por tener buena disipación de energía para cargas cíclicas. Alcocer (1995) pone en consideración algunas recomendaciones como: evitar por completo muros donde predomine la fuerza cortante, dado que no cuentan con la capacidad suficiente para disipar energía y en cambio implementar muros dúctiles para el diseño sismo resistente, así como, impedir en la medida de lo posible las fallas efectuadas por cargas de corte como tracción

o compresión diagonal, así como las fallas en las juntas de construcción y en el caso de muros esbeltos además de los mencionados anteriormente, es importante tener en cuenta fracturas del acero a flexión e inestabilidad del alma del muro o del refuerzo vertical a compresión.

Después del evento sísmico de 2010 en Chile, la mayor causa de falla de muros estructurales fueron las altas cargas axiales que indujeron los muros a una falla frágil por compresión (Hube et al., 2014), ocasionando aplastamiento del concreto, aunque también se debió a la falta de acero de refuerzo y bajos espesores en los muros. Mientras que en la zona de Christchurch (2011) con el mismo tipo de falla, el principal problema se debió a falta de refuerzo y confinamiento de los muros (Briceño y Carreras, 2013).

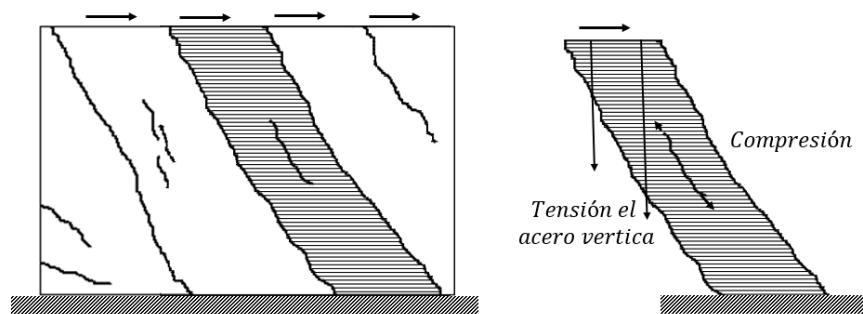


Figura 7. Puntal de compresión entre grietas para muros robustos.
Adaptado de Alcocer (1995).

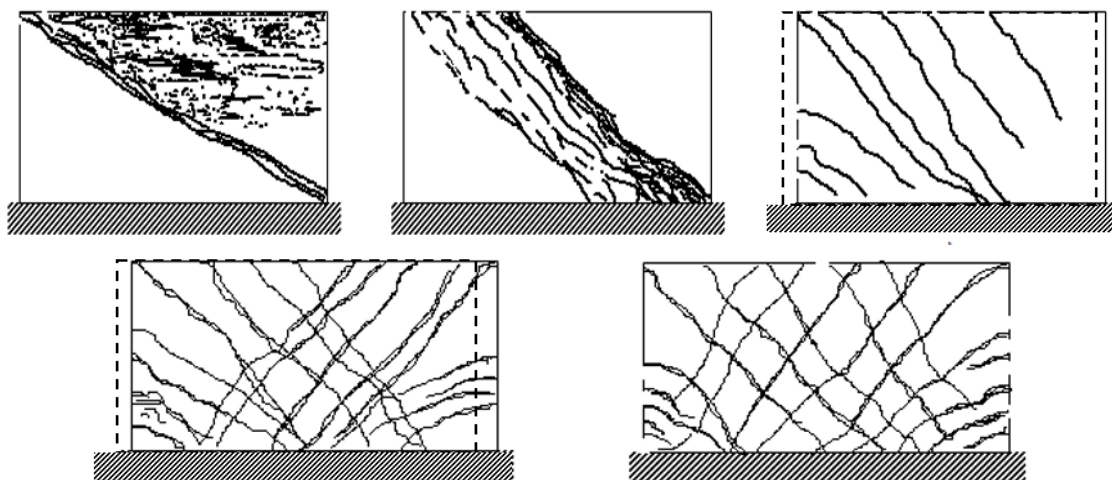


Figura 8. Modos de falla muros robustos.
Adaptado de Alcocer (1995).

2.1.5.2. Comportamiento fuera del plano. Una parte de los daños observados en los sismos de Chile y New Zelanda corresponden a fallas fuera del plano (Dashti et al., 2015), también conocido como efecto de pandeo (ver Figura 9). Almeida et al. (2014) explican que los muros en concreto reforzado en ocasiones no pueden desarrollar la capacidad de ductilidad y es ahí cuando se presenta la falla por pandeo global o local.



Figura 9. Fallas fuera del plano - a) sismo Chile b) Sismo nueva Zelanda.
Fuente: Wallace (2012) y Elwood (2013).

Las observaciones generales de los daños dejan claro que pese a las consideraciones establecidas en los códigos, los muros en concreto reforzado no siempre tiene un buen comportamiento ante eventos sísmicos (Shea, 2013), esto se debe a que los efectos de pandeo no se tienen en cuenta para su análisis y diseño, además de las pocas restricciones de las normativas vigentes respecto a la especificación de espesor.

Dashti et al. (2017) definen el pandeo total o global de un muro a la curvatura de una región del mismo fuera del plano como se ilustra en la Figura 10. Esto puede ocurrir por el ineficiente detalle del refuerzo longitudinal y/o excentricidad de la carga axial actuante en la región.

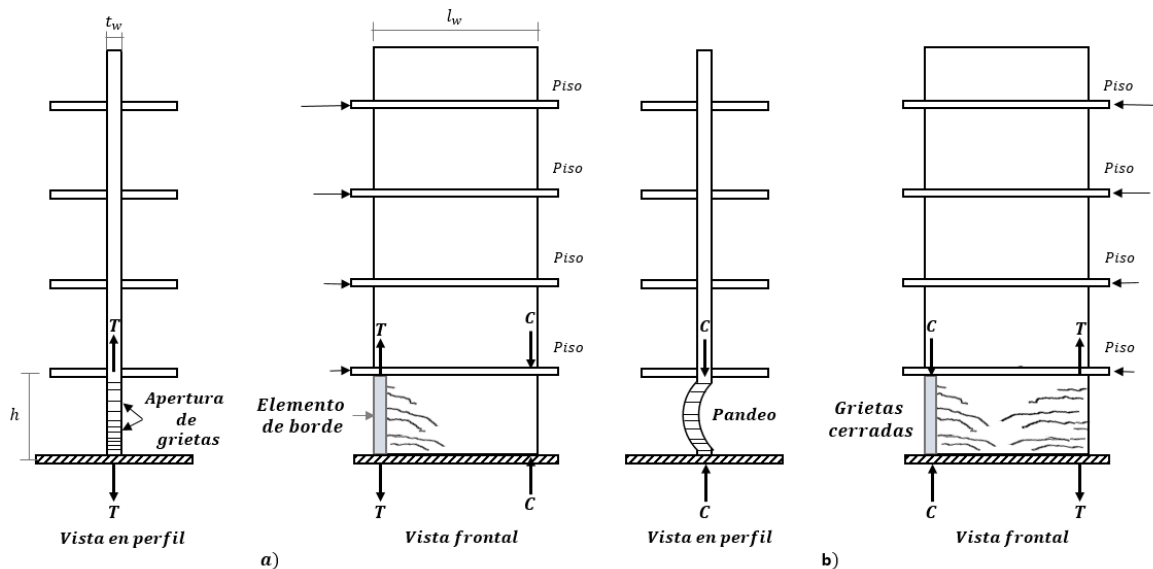


Figura 10. Falla fuera del plano a) Ciclo de tensión b) Ciclo de compresión.
Fuente: Farhad et al. (2017).

Frente a estas solicitaciones, el acero de refuerzo trata de resistir las cargas axiales y antes de alcanzar el punto de fluencia a compresión, el muro sufre un desplazamiento en el plano relativamente pequeño, pero, con el continuo aumento de compresión las barras longitudinales empiezan a ceder potencialmente, originando una disminución sustancial de rigidez y en consecuencia un incremento del desplazamiento fuera del plano (Beyer y Rosso, 2015). Existe también una diferenciación en el comportamiento debido al refuerzo, se puede presentar dos escenarios: si el caso es de un muro con doble capa de refuerzo, en el momento del nuevo ciclo de tracción, la segunda capa de refuerzo longitudinal (que aún no ha fluido en compresión) es la principal fuente de rigidez fuera del plano; pero para muros con una sola capa de refuerzo tal restricción no existe, lo que lleva a una rigidez fuera del plano mucho más baja y desplazamientos más grandes (Parra y Moehle, 2014), lo cual implica que los muros con una sola malla de refuerzo pueden sufrir pandeo inelástico fuera del plano incluso sin que el acero llegue al punto de fluencia (Parra y Moehle, 2017) (Almeida et al., 2014).

Sin embargo, hasta el momento no se tiene certeza sobre la estimación del área que sufre pandeo en los muros estructurales o cómo se relaciona esta última con la disposición de refuerzo longitudinal, especialmente con los elementos de borde (Dazio et al., 2009).

2.1.6. Modelos utilizados para evaluar la respuesta estructural de muros de C.R. A la hora de diseñar este tipo de estructuras bajo los criterios de las normativas vigentes se debe tener especial cuidado; pues el comportamiento de los muros varía según las características mecánicas propias de dimensión, distribución de acero refuerzo, entre otros (Paulay y Priestley, 1992). Visto de otra manera, el comportamiento del sistema depende de la interrelación y articulación entre la respuesta de flexión, compresión y cortante a través de su sección en diferentes niveles, que a su vez, incluyen otras consideraciones de mayor complejidad como el comportamiento con elementos confinados (Su y Wong, 2007), efecto de pandeo, disminución de la resistencia del concreto después de sufrir agrietamiento (ablandamiento o endurecimiento por compresión), entre otros (Belarbi y Hsu, 1995).

Lo anterior ha sido ampliamente estudiado con el objetivo de acercarse al desarrollo de un modelo analítico que permita articular dichas condiciones como; características de los materiales, rigidez, fisuras y modos de falla. Mohamed et al. (2016) mencionan que para lograr esto en un modelo, se debe tener en cuenta dos temas fundamentales: primero, la idealización del sistema en elementos representativos, y segundo, la elección leyes constitutivas que permitan caracterizar la respuesta de los materiales (concreto y acero), sea en el rango elástico o inelástico.

2.1.6.1. Micro modelos y Macro modelos. Los micro modelos se basan principalmente en elementos finitos y la mecánica del medio continuo; normalmente son aplicados a estructuras pequeñas, donde cada elemento se puede modelar de manera detallada para entender el comportamiento local de fallas en los elementos estructurales (Mohamed et al., 2016). En el caso

de muros estructurales, Güner (2008) explica que éstos pueden ser divididos en elementos sencillos interconectados entre sí en puntos específicos denominados nodos y permite analizar el arreglo por medio de ecuaciones que dependen del número de grados de libertad, para entender el comportamiento de fallas causadas por cargas externas. Orakcal et al. (2004) explican que con el modelado a escala micro se obtiene una respuesta acertada de las fallas locales, pero su eficiencia y fiabilidad es cuestionable debido a la complejidad de la interpretación de resultados. Además, al ser un proceso de modelado detallado tiene un costo computacional elevado y no se presta para modelaciones de edificios completos (Dashti et al., 2011).

Por el contrario, los modelos macro se enfocan en simular adecuadamente el comportamiento global de la estructura a partir de un pequeño número de elementos, a los cuales, se les asignan propiedades equivalentes a la suma de sus componentes (Mohamed et al., 2016). Estos modelos son usados principalmente en estructuras completas como edificios, para estudiar algunas de sus propiedades entre estas, la disipación de energía, deformación y capacidad de resistencia (Dashti et al., 2011).

2.1.6.2. Análisis inelástico no lineal. El comportamiento de los materiales y/o estructuras de concreto reforzado no se deforman proporcional a las cargas, ni se logran recuperar totalmente como lo plantea el enfoque elástico lineal (Ashby et al., 2008), en cambio, presentan un comportamiento diferente una vez estos alcanzan los respectivos límites de fluencia. Por un lado, se tiene una deformación no lineal (ver figura 11) que causa la aparición de grietas en el elemento y por el otro, cuando los materiales pasan el límite de fluencia se produce una deformación permanente, provocando que el material cambie de forma (Mullapudi et al., 2013), esto último es conocido como inelasticidad (Ver figura 12).

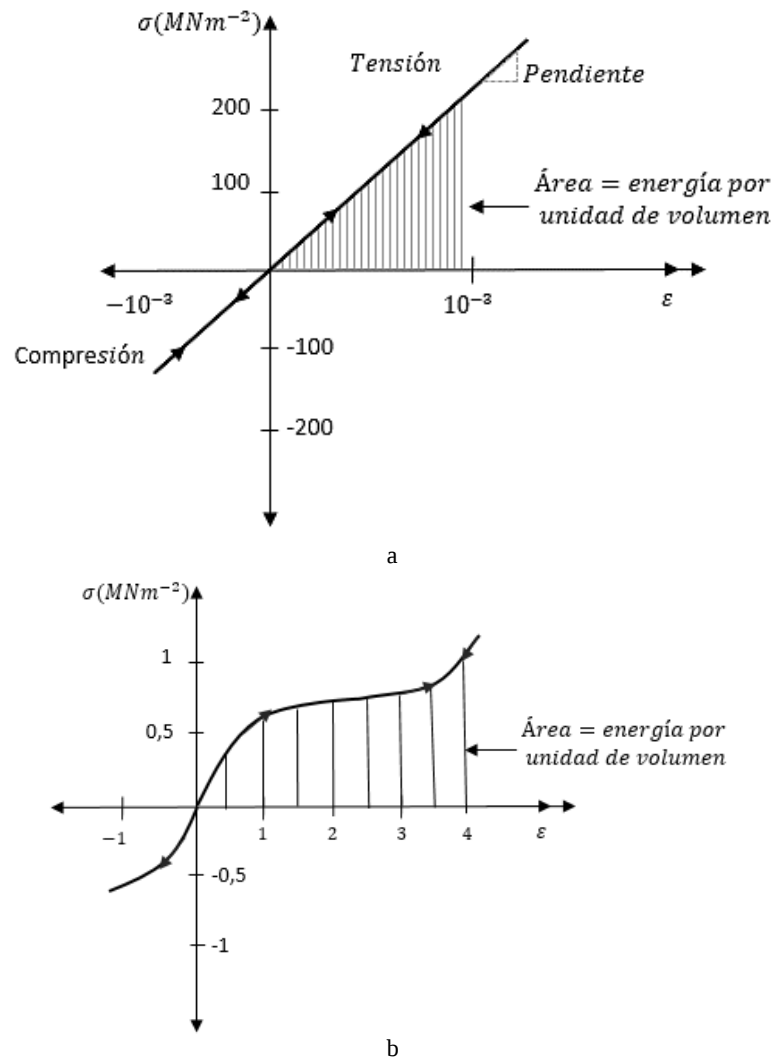


Figura 11. Curva Esfuerzo-deformación: a) Elástico lineal y b) Elástico no lineal.
Adaptado de Ashby et al. (2008).

La linealidad o no linealidad de un material se puede apreciar fácilmente en las curvas de tensión-deformación uniaxial tanto en el concreto como en el acero, el primer caso, hace referencia al material que sigue la misma trayectoria en carga que en descarga conservando la proporción directa entre esfuerzo y deformación, mientras que el segundo sigue la misma trayectoria pero con diferente proporción (Ashby et al., 2008).

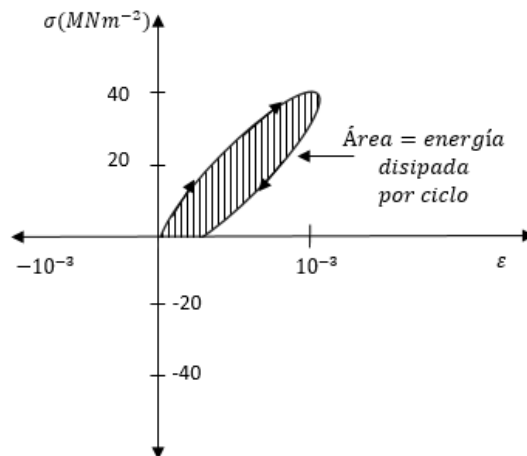


Figura 12. Comportamiento inelástico de un material.
Adaptado de Ashby et al. (2008).

Cuando se somete un muro de concreto reforzado a ciclos de carga y descarga, este presenta un comportamiento no lineal e inelástico, tal como se ilustra en la figura 13 también conocido como comportamiento histerético, que entre otras cosas sirve para determinar la capacidad de disipación de energía, la degradación de rigidez y resistencia (Briceño y Carreras, 2013).

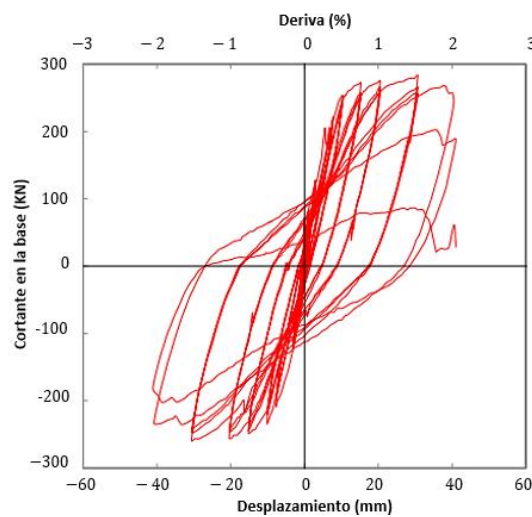


Figura 13. Diagrama de histéresis típico de un muro en concreto reforzado.
Adaptado de: Dashti et al. (2017)

Usualmente, se diseña y analiza estructuras a partir del enfoque elástico lineal, pero esto conlleva a alejarse del comportamiento estructural real del elemento, debido a que imposibilita representar la redistribución de la fuerza interna en la estructura por cambios en la rigidez de la

sección y subestima las fuerzas internas en las secciones e implicar en mayores costos (Güner, 2008).

Sin embargo, en la última década se han realizado avances importantes y diversos en la investigación del comportamiento estructural no lineal (estático y dinámico), dando lugar a modelos mecánicos bastante satisfactorios que simulan con mayor precisión el comportamiento estructural (Alva et al., 2010). Hasta ahora la tecnología ha alcanzado una gran capacidad de procesamiento informático a través de la implementación de modelos constitutivos y métodos numéricos complejos que simulan mejor el comportamiento de las estructuras.

2.1.7. Campañas experimentales. La parte experimental cumple una función fundamental en los estudios de modelaciones numéricas, pues a partir de estos se logran determinar o validar parámetros, comportamientos, propiedades, características, entre otros; de modelos, sistemas o elementos objeto de investigación.

2.2. Estado del arte

Los modelos deben ser entendidos como una aproximación de la realidad, su aplicación se hace esencial en cualquier área del conocimiento y su complejidad está relacionada con la precisión que requiere el usuario (Carrillo y Alcocer, 2012). Para una evaluación fiable de desempeño sísmico es necesario partir del análisis no lineal (Chen y Kabeyasawa, 2012), en el cual, los modelos deben tener la capacidad de estimar las demandas sísmicas con una precisión aceptable y dentro de un tiempo computacional razonable. Aun cuando, el análisis inelástico no lineal tiene métodos de diseño concretos, sus técnicas todavía están en desarrollo. Desde las primeras aplicaciones apoyadas en el FEMA 273 NEHRP² y ATC 40³, hasta las últimas actualizaciones importantes, referentes al diseño de edificios altos en regiones sísmicas altas, consignadas en

² “Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” (FEMA 1997).

³ “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (ATC 1996).

PEER⁴ y PEER/ATC 72-1⁵ (PEER, 2010), se han desarrollado modelos para el análisis estructural, los cuales, se distinguen principalmente por el grado de idealización. La guía PEER/ATC (2010), clasifica estos modelos en tres tipos generales: modelos de elementos finitos, los cuales son detallados y simulan explícitamente el comportamiento mecánico no lineal de los materiales y elementos de manera continua; modelos de plasticidad distribuida o de fibra, que captan implícitamente algunos aspectos del comportamiento, distribuyendo la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de la longitud del elemento; y finalmente, los modelos de plasticidad concentrada o de bisagra, que simulan el comportamiento del elemento a partir de la respuesta fuerza-deformación global, como se muestra en la figura 14.

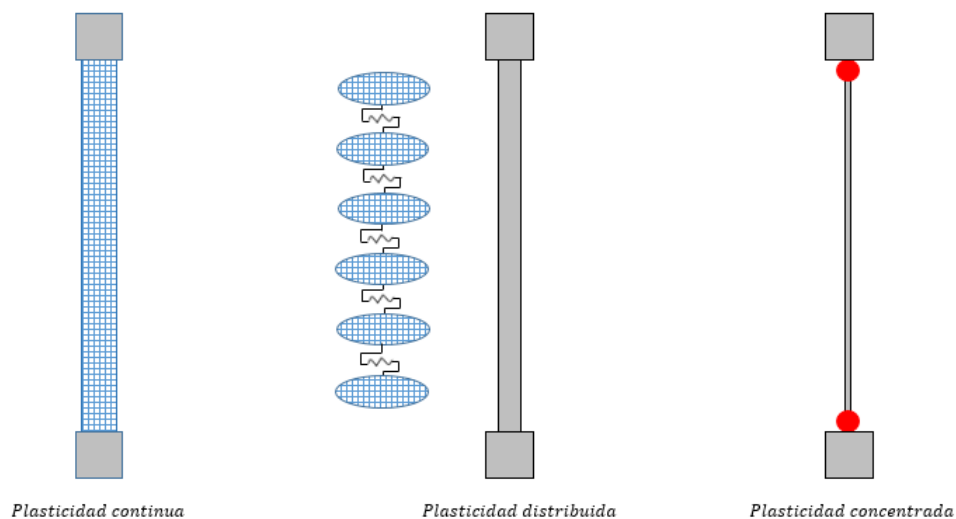


Figura 14. Tipos de modelos para análisis no lineal.
Adaptado de PEER-ATC-72 (2010).

Con base en estos modelos y teniendo en cuenta la gran cantidad de variables involucradas en el modelado de muros en concreto reforzado, en la bibliografía actual no se evidencia un modelo fiable capaz de capturar de manera integrada todos los diferentes modos de falla en edificios de

⁴ “Seismic Design Guidelines for Tall Buildings” (PEER 2010).

⁵ “Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings” (PEER/ATC 2010)

muros cortantes (Kolozvari y Wallace, 2016). Sedgh et al. (2015) expresan que los principales modelos no lineales para el análisis de muros en concreto reforzado son: analogía de columna ancha, elementos lineales con sección de fibra, analogía puntal tensor y elementos de múltiples resortes.

2.2.1. Analogía de columna ancha. Este modelo inicialmente desarrollado por Clough et al. (1964) y posteriormente complementado por Bertero et al. (1984) idealiza el muro de concreto reforzado como una columna ancha estándar, asignándole las propiedades del muro y usa elementos de viga como un enlace rígido para simularlo como una unidad integral, agrupa la masa de cada piso en el nivel correspondiente para simular el efecto de inercia horizontal del edificio, suponiendo que el elemento entero se mueve horizontalmente como un cuerpo rígido (Smith y Girgis, 1984), como se ilustra en la Figura 15. Por lo tanto, dicha representación depende tanto de la rigidez de flexión de las vigas como de la propia rigidez de las conexiones entre vigas y columna (Diotallevi et al., 2008). El modelo adopta la Hipótesis de Bernoulli y utiliza una distribución lineal de tensión a nivel de sección para suponer que ésta permanece plana (Beyer et al., 2008).

El modelo fue utilizado por Rodriguez et al. (2002) para estudiar la respuesta dinámica en edificios de varios pisos de muros reforzados, y según Galal y El-Sokkary (2008) permite determinar la capacidad en términos de rotación o desviaciones entre pisos, además Carrillo y Alcocer (2012) mencionan que es un modelo sencillo de aplicar, que idealiza los muros como estructuras esqueléticas, tal como se realiza con los sistemas aporticados. Pese a que estos modelos logran predecir aproximadamente el comportamiento de los muros, no pueden captar el comportamiento cíclico o histerético de estos elementos (Ammar y Hassan, 2013). Sin embargo,

una de las ventajas de este modelo, es el bajo requerimiento computacional, aun cuando se trata de un análisis no lineal de grandes edificios.

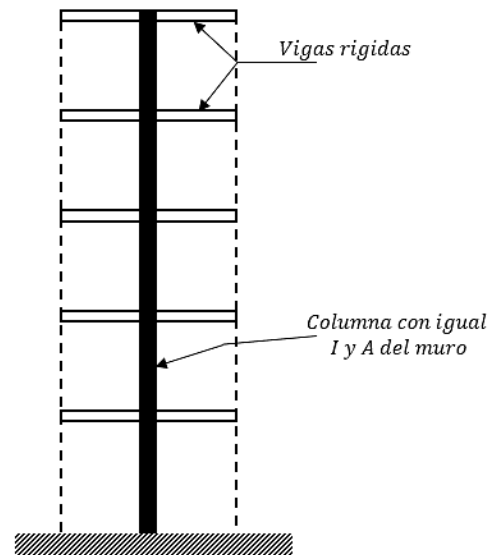


Figura 15. Representación modelo columna ancha.
Adaptado de Smith y Girgis (1984).

Matsagar (2014) habla sobre la baja eficiencia del modelo para simular el comportamiento de los elementos de borde, especialmente bajo la acción de una carga axial elevada o demandas cíclicas horizontales y Sedgh et al. (2015) establecen que dado que no tiene en cuenta la interacción cortante-flexión, la resistencia al corte y la rigidez no se degradan, aumentando así las demandas de flexibilidad de rotación.

2.2.2. Modelo sección de fibra. La idea del modelo fue introducida por Park et al. (1972), quienes lo utilizaron para simular la respuesta de un elemento de concreto reforzado a carga cíclica. Emori y Schnobrich (1981) concluyen que el modelo puede representar el comportamiento inelástico en elementos de concreto reforzado, basándose en una geometría lineal y distribución de fuerza axial en la longitud del elemento, el cual, es fraccionado en capas de fibra transversales y paralelas, con características geométricas locales. Los autores Taucer y Spacone (1991) explican que la respuesta global del elemento es definida por integración

numérica desde la respuesta de las fibras, estas últimas, asumen una unión perfecta concreto-acero, relación uniaxial de esfuerzo-deformación, además de que permanecen planas y normales a la longitud del eje durante la historia de deformación, aumento la inestabilidad del análisis no lineal y la posibilidad de errores.

Pese a que, logra capturar adecuadamente la respuesta a flexión y otorga información razonable para deformaciones cortantes cuasi-elásticas (Diotalleve et al., 2008), las hipótesis del modelo solo son aceptables para pequeñas deformaciones y desplazamientos de los elementos cuando el material sea homogéneo. Por otro lado, los autores Filippou y Taucer (1996) exponen que el modelo puede integrar el efecto de agrietamiento y endurecimiento por deformación, a partir de los conceptos de agrietamiento de elementos finitos, los cuales, conllevan a la modificación en la relación de esfuerzo-deformación sea desde el acero de refuerzo o el concreto y Monti y Spacone (2000) mencionan el problema del modelo para adecuar el refuerzo y la importancia de un amplio conocimiento de las propiedades de los materiales (concreto, acero).

Posteriormente, Kotronis et al. (2005) explican la complejidad al simular las condiciones de contorno (elementos de borde), y de la falla del modelo para representar la respuesta dinámica de muros cortantes por deslizamiento de enlaces entre elementos. Mientras que, Légeron et al. (2003) realizan simulaciones con muros estructurales bajo cargas monotónicas y cíclicas, argumento sobre la practicidad del modelo. Luego, Belmouden y Lestuzzi (2007) tienen en cuenta las limitaciones mencionadas por Kotronis et al. con un modelo multi-capas para simular la respuesta dinámica no lineal de muros en concreto reforzado, y se resalta la importancia del contenido de refuerzo longitudinal con el objetivo de reducir el agrietamiento por flexión-cizallamiento. Además, Dazio et al. (2009) plantean que la formación de bisagra de plástico proporciona información sobre la capacidad de disipación de energía cinética de los muros,

aunque el modelo planteado no coincide de manera aceptable con los especímenes ensayados experimentalmente.

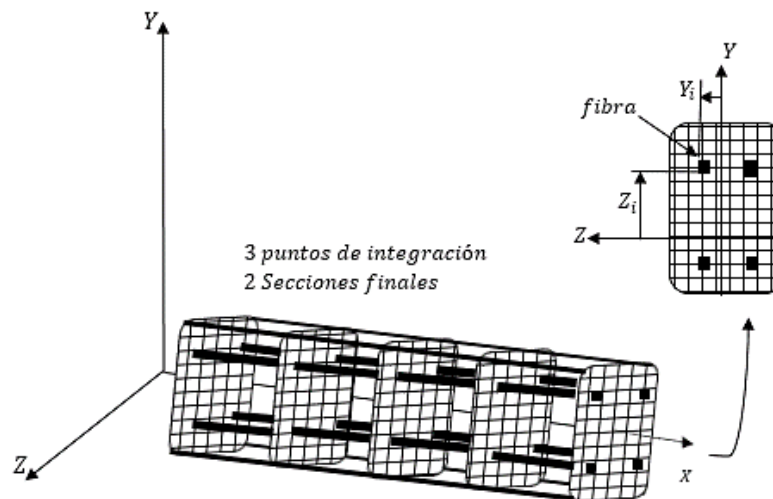


Figura 16. Elemento de línea de fibra.
Adaptado de Sedgh et al. (2015).

Tal como se muestra en la figura 16, el planteamiento del modelo analiza el comportamiento no lineal de los materiales en la longitud del elemento, para este caso en cinco diferentes secciones transversales, las fibras de cada elemento reportan las demás tensiones en el concreto y el refuerzo local y por integración numérica se obtiene la respuesta de todo el elemento, con lo cual, también se logra el modelado de muros acoplados y de secciones complejas (Galal y El-Sokkary, 2008). Cabe resaltar, que el cambio de momento, longitud, el método de integración y el fenómeno de endurecimiento por deformación tiene gran efecto sobre la deformación del elemento, además, es importante resaltar, que ante la variación de la curvatura se requiere mayor cantidad de secciones para analizar (Sedgh et al., 2015), por lo que los parámetros del modelo están orientados a las propiedades de tensión-deformación de las fibras, la rigidez cortante, la cantidad de secciones y respectivas ubicaciones, que depende directamente tanto del esquema de integración, como del nivel de precisión deseado por el usuario (Beiraghi et al., 2015).

2.2.3. Modelo puntal – tensor. Una de las primeras descripciones del modelo fue realizada por Oesteler et al. (1984). Básicamente, el modelo puntal-tensor asume el muro como una armadura estáticamente determinada, discretizado en paneles rectangulares. Para esto, los autores Galal y El-Sokkary (2008) describen la utilización de miembros tipo barra: dos verticales, que representan los elementos de borde y cuentan con una plasticidad distribuida; uno diagonal, que representa la compresión, cuya resistencia se degrada gracias a las deformaciones biaxiales que hacen las veces de puntales o tensores (según la dirección de la carga); y dos horizontales que representa el refuerzo a cortante (ver Figura 17). Cabe mencionar, que a cada elemento le son asignadas las propiedades de concreto y acero por medio de aferencia, de ahí, que se desprecia la resistencia de los elementos horizontales para evitar superposición con las propiedades con los de la diagonal (Sedgh et al., 2015).

A cada nodo libre se asigna una masa agrupada, se desprecia la amortiguación y velocidades iniciales, con lo cual, el problema de valor inicial resultante se resuelve mediante el algoritmo paso a paso de regla trapezoidal, que coincide con el algoritmo de aceleración media constante de Newmark (Beiraghi et al., 2015). En cuanto a los parámetros, cabe mencionar los que se encuentran enfocados en controlar la transición entre las ramas elásticas y plásticas, la tasa de endurecimiento por deformación y la relación tensión-deformación en términos del efecto Bauschinger, describe la dependencia de la relación esfuerzo-tensión de compresión del concreto con la tensión de tracción normal (Matsagar, 2014).

Por su parte, Papadopoulos et al. (2012) mencionan que una de las limitaciones de este enfoque es la asignación de propiedades a los elementos tipo cercha bajo carga cíclica. Además, la discretización de elementos resulta ser un proceso complejo, dado que de esto depende la calidad de la predicción de deformación debida a la carga axial y es difícil acoplar los tipos de

falla producidos por carga lateral (Martínez y Daza, 2017). Hasta el momento no hay un avance respecto a la captura del peo de barras ni la ruptura de estas y se evidencia una baja eficiencia para representar la deformación debida a cargas por gravedad o fuerzas laterales y los desplazamientos, debido a la superposición de áreas de los puntales.

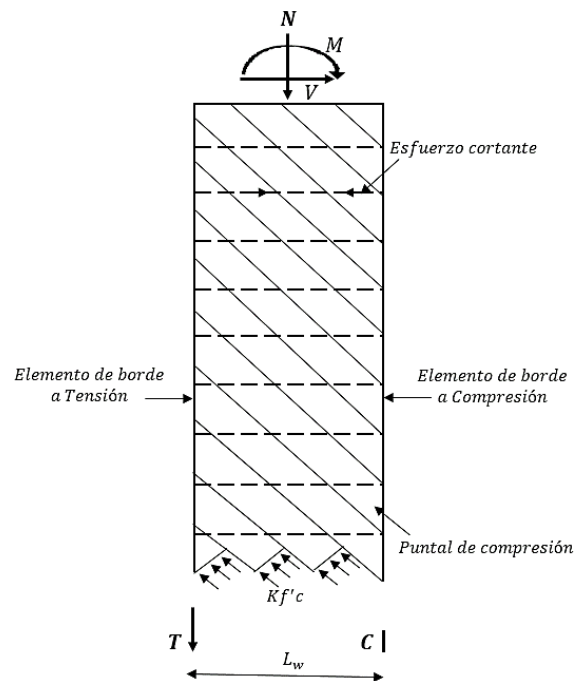


Figura 17. Modelo puntal-tensor.
Adaptado de Galal y El-Sokkary (2008).

2.2.4. Modelo de múltiples resortes. El modelo inicial de múltiples resortes, propuesto por Takayanagi y Schnobrich (1976), consiste en un numero de resortes conectados en serie a elementos rígidos, donde a cada resorte se le asignan propiedades inelásticas de acuerdo a la longitud del elemento y el nivel de carga axial (ver Figura 18 a). Después, se toma la idea y se adapta para múltiples resortes de forma axial, a través de un elemento lineal elástico con dos resortes axiales en cada extremo (ver Figura 18 b), que, a su vez, se distribuyen en cinco resortes para representar el esfuerzo uniaxial del comportamiento histerético del concreto y cuatro para representar el acero; A partir del cual, se modelaron columnas bajo flexión biaxial (Lai et al.,

1984). Luego de esto, el modelo fue simplificado por Jiang y Saiidi (1990), con la reducción del número de resortes y nuevamente incrementado por Li et al. (1993) justificando que entre mayor cantidad de resortes mayor es la efectividad del modelo. Además, Li (2006) mejora el modelo teniendo en cuenta el agrietamiento, el endurecimiento de la tensión y el efecto de confinamiento en la compresión y cortante no lineal.

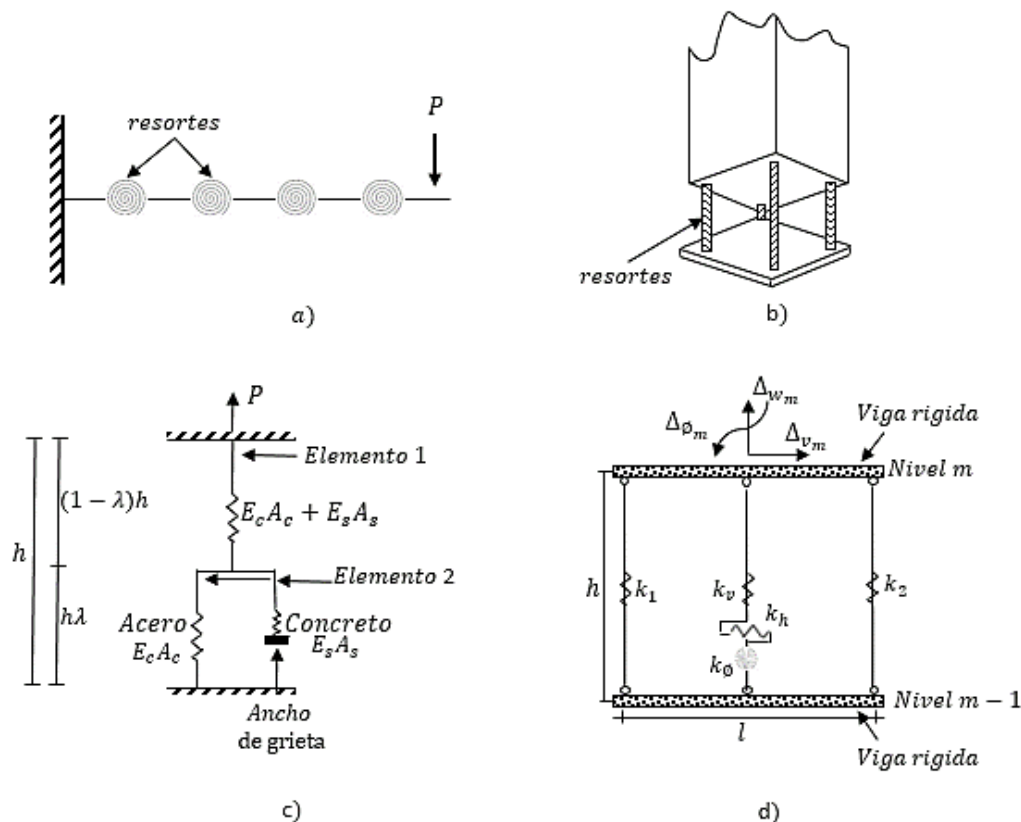


Figura 18. Modelo de múltiples resortes: a) Takayanagi y Schnobrich 1976 b) Lai et al. 1984 c) Vulcano y Bertero 1986 y d) Kabeyasawa et al. 1983.

Adaptado de Galal y El-Sokkary (2008).

Posteriormente, se propuso el modelo de tres elementos vertical (TVLEM) como una herramienta confiable para predecir la respuesta de muros cortantes por Kabeyasawa et al. (1983) (ver Figura 18 c). Este enfoque consiste en un elemento bajo flexión uniforme, manteniendo los dos resortes exteriores para representar la rigidez axial de elementos de borde y un elemento central en el que los resortes se concentran para producir la respuesta del muro (Galal y El-

Sokkary, 2008). El modelo es efectivo para simular el comportamiento global no lineal de muros estructurales, excepto por las deformaciones a cortante, pero requiere de muchos parámetros empíricos para la calibración, dado que se desarrolló para campañas experimentales específicas (Sedgh et al., 2015).

A partir de esto, Vulcano et al. (1998) proponen un modelo de muro simplificado, incorporando un modelo de rigidez histerético axial para el análisis no lineal de un sistema estructural de muros de concreto reforzado; respaldado por una campaña experimental de la universidad de california (Berkely), concluyen que el modelo predice adecuadamente la respuesta de flexión. Sin embargo, es necesario realizar mejoras adicionales al modelo para predecir adecuadamente la respuesta cortante histórica. Mientras que Orakcal y Wallace (2002) incorporan nuevas leyes histeréticas de comportamiento para el concreto confinado, no confinado y el acero, mejorando la respuesta cíclica carga-desplazamiento respecto al desplazamiento del eje neutro a lo largo de la sección transversal del muro y el efecto de la fuerza axial.

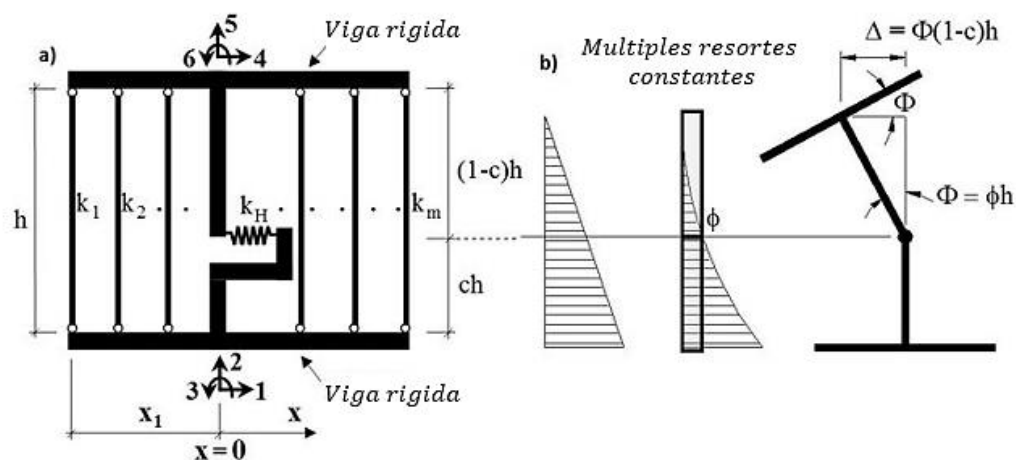


Figura 19. MVLEM Modelado de muros en concreto reforzado.
Adaptado de Sedgh et al. (2015).

En los planteamientos anteriores una de las principales limitantes era acoplar las respuestas de flexión y cortante, por lo que, Orakcal et al. (2004) estudian y desarrollan un tipo de modelo bidimensional de un elemento único con seis grados de libertad globales mostrada en la Figura 19, que describe la respuesta a cortante tanto a nivel global como local mediante un resorte de conexión situado a la altura ch desde la parte inferior central del muro, induciendo un punto de falla para generar los patrones deseados, alrededor del cual se produce una rotación relativa entre las caras superior e inferior del elemento. Mientras que la respuesta a flexión está determinada a partir del cálculo de rotaciones y desplazamientos transversales, a la altura ch de cada elemento (Mazzoni et al., 2006), asumiendo unión perfecta a los niveles superior e inferior y un valor de $c = 0,4$ recomendado en 1998 por el autor Vulcano et al.

Massone et al. (2009) Implementan y validan un enfoque de modelado más completo para muros estructurales incorporo la interacción flexión-cizallamiento. Por su parte, Urrego y Bonett (2010) proponen un modelo matemático basado en cuatro masas con múltiples grados de libertad para representar el comportamiento no lineal de un edificio de muros en voladizo de concreto reforzado de media altura, demostró la importancia de un óptimo diseño de refuerzo. Mientras que Stavridis y Shing (2010) consideraron una combinación de grietas discretas para capturar los modos de falla de las estructuras de concreto reforzado, comprobó que el método de discretización de elementos finitos a escala macro no requiere el nivel de representación detallada utilizado para micro-modelado.

Por su parte, Dashti et al. (2011) emplean un modelo compuesto por varios resorte verticales macro, cada macro se compone de dos elementos de resorte paralelos que representan el comportamiento uniaxial del concreto y del acero en el área tributaria asignada a cada par de resortes, comparo la respuesta del modelo con los resultados experimentales se logra definir la

ubicación del centro de rotación a lo largo de la altura de cada macro elemento, además, se resalta la flexibilidad del modelo para incorporar modelos constitutivos de materiales refinado. Carrillo y Alcocer (2012) desarrollaron ecuaciones para estimar la capacidad de resistencia a cortante de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura y presentan recomendaciones para estimar los parámetros principales para diseño sísmico reglamentario en Colombia.

Otra de las investigaciones realizada por Wallace (2012), estudia el desempeño de muros de concreto reforzado en los sismos recientes respecto a las provisiones del Instituto Americano del Concreto 318 para identificar posibles fallencias, de la cual, sugiere límites en el espesor y esbeltez de los muros. Sin embargo, el modelo de resortes utilizado para la simulación es incapaz de captar la pérdida de resistencia, a lo que se le atribuye el peo del refuerzo del límite vertical o la inestabilidad lateral de la zona de compresión de flexión. A partir del modelo inicial de Kabeyasawa, los autores Chen y Kabeyasawa (2012) incorporan un panel de 4 nodos bajo carga biaxial para mejorar la predicción del comportamiento no lineal tanto a cortante como a flexo-compresión de los muros estructurales en el plano.

A partir de los principios establecidos para el MVLEM se desarrolla el modelo SFI-MVLEM, que busca representar la interacción (o acople) de las respuestas a cortante y flexión. La investigación llevada a cabo por Kolozvari et al. (2015) incluye las tres respuestas más representativas de la falla de muros (axial, flexión y cortante), incorporando un elemento tipo panel para reemplazar los elementos establecidos por el modelo MVLEM como se muestra en la Figura 20, condiciones de carga cíclica inversa y el modelo desarrollado por Ulugtekin (2010) para integrar los efectos de cortante, primero a nivel de panel y luego en la respuesta flexión-cortante a nivel del elemento de muro.

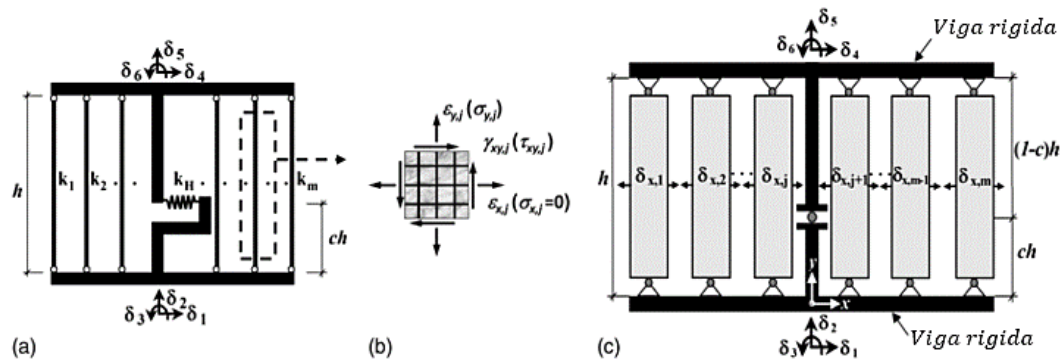


Figura 20. Comparación MVLEM vs: SFI_MVLEM.

a) Modelo MVLEM, b) Panel de CR –FSAM y c) modelo SFI-MVLEM

Adaptado de Kolozvari et al. (2015).

Algunas de las ventajas de este modelo son la consideración de modelos constitutivos alternativos (simples), que representan de manera más realista los mecanismos de falla; está implementado en OpenSees, una plataforma computacional ampliamente utilizada para proporcionar capacidades analíticas mejoradas, además, de que es aplicable a muros de relación de aspecto delgado y moderado (Kolozvari et al., 2015). No obstante, el modelo es incapaz de captar la degradación de la resistencia asociada a modos de falla como peo del acero de refuerzo, falla deslizante a lo largo de las grietas, o inestabilidad lateral del límite de compresión (Kolozvari et al., 2018); asimismo, requiere de una gran cantidad de parámetros empíricos para su calibración, como los asociados con los modelos constitutivos del material, número de elementos de panel a lo largo de la sección transversal del muro o de elementos en la altura del muro, definición de la ubicación del centroide de rotación a lo largo de la altura de cada elemento, el coeficiente de fricción cortante y la rigidez del mecanismo de resistencia al corte proporcionado por el refuerzo, entre otros (Kolozvari et al., 2015).

2.2.5. Modelos micro. Con micro modelos (elementos finitos) se puede modelar un elemento de manera detallada para entender el comportamiento local (Mohamed et al., 2016). El método surge por la necesidad de representar el comportamiento a flexión biaxial, pues, por medio de

modelos macro es complejo, debido a la definición del ciclo histerético. Este tipo de modelos discretiza el elemento de concreto reforzado en un número finito de pequeños elementos, interconectados en un número finito de puntos nodales (Folié y Petronijević, 2014) como se explica en la sección 2.1.6. El número de elementos finitos se elige de acuerdo con el nivel de precisión requerido y la herramienta de análisis disponible.

Asimismo, Orakcal et al. (2004) explican que con el micro modelado se obtiene una respuesta eficiente de las fallas locales a flexión biaxial y resaltan las amplias posibilidades de modelado para la mayor parte del fenómenos relacionados con el comportamiento del concreto bajo acciones dinámicas; pero su fiabilidad es cuestionable debido a la complejidad de la interpretación de resultados, adicional a esto, presenta una baja eficiencia para simular directamente el cizallamiento y la fluencia del enlace acero-hormigón (Koložvari et al., 2018), por lo cual, los autores Folié y Petronijević (2014) no recomiendan su implementación para muros estructurales, y tampoco se ha encontrado un amplio uso de estos modelos en el análisis dinámico no lineal, debido a lo complejo de su formulación y los grandes requerimientos computacionales (Koložvari et al., 2018), que no se presta para modelaciones de edificios completos (Dashti et al., 2011). Por lo cual, actualmente el uso de estos modelos no lineales 3D son para el análisis de juntas, detalles de características y elementos estructurales individuales, de los que se desee conocer algo específico.

De lo anterior, se puede resaltar las diferencias existentes entre los métodos de macro y micro modelado, como almacenamiento y esfuerzo computacional requerido, que para ambos casos es menor el del macro modelado (Ghobarah y Youssef, 1999), dado que no requieren el mismo nivel de detalle que los micro; la diferencia entre practicidad y eficiencia de cada método, deja

claro que es preferible el uso de macro modelado para el caso de edificios completos (Mohamed et al., 2016) y así, disminuir costo computacional (Jalali y Dashti, 2010).

En los apartados anteriores se presenta un estado del arte sobre los avances y los diferentes enfoques utilizados hasta el momento para modelado de muros estructurales, entre los cuales están modelos de plasticidad concentrada (puntal tensor, resortes multi-axiales); algunos combinados; normalmente utilizados en macro modelado y de plasticidad continua como micro modelos. Para cada uno de ellos, se menciona la eficiencia, limitaciones y se discuten los principales factores que afectan la predicción de la respuesta, los cuales deben tenerse en cuenta al ser aplicados. A partir de estos modelos se seleccionará y validará el más adecuado para simular los muros estructurales representativos de la ciudad de Bucaramanga.

Capítulo 3

Selección del modelo

El desarrollo de este capítulo está enfocado en la selección de un modelo no lineal que permita representar de manera adecuada muros delgados de concreto reforzado y a partir de dicha selección, en el anexo II se brinda una descripción sobre la formulación del modelo (características, comportamiento constitutivo de los materiales y análisis no lineal, ventajas y desventajas) producto de la metodología de selección.

3.1. Modelos consultados

La revisión bibliográfica está enfocada en la descripción de factores relevantes sobre cada uno de los modelos, tales como: problema de aplicación, metodología, ventajas, desventajas, datos de entrada y salida; y parámetros. A partir de los aspectos mencionados, se construyen las fichas

bibliográficas que se presentan en el Anexo I, el cual soporta el resumen mostrado a continuación.

3.2. Clasificación de los modelos

Con el objeto de seleccionar el modelo que mejor se ajusta al objetivo general a partir de la revisión bibliográfica realizada, se hace una clasificación a partir de diferentes criterios, los cuales se establecen en forma matricial para la selección y comparación de los modelos con sus respectivas características. Es una matriz de carácter cuantitativo y cualitativo que se construye a partir las siguientes metodologías (3.1.1.1 y 3.1.1.2).

3.2.1. Proceso Analítico Jerárquico (PAJ). Es una herramienta que orienta la toma de decisiones con múltiples atributos, a través de la descomposición del objeto de estudio en una jerarquía de criterios involucrados y su respectiva evaluación sistemática por medio de comparaciones entre ellos (Medina et al., 2010). A cada uno de los criterios se les asigna un valor representativo de la importancia que tiene frente a cada uno de los demás, Saaty (1980) define un rango de 1 a 9 para asignar estos valores, donde 1 indica que los dos criterios son de igual preferencia, mientras que un valor de 9 indica que uno de los criterios es 9 veces más importante que aquel con el que es comparado: De lo cual, surge una matriz cuadrada de tamaño igual a la cantidad de criterios designados, cuya diagonal está conformada de unos (1) que surgen de evaluar cada criterio frente a él mismo. Para la aplicación de la técnica se definen las siguientes categorías:

- Complejidad: Considera el grado de dificultad para la aplicación del modelo, relacionado con las características de representación, recursos, formulación y tiempo de calibración.

- Aplicabilidad: En consideración de las necesidades de la investigación, tiene en cuenta las posibilidades de aplicación del modelo, responde las preguntas ¿Cuántas veces se ha usado? ¿En qué condiciones ha sido implementado?
- Accesibilidad: Categoría evaluada para requerimientos de software, discrimina el tipo de licencia y evalúa la facilidad de comunicación con autores y usuarios, a través de diversos mecanismos: correo electrónico; foros; blogs; manuales; artículos y atención al cliente.
- Requerimientos: Orientada con respecto a los requerimientos computacionales que exige el modelo para su implementación y aplicación.
- Funcionalidad: Se relaciona con la usabilidad del modelo. Evalúa el desempeño del modelo en la etapa de calibración y validación, según lo reportado en la literatura consultada. Los modelos son evaluados según el error que presenta en la estimación de una variable.
- Características: Involucra los supuestos principales que fueron empleadas para el desarrollo del modelo, toma en cuenta la valoración de aspectos como el tipo de análisis en el que se puede usar; la compatibilidad de datos y el método de solución.

3.2.2. Modelo de puntuación. Es una manera práctica de establecer la solución apropiada a un problema determinado mediante la evaluación de diferentes aspectos, por lo cual, el éxito de este método es la adecuada identificación del propósito general y los criterios o aspectos involucrados en la toma de la decisión (Roche y Vejo, 2005). El método consiste en asignar un peso entre 0 y 1 a cada criterio definido por categoría según el grado de importancia, siendo 1 el valor de mayor importancia y 0 el de menor. La suma de los criterios por categoría debe ser igual a 1 y de igual manera se procede con cada categoría según su importancia en la selección del modelo, donde la suma de todas debe ser igual a 1.

Ambos modelos se combinan, con el PAJ se validan y soportan los valores porcentuales asignados previamente con la metodología de puntuación. Pero, se requiere identificar adecuadamente el problema, dado que la identificación errada del mismo puede resultar en la incorrecta selección del modelo. Una vez definidos todos los criterios con su respectivo valor porcentual dentro de cada una de las categorías establecidas, se procede a calificar 0 a 5 según las características de los modelos revisados y se opera dicho valor con el ponderado de cada criterio, posteriormente se realiza el acumulado por categoría y se multiplica por su respectivo peso porcentual. Por último, se obtiene el valor acumulado de cada modelo y se elige el modelo con la mayor calificación.

3.3. Resultados selección del modelo.

Como primera medida, se asignan las respectivas ponderaciones a cada categoría. Según lo mostrado en la Tabla 2, hay una tendencia alrededor de dos valores en el grupo de categorías. El primero de ellos, un promedio de 0.24, que reúne las categorías Complejidad, Aplicabilidad y funcionalidad, enfocadas principalmente a la posibilidad real de implementar el modelo para cumplir con los propósitos del presente trabajo. El segundo reporta un valor promedio de 0.09, el cual, contiene las categorías de Accesibilidad, Requerimientos, y Características, aspectos que son importantes pero que no impiden el proceso de modelado.

Tabla 2. *Categorías y criterios de selección.*

No.	Categorías	Ponderado	Criterio	Ponderado
1	Complejidad	0,25	Nivel de formación usuario	0,13
			Tipos de falla modelados ¿están acoplados?	0,27
			Número de parámetros	0,18
			Facilidad de calibración	0,17
			Modelos constitutivos	0,12
			Tiempo de calibración	0,13
2	Aplicabilidad	0,23	Disponibilidad de software	0,25
			Facilidad de implementación	0,37
			Representación campaña experimental	0,38
3	Accesibilidad	0,08	Tipo de licencia del modelo	0,23
			Sistema operativo	0,17

			Disponibilidad código fuente	0,32
			Cobertura del soporte técnico	0,28
4	Requerimientos	0,10	Datos requeridos	0,38
			Acceso a internet	0,10
			Interfaz y compatibilidad	0,27
			Capacidad de computo	0,25
5	Funcionalidad	0,23	Disponibilidad de información	0,23
			Desempeño en la calibración	0,15
			Desempeño en la validación	0,15
			Error en la estimación de fallas	0,30
			Tipos de muros modelados	0,17
6	Características	0,10	Elástico lineal o Elástico no lineal	0,12
			Inelástico (no lineal)	0,37
			Micro y/o macro modelado	0,25
			Compatibilidad de datos	0,15
			Método de solución del modelo	0,12

Nota: Se presentan los pesos ponderados de cada criterio dentro de cada una de las categorías, los cuales, deben sumar 1 en cada grupo, tanto en categorías como en conjunto de criterios.

Respecto al primer grupo mencionado, los criterios de mayor importancia son, tipos de falla modelados 0.27 (complejidad); facilidad de implementación 0.37 y representación campaña experimental 0.38 (Aplicabilidad), finalmente, error en la estimación de fallas 0.30 y disponibilidad de información 0.23, los criterios de mayor peso para la categoría de Funcionalidad. Entretanto, para las categorías del segundo grupo los criterios de mayor relevancia fueron: disponibilidad de código fuente 0.32 (accesibilidad); datos requeridos 0.38 e interfaz y compatibilidad 0.27 (requerimientos) y; para la categoría de características, el criterio de mayor pesor está en la formulación del modelo como Inelástico (no lineal) 0.37. Esta organización de ponderados corrobora la tendencia de la metodología hacia la selección de un modelo que satisfaga las necesidades de modelado.

Cada uno de los modelos descritos en la sección 2.2 fue evaluado según el procedimiento descrito y bajo los pesos ponderados mostrados en la Tabla 2. A continuación, se presenta el acumulado que obtuvo cada uno de los modelos una vez que fueron evaluados con respecto a los criterios y categorías. La información reportada en la Tabla 3 permite emitir la siguiente valoración:

Tabla 3. *Ponderado por categorías.*

No.	Categorías	Colum-ancha	Fibras	Truss	MVLEM	SFI- MVLEM	Micro
1	Complejidad	0,75	0,70	0,77	0,69	0,79	0,37
2	Aplicabilidad	0,99	0,41	0,64	0,85	0,94	0,44
3	Accesibilidad	0,20	0,16	0,19	0,35	0,42	0,21
4	Requerimientos	0,36	0,26	0,30	0,30	0,31	0,24
5	Funcionalidad	0,49	0,68	0,65	0,83	1,03	0,79
6	Características	0,33	0,42	0,41	0,41	0,44	0,49
	Σ	3,11	2,64	2,97	3,43	3,92	2,52

Nota: Contiene el acumulado de cada modelo por categoría y la valoración total, que permite seleccionar el modelo.

- Columna ancha: Un modelo sencillo de aplicar y de baja complejidad, con un puntaje acumulado de 3,11. No es apto para implementarse, debido a la poca información disponible y el elevado error de estimación en el tipo de fallas, lo cual, concuerda con los bajos valores acumulados en la categoría de accesibilidad (0,2), requerimientos (0,36) y características del modelo (0,33).

- Fibras: Pese a contar con un nivel bajo de complejidad y ser altamente funcional para los propósitos de la investigación, es un modelo que no cuenta con disponibilidad de software ni código fuente, haciéndolo poco accesible (0,16) e incumpliendo con los requerimientos necesarios (0,26).

- Puntal-tensor (2,97): La disponibilidad de información sobre el modelo no es suficiente para ser implementado, principalmente, por la falta de código fuente y deficiencias para su desempeño en el proceso de calibración, lo cual lo convierte en un modelo poco accesible (0,19), no cumple satisfactoriamente con los requerimientos de modelado (0,30) y es poco funcional. Sin embargo, hay que resaltar que es uno de los modelos más completos a la hora de representación de mecanismos de falla y su formulación es simple.

- MVLEM (3,43): La complejidad del modelo radica en la consideración de los tipos de falla principales (flexión y cortante) desacopladas y la elevada cantidad de parámetros

necesarios para calibrar el modelo (complejidad 0,69), pero es un modelo bien documentado y eso lo hace aplicable (0,85) y funcional (0,83) para los propósitos del trabajo.

- SFI-MVLEM (3,92): Dentro del grupo de modelos estudiados, es el más completo en términos de representación del comportamiento y tipos de falla para los muros estructurales, pese a su compleja formulación y gran cantidad de parámetros en el proceso de calibración, es un modelo altamente funcional (1,03), aplicable (0,94) y con un nivel de complejidad razonable (0,79).

- Micro modelos (2,52): Son modelos de gran complejidad (0,37) y que para los fines del trabajo no son propicios, debido a la alta demanda computacional que estos implican.

De este proceso de selección en términos “costo-beneficio” se selecciona el macro modelo SFI-MVLEM, del cual se proporciona información más detallada en cuanto a su formulación en el Anexo II. Sin embargo, para el desarrollo del capítulo 6 se hace importante resaltar lo siguiente:

3.4. Deficiencias del SFI-MVLEM

Una carencia importante de la formulación del SFI-MVLEM frente a lo observado en los resultados experimentales es la incapacidad del modelo para capturar la degradación de la resistencia debido a modos de falla asociados con pandeo (o fractura) de acero de refuerzo barras, falla de deslizamiento a lo largo de las grietas, o inestabilidad lateral del elemento de borde por excesiva compresión, ya que los modelos implementados no incorporan estos mecanismos de falla en su formulación (Kristijan Kolozvari et al., 2018).

Capítulo 4

Análisis de sensibilidad y calibración del modelo

El modelo seleccionado SFI-MVLEM usado para análisis cuasiestáticos no lineales (monotónico o cíclico) de muros de concreto reforzado disponible en la plataforma de Opensees, es analizado en este capítulo para describir su capacidad a la hora de capturar características de respuesta importantes para muros con diversos modos de comportamiento y mecanismos de falla; se presenta también la sensibilidad de los resultados del modelo a variaciones de sus parámetros y la calibración del mismo respecto a las campañas experimentales seleccionadas y disponibles, teniendo en cuenta las características similares a los muros de la ciudad de Bucaramanga mencionados (muros esbeltos $H/L > 2$, delgados y de grandes alturas).

4.1. Campañas experimentales

A continuación, se describen brevemente las campañas experimentales con las que se calibra el modelo, en el Anexo III se ofrece información más detallada sobre estas. Para la selección de estas campañas se tienen en cuenta aspectos como la configuración geométrica de los especímenes, las características de los materiales empleados, el montaje experimental, entre otros, los cuales son datos necesarios para alimentar el SFI-MVLEM (ver anexo III). Además de que estas campañas experimentales tengan características similares a los muros de la ciudad de Bucaramanga mencionados (muros esbeltos $H/L > 2$, delgados y de grandes alturas) como se describe a continuación.

4.1.1. Ubicación geográfica estudio. La ciudad de Bucaramanga está localizada al Nororiente de Colombia, en una región considerada de amenaza sísmica alta (ver figura 21), debido a la existencia de fallas activas que cruzan directamente por la ciudad (Maldonado y

Chio, 2005),. Específicamente se da la convergencia de 3 fallas, la falla Santa Marta, la falla Suárez y la falla Bucaramanga. A esto se suma, la gran actividad sísmica del nido de La mesa de los Santos y en consecuencia la frecuencia de ocurrencia de eventos sísmicos es muy alta. En los últimos años ha tenido sismos representativos como el ocurrido en marzo de 2015 (6,4 Mw), como se muestra en la figura 22.

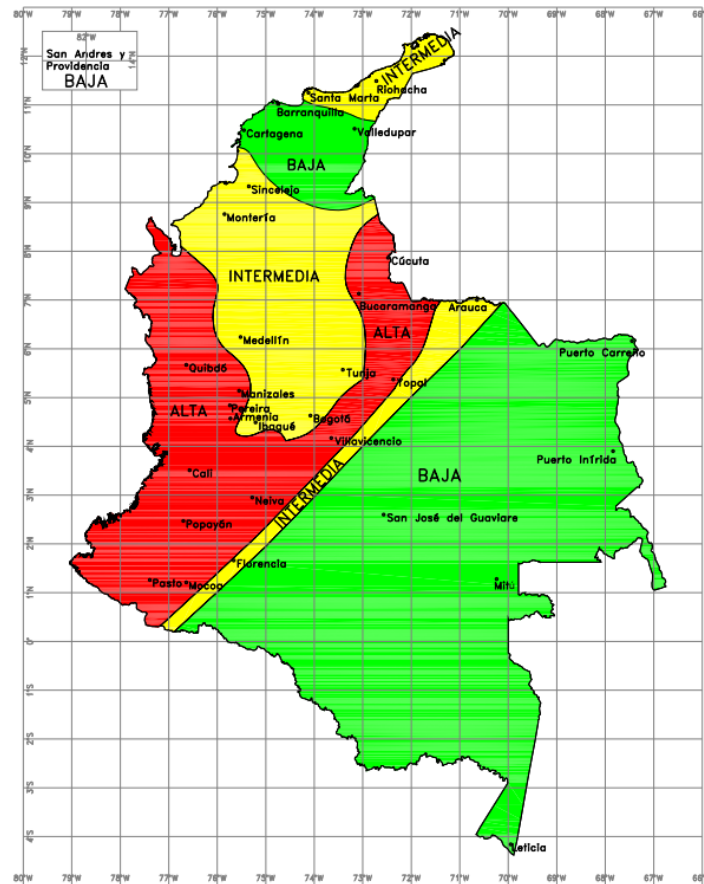


Figura 21. Mapa de zonificación sísmica de Colombia.
Fuente: AIS (2010).



Figura 22. Sismos representativos en el nido de los Santos.
Adaptado de Red sismológica nacional de Colombia.

Por otra parte, debido a que la ciudad está ubicada en una meseta con área de crecimiento físico limitada, el desarrollo de vivienda se realiza en altura y teniendo en cuenta que en las últimas décadas hay un acelerado proceso de urbanización, una de las alternativas más usadas es la configuración de muros estructurales en concreto reforzado. Este sistema estructural ha demostrado ser apropiado para resistir cargas horizontales de gran magnitud en comparación con otras configuraciones estructurales (pórticos, dual, combinado). Además, siendo este, un sistema de construcción industrializado permite optimizar el uso de materiales, reducir el costo de materiales y aumentar rendimientos.

Sin embargo, la demanda de vivienda se hace cada vez mayor y debido a los bajos recursos económicos, hay una tendencia a edificar en zonas vulnerables. A esto, hay que sumar los problemas de concepción de diseños sísmico y los problemas inherentes a la construcción, lo cual, deja una idea del riesgo en el que se encuentra la ciudad frentes a un sismo.

4.1.2. Caracterización de muros usados. El trabajo de caracterización adelantado por Moreno y Lopez (2017), ofrece una recopilación de información sobre características geométricas y acero de refuerzo de algunos de los edificios construidos con en el sistema de muros estructurales en la ciudad de Bucaramanga. A continuación, se resume las características principales de mil doscientos cinco muros analizados en dicho trabajo (ver tabla 4 y 5).

La información recolectada se distribuye según la configuración en planta, la longitud, el espesor, la altura y el acero de refuerzo de cada muro. Además, se recopiló información general de los edificios como su altura total, área en planta, número de pisos y espesor de placas; esto quiere decir que la información se dividió en muros y edificios.

La altura total promedio de los muros analizados es de 45,45 metros (m), aproximadamente 19 pisos; el espesor de placa promedio es de 0,127 metros (m). En cuanto al análisis del refuerzo,

se puede observar la tendencia del uso de mallas electrosoldadas dispuestas en dos cortinas con varillas de diámetro de 6 milímetros espaciadas cada 150 milímetros en las dos direcciones.

Tabla 4. *Configuración muros estructurales.*

Tipos de muros	No. de muros	No. de configuraciones	% de muros	Acumulado	% de configuraciones	Acumulado
Rectangular	442	442	36,68%	36,68%	60,55%	60,55%
"L"	242	121	20,08%	56,76%	16,58%	77,12%
Irregular "R"	102	46	8,46%	65,23%	6,30%	83,42%
Irregular "L"	94	25	7,80%	73,03%	3,42%	86,85%
Irregulares	79	16	6,56%	79,59%	2,19%	89,04%
"U", "I", "+"	63	21	5,23%	84,81%	2,88%	91,92%
"T"	56	26	4,65%	89,46%	3,56%	95,48%
Irregular "+"	50	14	4,15%	93,61%	1,92%	97,40%
Irregular "U"	39	11	3,24%	96,85%	1,51%	98,90%
Irregular "T"	38	8	3,15%	100,00%	1,10%	100,00%
TOTAL	1205	730	100,00%		100,00%	

Nota: Adaptado de Moreno y Lopez (2017).

Tabla 5. *Característica de muros rectangulares.*

Espesor [m]	No. Muros	%
0,15	835	0,69
0,2	155	0,13
0,25	82	0,07
0,3	81	0,07
0,35	22	0,02
0,4	30	0,02
TOTAL	1205	1,00

Nota: Adaptado de Moreno y Lopez (2017).

Cabe resaltar que según lo especificado en la sección 2.1.5.1. los muros caracterizados en su totalidad pueden clasificarse como esbeltos, es decir que tienen una relación de aspecto H/L mayor de 2 y teniendo en cuenta que la relación fuera del plano H/e es mayor de 12 también se pueden considerar como muros delegados. Estas últimas características se deben tener en cuenta para el desarrollo de la presente investigación.

4.1.3. Campañas experimentales seleccionadas. Es importante mencionar que las campañas que se presentan continuación son seleccionadas con base en la similitud que existe entre las

características de los especímenes y los muros usados en la ciudad de Bucaramanga (mencionados en el inciso anterior, 4.1.2), tales como geometría (relación $H/W > 2$ y rectangulares), representativos de edificios altos, entre otros. Las campañas seleccionadas y disponibles son las siguientes:

- Thomsen y Wallace (1995): Es una campaña experimental de seis especímenes realizados aproximadamente a un cuarto de escala, para representar un edificio de oficinas de varios pisos (21,9 m) típico en un área de alta sismicidad. La muestra consta de tres especímenes en configuración rectangular y tres en T; pero teniendo en cuenta que el presente trabajo está limitado a secciones rectangulares, solo se consideran los especímenes RW1 y RW2. Cada muro tiene 3.66 m de alto, 122 m de largo y 102 m de espesor, es decir una relación de aspecto de 3.0.
- Tran (2012): Consiste en cinco especímenes de muros estructurales en voladizo a escala completa sujetos a carga axial constante y carga lateral cíclica. Dichos especímenes fueron diseñados (según requerimientos ACI 318-11), contruidos y fallados en las instalaciones del laboratorio *Structural/Earthquake Engineering Research Laboratory* (SEERL) de la Universidad de California, con el objetivo de observar la contribución significativa de los esfuerzos cortantes al desplazamiento lateral de los muros. Los especímenes con espesor de 15 cm, 122 cm de largo y alto de 183 o 244 cm.
- Alarcón (2013): Es una campaña de tres especímenes en una escala 1:2 para el prototipo de muro debido a las cargas máximas que se pueden aplicar con el equipo disponible en la Pontificia Universidad Católica de Chile. La sección transversal del muro tiene 70 cm de largo, 10 cm de espesor y altura de 160 cm, es decir, una relación de muro es 2.3. La carga

lateral se aplicó a la altura media de la viga superior (a 175 cm de la base), por lo tanto, la relación resultante de la muestra de muro es de 2.5.

- Lu, Henry, Gultom y Ma (2017): Un programa experimental de seis especímenes de muros rectangulares de concreto reforzado bajo acciones de carga cíclica pseudoestática, llevados a cabo en el laboratorio de estructuras en la universidad de Auckland con el objetivo de investigar el efecto de cortante, carga axial y estribos de refuerzo transversal en el comportamiento de muros de concreto reforzado. Los seis especímenes, con de 1,4 m de largo, 2,8 m de alto y 150 mm de espesor diseñados a escala del 40-50 % con mecanismo de falla predominante a flexión. Los detalles se diseñaron con requisitos de detalles dúctiles limitados de acuerdo con NZS 3101: 2006. El refuerzo vertical fue idéntico para los seis muros y diseñado utilizando los requisitos mínimos actuales en NZS 3101: 2006.

Información más detallada sobre las campañas experimentales seleccionadas se encuentran en el Anexo III.

4.2. Análisis de sensibilidad y calibración del modelo

El SFI-MVLEM descrito en el numeral 2.2.4 y del cual se proporciona información detallada en el anexo II, es usado para análisis cuasiestáticos no lineales (monotónico o cíclico) de muros de concreto reforzado a través de la plataforma de Opensees. En esta sección es analizado en cuanto a su capacidad para capturar características de respuesta importantes para muros con diversos modos de comportamiento y mecanismos de falla; se presenta también la sensibilidad de los resultados del modelo a variaciones de sus parámetros y la calibración del mismo respecto a las campañas experimentales seleccionadas.

4.2.1. Resultados modelo analítico. Para esta sección se implementará los datos del espécimen W1 descritos en la campaña experimental del Alarcón (2013), teniendo en cuenta la discretización mostrada en la figura 23.

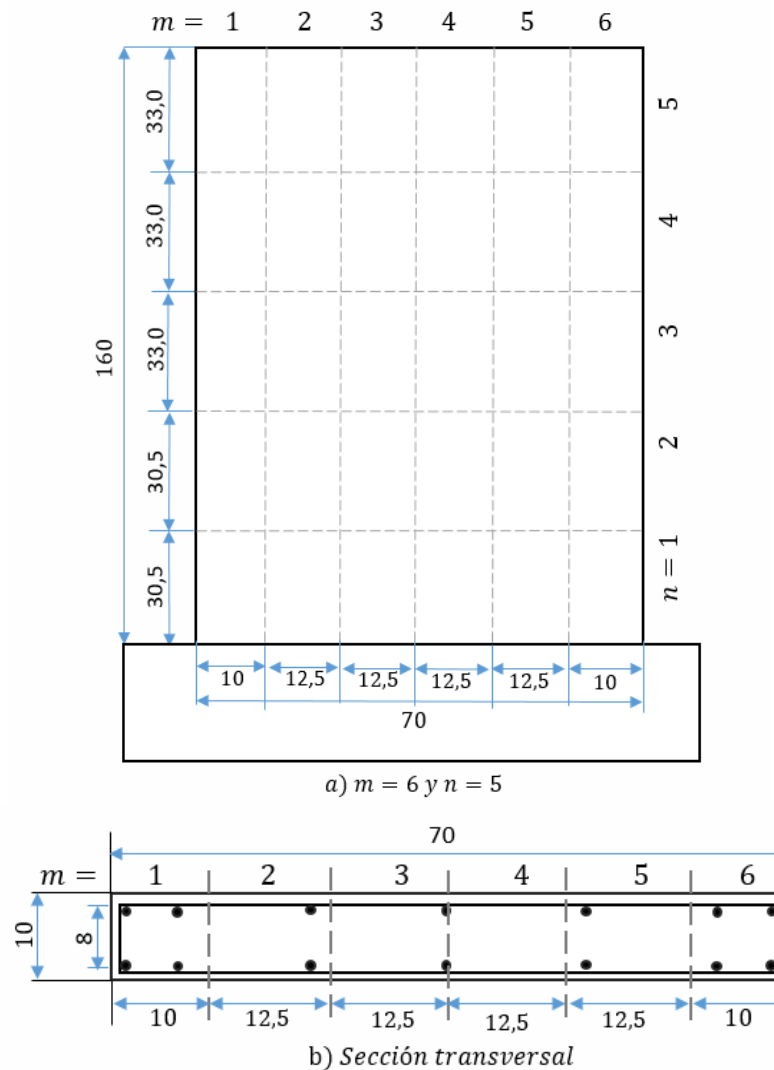


Figura 23. Discretización Espécimen W1.

Uno de los primeros resultados es la curva en términos de carga lateral vs. desplazamiento que otorga el modelo para definir el comportamiento histerético del espécimen W1 (figura 24) con base a la cual se calibrará el modelo más adelante.

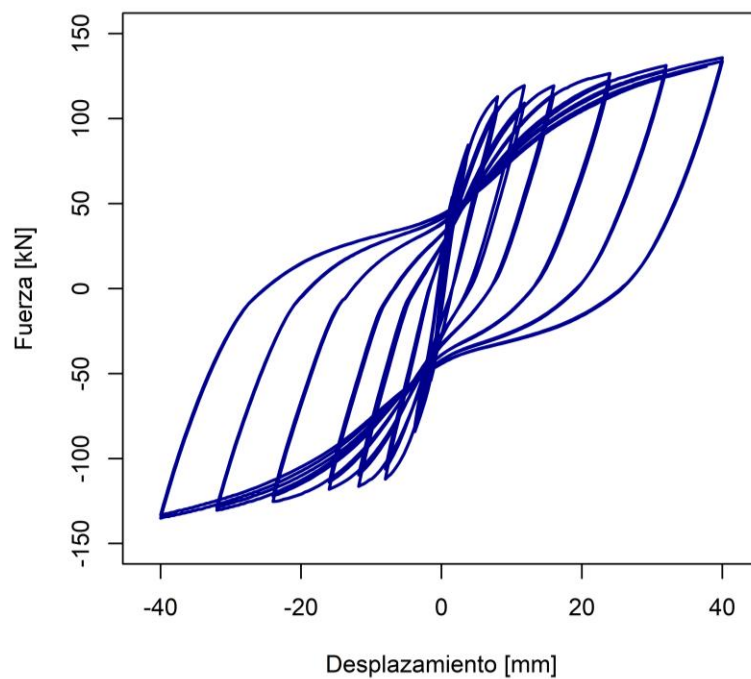


Figura 24. Carga lateral vs. desplazamiento SFI-MVLEM-W1.

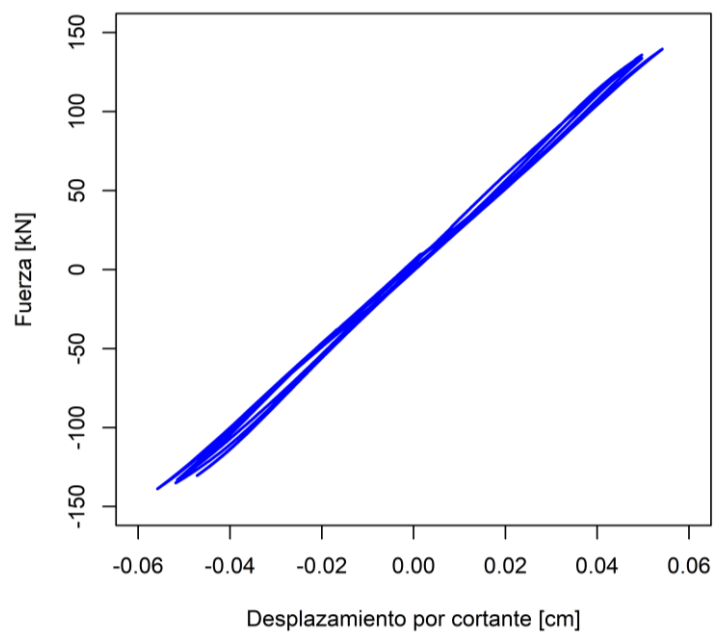


Figura 25. Desplazamiento por Cortante vs. fuerza SFI-MVLEM-W1.

Por otro lado, se puede apreciar que la contribución a la deformación total debida al cortante en la curva de respuesta (ver figura 25) no es significativo, con una tendencia lineal y por tanto el aporte a la deformación por flexión son los que más influyen en el comportamiento histerético

del muro, lo cual se puede contrastar entre la figura 24 y 26, aunque existen diferencias significativas entre ellas por el pequeño aporte del cortante. Sin embargo, es notorio que el modelo puede capturar ambos tipos de deformación y su acoplamiento a lo largo del historial de carga cíclica.

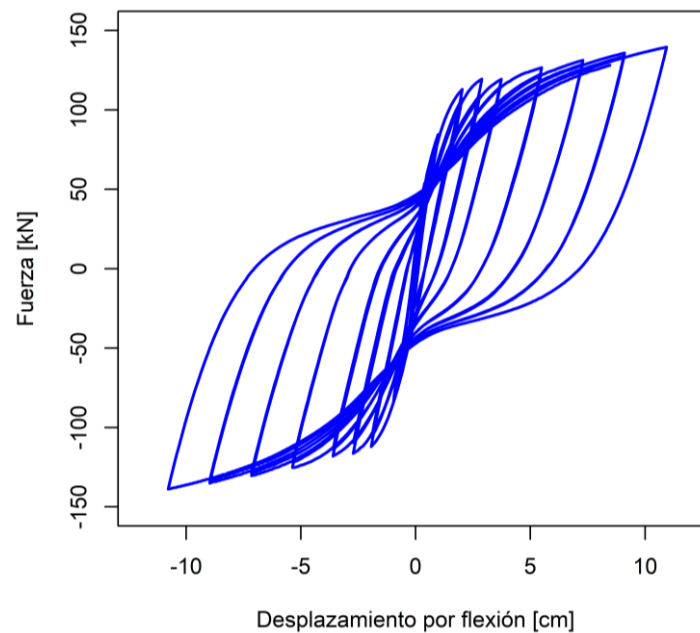


Figura 26. Desplazamiento por flexión vs. Carga lateral SFI-MVLEM-W1.

Dado que el comportamiento por cortante mostrado en la figura 25, está marcado por una tendencia lineal, mientras que el desplazamiento por flexión mostrado en la figura 26 es caracterizado por la presencia de estrangulamiento (*pinching*) moderado, este último es dentro de la respuesta general de desplazamiento asociado a la contribución de deformación por cortante.

También se puede obtener el perfil de desplazamientos laterales totales sobre la altura del muro, determinados en función de las derivas máximas aplicadas de 0,5%, 0,75%, 1,0%, 1,5%, 2,0% y 3,0%, como se muestra en la Figura 28. La altura del muro es dividida según el tamaño de elementos SFI-MVLEM (30 cm, 61 cm, 94 cm, 130 cm y 160 cm) utilizado en el modelo del muro como se muestra en la figura 23, además del aporte respectivo por desplazamiento cortante

y por flexión. En estas figuras se observa que los perfiles de desplazamiento total son casi lineales para alturas comprendidas entre 59 y 160 cm del muro en todos los niveles de deriva, mientras que en la parte inferior del muro los desplazamientos totales son mayores. La figura 27 comprueba que el comportamiento del muro está dominado por el fallo a flexión y el aporte de cortante es mínimo.

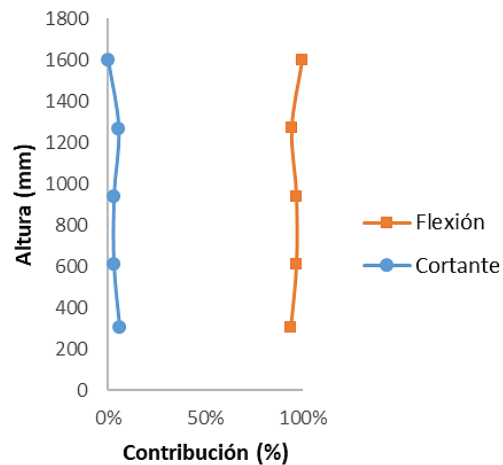


Figura 27. Contribución a desplazamientos totales por cortante y por flexión.

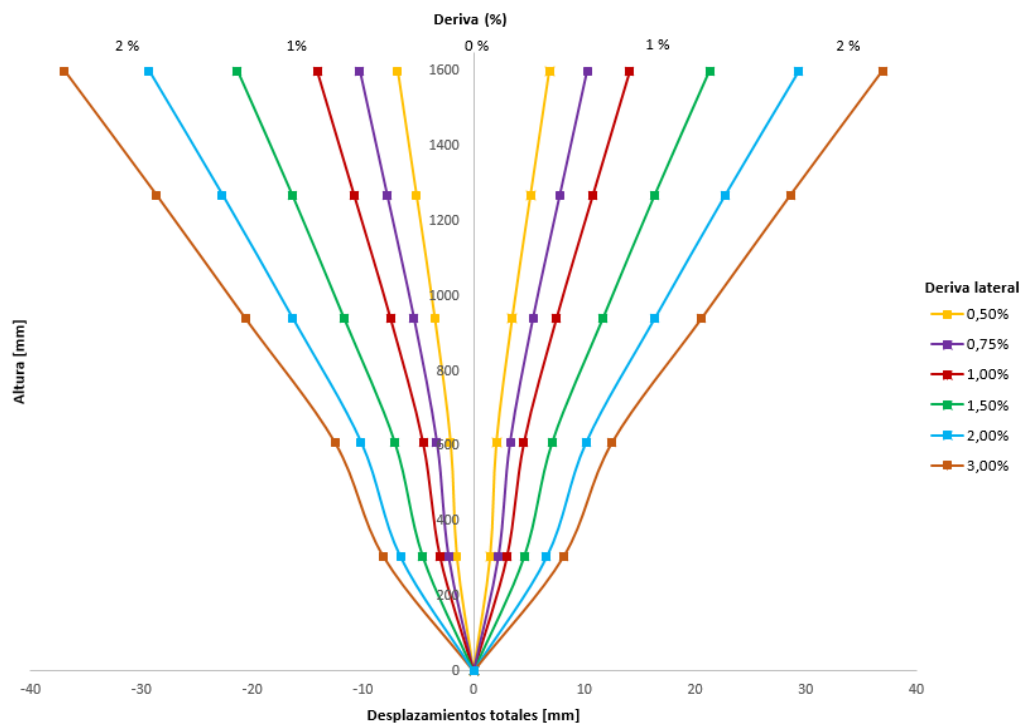


Figura 28. Perfil de desplazamientos totales SFI-MVLEM para espécimen W1.

Otro de los datos que se puede obtener del modelo SFI-MVLEM es la predicción de los patrones de agrietamiento al final de la historia de carga, según la formulación del modelo constitutivo que contiene cada uno de los paneles de concreto reforzado FSAM, en la figura 29 se muestra un esquema conceptual de la distribución de las deformaciones axiales en sentido vertical ε_y (partiendo del supuesto de sección plana) y las deformaciones por cortante γ_{xy} (asumiendo como constante sobre la sección transversal del muro) a lo largo y alto del muro; mientras que las deformaciones axiales en el sentido horizontal ε_x no se presentan dado que son despreciables en comparación de los dos mencionados anteriormente.

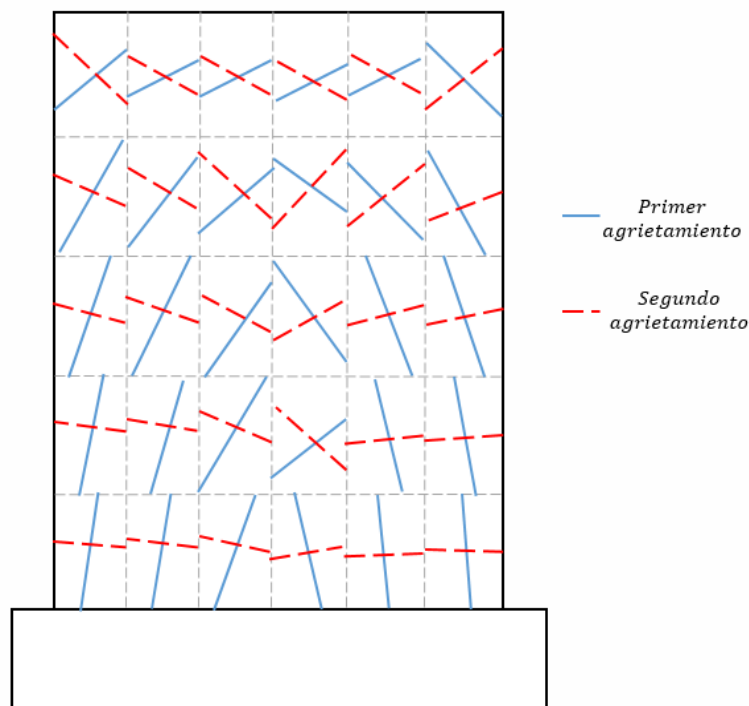


Figura 29. Predicción de patrones de agrietamiento y distribución de deformaciones.

Como se muestra en la figura 29, se forman dos grietas perpendiculares (puntales) en todos los paneles de CR con los que se discretiza el espécimen W1, que según su formulación (ver anexo II), se definen en función de las magnitudes y direcciones de las deformaciones principales. El patrón de agrietamiento simulado muestra que las grietas finales de flexión

(horizontales) ubicadas en los extremos de la parte inferior del muro donde predominan las deformaciones axiales verticales, mientras que las grietas de cortante (inclinadas) ubicado hacia la mitad del muro donde las tensiones de corte dominan sobre las deformaciones axiales.

4.2.2. Sensibilidad de la respuesta del SFI-MVLEM. Las respuestas del modelo están sujetas a variaciones según los parámetros con los que fue formulado, estos están asociados con la discretización como el número de paneles de CR distribuidos a lo largo del muro (m) y número de elementos SFI-MVLEM distribuidos en la altura del muro (n); asociados con el mecanismo de resistencia a cortante de los paneles de CR, interacción por cortante del agregado (η) y acción de dovela (α), así como parámetro que define la ubicación del centro de rotación a lo largo de la altura de cada elemento SFI-MVLEM (c). Esta sección discute la sensibilidad de las predicciones del modelo asociado a estos parámetros, excluyendo el parámetro c , para el cual Kolozvari (2013) sugiere el uso de un valor de 0,4 basado en estudios previos de Vulcano et al. (1988) y Orakcal y Wallace (2006). Como se mencionó anteriormente, se utiliza el espécimen W1 (Alarcón, 2013) como modelo de referencia para estos estudios en el que se ajustan los parámetros del modelo, lo cual es completamente ajeno a la calibración del mismo.

4.2.2.1. Mecanismo de resistencia a cortante en los paneles de CR. Está compuesto por los parámetros η y α en los paneles de CR, interacción por cortante del agregado y acción dovela respectivamente en la grieta, que se establecen en tres formulaciones diferentes para generar predicciones analíticas del espécimen de prueba W1 (Alarcón, 2013): primero, el modelo original de paneles de CR (FSAM, Ulugtekin, 2010) sin tener en cuenta estas acciones (η y α igual cero); segundo, la formulación de FSAM incorporando únicamente interacción por cortante del agregado (Orakcal, 2012) y tercero, la formulación del modelo incluyendo tanto interacción por cortante del agregado como la acción de dovela.

En la figura 30 se muestran los diferentes escenarios de comportamiento histerético (carga lateral vs. desplazamientos) del muro, en la cual se puede observar que para la primera formulación (η y α igual cero), el modelo subestima significativamente la resistencia debido al deslizamiento a lo largo de las grietas en los paneles de CR. Por otra parte, en el segundo escenario con la incorporación de la interacción por cortante en la formulación original de FSAM se estabilizan las respuestas para niveles de deriva pequeños; su comportamiento está caracterizado por una resistencia y rigidez lateral mucho más alta y la contribución por deformación cortante es más baja. Sin embargo, la degradación de la resistencia aún está presente frente a niveles de deriva grandes, debido al deslizamiento a través de las grietas en los paneles de CR.

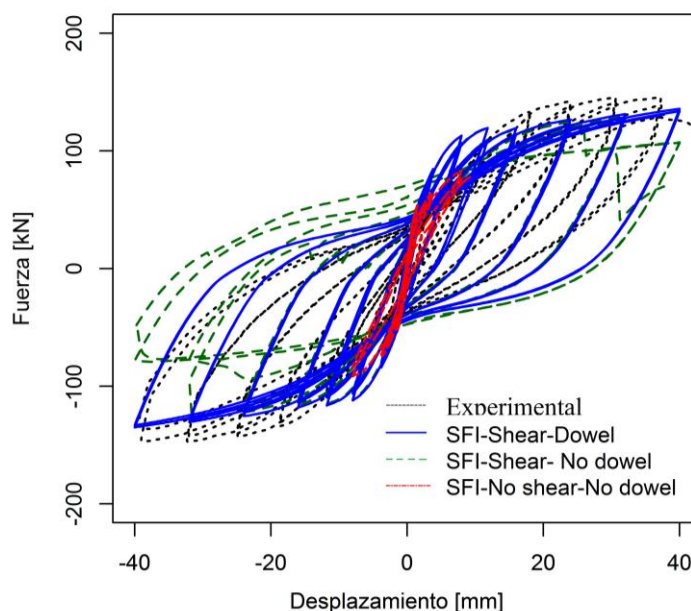


Figura 30. Sensibilidad del mecanismo de resistencia a cortante del SFI-MVLEM.

Finalmente, cuando también es incorporado la acción de dovela a la formulación de FSAM la respuesta de carga-deformación global se caracteriza por ciclos histeréticos estables con la presencia de un estrangulamiento (*pinching*) moderado a lo largo de toda la historia de carga

cíclica, debido a que la resistencia del refuerzo vertical puede proporcionar resistencia a cortante a lo largo de las grietas de un panel de CR.

La inclusión de estas acciones (interacción por cortante del agregado y acción de dovela en la grieta) mejoran notablemente la respuesta del SFI-MVLEN para el espécimen W1 (Alarcón, 2013) y, por tanto, se procede a observar la sensibilidad respecto a la variación de dichos parámetros: coeficiente de fricción $\eta = 0.5, 1.0$ y 1.5 , y el coeficiente $\alpha = 0.002, 0.005, 0.01$ y 0.02 en las respectivas respuestas de carga lateral frente a desplazamiento total como se muestra en la figura 31.

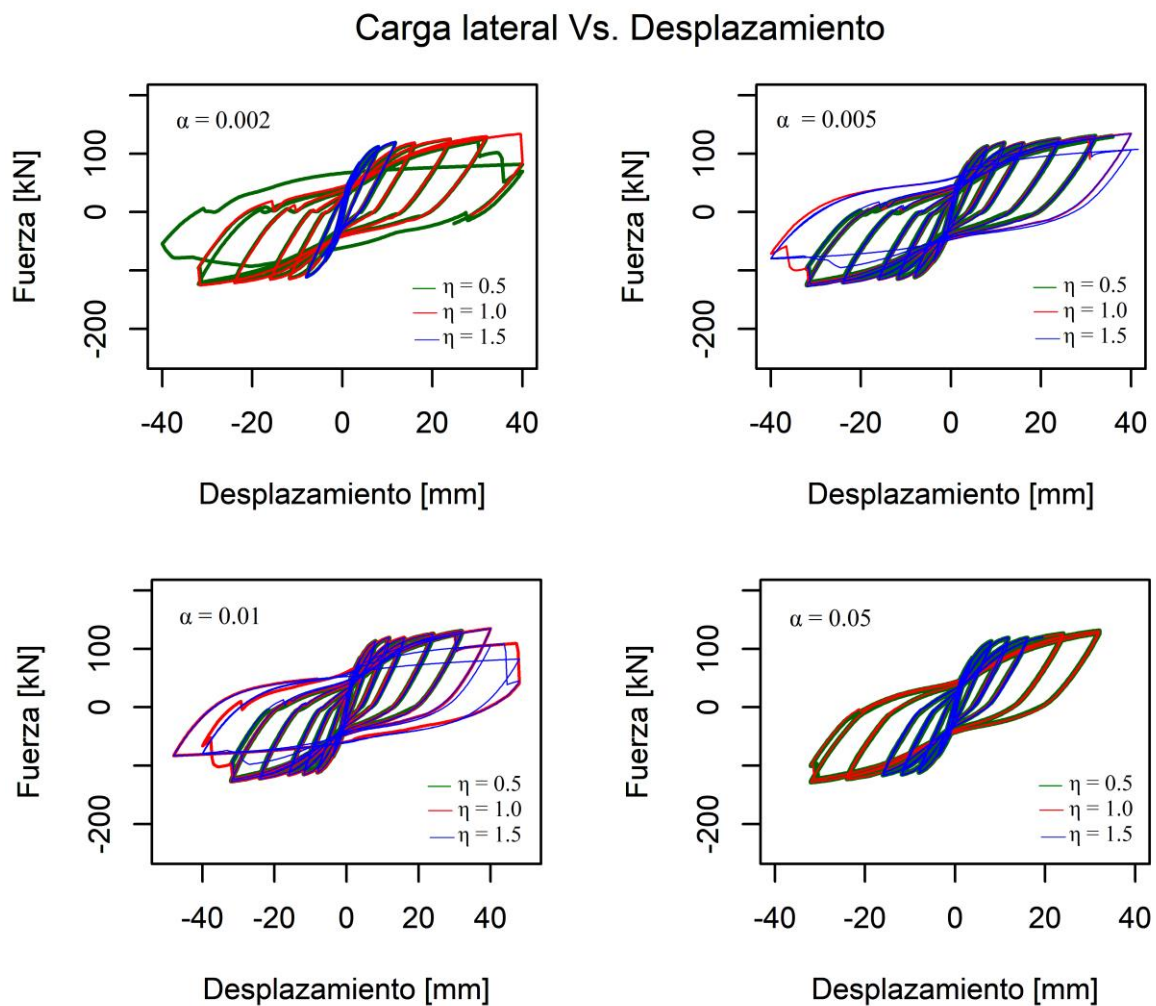


Figura 31. Sensibilidad parámetros η y α respuesta Carga vs. Desplazamiento.

Los resultados presentados indican que para un valor fijo de parámetro α las respuestas en términos de carga lateral vs. desplazamiento no tienen una variación significativa frente al cambio del parámetro η . Por el contrario, se puede observar que el comportamiento histerético del espécimen W1 es considerablemente más sensible al parámetro α , aunque la rigidez y la capacidad del muro no difieren frente a los valores considerados; cabe resaltar que entre mayor sea el valor asignado a este parámetro se presenta mayor estabilidad en la respuesta carga - desplazamiento, el efecto de estrangulamiento es más pronunciado, debido a un mayor aporte de deformaciones totales por cortante.

Por lo anterior se puede concluir que el SFI-MVLEM es más sensible a la variación del parámetro de acción dovela (α) que al coeficiente de interacción por cortante del agregado (η), pero ambos tienen un efecto relevante en términos de respuesta de carga-deformación, al aumentar el parámetro α se puede obtener un aumento de la resistencia cortante a lo largo de las grietas en los paneles de CR. Según los datos analizados, el modelo se comporta mejor con un valor de $\alpha = 0.05$ y un valor de $\eta = 1$.

4.2.2.2. Discretización del modelo. Al modelar un muro se puede variar la cantidad de elementos SFI-MVLEM en la altura del muro (n) y el número de macro fibras o paneles de CR a lo largo del muro (m) (ver anexo II), lo cual puede tener incidencia en la respuesta del modelo. Para analizar las variaciones de los parámetros n y m , se usarán diferentes discretizaciones comparadas en términos de respuesta de carga-desplazamiento. El primer escenario con el objetivo de identificar la sensibilidad en el cambio del número de elementos SFI-MVLEM utilizados (n) consiste en dos discretizaciones: la primera, 5 elementos SFI-MVLEM uno sobre otro en la altura del muro ($n = 5$) y 6 paneles de CR a lo largo del muro ($m = 6$) y la segunda, consiste en 3 elementos SFI-MVLEM distribuidos en la altura del muro ($n = 3$) y 6 paneles de

CR a lo largo del muro ($m = 6$), como se muestra en la figura 32 con la respectiva sección transversal.

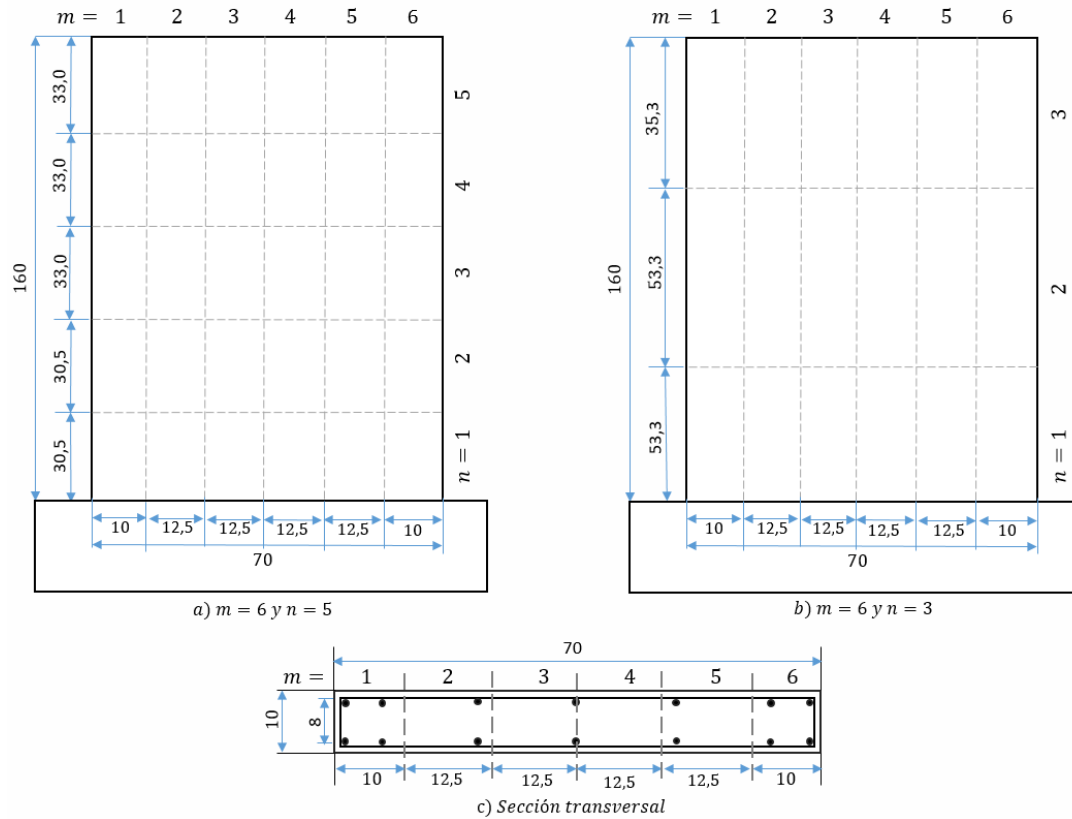


Figura 32. Discretización del muro W1 respecto al número de elementos SFI-MVLEM, medidos en cm.

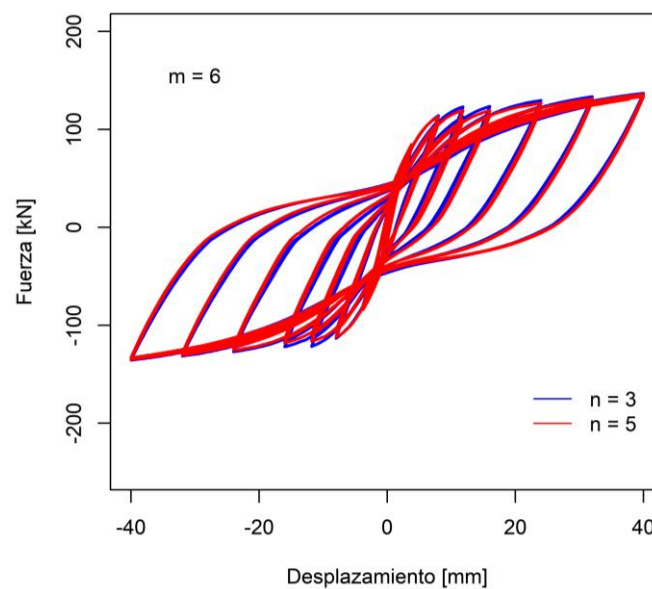


Figura 33. Carga lateral vs. Desplazamientos.

Para comprobar la sensibilidad del modelo a la variación del parámetro m , se propone otro escenario manteniendo el parámetro n constante y variar el número de paneles de CR (m), a través de dos discretizaciones: la primera, 3 elementos SFI-MVLEM uno sobre otro en la altura del muro ($n = 3$) y 4 paneles de CR a lo largo del muro ($m = 4$) y la segunda, consiste en 3 elementos SFI-MVLEM distribuidos en la altura del muro ($n = 3$) y 6 paneles de CR a lo largo del muro ($m = 6$), como se muestra en la figura 34 con la respectiva sección transversal.

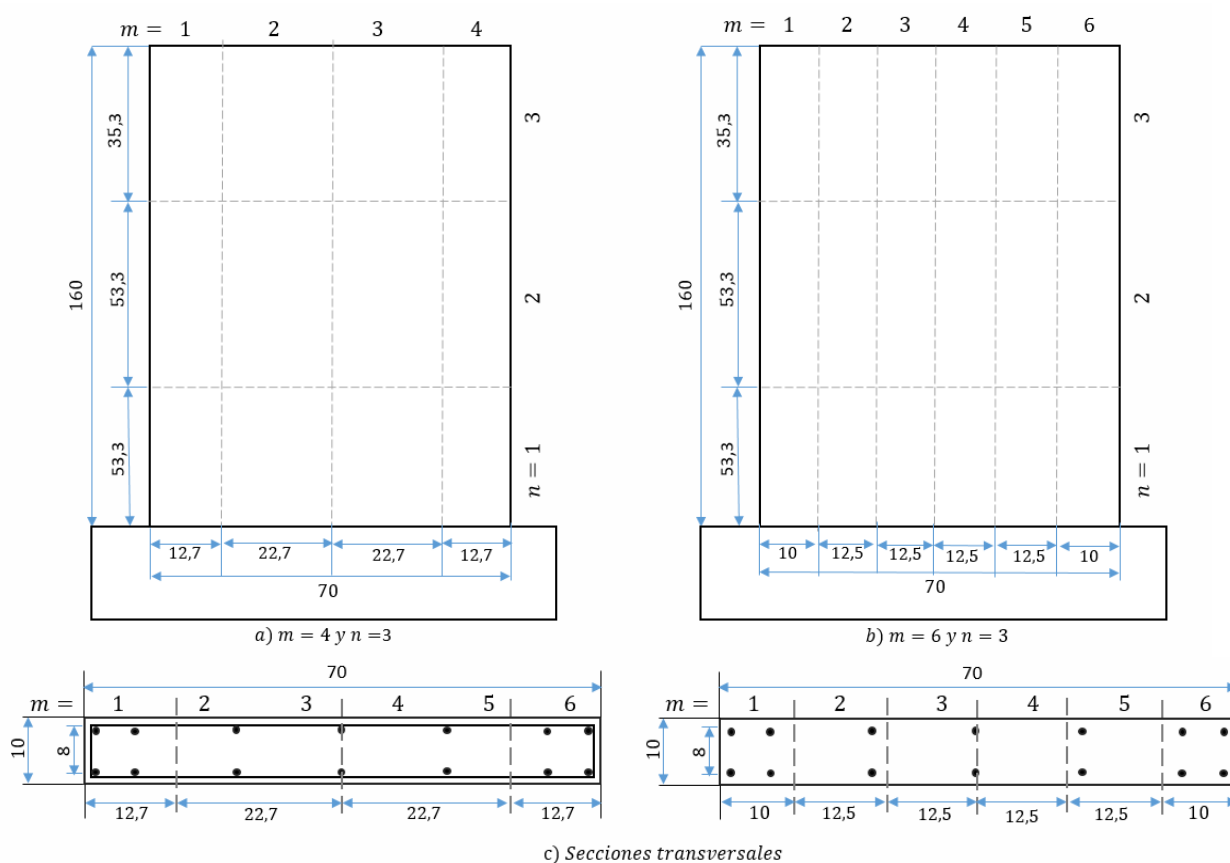


Figura 34. Discretización del muro W1 respecto al número de paneles de CR, medidos en cm.

Al comparar las respuestas carga lateral vs. desplazamiento con las discretizaciones mostradas en la figura 35, se observa que la diferencia entre las curvas histeréticas es mínima. Sin embargo, se debe recalcar que a mayor número de paneles de CR hay una disminución en los picos de los

ciclos histeréticos (resistencia), esto debido a la presencia de información más detallada como se muestra en la figura 35.

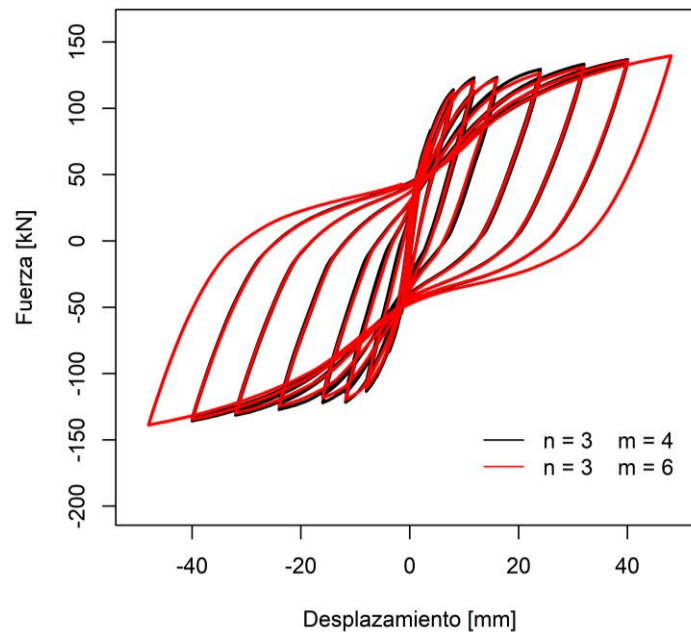
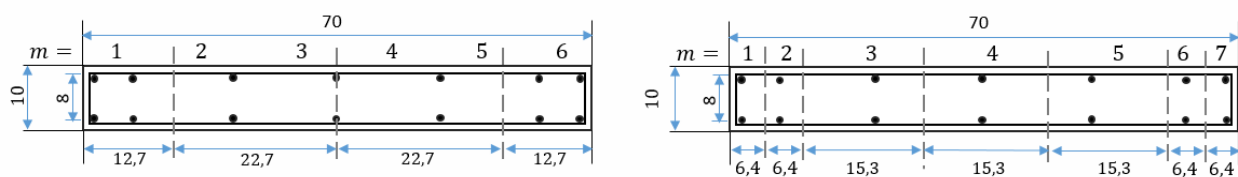


Figura 35. Carga lateral vs. Desplazamientos.

Finalmente, se plantea un tercer escenario para comparar la respuesta carga lateral vs. desplazamiento de dos discretizaciones con diferente refinamiento (diferente tamaño de elementos): la primera, 3 elementos SFI-MVLEM uno sobre otro en la altura del muro ($n = 3$) y 4 paneles de CR a lo largo del muro ($m = 4$) y segunda, 10 elementos SFI-MVLEM uno sobre otro en la altura del muro ($n = 10$) y 7 paneles de CR a lo largo del muro ($m = 7$) como se muestra en la Figura 36.



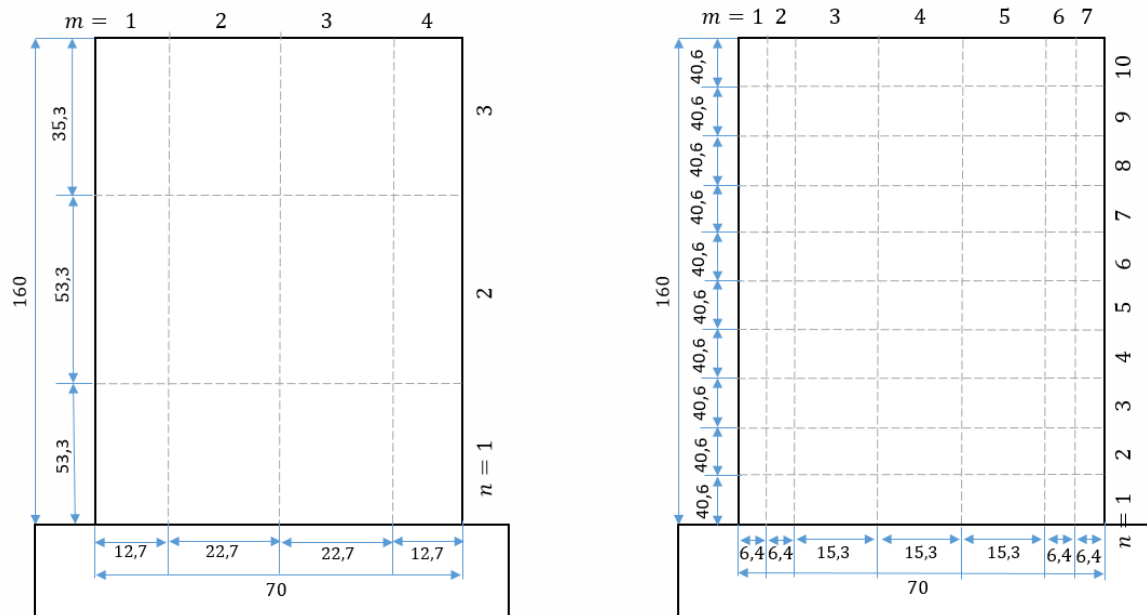


Figura 36. Discretización tercer escenario $n=10$ y $m=7$.

La comparación indica que aumentar o disminuir el número de paneles de CR en la sección transversal del muro o el número de elementos SFI-MVLEM en la altura del muro no cambia significativamente la predicción de la respuesta histerética como se muestra en la figura 37.

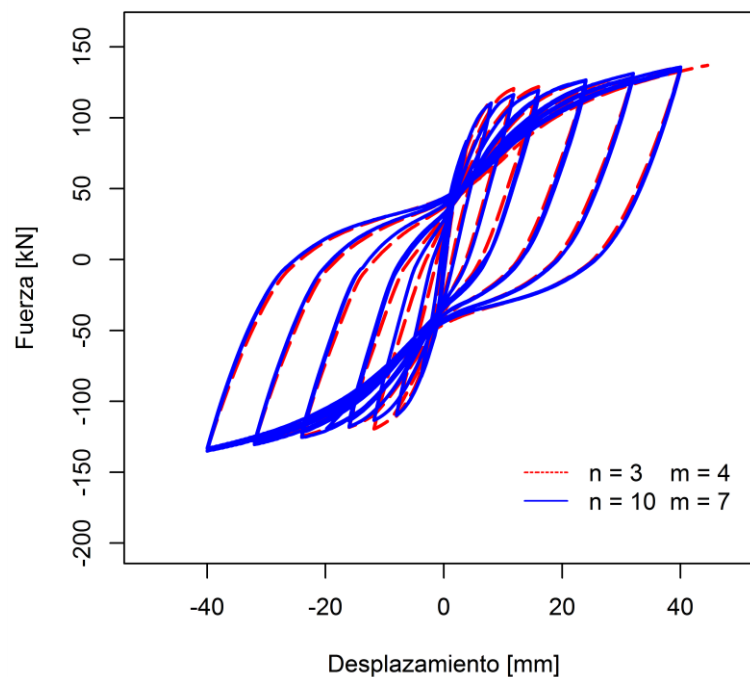


Figura 37. Carga lateral vs. Desplazamientos.

Pero muestra que implementar mayor cantidad de elementos es valioso para obtener información más detallada sobre el comportamiento local, los más grandes predicen generalmente deformaciones más pequeñas y el uso de una mayor cantidad de paneles de CR permite considerar mejor la distribución y ubicación del refuerzo, por lo cual, se recomienda realizar la discretización de acuerdo al detalle del refuerzo, en el caso de los paneles (m) y la distribución de elementos de medición experimental (LVDT) para la cantidad de elementos SFI-MVLEM (n), como se muestra en la siguiente sección (4.1.1).

4.3. Calibración del SFI-MVLEM

En este apartado se presenta la calibración del SFI-MVLEM, descrito en el anexo II, utilizando los resultados de las campañas experimentales mencionadas anteriormente, para un total de 12 especímenes de muros rectangulares de concreto reforzado, de los cuales se muestra la geometría o discretización, materiales y calibración de los parámetros para el funcionamiento del mecanismo de resistencia a cortante implementados en el modelo. A continuación, se describe el proceso de calibración de la campaña experimental de Alarcón (2013), de la cual se puede encontrar información en el anexo III, al igual que la calibración de los otros especímenes.

4.3.1. Calibración de geometría. Dado que el modelo funciona a partir de la discretización de elementos SFI-MVLEM y paneles de CR en lo alto y largo del muro respectivamente; primero, se define la cantidad de elementos SFI-MVLEM como se muestra en la figura 38, de acuerdo a la ubicación de los sensores instalados en los especímenes de prueba (ubicaciones de los LVDT mostrados en el anexo III), dado que el análisis de sensibilidad evidencia que la respuesta no se altera en gran medida por la cantidad de elementos o paneles de CR usados y lo que se pretende es obtener la mejor correlación con los datos de las campañas experimentales. Cabe mencionar que los LVDT concentrados en la base del muro sugieren una mayor

discretización de SFI-MVLEM en esta zona, donde se espera que se concentren la mayor cantidad de efectos no lineales.

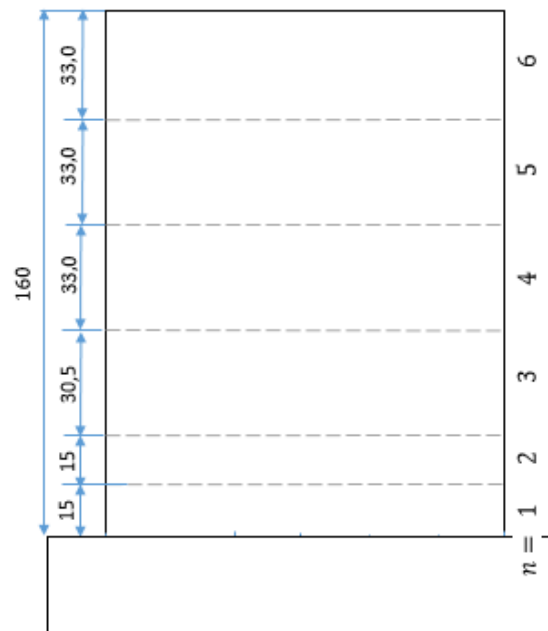


Figura 38. Discretización en altura de elementos SFI-MVLEM (n), medidos en cm.

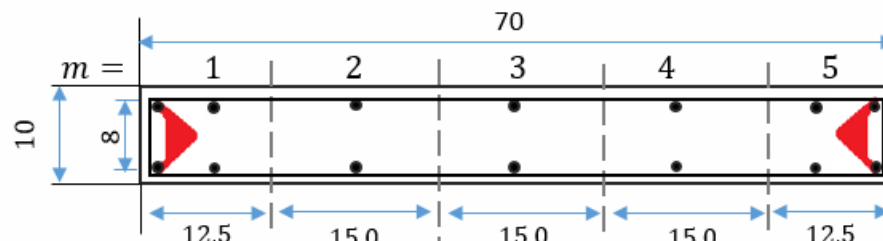


Figura 39. Discretización de paneles de CR a lo largo del muro (m)
Nota: El área roja representa la zona confinada en el espécimen según Alarcón (2013).

Posteriormente, se define la cantidad de paneles de CR con base en la distribución del acero de refuerzo longitudinal, por lo que en este caso es conveniente usar cinco paneles CR distribuidos a lo largo del muro ($m = 5$). Para representar el concreto no confinado (refuerzo uniformemente distribuido) se usan tres paneles de CR que representan el comportamiento del alma del muro y el confinado de los elementos de borde, son representados por un panel de CR individual como se muestra en la figura 39.

4.3.2. Relación esfuerzo deformación para acero de refuerzo. El comportamiento constitutivo del acero de refuerzo se representa con el modelo de Menegotto y Pinto (1977) (ver anexo II), para lo cual se tiene en cuenta los datos de la campaña experimental de Alarcón (2013) (ver anexo III), calibrados para representar de manera razonable las propiedades observadas del refuerzo longitudinal y horizontal muestra en la tabla 6.

Tabla 6. *Propiedades del acero de refuerzo.*

Parámetro	ø5 mm	ø8 mm	ø10 mm
Resistencia a la fluencia (MPa)	608,9	445,6	469,2
Resistencia última (MPa)	667,7	598,9	675,7
Deformación de fluencia	0,0004	0,0022	0,0023
Deformación de endurecimiento	-	0,0139	0,0138
Deformación última	0,057	0,151	0,166
Módulo de Young (GPa)		200	200
Módulo de endurecimiento por deformación (MPa)	-	4133,6	5430,9

La calibración de los parámetros R_0 , a_1 y a_2 (que representan la degradación cíclica del coeficiente de curvatura R y el efecto Bauschinger) requiere del ensayo cíclico del acero, el cual no está disponible en las campañas experimentales mencionadas. Por lo anterior, se usan los valores sugeridos por Menegotto y Pinto (1973) para describir las propiedades cíclicas del modelo constitutivo: $R_0=20$, $a_1=18.5$ y $a_2=0.15$, la información detallada sobre esta calibración se puede encontrar en Orakcal (2004).

4.3.3. Relaciones esfuerzo deformación para el concreto. El modelo de comportamiento constitutivo del concreto permite calibrar la forma de las curvas esfuerzo-deformación, a partir de los valores de resistencia del concreto (f'_c) y su respectiva deformación (ϵ'_c), Módulo de elasticidad (E_c), deformación asociada a un valor cero de esfuerzo (ϵ_r) y definición del parámetro de forma de la curva (r). A partir de la resistencia del concreto (f'_c) y su respectiva deformación (ϵ'_c) obtenidos a partir de los datos de campañas experimentales (anexo III), se determina el módulo de elasticidad del concreto según lo propuesto por Chang y Mander (1994) $E_c=8200 \cdot f'_c$ MPa.

Tabla 7. *Parámetros del concreto a compresión confinado y no confinado.*

Parámetros de concreto a compresión confinado y no confinado						
Parámetro	W1		W2		W3	
	Confinado (Elementos de borde)	No confinado (alma)	Confinado (Elementos de borde)	No confinado (alma)	Confinado (Elementos de borde)	No confinado (alma)
f'_c (MPa)	27,6	27,4	27,6	27,4	27,6	27,4
ϵ'_c	0,0020	0,0019	0,0020	0,0019	0,0020	0,0019
E_c (GPa)	3792,3	3792,3	3792,3	3792,3	3792,3	3792,3
ϵ_r	0,014	0,010	0,014	0,010	0,014	0,010
R	3,44	3,40	3,44	3,40	3,44	3,40

El de la relación esfuerzo-deformación descendente (después del punto de fluencia) tanto del concreto confinado como el del no confinado cuando alcanza el esfuerzo cero se define con el parámetro ϵ_{cr} . Los parámetros calibrados del modelo constitutivo relación esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado a compresión para los especímenes W1, W2 y W3 se muestra en la tabla 7. Mientras que los parámetros para el concreto confinado y no confinado a tracción se define según lo sugerido por Belarbi y Hsu (1994), por lo tanto, la resistencia del concreto a tracción para cada espécimen se determinó usando la resistencia del concreto a compresión como muestra la ecuación 1 y los demás parámetros según la formulación del modelo (ver anexo II), como se muestra en la tabla 8.

$$f_t = 0.31 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

Tabla 8. *Parámetros del concreto a tracción confinado y no confinado.*

Parámetros de concreto a tracción confinado y no confinado			
Parámetro	W1	W2	W3
f'_c (MPa)	27,4	27,4	27,4
f'_t (MPa)	1,6	1,6	1,6
ϵ_t	0,00008	0,00008	0,00008
E_c (GPa)	3792,33	3792,33	3792,33
ϵ_{cr}	∞	∞	∞
r	1,2	1,2	1,2

De la tabla anterior, cabe aclarar que se asume un valor de 0.00008 para la deformación máxima (punto de fluencia, ϵ_t) del concreto a tracción monotónica para todos los especímenes y un valor r de 1,2 para definir la forma de la envolvente monotónica a tracción de modo que el

modelo de Mander coincide con el modelo propuesto por Belarbi y Hsu (1994), según lo sugerido por el autor Kolozvari (2013).

4.3.4. Mecanismos de resistencia a cortante. El modelo constitutivo utilizado en los paneles de concreto reforzado conformados por los parámetros de interacción por cortante del agregado (η) y acción de dovela (α), descritos en el anexo II. se calibran a partir de la comparación entre las curvas de comportamiento histerético obtenidos de manera analítica con el SFI-MVLEM empleando diferentes valores de estos parámetros y de manera experimental por Alarcón (2013). La comparación se realiza con respecto a los picos máximos en cada deriva y la forma del ciclo histerético.

4.3.4.1. Métricas para evaluar la calibración del SFI-MVLEM. La primera métrica evalúa la precisión de las predicciones analíticas del modelo en términos de respuesta carga lateral vs. desplazamiento con base en los valores máximos de la curva, corresponde primero a la medición del porcentaje de error relativo (e_i) entre los datos experimentales y analíticos, de acuerdo a la ecuación 2; y su respectivo error total como lo expresa la ecuación 3.

$$e_i = \left| \frac{V_{\text{exp}} - V_{\text{SFI}}}{V_{\text{exp}}} \right| * 100 \quad (2)$$

$$E_t = \sqrt{\sum_{i=1}^n (e_i)^2} \quad (3)$$

Donde V_{exp} es el valor de la campaña experimental, V_{SFI} es el valor analítico del SFI-MVLEM y n es el número de ciclos comparados. Se aplica (2) y (3) tanto para picos como el área de la curva histerética. Por otro lado, la segunda métrica se enfoca en la similitud entre las curvas de respuesta carga lateral vs. desplazamiento experimental y analítica respecto a la forma, por medio del cálculo de semblanza (γ) según indica la ecuación 4.

$$\gamma(a,b) = \frac{\sum_{i=1}^n a_i b_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2} * \sqrt{\sum_{i=1}^n b_i^2}} \quad (4)$$

Donde a_i y b_i son las variables (Fuerza, desplazamiento) de cada una de las curvas de histéresis que se está comparando. Es importante resaltar que un valor de semblanza igual a 1 significa que la similitud en términos de forma entre las dos curvas es exacta.

4.3.4.2. Calibración parámetros η y α . Para esta sección se compara la respuesta de la campaña experimental llevada a cabo por Alarcón (2013) conformada por los especímenes W1, W2 y W3 (descritos en el anexo III), contra la respuesta analítica obtenida por SFI-MVLEM variando los parámetros η y α . Según recomendación del autor del SFI-MVLEM se asignan valores entre 0.5 y 1.5 al parámetro η y con base al análisis de sensibilidad desarrollado se consideran valores de α entre 0.002 y 0.05 con los cuales se puede obtener una representación adecuada de la curva histerética para los especímenes. Para comparar las respuestas histeréticas se tienen en cuenta las métricas descritas anteriormente y las curvas del modelo analítico se forman para cada una de las parejas de parámetros con los siguientes valores $\eta = 0.5, 1.0, 1.5$ y $\alpha = 0.002, 0.005, 0.01$ y 0.02 , para un total de doce curvas en términos de carga lateral vs. deformación contrastadas con la curva de datos experimentales.

El cálculo de errores totales tanto de picos máximos, como de áreas se realizó teniendo en cuenta los cinco primeros picos positivos y negativos respectivos. A continuación, se muestra el resumen de estos cálculos para cada una de las parejas de parámetros para el espécimen W1.

En este caso se puede inferir que a medida que se aumenta el valor de α mejora la precisión del modelo en cuanto al error de picos máximos, pero esto no se ve reflejado necesariamente en el error calculado para el área; aun así, los errores de área presentados son pequeños debido a que

se compensan algunas áreas entre los picos que subestiman y sobrestiman la resistencia de la curva histerética.

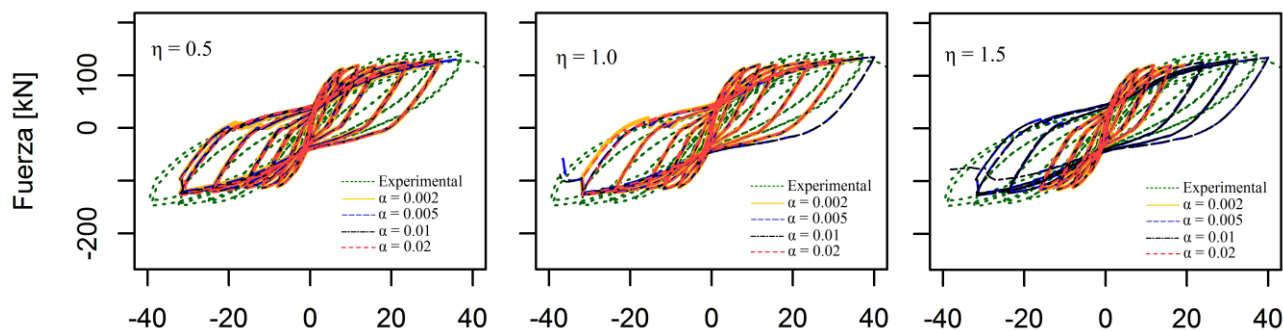
Tabla 9. Calibración parámetros η y α para espécimen W1.

Et picos máximos de deriva		η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	48,8%	57,0%	55,6%
	0.005	48,8%	57,4%	53,0%
	0.01	48,5%	57,3%	47,9%
	0.02	48,2%	47,8%	47,9%

Et áreas por ciclo		η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	3,8%	1,1%	0,3%
	0.005	3,7%	1,6%	5,7%
	0.01	3,9%	1,3%	3,4%
	0.02	3,7%	3,8%	3,6%

Semblanza		η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	0,999	0,998	0,995
	0.005	0,999	0,998	0,999
	0.01	0,999	0,998	0,999
	0.02	0,999	0,999	0,999

Cabe resaltar que el modelo tiene mayor precisión para un valor de $\alpha = 0.02$ y $\eta = 1$, además en términos de semblanza, se puede apreciar que hay similitud entre las curvas analíticas y experimental con valores cercanos a 1, lo que indica una coincidencia entre las curvas medidas como se muestra en la figura 40, donde se ilustra la calibración de las 12 parejas de parámetros respectivos conformados para simular el comportamiento del espécimen W1. La figura se divide en siete secciones que muestran primero, la variación de α respecto a η y luego, los valores de η correspondientes en cada uno de los cuatro valores de α utilizado.



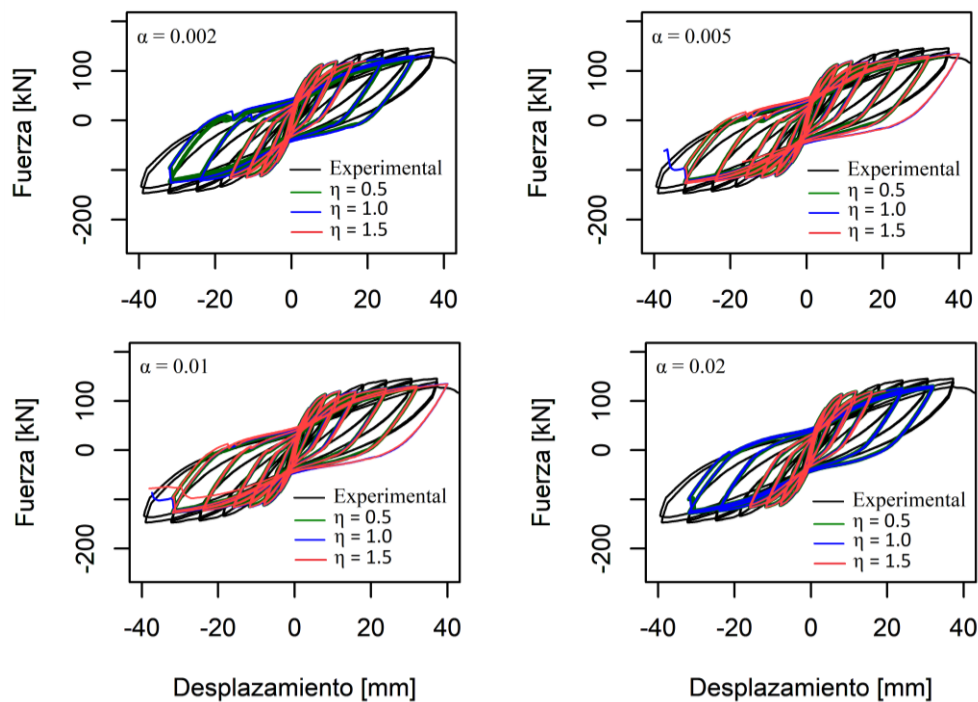


Figura 40. Calibración parámetros η y α para espécimen W1.

Para la calibración del modelo es necesario realizar gran cantidad de simulaciones a fin de estabilizar las respuestas analíticas dado la gran sensibilidad del modelo frente al cambio de los valores de α y η . Además, se podrían emplear otras métricas para evaluar la calibración como la distribución de deformaciones (por flexión o cortante) pero se requiere más información de las campañas experimentales, lo cual se sale del alcance de este estudio. De la misma manera se muestra la calibración para los especímenes W2 (tabla 10, figura 41) y W3 (tabla 11, figura 42).

Tabla 10. Calibración parámetros η y α para espécimen W2.

Et picos máximos de deriva		η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	54,6%	54,9%	54,8%
	0.005	47,9%	50,2%	54,8%
	0.01	57,0%	52,2%	50,2%
	0.02	47,8%	54,8%	54,0%

Et áreas por ciclo		η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	0,7%	0,6%	0,6%
	0.005	8,8%	7,7%	0,7%
	0.01	0,6%	9,1%	7,9%
	0.02	9,6%	4,9%	0,7%
Semblanza		η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	0,998	0,998	0,998
	0.005	0,999	0,999	0,998
	0.01	0,998	0,998	0,999
	0.02	0,999	0,998	0,998

Tabla 11. Calibración parámetros η y α para espécimen W3.

	Et picos máximos de deriva	η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	67,3%	65,5%	67,4%
	0.005	67,3%	64,8%	65,5%
	0.01	67,3%	67,3%	65,5%
	0.02	67,4%	67,3%	67,4%

	Et áreas por ciclo	η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	8,7%	2,6%	1,6%
	0.005	6,5%	1,8%	2,7%
	0.01	1,3%	1,4%	2,6%
	0.02	1,1%	1,7%	1,7%
	Semblanza	η		
		0.5	1.0	1.5
α	0.002	0,9981	0,9990	0,9988
	0.005	0,9985	0,9989	0,9989
	0.01	0,9983	0,9989	0,9989
	0.02	0,9989	0,9988	0,9988

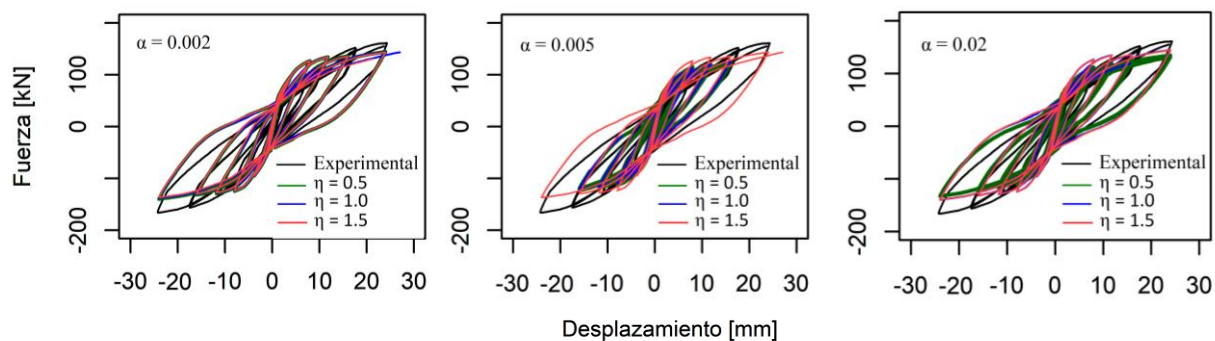


Figura 41. Calibración parámetros η y α para espécimen W2.

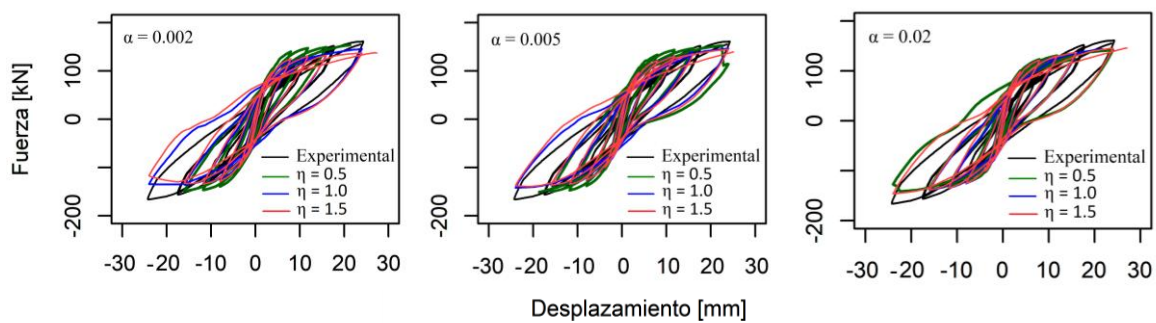


Figura 42. Calibración parámetros η y α para espécimen W3.

Dado que al aplicar la primera métrica a los cinco primeros picos se obtienen errores elevados debido por la subestimación del modelo respecto a los datos de las campañas experimentales, se aplica solo para el primer y último pico, con el objetivo de garantizar el uso del SFI-MVLEM como se muestra en la tabla 12.

De lo anterior, se puede notar la capacidad del modelo para captar las respuestas de los especímenes y concuerda con los errores de área y semblanza obtenidos, lo cual se puede evidenciar también para los especímenes C1, C2, C3, C4, C5 y C6 calibrados en el anexo III.

Tabla 12. *Resumen valuación de métricas especímenes de la campaña de Alarcón (2013).*

Especímen	Parámetros		Epmax-fuerza	Epmax-Desp	Et-fuerza	Et-desp	Eta	γ
	α	η						
W1	0.05	1	7,2%	4,6%	11,3%	4,6%	3,0%	0,999
W2	0.02	1	7,5%	9,9%	15,9%	13,1%	4,9%	0,998
W3	0.05	1	0,9%	8,8%	14,2%	11,5%	1,7%	0,999

Nota: Epmax: error pico máximo, Et: error total de picos, Eta: error total área, γ : semblanza

Una vez se realiza el proceso de calibración, se obtienen los parámetros de resistencia cortante con los que mejor precisión tiene el SFI-MVLEM para la representación de la curva histerética de cada uno de los especímenes de la campaña experimental de Alarcón (2013), como se muestra a continuación en la tabla 13.

Tabla 13. *Calibración de parámetros η y α para campaña experimental de Alarcón (2013).*

especímen	Parámetros	
	α	η
W1	0.05	1
W2	0.02	1
W3	0.05	1

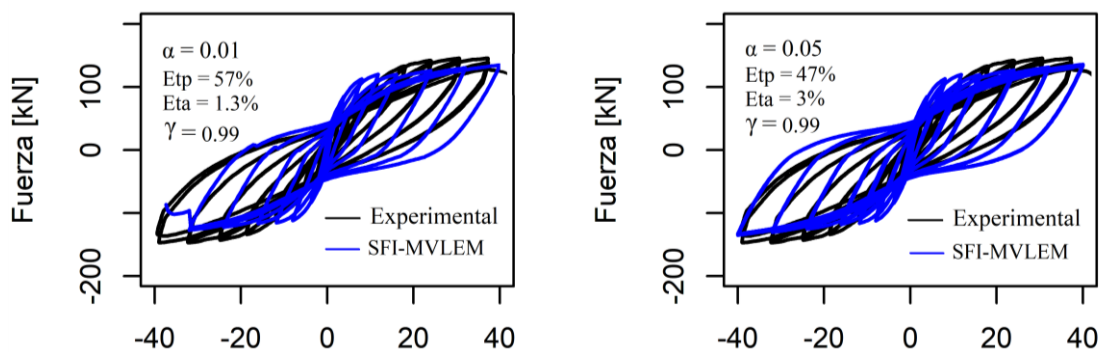


Figura 43. Errores calibración con $\eta = 1$ para W1.

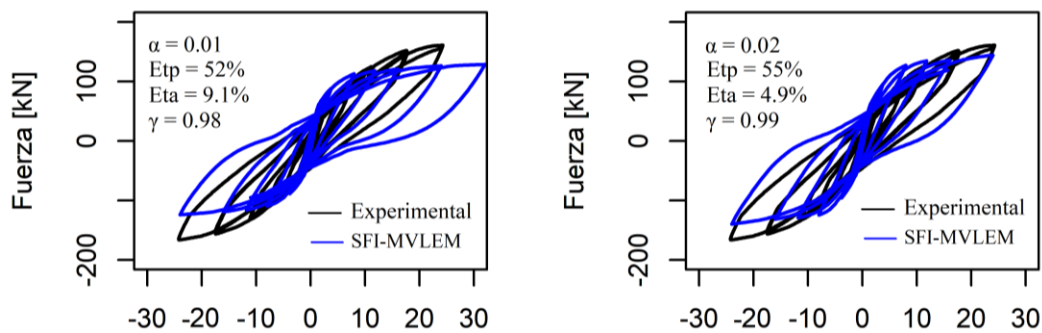


Figura 44. Errores calibración con $\eta = 1$ para W2.

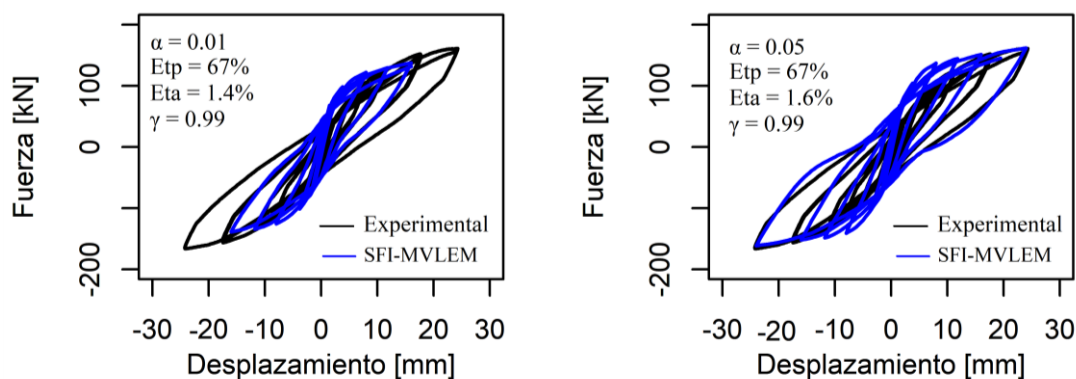


Figura 45. Errores calibración con $\eta = 1$ para W3.

Así como en las figuras 43, 44 y 45, están las comparaciones de las mejores respuestas (en términos de carga vs. desplazamiento) analíticas con las parejas de parámetros α , η y los datos experimentales. Para esto, se tiene en cuenta que el parámetro más sensible a modificación es el α , mientras el parámetro η tiene un valor de uno en todos los casos de simulación, por lo que las figuras presentan las curvas con $\eta = 1$ para diferentes valores de α de los especímenes W1, W2 y W3 respectivamente.

Finalmente, la comparación de la campaña experimental de Lu et al. (2017) conformada por los especímenes C1, C2, C3, C4, C5 y C6, contra la respuesta analítica obtenida por SFI-MVLEM con sus respectivos cálculos de errores totales tanto de picos máximos, como de áreas y semblanza se muestra en el Anexo III, de lo cual, al variar los parámetros η y α se obtienen las mejores respuestas con valores de η de 0.5 -1 y valores de α 0.01.

Capítulo 5

Pandeo inelástico fuera del plano

Las investigaciones realizadas a través del tiempo han demostrado que las fallas en el plano (como se habla en la sección 2.1.5) son las tipologías de falla dominante en edificios de muros estructurales que sufren daño por acciones sísmicas. Sin embargo, la inestabilidad de pandeo fuera del plano, un comportamiento que solo se había observado en pruebas de laboratorio, fue evidenciado en los sismos de 2010 en Chile y 2011 en Christchurch., generando daños significativos en las estructuras (Haro, 2017), debido a que este fenómeno ocasiona la pérdida repentina y casi completa de la capacidad de soporte de carga axial de la estructura.

Los estudios recientes muestran que la aplicación de una formulación simple y eficiente de ingeniería consigue evaluar de manera razonable la susceptibilidad de pandeo de un muro de concreto reforzado (Parra y Moehle, 2017). A pesar de los avances realizados al respecto, en la actualidad no se ha presentado un modelo que incorpore simultáneamente los tipos de fallas más relevantes, incluso los que solo competen al plano del muro (Kolozyvari y Wallace, 2016), es decir que el pandeo inelástico fuera del plano tampoco ha sido tenido en cuenta de manera integrada para la formulación de los modelos utilizados hasta el momento. Este capítulo está enfocado en la revisión de los modelos fenomenológicos de pandeo inelástico fuera del plano formulados y/o validados disponibles en la literatura científica, con el objetivo de complementar la falencia del SFI-MVLEM.

5.1. Revisión de modelos analíticos de pandeo inelástico fuera del plano

Los primeros avances realizados sobre el pandeo inelástico de muros de concreto reforzado fueron dirigidos por Paulay y Goodsir (1985), quienes describen los detalles del mecanismo de

falla fuera del plano para estos elementos a partir de la observación de varias campañas experimentales y el análisis a través del método de energía convencional o relaciones cinemáticas (similar a la formulación de Euler [1759] para carga crítica), especificando que el pandeo se basa en demandas plásticas de los extremos de los muros y está estrechamente asociado con la presencia de carga axial (Haro, 2017), el nivel de detalle del refuerzo, como se menciona en la sección 2.1.5.2. se establece que el comportamiento histerético del refuerzo longitudinal juega un papel fundamental en la ocurrencia del pandeo inelástico.

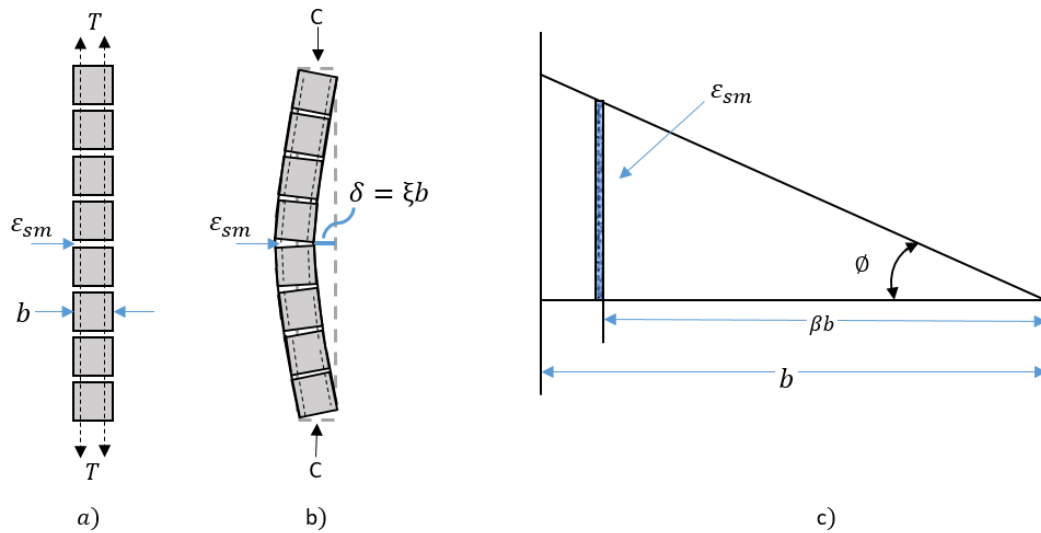


Figura 46. Inestabilidad lateral del muro previo a la fluencia.
Adaptado de Parra y Moehle, (2014) y Herrick, C. y Kowalsky, M. (2017).

El daño del refuerzo influye directamente en la deformación inelástica máxima a tracción en los extremos del muro, idea que fue adoptada en el **Modelo de Pandeo de Paulay y Priestley** (1993) (en adelante MPPP) como parámetro de la probabilidad de ocurrencia de pandeo, sobre el mecanismo base de Goodsir, el modelo fenomenológico se basa en dos componentes fundamentales: primero, un criterio de estabilidad asumiendo una zona de compresión bidireccional; y segundo, un modelo de excentricidad de deformación que relaciona la deformación residual del acero longitudinal (ϵ_{sm}), con una relación de excentricidad, calculada

como desplazamiento fuera del plano dividido por el espesor del muro (Herrick y Kowalsky, 2017) como se muestra en la Figura 46. Luego de resolver el equilibrio bidireccional, asumiendo un bloque de esfuerzos rectangular equivalente, se satisface la desigualdad de la ecuación 5 para permanecer estable y también se calcula un radio de curvatura constante fuera del plano, de la forma en ecuación 6. Estas dos son las fórmulas iniciales, a partir de las cuales se desarrollan otras variaciones presentadas en función de la relación del espesor y longitud de pandeo del muro.

$$\xi_{cr} = 0.5 * \left(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m} \right) \leq 0.5 \quad (5)$$

$$\varepsilon_{sm} = 8 * \beta * \left(\frac{b}{l_0} \right)^2 * \xi \quad (6)$$

Donde:

ξ_{cr} = Relación de excentricidad máxima.

ε_{sm} = Deformación residual del acero longitudinal.

ξ = Relación de excentricidad.

m = Relación de refuerzo mecánico, calculada como $(\rho_l f_y)/f'_c$

ρ_l = Relación de acero longitudinal.

f_y = Resistencia a la fluencia del acero.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

Bb = Distancia desde el lado interior del muro hasta el refuerzo longitudinal extremo.

l_0 = Altura de la región pandeada.

A partir de la propuesta de Paulay y Priestley (1993), se formuló el **Modelo de Pandeo de Chai y Elayer** (1999) (en adelante MPCE) para calcular relaciones máximas de excentricidad, incluyendo nuevos datos experimentales como comportamiento histerético del acero de refuerzo, con una distribución de curvatura sinusoidal en toda la región de rotula plástica (más realista y menos conservadora), un factor para considerar la deformación de acero recuperada

elásticamente y la deformación requerida para inducir la fluencia del acero a compresión, resumida en la ecuación 7 (Herrick y Kowalsky, 2017). Esta permite calcular valores más grandes de ε_{sm} .

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\pi^2}{2} * \left(\frac{b}{l_0}\right)^2 * \xi + 3\varepsilon_y \quad (7)$$

Donde:

ε_y = Deformación del refuerzo longitudinal.

Más tarde se establece el **Modelo de Pandeo de Parra y Moehle (2017)** (en adelante MPPM), quienes parten del modelo de Chai y Elayer para representar pandeo de elementos prismáticos con dos capas de refuerzo bajo ciclos uniformes de tracción y compresión. Dado que el cálculo preciso del esfuerzo máximo es difícil debido al comportamiento altamente no lineal y depende de la dirección de deformación del acero de refuerzo longitudinal bajo reversiones de carga, los autores realizan algunas simplificaciones al modelo, como ignorar el efecto Bauschinger y aproximar la tensión de tracción residual a $\varepsilon_r \approx \varepsilon_{sm} - 0.005$, como se muestra en la ecuación 8. Además, recomiendan el uso de valores de $K \approx 0.8$ para muros con doble cortina de refuerzo y 0.5 para muros con una sola capa de refuerzo, verificado con los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio.

$$\varepsilon_{sm} = \kappa \pi^2 * \left(\frac{b}{l_0}\right)^2 * \xi + 0.005 \quad (8)$$

Donde:

κ = Parámetro de profundidad efectiva del refuerzo longitudinal.

Finalmente, otro modelo creado a partir de MPPP, MPCE y resultados de las fases analíticas y experimentales es el **Modelo de Pandeo de los autores Haro, Chai y Kowalsky (2017)** (en adelante MPHKC), el cual se diferencia principalmente por la distribución de curvatura

polinomial de segundo grado que tiene el modelo, considerado a lo largo de la zona de pandeo y la inclusión del efecto de la cuantía de acero (Sarango y Haro, 2018) como se muestra en la ecuación 9.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{8}{3} * \left(\frac{b}{I_0}\right)^2 * \xi + \left[-2.4 + 160 * \left(\frac{b}{I_0}\right)^2 - 1.9 * \ln(\rho_{lbe}) \right] * \varepsilon_y \quad (9)$$

Donde:

ρ_{lbe} = Cuantía de acero longitudinal.

Según las ecuaciones de MPPP, MPCE, MPPM y MPHKC se puede observar que son similares, pero las diferencias radican principalmente en las suposiciones de distribución de curvatura y en la longitud de pandeo de cada uno de ellos. Además, las investigaciones recientes como las de Herrick y Kowalsky (2017), Sarango y Haro (2018) y Looi y Su (2018), demuestran que estos modelos otorgan resultados aceptables y aplicables para la estimación del fenómeno de pandeo en muros estructurales.

5.2. Aplicación modelos de pandeo a partir de SFI-MVLEM

Teniendo en cuenta las limitaciones del SFI-MVLEM mencionadas en el numeral 3.3.1; recalcando que en la bibliografía científica actual no se evidencia un modelo fiable capaz de capturar los modos de falla más relevantes en edificios de muros estructurales (Kolozvari y Wallace, 2016) y que en investigaciones recientes no solo se ha establecido que el máximo esfuerzo a tracción que sufre el acero longitudinal está asociado a la inestabilidad de muros en concreto reforzado (Rosso et al., 2014; Dashti, Dhakal, y Pampanin, 2017) sino que los modelos de pandeo inelástico fuera del plano existentes dan resultados aceptables y aplicables para la estimación de dicho fenómeno, se propone incorporar los modelos de pandeo mencionados en el

inciso anterior (MPPP, MPCE, MPPM y MPHKC) para complementar las respuestas de modelo SFI-MVLEM.

A partir del modelo de comportamiento del acero y de la formulación de panel de CR (como se explica en el anexo II) se obtiene la información histórica del acero longitudinal en términos para el muro en cuestión, con base en esta se calcula una deformación crítica unitaria a tracción teniendo en cuenta MPPP, MPCE, MPPM y MPHKC, además de la relación de excentricidad máxima propuesta por Paulay y Priestley (1993); una vez el muro alcance esta deformación, los supuestos establecidos para la formulación de estos modelos sugieren que en el ciclo posterior ocurrirá el pandeo y esto es contrastado con los registros de las campañas experimentales.

Siguiendo con los resultados del espécimen W1 se obtiene el comportamiento histerético para el acero de refuerzo longitudinal como se muestra en la figura 47 y a partir de este se aplican los modelos de pandeo explicados anteriormente, que se puede observar en la figura 48 como reduce los ciclos del comportamiento histórico el acero.

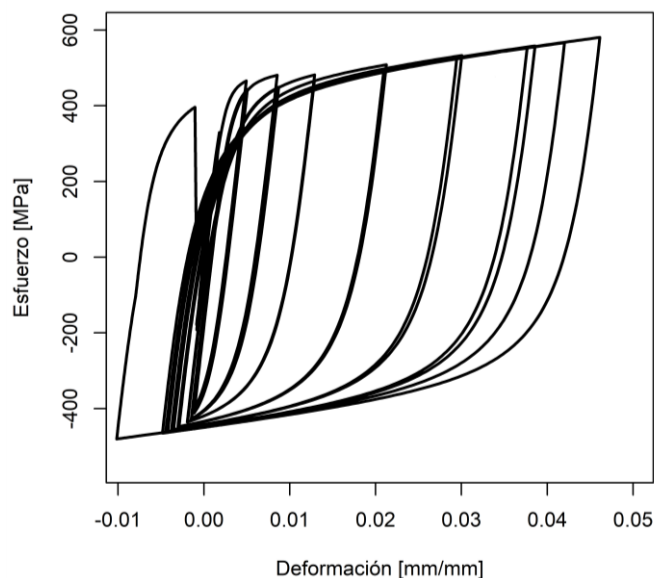


Figura 47. Comportamiento del acero longitudinal SFI-MVLEM.

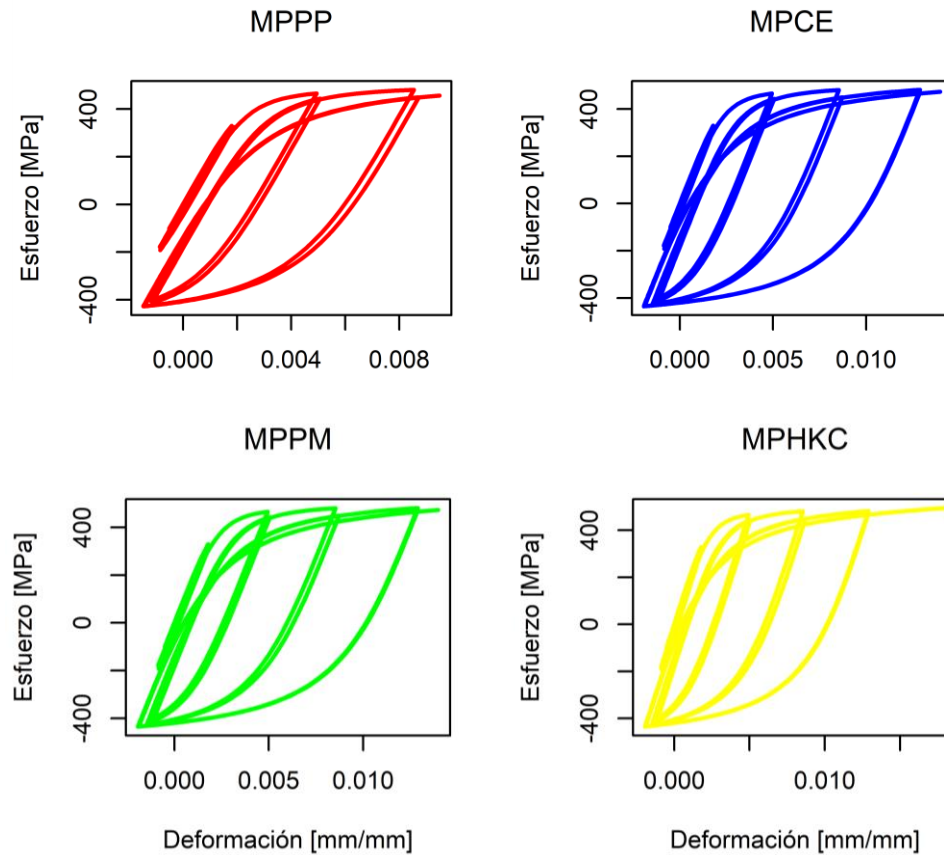


Figura 48. Comportamiento del acero longitudinal afectado por modelos de pandeo.

De esta figura se puede observar también que el MPPP es más conservador frente a los otros tres, pues reduce significativamente el número de ciclos en la curva histerética, mientras que el MPCE y MPPM, similares en su representación, limitan menos la cantidad de ciclos y finalmente, el MPHKC es más permisivo en la estimación de deformación residual del acero.

Alarcón (2013) de su campaña experimental menciona que para el espécimen W1 a una deriva de 1% se presentó un desplazamiento lateral en el muro de 17.7 mm haciendo referencia al pandeo del refuerzo vertical y posteriormente se da el desprendimiento completo de concreto acompañado de la falla por pandeo inelástico fuera del plano, en el borde del muro aproximadamente a 26 mm de desplazamiento (deriva 1.5%). En términos de respuesta carga

lateral vs. desplazamiento, la estimación de pandeo de los cuatro modelos se muestra en la figura 49, con el propósito de hacer más fácil la comparación con los datos experimentales registrados.

De lo que se puede observar que los modelos de pandeo ofrecen una representación aceptable de los resultados experimentales, dado que todos se encuentran con respuestas entre el 1% y el 1.5% de deriva (marcados con las líneas A y B en la gráfica 49) establecidos respectivamente como el inicio y final de la falla de pandeo del muro. Dado que, cuando el SFI-MVLEM no tiene en cuenta el efecto del pandeo inelástico, sobrestima la capacidad de desplazamiento del espécimen de manera sustancial, pues una vez el elemento falla por pandeo se produce una pérdida tanto de rigidez como resistencia, pero no se evidencia inmediatamente la falla del muro debida a su resistencia residual.

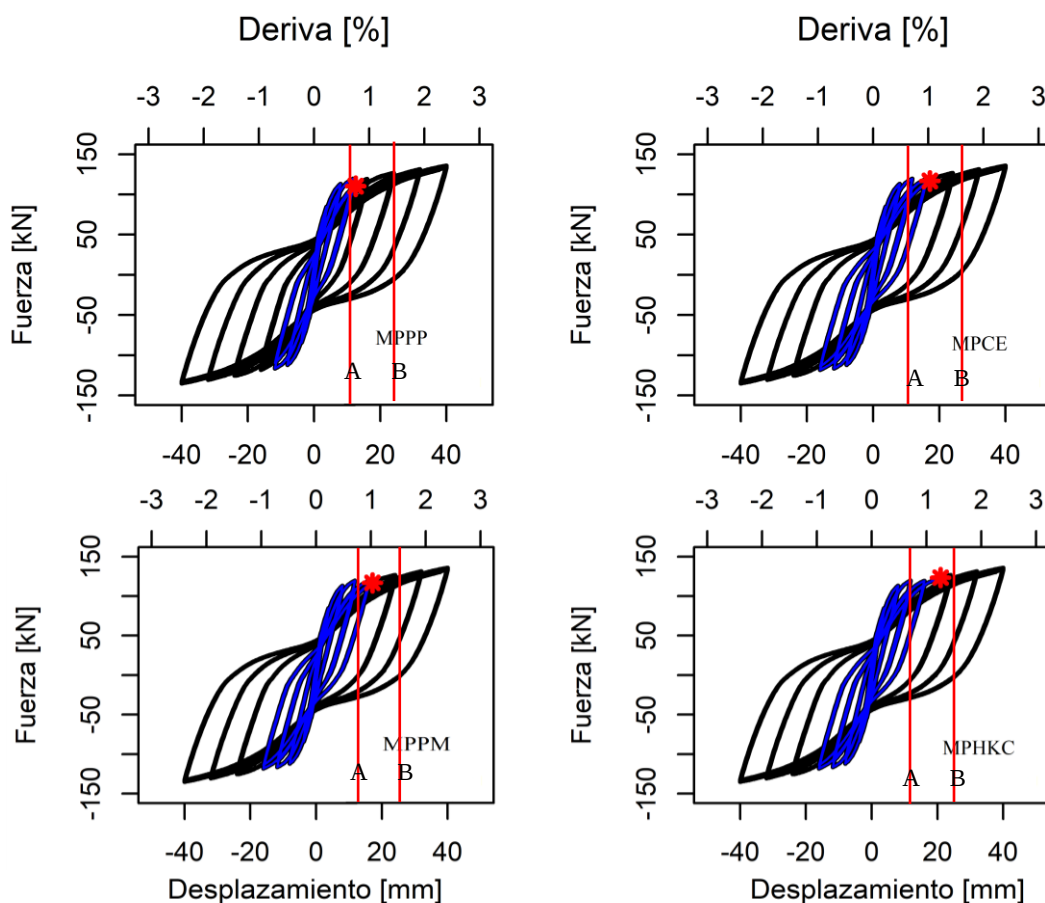


Figura 49. Carga lateral vs. Desplazamiento afectado por los modelos de pandeo inelástico fuera del plano. Nota: la línea A corresponde al inicio de pandeo y la línea B al pandeo en el borde del muro según los datos experimentales Alarcón (2013).

El MPHKC predice con mayor exactitud la deformación residual del acero longitudinal y por ende la ocurrencia del pandeo inelástico fuera del plano, es decir, está más cerca de los resultados experimentales del espécimen W1 y MPPP subestima la estimación del pandeo, es el más conservador con un valor incluso inferior a 1% de deriva, lo cual coincide con lo mencionado en las investigaciones de Chai y Elayer (1999); Menegon et al. (2015), Herrick y Kowalsky (2017), Looi y Su (2018), Sarango y Haro (2018) y Rosso et al. (2016), estos últimos hacen énfasis en que el desplazamiento fuera del plano o denominado relación de excentricidad (ξ) puede ser mayor a 0.5, lo que afectará la estimación de la deformación residual máxima, aunque aún no se ha sugerido oficialmente otro valor.

5.2.1. Calibración de la longitud de pandeo. La observación de daño de muros estructurales en campañas experimentales y modelado numérico ha demostrado que los extremos de los muros presentan gradientes de deformación tanto a lo alto como lo largo, siendo el primero el más crítico para la ocurrencia del fenómeno de pandeo inelástico fuera del plano (Parra y Moehle, 2017). Las principales diferencias entre los modelos de pandeo revisados es la longitud de pandeo que asumen para calcular la deformación residual máxima. Por ejemplo, el MPPP asume que la longitud de pandeo (L_p) del muro es igual a la longitud de rótula plástica (L_{rp}) mostrada en la ecuación 10 (en adelante LPP), pero no más del 80 por ciento de la altura libre de entrepiso del muro sugerida por Priestley et al. (2007).

$$L_{pp} = L_{rp} = k * H_e + 0.1 * L_w + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (10)$$

L_p = Longitud de pandeo

L_{rp} = Longitud de rótula plástica

$$k = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

f_u = Resistencia ultima del acero

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

H_e = Altura efectiva del muro, tomada como $\frac{2}{3} * H_w$

H_w = Altura del muro

L_w = Longitud del muro

$L_{sp} = 0.022 * f_y * d_{bl}$

d_{bl} = Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

El MPCE tiene una versión mejorada del MPPP según se muestra en la ecuación 11 (en adelante LCE) y otorga resultados más cercanos a los observados en las campañas experimentales.

$$L_{ce} = k * H_w \quad (11)$$

Donde k es un factor de longitud de pandeo, sugerido en el rango de $0.7 \leq k \leq 1.0$ primero por Rosso (2018) que observaron que los puntos de inflexión para el refuerzo de una sola capa en muros de CR son aproximadamente 75% ($k = 0,75$) de la altura del muro y después por (Looi & Su, 2018) al comparar los resultados experimentales con la longitud de pandeo sugerido en MPCE y MPPM, establece que un factor de longitud de pandeo de 0.7 parece ajustarse a la mayoría de los muros ensayados con una relación de refuerzo mecánico más alta (m) en la ecuación 5. Mientras que Haro (2017) recomienda una longitud de pandeo como se muestra en (12) en adelante denominada LHKC, según la observación de datos experimentales, donde las deformaciones máximas fuera del plano se producen cerca de la zona media de la altura libre de entrepiso (h_s), es decir, se atribuye la formación de pandeo a una longitud equivalente aproximadamente al 60% de h_s .

$$L_{hkc} = \frac{H_w}{\sqrt{3}} \quad (12)$$

Cada uno de los modelos de pandeo inelástico estudiados se implementa con las tres longitudes de pandeo disponibles, con el objetivo de verificar cuál de estas otorga la mejor estimación de la ocurrencia de pandeo al ser contrastadas con los datos experimentales del espécimen W1.

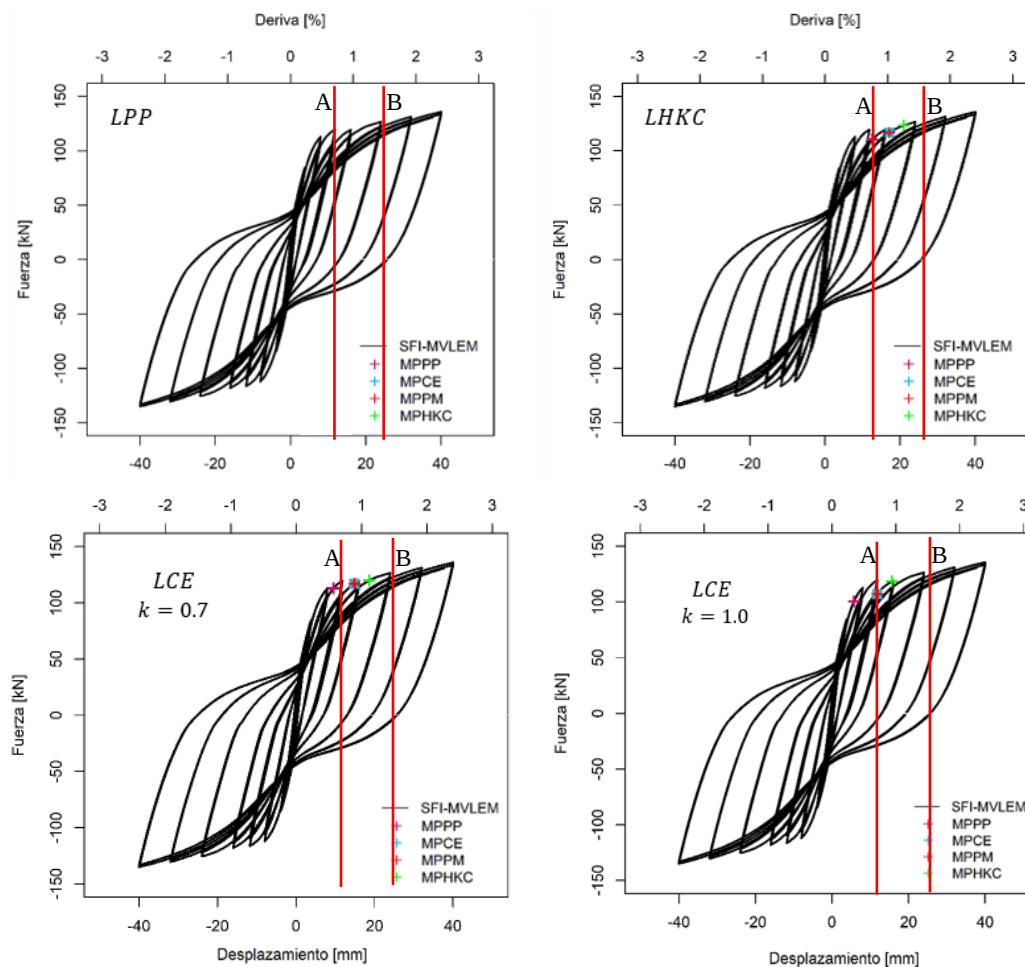


Figura 50. Carga lateral vs. Desplazamiento – comparación longitudes de pandeo.

De lo anterior se puede observar que la LHKC sugerida por Haro (2017) permite a los modelos (MPPP, MPCE, MPPM y MPHKC) obtener respuestas del fenómeno de pandeo inelástico más cercanos a lo observado en las campañas experimentales tanto de Alarcón (2013) como Lu et al. (201) mostrados en el anexo IV. Se debe tener en cuenta que el planteamiento LCE de Chai y Elayer cuenta con un factor k sugerido en el rango de $0.7 \leq k \leq 1.0$ y, por tanto,

se verifica su capacidad de simulación con los valores de 0.7, 0.8, 0.9 y 1.0 comprendidos dentro de los límites establecidos, de lo cual se concluye que el valor más adecuado para emular los datos experimentales del espécimen W1 es 0.7 con el que se obtiene una aproximación mayor con todos los modelos, confirmando así lo dicho por Rosso (2018). Por otro lado, la LPP no permite el cálculo adecuado según lo contrastado con los datos experimentales, dado que no se manifiesta pandeo inelástico fuera de plano en toda la historia de carga en el comportamiento histerético mostrado, con ninguno de los modelos probados (verificar en el anexo IV).

El SFI-MVLEM que integra los efectos de pandeo inelástico fuera del plano (SFI-MVLEM-MP) contrastado contra los datos experimentales se muestra en la figura 51. Por otra parte, en la tabla 14 se puede observar que los errores de estimación de pandeo son aceptables, al igual que para los otros especímenes mostrados en el anexo IV, sobre todo al incorporar el modelo MPHKC con su respectiva longitud de pandeo.

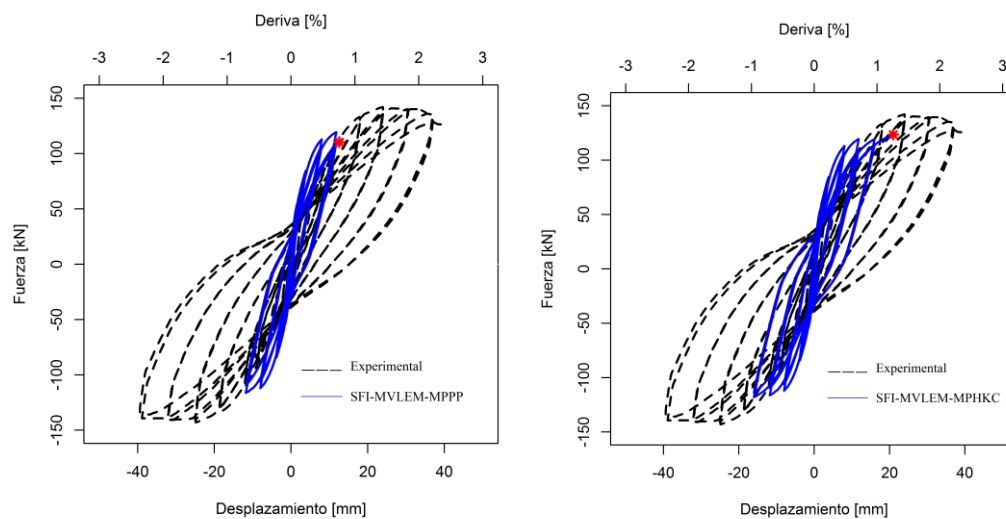


Figura 51. SFI-MVLEM –MP, espécimen W1.

Tabla 14. Error relativo SFI-MVLEM-MP vs. Campaña experimental Alarcón (2013).

Espécimen	% Deriva	Pandeo experimental (mm)	MPHKC (mm)	Error	MPPP (mm)	Error	MPCE (mm)	Error	MPPM (mm)	Error
W1	1,5	26	21,3	18%	13,0	50%	17,5	33%	17,5	33%
W2	1,5	26	22,1	15%	13,7	47%	17,9	31%	17,9	31%
W3	1,5	26	24,0	8%	16,4	37%	22,5	13%	22,5	13%

Capítulo 6

Discusión de resultados y conclusiones

El presente capítulo se divide en tres partes, una discusión de los resultados obtenidos, conclusiones y recomendaciones; las dos primeras se dividen a su vez en las secciones más relevantes dentro del desarrollo del trabajo.

6.1. Discusión de resultados

6.1.1. Selección del modelo. La metodología de selección multi-criterio que integra el proceso analítico jerárquico (PAJ) del autor Saaty (1980) y una de puntuación simple, permite considerar diversos factores como complejidad en la implementación y comprensión del modelo, sus requerimientos computacionales, robustez en cuanto a representación del fenómeno a modelar y la accesibilidad a la información, entre otros. Por lo cual, es un método que tiene en cuenta la eficiencia en términos “costo-beneficio” para seleccionar el modelo más adecuado según las necesidades específicas del trabajo sin necesidad de entrar a realizar comparaciones de las simulaciones de todos los modelos. Cabe aclarar que se eligió el modelo con base a la mayor puntuación obtenida con la metodología multi-criterio, pero otros modelos como el MVLEM, también cumplían en gran medida con los requerimientos de modelado pues la diferencia de puntajes fue baja. Con esto también se hace énfasis sobre la claridad respecto al objetivo de modelado, pues en la mayoría de los casos se recomienda utilizar macro modelos, mientras que el uso de micro modelos está reservado a modelaciones detalladas, debidos a su alto costo computacional.

6.1.2. Análisis de sensibilidad y calibración SFI-MVLEM. El SFI-MVLEM es completo en términos de representación del comportamiento y tipos de falla en el plano para muros estructurales, incorpora las respuestas de flexo-compresión y cortante adecuadamente. Sin

embargo, su formulación exige la calibración de una gran cantidad de parámetros como número de paneles de CR distribuidos a lo largo del muro (m) y número de elementos SFI-MVLEM distribuidos en la altura del muro (n); los asociados con el mecanismo de resistencia a cortante de los paneles de CR, interacción por cortante del agregado (η) y acción de doveta (α), de los cuales a partir del análisis de sensibilidad se puede inferir que la variación de n y m son irrelevantes en la obtención de una respuesta adecuada del comportamiento de los muros; mientras que la variación de los parámetros η y α no solo afecta dicha respuesta sino que el modelo presenta una alta sensibilidad frente a su variación. De η y α se resalta; que la inclusión de estas acciones (interacción por cortante del agregado y acción de doveta) mejoran notablemente la respuesta del SFI-MVLEM.

Por otra parte, los parámetros relacionados con los modelos constitutivos de los materiales, así como el que define la ubicación del centro de rotación a lo largo de la altura de cada elemento SFI-MVLEM (c), no se han tenido en cuenta en el proceso de calibración y análisis de sensibilidad debido a la falta de información sobre estos en las campañas experimentales disponibles, en su lugar se tomaron los valores sugeridos por Kolozvari (2013).

En algunos casos el modelo sobrestima la resistencia de los especímenes en los primeros ciclos y la subestima en los posteriores, por lo que en la primera métrica de calibración se obtienen resultados de error altos, cuando se aplica a los primeros cinco picos, pero al aplicarlo solo al primer y último pico (representación monotónica y de importancia para efectos de diseño) los errores son aceptables y validan los errores bajos de áreas obtenidos. Aunque se requiere gran cantidad de simulaciones para determinar la incidencia de las variaciones en los parámetros α y η debido a la alta sensibilidad del modelo a estos parámetros, que se traduce en dificultad para estabilizar las respuestas del modelo, de manera global las curvas analíticas se

ajustan bien a los datos experimentales, lo cual se ve reflejado en la métrica de semblanza con algunos valores iguales a 0.98 y 0.99, siendo 1 el máximo valor que se puede obtener.

Finalmente, es importante mencionar que la principal desventaja de este modelo y los otros estudiados es que no incorporan la representación de falla fuera del plano, identificada como uno de los tipos de fallas más recurrentes en los edificios de muros estructurales que sufrieron daños durante los sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) donde se manifestaron este tipo de fallas.

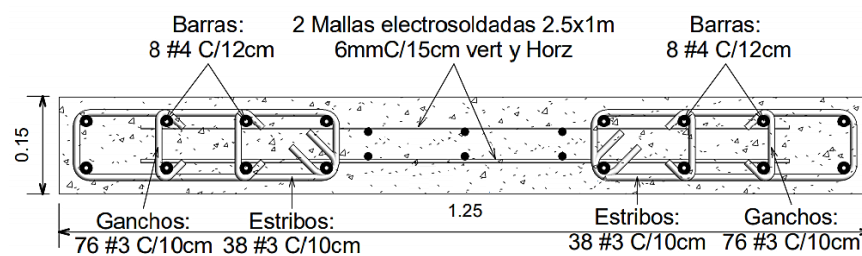
6.1.3. Pandeo Inelástico fuera del plano. Debido a la principal limitación del SFI-MVLEM, este sobrestima la capacidad real de desplazamiento de los especímenes pues no tiene en cuenta la pérdida sustancial de rigidez y resistencia asociada al efecto de pandeo inelástico fuera del plano, por lo que se decide incorporar MPPP, MPCE, MPPC y MPHKC. De estos, el MPHKC y MPPM predicen con mayor exactitud la deformación residual del acero longitudinal y por ende el pandeo inelástico fuera del plano, entretanto el MPPP subestima la resistencia de la sección al pandeo siendo más conservador, de allí que se pueden implementar para análisis y diseño respectivamente. Además, en la calibración de la longitud de pandeo se evidencia que la propuesta de Haro 2017 permite a los modelos (MPPP, MPCE, MPPM y MPHKC) obtener respuestas del fenómeno de pandeo inelástico más cercanos a los datos observados en las campañas experimentales simuladas; pero la longitud propuesta por Paulay y Priestley no permite su adecuada estimación y por tanto no se recomienda su uso.

Cabe resaltar que aunque existen modelos (como el de Paulay y Priestley y el de Chai y Elayer) que estiman de manera aceptable la susceptibilidad al pandeo inelástico de muros de concreto reforzado, basados en modelos fenomenológicos más complejos de los que se quiere incorporar para efectos prácticos de análisis y diseño, se aplican para muros con características

(especialmente espesores y configuración de refuerzo), que no se adaptan a la tipología característica en Bucaramanga y por tanto se debe tener en cuenta para su implementación.

Es importante mencionar que a partir de resultados obtenidos en diferentes ensayos de laboratorio se intuye que los muros delgados de concreto reforzado (como los usados en Colombia) presentarán modos de falla similares (flexo-compresión y pandeo) ante un sismo fuerte. Para complementar dicha afirmación se realiza el modelado de un muro con características típicas en la ciudad de Bucaramanga descritas por Moreno y Lopez (2017), como se muestra en la figura 52 (perfil y sección transversal). Una de las consideraciones especiales para este modelo son los datos mecánicos de la malla electrosoldada utilizada como refuerzo en el alma del muro, tomados a partir de la publicación de Carrillo, Díaz y Arteta (2019).

De lo anterior se obtiene una curva fuerza vs. Desplazamiento (figura 53) similar a las curvas de la campaña experimental de Alarcón (2013) para representar el daño en las edificaciones de muros en Chile (figura 51), en ambos casos la tipología de falla predominante es flexo-compresión y pandeo fuera del plano.



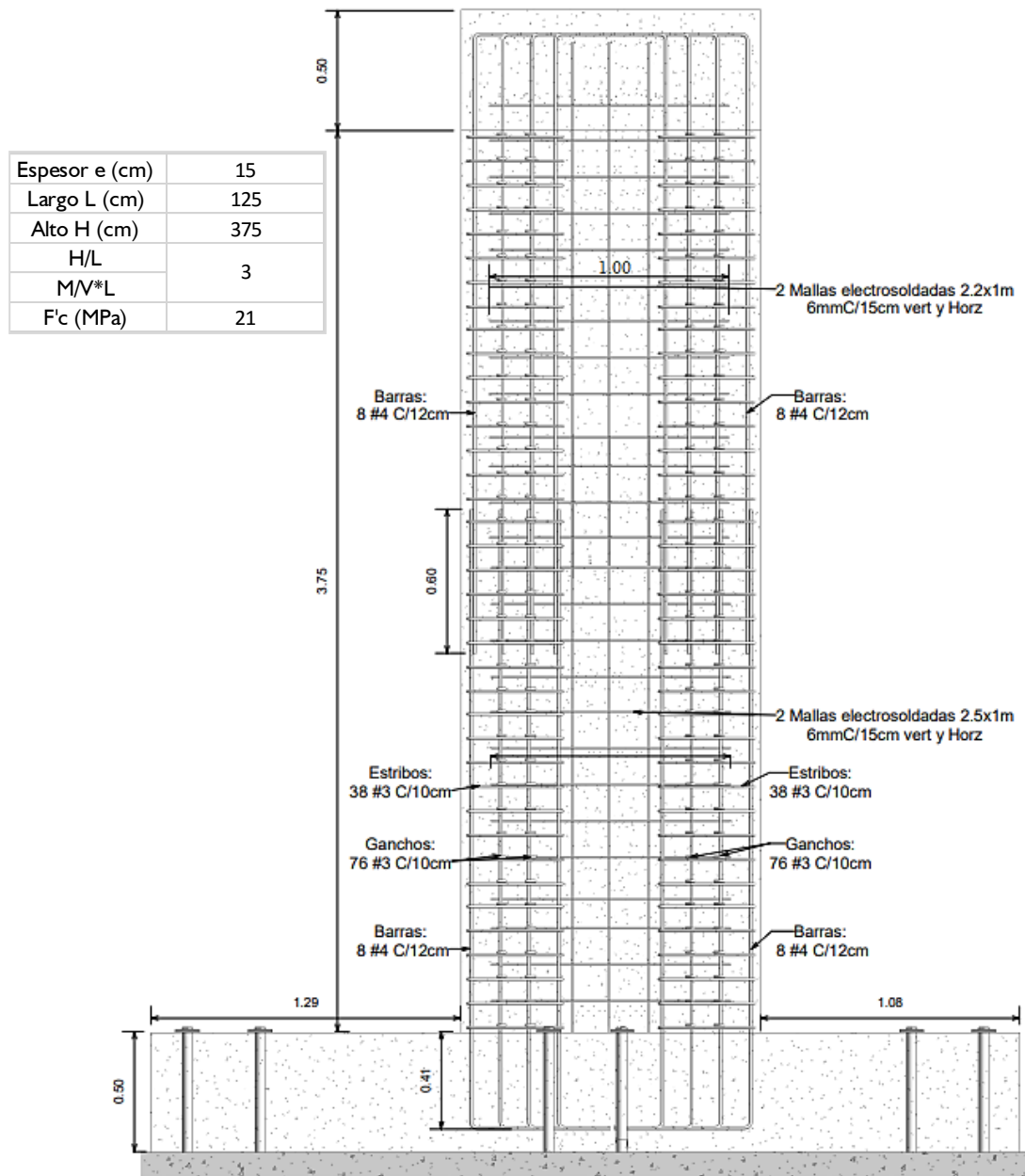


Figura 52. Muro característico ciudad de Bucaramanga.
Adaptado de Vega (2018).

Además, se realiza el modelado del muro considerando la malla electrosoldada en toda la sección transversal como único acero de refuerzo y se obtiene el resultado mostrado en la figura 54, en la cual se puede observar que el muro no alcanza a desarrollar su capacidad debido a la condición frágil de la malla electrosoldada, ni siquiera se alcanza a evidenciar pandeo porque primero se fractura el acero de refuerzo.

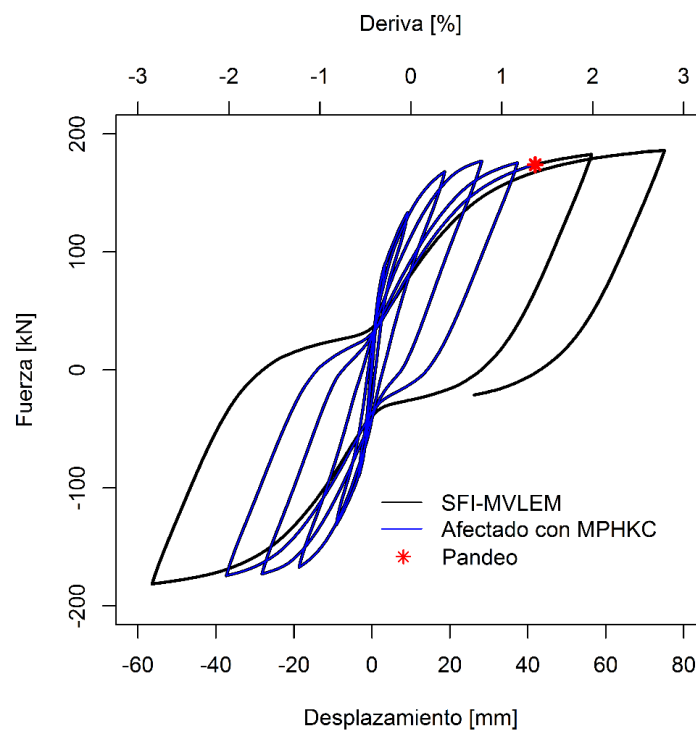


Figura 53. Carga vs. Desplazamiento muro característico Bucaramanga con elementos de borde.

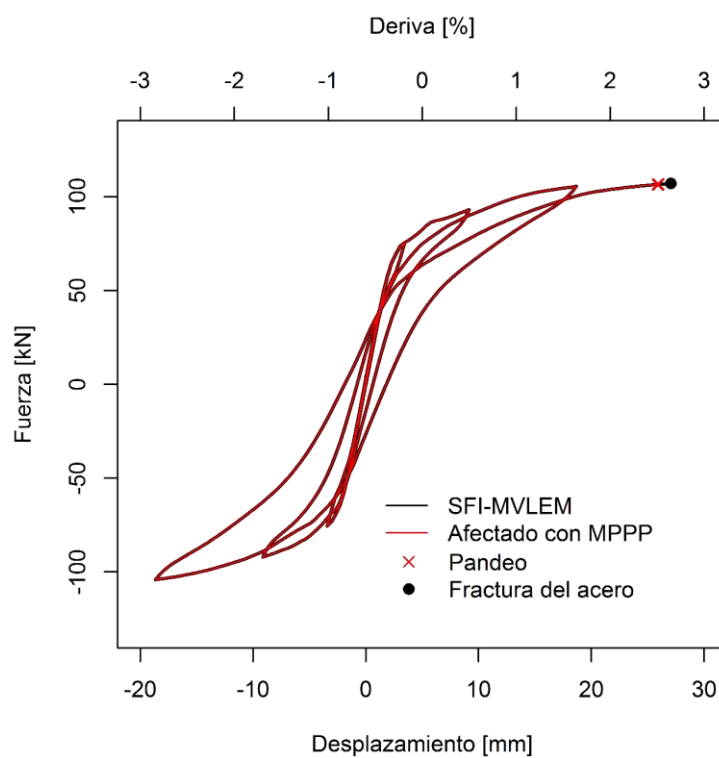


Figura 54. Carga vs. Desplazamiento muro característico Bucaramanga, solo malla electrosoldada.

Por lo anterior, hay que resaltar que las características geométricas, propiedades mecánicas y disposición del refuerzo juegan un rol importante en el comportamiento del muro, sobre todo en la ocurrencia del pandeo y dado que en Colombia los muros tienden a ser de espesores más bajos que los utilizados en Chile y Nueva Zelanda, tienen mayor susceptibilidad al pandeo inelástico fuera del plano. Sumando a esto, el uso de malla electrosoldada nacional puede ocasionar fractura del refuerzo incluso antes de presentar pandeo, pues no posee capacidad de deformarse como lo menciona Blandon et al. (2018) concentrando los esfuerzos a lo largo de una sola grieta. Por último, se debe tener cuidado con la interpretación del modelo a la hora de trabajar con acero frágil como la malla electrosoldada, pues el modelo de Menegotto y Pinto no está calibrado para acero con estas características.

6.2. Conclusiones

6.2.1. Selección del modelo. Del análisis de eficiencia realizado entre los modelos usados en la bibliografía científica reciente, el que mejor se adapta para representar el comportamiento de muros delgados de concreto reforzado de acuerdo a los requerimientos particulares de este proyecto es el macro modelo SFI-MVLEM.

6.2.2. Calibración del modelo. En su mayoría, los muros de las campañas experimentales seleccionadas, con características semejantes a los muros estructurales de la ciudad de Bucaramanga, obtuvieron la mejor representación respecto a la respuesta experimental con valores de interacción por cortante del agregado $\eta = 1$ y acción de dovela $\alpha = 0.01$. Teniendo en cuenta que el modelo se calibra para cada campaña experimental, se recomiendan valores entre $\alpha = 0.01$ y 0.05 . Por otro lado, la cantidad de elementos SFI-MVLEM y paneles de concreto reforzado por cada elemento fue de seis, pero se recomienda establecer su cantidad de acuerdo a las características de la campaña experimental como se realizó en el presente documento.

6.2.3. Análisis de sensibilidad del modelo. El SFI-MVLEM es más sensible a la variación del parámetro de acción de dovela (α) que al coeficiente de interacción por cortante del agregado (η), al aumentar el parámetro α se puede obtener un aumento de la resistencia a cortante a lo largo de las grietas en los paneles de CR. Pero el cambio de η algunas veces dificulta la convergencia del modelo. Mientras que la variación de n y m son irrelevantes en la obtención de una respuesta adecuada del comportamiento de los muros simulados.

6.2.4. Pandeo Inelástico fuera del plano. Al complementar la principal limitación del SFI-MVLEM incorporando los modelos fenomenológicos de pandeo desarrollados hasta el momento como formulaciones simplificadas del fenómeno real, como el de Paulay y Priestley (1993), Chai y Elayer (1999), Parra y Moehle (2017) y Haro et al. (2017), se obtiene un modelo capaz de representar las principales tipologías de fallas en muros de concreto reforzado incluyendo la estimación del pandeo inelástico fuera del plano de acuerdo a lo observado en las campañas experimentales.

6.3. Recomendaciones

Se recomienda un estudio de calibración y validación de los parámetros relacionados con los modelos constitutivos de los materiales utilizados en la formulación del SFI-MVLEM para las características típicas de Colombia. Por otro lado, se sugieren incluir los modelos de pandeo de manera integrada en los códigos del SFI-MVLEM.

Agradecimientos.

El trabajo presentado hace parte del proyecto de investigación 1895 “Estudio del comportamiento sísmico de edificaciones tipo túnel en zonas de alta amenaza sísmica. Fase 1”, financiado por la Universidad Industrial de Santander y su desarrollo es liderado por el grupo de investigación INME. Además, agradecimiento especial al profesor Yiqiu Lu de la Universidad

de Auckland, Nueva Zelanda; al MSc. Cristóbal Alarcón y el profesor Matías Hube de la Universidad Católica de Chile por compartir los datos de sus respectivas campañas experimentales. A partir de este trabajo se ha generado dos ponencias internacionales y un artículo en proceso para someter a revisión en una revista indexada.

Contenido de los anexos.

En el anexo I, se encuentra fichas las bibliográficas de cada uno de los modelos involucrados en el proceso de selección. En el anexo II se encuentra una descripción detallada del modelo SFI-MVLEM implementado en este trabajo; El anexo III contiene una descripción general sobre las campañas experimentales utilizadas y la calibración de los especímenes C1, C2, C3, C4, C5 y C6 de Lu et al. (2017), RW2 de Thomsen y Wallace (1995), además de los especímenes S38 y SP4 de Tran (2012) y, en el anexo IV se presenta la inclusión de los modelos de pandeo al SFI-MVLEM para los especímenes que no se encuentran en este documento.

Referencias bibliográficas

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. (2010). [*Estudio general de amenaza sísmica de Colombia 2009*](#). Bogotá, D.C.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10. Bogotá, D.C.
- Alarcón, C. (2013). [*Influence of axial load in the seismic behavior of reinforced concrete walls with nonseismic detailing*](#) (tesis doctoral). Pontificia universidad catolica de Chile, Santiago de Chile.
- Albornoz, S. M. (2016). [*Modelamiento de muros de hormigón armado con y sin aberturas, incorporando el efecto del pandeo en las barras*](#) (tesis de maestría) Universidad del Chile, Santiago de Chile.
- Alcocer, S. M. (1995). [*Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado*](#). Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). feb. 1995. México, D.F.
- Almeida, J., Rosso, A., Beyer, K. y Sriharan, S. (2014). [*New experimental findings on the stability of thin*](#). *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*. Lisboa, Portugal.
- Alva, G., El Debs, A. y Kaminski, J. (2010). [*Nonlinear analysis of reinforced concrete structures in design procedures: application of lumped dissipation models*](#), 3(2), 149–178.
- Amar, A. y Hassan, J. (2013). [*Shear Wall Analysis Using Framework Method: Comparison with Shell Element Method and Column Analogy*](#). *Eng. &Tech. Journal*, 31(10).
- Arteta, C. (2017). [*Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia*](#). *VIII congreso de ingeniería sísmica*, Barranquilla, Colombia.
- Arteta, C. y Moehle, J. (2015). Comportamiento Experimental de elementos de borde de muros con capacidad de disipación de energía especial (DES). VII Congreso Nacional de

Ingeniería Sísmica. Bogotá, Colombia.

Ashby, M. y Jones, D. (2009). *Materiales para ingeniería*. Reino Unido, Londres: Reverté.

Ayneto, J. y Ferrer, M. (2012). [*Mecánica del medio continuo en la ingeniería*](#). Barcelona, España: Iniciativa Digital Politécnica.

Beiraghi, H., Kheyroddin, A. y Kafi, M. A. (2015). [*Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the behavior of reinforced concrete wall tall buildings with one and more plastic hinges*](#). *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25(11).

Belarbi, A. y Hsu, T. (1995). [*Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete*](#). *Aci Structural Journal*, 91(4), 465-474.

Belmouden, Y. y Lestuzzi, P. (2007). [*Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic behaviour of reinforced concrete structural walls*](#). *Journal of Engineering Structures*, 29(7), 1263-127.

Benjumea, J.M.; Sotelo, F.S.; Celis, C.E. y Chio, G. (2016). [*Efecto del grado de capacidad de disipación de energía sísmica seleccionado en las cantidades de obra de muros de concreto reforzado*](#). *Tecnura*, 20(50), 15–28.

Bertero, V., Aktan, A, Charney, F. y Sause, R. (1984), [*Earthquake Simulator Tests and Associated Experimental, Analytical and Correctional Studies of One-Fifth Scale Modeling*](#). American Concrete Institute, 84(13), 375-424.

Beyer, K., Dazio, A. y Priestley, M. (2008). [*Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls*](#). *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 1023–1053.

Beyer, K. y Rosso, A. (2015). [*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.

- Blandon, 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(2018), 175-187.
- Briceño, A. y Carreras, N. (2013). [Análisis y diseño de muros estructurales de concreto , considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011](#) (Tesis de pregrado), Universidad Católica Andres Bello, Caracas, Venezuela.
- Carrillo, J. y Alcocer, S. (2011). [Comportamiento a Cortante De Muros De Concreto Para Vivienda](#). *Revista de Ingeniería Sísmica*, 126(85), 103–126.
- Carrillo, J. y Alcocer, S. (2012). [Propiedades dinámicas de viviendas construidas con muros de concreto](#). Editorial Académica Española.
- Carrillo, J. y Alcocer, S. (2013). [Resistencia a cortante de muros de concreto reforzado para diseño sísmico de vivienda de baja altura](#). *ACI Structural Journal*, 10-24.
- Carrillo, J., Diaz, C. y Arteta, C. (2019). [Tensile mechanical properties of electro-welded wire meshes in Bogotá, Colombia](#). *Construction and Building Materials*, 195 (2019) 352–362.
- Chai, Y. H. y Elayer, D. T., (1999). [Lateral stability of reinforced concrete under axial reversed cyclic tension and compression](#). *ACI Structural Journal*, 96(5), 780–789.
- Chan, G. y Mander, J. (1994). [Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 - Evaluation of Seismic Capacity](#). *Technical Report National center for earthquake engineering research (NCEER) – 94-0006*, Universidad de Búfalo, Nueva York, Estados Unidos.
- Chen, S. y Kabeyasawa, T. (2012). [Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analysis](#). *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand.
- Chiewanichakorn, M. (1999). [Stability of thin precast concrete wall panels subjected to gravity](#)

- [*and seismic forces*](#) (tesis de maestría). Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- Chorzepa M., Kim Y., Yun G., Harmon G. y Dyke, S. (2011). [*Cyclic Shear-Friction Constitutive Model for Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membrane Elements*](#). *ACI Structural Journal*, 108(3), 324-331.
- Clarke M. y Hancock G. (1990). [*A Study of Incremental-Iterative Strategies for Non- Linear Analyses*](#). *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 29, 1365-1391.
- Clough, R., Benuska, K. y Wilson, E. (1964). [*Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings*](#). *Proc. 3rd World Conference on Earthquake Engineering 11*, Nueva Zelanda.
- Dae-Han, J. (2014). [*Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall using fiber elements*](#). *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics*, Porto, Portugal: EUROLYN.
- Dashti, F., Dhakal, R. y Pampanin, S. (2017). [*An experimental study on out-of-plane deformations of rectangular structural walls Rectangular structural walls subject to in-plane*](#). *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago Chile.
- 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*, rotorua, Nueva Zelanda.
- Dashti, F., Jalali, A. y Malekpour, S. (2011). [*Parametric investigations on an RC wall macro model*](#). *Procedia Engineering*. *Procedian Engineering*, 14, 329–335.
- Dazio, A., Beyer, K. y Bachmann, H. (2009). [*Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls*](#). *Engineering Structures*, 31(7), 1556–1571.
- Diotalleivi, P. Landi, L. y Cardinetti, F. (2008). [*A fibre beam-column element for modelling the*](#)

- [flexure-shear interaction in the non-linear analysis of RC structures](#). *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Elmorsi M.; Kianush M. y Tso W. (1998). [Nonlinear Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Structures](#). *ACI Structural Journal*, 95(6), 725-739.
- 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(3), 759-776.
- Emori, K. y Schnobrich, W. (1981). [Inelastic Behavior of Concrete Frame-Wall Structures](#). *Journal of the Structural Division*, 107(1), 145-164.
- Filippou, F., Popov, E. y Bertero, V. (1983). [Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints](#). *Report to the National Science Foundation No. UCB/EERC-83/19*, Universidad de California, California, Estados Unidos.
- Filippou, F. y Taucer, F. (1996). [Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I formulation](#). *Earthquake engineering and structural dynamics*, 25(7), 11–725.
- Folié, R. y Petronijević, P. (2014). [Modelling of RC walls under seismic actions](#). *Conferencia internacional de logro moderno en ingeniería civil*, Subotica, Serbia.
- Galal, K. y El-Sokkary, H. (2008). [Advancement in Modeling of Rc Shear Walls. 14 Th World Conference on Earthquake Engineering](#). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Ghiassi, B., Soltani, M. y Tasnimi, A. (2009). [Modeling of Nonlinear Behavior of RC Shear Walls under Combined Axial, Shear and Flexural Loading](#). *The Third International Conference on Concrete and Development*, Tehran, I.R. Iran.

- Ghobarah, A. y Youssef, M. (1999). [*Modelling of reinforced concrete structural walls*](#). *Engineering Structures*, 21(10), 912–923.
- Gomez, J. (2017). [Placas alveolares: estructuras en concreto pretensado o preesforzado](#) [mensaje de blog]. 360° en concreto Argos.
- González, A. y Reyes, J. (2017). Seguridad de colapso de viviendas de baja altura construidas con muros delgados de concreto reforzado. *VIII congreso de ingeniería sísmica*, Barranquilla, Colombia.
- Goodsir, W. J. (1985). [Design of coupled wall-frame structures for seismic actions](#). (tesis doctoral) Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- Güner, S. (2008). [Performance assessment of shear-critical reinforced concrete plane frames](#) (tesis doctoral). Universidad de Toronto, Toronto, Canadá.
- Haro, A. G. (2017). [Assessment of the out-of-plane buckling instability of ductile reinforced concrete structural walls](#) (tesis doctoral). Universidad Carolina del Norte, Raleigh, Carolina del Norte.
- Herrick, C. K., y Kowalsky, M. J., (2017). [Out-of-Plane Buckling of Ductile Reinforced Structural Walls due to In-Plane Loads](#). *Journal of Structural Engineering*, 143(3).
- Hofbeck J., Ibrahim I. y Mattock A. (1969). [Shear Transfer in Reinforced Concrete](#). *ACI Journal Proceedings*, 66(2), 119-128.
- Hsu, T. y Zhang, L. (1996). [Tension Stiffening in Reinforced Concrete Membrane Elements](#). *ACI Structural Journal*, 93(1), 108-115.
- Hube, M., Marihuén, A., De la Llera, J. y Stojadinovic, B. (2014). [Seismic behavior of slender reinforced concrete walls](#). *Engineering Structures*, 80, 377–388.
- Jalali, A. y Dashti, F. (2010). [Nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls using](#)

- [macroscopic and microscopic models](#). *Engineering Structures*, 32(9), 2959–2968.
- Jiang, Y. y Saiidi, S. (1990). [Four-Spring Element for Cyclic Response of R/C columns](#). *Journal of Structural Engineering ASCE*, 116(4), 1018-1029.
- Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A. y Kausel, E. (2015). [A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake](#). *Engineering Structures*, 82, 168–185.
- Kabeyasawa T., Shiohara H., Otani S. y Aoyama H. (1983). [Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure](#). *ACI Structural Journal*, 84, 203-239.
- Kalkan, E., & Yüksel, S. B. (2008). [Pros and cons of multistory RC tunnel-form \(box-type\) buildings](#). *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17(3), 601–617.
- Kam, W. Y., Pampanin, S., y Elwood, K. (2011). [Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 february christchurch \(lyttelton\) earthquake](#). *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 44, 239–278.
- Kmiecik, P., & Kaminski, M. (2011). [Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration](#). *Archives of civil and mechanical engineering*, 11(3), 625–636.
- Kolozvari, K. (2013). [Analytical Modeling of Cyclic Shear - Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls](#) (tesis doctoral). Universidad de California, Los ángeles, California.
- Kolozvari, K., Miller, R. y Orakcal, K. (2017). [Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls for Performance-Based Seismic Design](#). *Earthquake Resistant Engineering Structures XI*, 172(12), 35–46.
- Kolozvari, K., Orakcal, K. y Wallace, J. (2015a). [Shear-Flexure Interaction Modeling for](#)

- [Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading.](#)
Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report No. 2015/12.
- Kolozvari, K., Orakcal, K. y Wallace, J. W. (2015b). [Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I: Theory.](#) *Journal of Structural Engineering*, 141(5).
- Kolozvari, K., Orakcal, K. y Wallace, J. W. (2018). [New opensees models for simulating nonlinear flexural and coupled shear-flexural behavior of RC walls and columns.](#) *Computers and Structures*, 196, 246–262.
- Kolozvari, K., Tran, T., Orakcal, K. y Wallace, J. (2014). [Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. II: Experimental Validation.](#) *Journal of Structural Engineering*, 141(5), 04014136.
- Kolozvari, K. y Wallace, J. (2016). [Practical Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls.](#) *American Society of Civil Engineers*, 142(12), G4016001-1.
- Kotronis, P., Ragueneau, F. y Mazars, J. (2005). [A simplified modeling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design.](#) *Ingeniería estructural*, 27(8), 1197–1208.
- Lai, S., Will, G. y Otani, S. (1984). [Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members.](#) *Journal of Structural Engineering ASCE*, 110(11), 2563-2584.
- Lefas, L. y Kotsovos, M. (1990). [Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals.](#) *ACI Structural Journal*, 87(6), 716–726.
- Légeron F, Paultre P (2003) [Uniaxial confinement model for normal- and high-strength concrete columns.](#) *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 241–252
- Lehman, D. y Lowes, L. (2013). [Performance, Analysis and Design of Flexural Concrete Walls.](#)
NEES Webinar. University of Washington, Seattle.

- Li, K. N. (2006). Three dimensional nonlinear static and dynamic structural analysis computer program, User's Manual, CANNY Structural Analysis, Vancouver, BC, Canada.
- Li, K. y Otani, S. (1993). [Multi-Spring Model for 3-Dimensional Analysis of RC Members](#). *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, 1(1), 17-30.
- Looi, D. T.-W., y Su, R. K. L. (2018). [Seismic Axial Collapse of Shear Damaged Heavily Reinforced Shear Walls Experiencing Cyclic Tension–Compression Excursions: A Modified Mohr's Axial Capacity Model](#). *Journal of Earthquake Engineering*, 1(22), 1363-2469.
- López, J. (1999). [Mecánica de los medios continuos](#). Castilla – La mancha, España: Ediciones de la Universidad de Castilla-La Mancha.
- Lu, Y., Henry, R., Gultom, R. y Ma, T. (2017). [Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement](#). *Journal of Structural Engineering*, 143(5): 04016225.
- Maldonado, E. y Chio, G. (2005). [Identificación de las zonas sísmicas más vulnerables en la ciudad de Bucaramanga](#). *UIS Ingenierías*, 4(2), 99–116.
- Mander, J., Priestley, M. y Park, R. (1988). [Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete](#). *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804- 1826.
- Martínez, A. y Daza, R. (2017). Modeling of thin reinforced concrete walls. *VIII congreso de ingeniería sísmica*, Barranquilla, Colombia.
- Massone, L., Orakcal K.; y Wallace J. (2009). [Modeling of Squat Structural Walls Controlled by Shear](#). *ACI Structural Journal*, 106(5), 646-655.
- Mattock A. (1974). [Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane](#). *ACI Special Publication*, 42, 17-42.

- Matsagar, V. (2014). [*Advances in structural engineering*](#). New Delhi y Delhi, India: Matsagar y vasant.
- Maya, C. (2016). [*Incremento del espesor de los p  neles prefabricados de concreto del sistema cresi, con aditivos inclusores de aire y fibra de vidrio: realizado en el departamento de antioquia, municipio el bagre, corregimiento puerto claver*](#) (tesis de maestría). Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia.
- Mansour, M. y Hsu, T. (2005). [*Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear*](#). *Journal of Structural Engineering ASCE*, 131(1), 44-53.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. y Fenves, G. (2006). [*OpenSees command language manual*](#). Universidad de Berkeley, California, Estados unidos.
- Medina, F., Concepción, R., Villanueva, J. y   lvarez, L. (2010). [*Aplicación de técnicas de toma de decisión multicriterio discretas al proceso de selección de proveedores sanitarios*](#). In XIV *International congress on project engineering*, Madrid, España.
- Menegon, S. J., Wilson, J. L., Gad, E. F. y Lam, N. T. K. (2015). [*Out-of-plane buckling of limited ductile reinforced concrete walls under cyclic loads*](#). 2015 *New Zealand Society for Earthquake Engineering*, rotorua, Nueva Zelanda.
- Menegotto, M y Pinto, P. (1973). [*Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*](#). *International Association for Bridge and Structural Engineering*, (pp 15–22), Zürich, Suiza.
- Mohamed, E., Lydell, W. y Wael, E. (2016). [*Numerical modelling of reinforced concrete block structural wall buildings under seismic loading*](#). *Resilient Infrastructure congrese*, Ontario, Canad  .

- Monti, G. y Spacone, E. (2000). [Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip](#). *Journal of structural engineering*, 126(6), 654-661.
- Moreno, J. y Lopez, J. (2017). *Evaluación experimental del comportamiento biaxial de muros en concreto reforzado* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Moroni, M. (2002). [Concrete shear wall construction](#). *World Housing Encyclopedia* [Versión electrónica]. Kjeller, Norway: Editorial Board.
- Mullapudi, T., Charkhchi, P. y Ayoub, A. (2013). [Behavior of shear-dominant thin-walled RC structures](#). *Thin-Walled Structures*, 63, 134–146.
- Mun, J. y Yang, K. (2015). [Plastic hinge length of reinforced concrete slender shear walls](#). *Magazine of Concrete Research*, 67(8), 67–114.
- Oesterle, R., Aristizabal-Ochoa, J., Shiu, K. y Corley, W. (1984). [Web crushing of reinforced concrete structural walls](#). In *ACI journal Proceedings*, 81(3), 231-241.
- Oliver, X. y De Saracibar, C. (2000). [Mecánica de medios continuos para ingenieros](#). Barcelona, España: ediciones Universidad politécnica de Catalunya.
- Orakcal, K., Wallace, J. y Conte, J. (2004). [Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls - Model Attributes](#). *ACI Structural Journal*, 101(5), 3-189.
- Orakcal, K. y Wallace, J. (2002). [Nonlinear Modeling of Rc and Src Structural Walls](#). *7th US National Conference on Earthquake Engineering*, Massachusetts, Estados Unidos.
- Orakcal, K., Ulugtkin, D. y Massone, L. (2012). [Constitutive Modeling of Reinforced Concrete Panel Behavior under Cyclic Loading](#). *The World Conferences on Earthquake Engineering (WCEE)*, Lisboa, Portugal.
- Pang, D. y Hsu, T. (1995). [Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear](#). *ACI*

Structural Journal, 92(6), 665-677.

Papadopoulos, P., Xenidis, H., Lazaridis, P., Diamantopoulos, A., Lambrou, P. y Arethas, Y.

(2012). [Achievements of Truss Models for Reinforced Concrete Structures](#). *Open Journal of Civil Engineering*, 2(3), 125–131.

Parra, P. F. y Moehle, J. P. (2014). [Lateral Buckling in reinforced concrete walls](#). *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska

Parra, P. F. y Moehle, J. P. (2017). [Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading](#). *ACI Structural Journal*, 114(6), 1627–1636.

Park, R. y Paulay, T. (1972). [Reinforced Concrete Structures](#). *Wiley Interscience*, 6, 196-268.

Paulay, T. y Priestley, N. (1992). [Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings](#). Estados unidos: John Wiley & Sons, Inc.

Paulay, T. and M. Priestley (1993). [Stability of ductile structural walls](#). *ACI Structural Journal* 90(4), 385-392.

Perea, Y. (2012). [Sistemas constructivos y estructurales aplicados al desarrollo habitacional](#) (tesis de especialización). Universidad de Medellín, Medellín. Colombia.

Pérez, C. (2010). [Evolución de los sistemas de construcción industrializados a base de elementos prefabricados de hormigón](#). *Reports de recerca*, 88, Barcelona, España.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. y Kowalsky, M.J. 2007. [Displacement-Based Seismic Design of Structures](#). 3^{ra} La Conferencia Nacional de Ingeniería Sísmica y Sismología Ingeniería, Atenas, Grecia.

Pujol, S. y Puranam, A. (2017). Recommended thicknesses for structural walls to resist earthquake demands in Colombia. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Barranquilla, Colombia.

- Roche, H. y Viejo, C. (2005). [Métodos Cuantitativos Aplicados a la Administración: Análisis Multi-criterio en la Toma de Decisiones](#). Universidad de la República en Montevideo, Uruguay.
- Rodriguez, M., Restrepo, J. y Carr, A. (2002). [Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings](#). *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 693–718
- Rosso, A., Almeida, J.P. y Beyer, K. (2016). [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.
- Rosso, A., Jiménez, L., Almeida, J. y Beyer, K. (2017). Experimental campaign on thin RC columns prone to out-of-plane instability: numerical simulation using shell element models. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Colombia.
- Rosso, A. (2018). [Out-of-plane instability of thin reinforce concrete walls under seismic loading](#). (Tesis doctoral), École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza.
- Saaty T. L. (1980). [The Analytic Hierarchy Process](#). *European Journal of Operational Research*, 48, 9-26.
- Sarango, J., & Haro, A. G. (2018). [Comportamiento histerético del acero de refuerzo longitudinal en elementos de borde de muros estructurales de hormigón armado](#), *Congreso de Ciencia y tecnología*, Pichincha, Ecuador. 13, 17–20.
- Sedgh, R., Dhakal, R. y Carr, A. (2015). [State of the Art: Challenges in analytical modelling of multi-storey shear wall buildings](#). *New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc 2015*, Christchurch, Nueva Zelanda.
- Segura, C., Wallace, J., Arteta, C. y Moehle, J. (2016). [Deformation Capacity of Thin Reinforced Concrete Shear Walls](#). 2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering,

Rotorua, Nueva Zelanda.

Shea, M. (2013). [Seismic performance of thin reinforced concrete shear wall](#). Universidad de California, los ángeles, Estados Unidos.

Sigfússon, Þ. y Bessason, B. (2001). [Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls in Low-Rise Icelandic Residential Buildings](#) (Tesis de maestría). Universidad de Islandia, Reikiavik, Islandia.

Silva, O. (2016). [Formaleta tipo túnel para sistemas industrializados de muros y placas de concreto](#) [mensaje de blog]. 360° en concreto Argos.

Simons, J. y Powell, G. (1981). [Improved Iteration Strategy for Nonlinear Structures](#). *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 17, 1455-1467.

Smith, B. y Girgis, A. (1984). [Simple analogous frames for shear wall analysis](#). *Journal of Structural Engineering*, 110(11), 2655–2666.

Stavridis, A. y Shing, P. (). [Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames](#). *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 136(3), 285–296.

Su, R. y Wong, S. (2007). [Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio](#). *Engineering Structures*, 29, 1957–1965.

Takayanagi, T. y Schnobrich, W. C. (1976). [Computed behavior of reinforced concrete coupled shear walls](#). *Reporte No. SRS 434*. Universidad de Illinois. Urbana - Champaign. Illinois, Estados Unidos.

Taucer, F. y Spacone, E. (1991). [A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures](#) (tesis doctoral). Universidad de California, Berkley, Estados Unidos.

Telleen, K., Maffei, J., Heintz, J. y Dragovich, J. (2012). [Practical Lessons for Concrete Wall](#)

- [Design, Based on Studies of the 2010 Chile Earthquake](#). *The World Conferences on Earthquake Engineering (WCEE)*, Lisboa, Portugal.
- Ulugtekin, D. (2010). [Analytical modeling of reinforced concrete panel elements under reversed cyclic loadings](#) (tesis de maestría). Universidad de Bogazici., Estambul, Turquía.
- Urrego, H. y Bonett, R. (2010). [A displacement based design method for medium rise reinforced concrete walls](#). *DYNA ingeniería e Industria*. 77(163), 13-25.
- Vásquez, V. (2013). [Evaluación de la capacidad de deformación de un muro T diseñado de acuerdo a las normas vigentes en Chile desde el año 1996](#) (tesis de presgrado). Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
- Vecchio, F. y Collins, M. (1993). [Compression Response of Cracked Reinforced Concrete](#). *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3590-3610.
- Vélez, J., Blandón, C., Bonett, R., Arteta, C. y Almeida, J. (2017). Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Barranquilla, Colombia.
- Vulcano, A., Bertero, V. y Colotti, V. (1998). [Analytical Modeling of RC structural walls](#). *Proceedings of Ninth World conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japón.
- Wallace, J. W. (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.
- Wood L. (1990). [Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls](#). *ACI Structural Journal*, 87(1), 99-107.