



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**“ESTUDIO ANALÍTICO DE LA INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE EN
MUROS DE MAMPOSTERÍA”**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

OSCAR CARDEL JUAN

TUTOR PRINCIPAL:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F., JUNIO DE 2015.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
Secretario: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ
Vocal: DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE
1^{er}. Suplente: DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ
2^d o. Suplente: DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

FIRMA

A mis padres y a mis hermanos, por todo el apoyo y amor incondicional que me han brindado durante este proceso y durante toda la vida, y por incitarme a ser mejor cada día.

A Samantha, por su comprensión, su apoyo, su cariño y amor.

A mi familia y amigos.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante, por su valiosa asesoría, paciencia y por compartir una gran cantidad de sus conocimientos durante la realización de esta investigación.

A los profesores del posgrado de la UNAM, por transmitir su saber y brindarme las herramientas necesarias para ser un mejor ingeniero y poder llevar a cabo este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico durante los dos años de la realización de los estudios de maestría.

Al M.I. Raúl Jean Perrilliat y a las personas que laboran en *Jean Ingenieros*, por su colaboración y aportación del material necesario para realizar una gran parte de este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y a su Instituto de Ingeniería (IINGEN), por darme la oportunidad de ser parte de esta comunidad y otorgar el espacio e instalaciones necesarias para realizar la investigación.

A todos mis compañeros y amigos que conocí durante este periodo de aprendizaje; gracias por su apoyo y por su amistad.

RESUMEN

En investigaciones anteriores se ha demostrado que la presencia de momento flexionante en el extremo superior de muros de mampostería confinada, así como la variación de la relación de aspecto H/L , tienen un efecto en la fuerza cortante que produce el primer agrietamiento por tensión diagonal (Pérez Gavilán y Manzano, 2013), (Pérez Gavilán *et al.*, 2013); con base en estudios experimentales se propuso una expresión que toma en cuenta estas variables para calcular la resistencia a corte de cada muro. Se ha comprobado que el efecto de la relación de aspecto consiste en un incremento en la resistencia al agrietamiento para muros largos ($H/L < 1$), mientras que el efecto del momento reduce la resistencia cuando el muro se encuentra en curvatura simple. Esta reducción se estudia con el momento normalizado $\beta = 2 M_a/VH$, donde M_a es el momento en el extremo superior del muro, V es la fuerza cortante y H es la altura del entrepiso. Si bien las investigaciones demuestran que existe esta disminución de resistencia, se desconoce la relación M_a/V , el valor de β y la curvatura que puede desarrollarse en muros de edificios reales debido a las cargas laterales externas, cuando existen variables tales como la relación de aspecto, la altura del edificio, y el efecto de muros acoplados perpendicularmente. La curvatura de los muros está estrechamente ligada al momento flexionante y depende principalmente del grado de acoplamiento de la estructura; es decir, de la restricción al giro en los extremos de los muros, la cual puede deberse a vigas o elementos de acoplamiento (muros bajo ventana), o bien, a muros ligados en el sentido perpendicular (patines). La relación M_a/V , representada con el momento normalizado β , y la curvatura de los muros ante cargas laterales se estudian en el presente trabajo.

En esta tesis se realizó un estudio paramétrico para investigar la curvatura de muros en T y en I (alma y patines), y de muros acoplados mediante vigas de concreto, sujetos a fuerzas laterales, realizando el análisis de los modelos de estos casos. Para modelar los muros se utilizó el Método de Elemento Finito y el Método de la Columna Ancha, teniendo como variables la longitud de los elementos y el número de niveles. Se compararon los resultados por ambos métodos y se observó que la curvatura de los muros y la variabilidad de β dependen de del acoplamiento y de las rigideces relativas entre elementos.

La investigación principal se enfoca en el análisis de dieciocho modelos estructurales de edificios reales de mampostería confinada de 3 a 6 niveles, utilizando el método de la columna ancha y análisis sísmico estático. Se determinó el parámetro β que identifica la interacción momento-cortante para cada muro de planta baja y su correspondencia con la relación de aspecto, y se examinaron los factores que hacen variar dicho efecto, además de comprobar cuáles son los valores que puede adoptar en muros de estructuras reales. Se estimó el grado de acoplamiento de cada estructura y la influencia sobre la variación de β . Asimismo, se comparó la resistencia a corte incluyendo el efecto del momento, contra la obtenida con la expresión en la norma vigente.

Los resultados muestran casos en los que los valores combinados de la relación de aspecto y momento flexionante reducen considerablemente la resistencia al agrietamiento, apoyando la noción de interacción momento-cortante. Finalmente, se realizan observaciones y recomendaciones en cuanto al uso de la nueva expresión que se está proponiendo en el reglamento para el cálculo de la resistencia a corte de los muros de mampostería. La contribución del acero de refuerzo horizontal no se trata en este trabajo.

ABSTRACT

The presence of bending moment on top of confined masonry walls, along with the variation of the aspect ratio H/L , was shown to affect their shear cracking strength (Pérez Gavilán y Manzano, 2013), (Pérez Gavilán *et al.*, 2013). Based on experimental results, a new shear strength formula, which includes these two variables, was proposed. It has been proven that the effect of the aspect ratio consists in an increase of the cracking strength for long walls ($H/L < 1$), while the effect of the bending moment reduces it when in single curvature. This reduction is studied with the normalized moment $\beta = 2 M_a/VH$, where M_a is the bending moment on top of the wall, V is the shear force, and H is the inter-story height. Although studies show the existence of this decrease in strength, the ratio M_a/V in walls subjected to lateral loads is unknown; the values of β in walls of real buildings have not been identified, nor the type of curvature they present when the aspect ratio, the building height and the effect of perpendicular coupled walls are defined as the variables. The curvature of walls is directly related to the bending moment, and depends mainly on the degree of coupling of the structure, or the restriction to rotation of wall ends. This restriction may be the consequence of coupling beams (high stiffness section) or of coupled perpendicular walls. The M_a/V ratio, represented as the normalized moment β , and the curvature of walls under lateral loads are studied in this paper.

In this thesis, a parametric study was made in order to investigate the curvature in walls with T- and I-shaped cross sections (flanged walls), and in walls coupled by concrete beams, under lateral loads, by conducting the analysis of these two cases. Walls were modeled by the finite element method and by the wide column method, with variables such as wall length and the number of stories. Results obtained by both methods were compared and some observations were made regarding the curvature in walls and its influence on the range of values of β , as well as the correlation to the degree of coupling and to the relative stiffness of the elements.

The main investigation is focused on the analysis of eighteen structural models of real confined masonry buildings, from 3 to 6 stories high, using the wide column method and static seismic analysis. The normalized moment β , which identifies the shear-moment interaction, was obtained for every ground floor wall, along with the correlation with their aspect ratio; the different variables which make such parameter vary were examined, and its range of values in walls of actual buildings were determined. The degree of coupling of each structure was estimated, along with its influence on the variation of β . Additionally, the cracking strength affected by the bending moment was compared against the one obtained with the expression established in the existing standard.

The results show cases where the combined values of the effects of aspect ratio and bending moment reduce significantly the cracking strength, supporting the shear-moment interaction being considered. Finally, some observations and recommendations are made regarding the use of the new shear cracking strength formula for confined masonry walls, which is being proposed to the new masonry structures standard. The contribution to shear strength of the reinforcement steel bars is not studied.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	VI
RESUMEN	VII
ABSTRACT	VIII
LISTA DE FIGURAS.....	XI
LISTA DE TABLAS.....	XIV
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	4
1.4 CONTENIDO DEL TRABAJO	4
CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	6
2.1 INTRODUCCIÓN	6
2.2 MODOS DE FALLA DE LA MAMPOSTERÍA.....	7
2.3 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA ANTE CARGAS LATERALES.....	9
2.4 CURVA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA BAJO CARGAS LATERALES	11
2.5 ACOPLAMIENTO DE MUROS EN EDIFICIOS	14
CAPÍTULO 3: ANTECEDENTES Y ESTUDIOS PRELIMINARES.....	18
3.1 INTRODUCCIÓN	18
3.2 RESISTENCIA A CORTE	19
3.3 RELACIÓN DE ASPECTO	20
3.3.1 Antecedentes	20
3.3.2 Programa experimental.....	22
3.4 INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE	28
3.4.1 Antecedentes	28
3.4.2 Hipótesis.....	30
3.4.3 Estimación de la reducción de la resistencia a corte.....	31
3.4.4 Programa experimental.....	32
3.5 RESISTENCIA A CORTANTE CON EFECTOS DE INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE	33
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS	36
4.1 INTRODUCCIÓN	36

4.2	ESTUDIO PARAMÉTRICO 1: MUROS ACOPLADOS	37
4.2.1	Descripción de los modelos.....	37
4.2.2	Propiedades de los materiales	39
4.2.3	Sistema de cargas	40
4.2.4	Resultados	40
4.3	ESTUDIO PARAMÉTRICO 2: MUROS T Y MUROS I.....	52
4.3.1	Descripción de los modelos.....	52
4.3.2	Propiedades de los materiales	53
4.3.3	Sistema de cargas	54
4.3.4	Resultados	54
4.4	ANÁLISIS DE EDIFICIOS	57
4.4.1	Descripción de los modelos.....	57
4.4.2	Propiedades de los materiales	59
4.4.3	Tipo de análisis sísmico y sistema de cargas	59
4.5	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS.....	61
4.5.1	Momento normalizado β	61
4.5.2	Reducción de la resistencia al corte	65
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		69
5.1	CONCLUSIONES	69
5.2	RECOMENDACIONES	73
5.3	CONSIDERACIONES FINALES.....	74
REFERENCIAS.....		75

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Modos de falla de la mampostería confinada (Taveras, 2008).....	8
Figura 2.2. Ensayes a compresión diagonal (ONNCCE, 2002).....	9
Figura 2.3. Ensaye en voladizo de muros de mampostería confinada ante carga lateral y patrón final de agrietamiento (Pérez Gavilán <i>et al.</i> , 2013).....	10
Figura 2.4. Etapas del comportamiento de muros sujetos a cargas laterales y nivel de daño (Zúñiga y Terán, 2008).....	11
Figura 2.5. Idealización de curvas carga-deformación de muros de mampostería confinada: a) Meli (1979), b) Flores (1995), c) Tomazevic (1997).....	12
Figura 2.6. Curvas de comportamiento de muros de mampostería confinada: a) flexión, b) cortante (Drysdale <i>et al.</i> , 1994).....	13
Figura 2.7. Tipo de deformaciones laterales en edificios (Miranda, 1999).....	15
Figura 2.8. Comportamiento de sistema de muros acoplados por vigas ante cargas laterales.....	16
Figura 2.9. Influencia de las aberturas en el modo de falla de la mampostería; tipo de deformación del sistema de muros de acuerdo a la rigidez de los elementos (diferentes grados de acoplamiento) (Tomazevic, 1997).....	17
Figura 3.1. Condiciones consideradas en los muros; altura h contra altura efectiva h_e	21
Figura 3.2. Variación de la resistencia básica de la mampostería con la relación de aspecto de acuerdo a los diferentes códigos (Pérez Gavilán <i>et al.</i> , 2013a).....	22
Figura 3.3. Características de los especímenes con relación de aspecto entre paréntesis; dimensiones en centímetros (Pérez Gavilán <i>et al.</i> 2013a).....	23
Figura 3.4. Patrones finales de agrietamiento en los muros ensayados (Pérez Gavilán <i>et al.</i> 2013a).....	23
Figura 3.5. Envoltentes de las curvas cortante-distorsión. Líneas discontinuas en la rama descendente a partir de $V = 0.80 \cdot V_{max}$; $V_n = 0.5v \cdot A + 0.3P$ (NTCM) es la resistencia nominal a corte (Pérez Gavilán <i>et al.</i> , 2013a).	25
Figura 3.6. Proporción de deformaciones debidas a flexión y cortante en función de la relación de aspecto del muro: a) Voladizo, b) Doblemente empotrado.....	25
Figura 3.7. Deformación supuesta y real, d es el desplazamiento lateral y $\gamma = d/H$. Los valores corresponden a muros con $H/L < 1$	27
Figura 3.8. Fuerza cortante al agrietamiento, experimental y predicha (Pérez Gavilán <i>et al.</i> , 2013a).....	27
Fig. 3.9. a) Esfuerzo máximo de tensión para muros de uno, dos y tres paneles, M1, M2, y M3, respectivamente; los puntos muestran diferentes alturas de muros; b) variación de α	29

Figura 3.10. Modelo de resistencia cortante al primer agrietamiento por tensión diagonal (Pérez Gavilán y Manzano, 2013). 30

Figura 3.11. Predicción de la reducción de la resistencia como fracción del valor nominal para diferentes valores del momento normalizado β , relación modular η y relación de aspecto w ; a) en función de w (abscisa), b) en función de β 32

Figura 3.12. Cociente de resistencias a cortante considerando los efectos de la relación de aspecto y la interacción momento-cortante..... 34

Figura 4.1. Marcos considerados para la construcción de los modelos; se indica el nombre de la serie para cada uno. Dimensiones en m..... 38

Figura 4.2. Modelos de referencia para marco típico Sn CA o Sn EF..... 39

Figura 4.3. Diagrama de momento flexionante tipo para los modelos en una serie de muros acoplados.. 41

Figura 4.4. Diagrama de cortante tipo para los modelos en una serie de sistemas de muros acoplados... 42

Figura 4.5. Diagrama de fuerza axial tipo para los modelos en una serie de sistema de muros acoplados. 43

Figura 4.6. Diagrama de momento normalizado β tipo para los modelos en una serie de sistema de muros acoplados..... 43

Figura 4.7. β de muros de planta baja en función de relación de longitudes..... 45

Figura 4.8. β promedio en muros de planta baja en función de la relación de longitudes..... 46

Figura 4.9. Error relativo de los elementos mecánicos en los muros de modelos de columna ancha con respecto a modelos de elemento finito de la serie S5-V2; el momento corresponde al del extremo superior del muro..... 47

Figura 4.10. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S5-V1. 47

Figura 4.11. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie SK5-V2. 47

Figura 4.12. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie SK5-V1. 47

Figura 4.13. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S3-V2. 48

Figura 4.14. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S3-V1. 48

Figura 4.15. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S2-V2. 48

Figura 4.16. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S2-V1. 48

Figura 4.17. Acoplamiento del sistema de muros en función de la relación de longitudes de muros.....	50
Figura 4.18. Momento normalizado β en cada muro en función del grado de acoplamiento.....	50
Figura 4.19. Momento normalizado β promedio de los dos muros en función del grado de acoplamiento.....	51
Figura 4.20. Sistemas de muros T e I considerados para modelos; dimensiones en m.....	52
Figura 4.21. Modelos de referencia para sistemas de muros T e I tipo.....	53
Figura 4.22. Diagrama de momento flexionante comparativo de muros T e I de 5 niveles; elemento finito y columna ancha.....	54
Figura 4.23. Diagrama de momento flexionante comparativo de muros T e I de 2 niveles; elemento finito y columna ancha.....	54
Figura 4.24. Porcentaje de reducción del momento en el alma dependiendo de la longitud de los patines, con respecto al momento en un muro sin patines.....	55
Figura 4.25. Error relativo del momento flexionante en el alma de los modelos CA con respecto al momento de modelos EF.....	56
Figura 4.26. Plantas de estructuras analizadas; dimensiones en metros, número de niveles en paréntesis.....	58
Figura 4.27. Gráfica del momento normalizado β en función de la relación de aspecto.....	62
Figura 4.28. Doble y simple curvatura en muros cortos y largos.....	63
Figura 4.29. Reducción de la resistencia nominal debida a la interacción momento-cortante.....	64
Figura 4.30. Momento normalizado β en función de la relación de aspecto: a) por zona sísmica; b) por número de niveles.....	65
Figura 4.31. Relación de la reducción de resistencia de cada muro de mampostería considerando efecto del momento en función de relación de esbeltez.....	66
Figura 4.32. Reducción de la resistencia a cortante del entrepiso de planta baja, en función del grado de acoplamiento del edificio.....	67

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Parámetros para una variación lineal de la resistencia con la relación de aspecto para diversos códigos de mampostería.....	22
Tabla 3.2. Geometría de los especímenes, resistencia promedio de los materiales y resistencia nominal y experimental a corte (Pérez Gavilán <i>et al.</i> , 2013a).....	24
Tabla 3.3. Resultados de pruebas de interacción momento-cortante.....	33
Tabla 4.1. Resumen de propiedades de cada serie.....	37
Tabla 4.2. Parámetros fijos de elementos estructurales para todos los modelos.....	38
Tabla 4.3. Nomenclatura utilizada para la identificación de los modelos.....	39
Tabla 4.4. Propiedades de los materiales utilizados.....	40
Tabla 4.5. Resumen de las propiedades de las series y modelos de muros T e I.....	53
Tabla 4.6. Propiedades geométricas de las estructuras analizadas.....	59
Tabla 4.7. Propiedades de los materiales en cada estructura analizada.....	60
Tabla 4.8. Parámetros de espectro de diseño para cada zona sísmica de la ciudad de México.....	60
Tabla 4.9. Cargas vivas unitarias.....	61
Tabla 4.10. Zona sísmica, número de niveles y periodos naturales de vibración para cada dirección de los cuerpos analizados.....	62

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El modelo de crecimiento de las ciudades en México se ha caracterizado por ser de tipo extensivo y fundamentalmente horizontal, de baja densidad y discontinuo, y con predominio de vivienda unifamiliar y una altura promedio de las edificaciones menor a dos niveles (SEDESOL, 2010). El incremento de la mancha urbana ha generado un amplio número de problemas para las ciudades y sus habitantes, como aumento en los costos de urbanización y desplazamiento de los habitantes, mayor consumo de energéticos y producción de emisiones contaminantes, baja densidad de ocupación, severo deterioro ambiental y pérdida de áreas de conservación, de zonas de recarga de acuíferos y de áreas de producción agrícola, creciente consumo de suelo, y segregación social y económica del espacio urbano.

Actualmente, las ciudades mexicanas están en proceso de cambiar a un modelo de crecimiento de vivienda y edificación predominantemente vertical multifamiliar, mejorando la sustentabilidad de las mismas y la calidad de vida en dichos centros poblacionales, tanto económicamente como socialmente. Esto implica que será necesaria la construcción de edificios para vivienda de mayor altura, siendo de vital importancia revisar todos los aspectos que intervienen en el diseño de dichas estructuras para producir las mejores soluciones, haciendo prevalecer la seguridad de los usuarios y manteniendo la funcionalidad.

En México, uno de los sistemas estructurales más usados para este tipo de edificaciones es el basado en muros de mampostería, debido a la relativa facilidad para construirlos, la gran rigidez que proporcionan a un costo relativamente bajo cuando se emplea refuerzo adecuado, y a la fácil obtención de los materiales para su fabricación. Estructuralmente, resisten tanto las cargas verticales como las solicitaciones horizontales, debidas principalmente a los movimientos sísmicos, y arquitectónicamente, delimitan la construcción y subdividen los espacios interiores de las distintas áreas de las viviendas. Por consiguiente, es fundamental conocer a fondo cómo se comporta la mampostería ante las diversas solicitaciones y, especialmente en México, ante las acciones sísmicas, con el fin de poder diseñar viviendas seguras y en un rango económico aceptable.

En este trabajo se entiende como mampostería al conjunto de piezas prismáticas artificiales unidas con un mortero aglutinante. Existen piezas de mampostería con características físicas muy diversas: en los materiales, dimensiones, proceso constructivo y propiedades mecánicas, por lo que en este estudio se referirá a la mampostería hecha a base de tabiques macizos de barro recocido, y extruidos multiperforados o huecos, que cumplen con los requisitos para muros como se establece en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, 2004).

La mampostería reforzada, donde las piezas son huecas y en el interior de algunas de ellas se implementan elementos verticales de concreto reforzado y refuerzo horizontal de acero en la juntas, se utiliza ampliamente en países como Nueva Zelanda, Japón y Colombia, permitiendo estructuras relativamente altas aún en zonas sísmicas, debido al aumento en resistencia –a flexión, carga axial y ante fuerzas laterales– y a la capacidad de deformación brindada por el acero. La mampostería confinada, que consiste

en piezas unidas con mortero para formar secciones de muros, delimitados o confinados por elementos de concreto reforzado vertical y horizontalmente, ha sido ampliamente usada en nuestro país, debido a ser una alternativa más económica a la reforzada interiormente. El comportamiento de este tipo de mampostería, en cuanto a resistencia a flexocompresión y cortante, así como a su capacidad de deformación, ha sido ampliamente estudiado experimentalmente (Meli, 1979; Alcocer y Meli, 1995).

En la práctica mexicana de ingeniería se ha considerado que las estructuras de mampostería confinada pueden construirse para alturas equivalentes máximas de cinco o seis niveles. Sin embargo, este tipo de estructuración puede ser viable para edificios de mayor altura si se hacen las debidas adaptaciones en cuanto al tamaño de las piezas y sus propiedades, al mortero y al control de calidad durante la construcción (Espinosa *et al.*, 2014; López, 2011; Cervantes y Jean, 2009). La construcción de edificios altos de mampostería en México es posible con el desarrollo de materiales de alta resistencia, el estudio de sistemas estructurales favorables al desempeño y el conocimiento adecuado del comportamiento de los elementos de estos sistemas.

En las normas actuales de mampostería (NTCM, 2004) no existen consideraciones de diseño explícitamente para estructuras altas. Las especificaciones brindadas permiten el uso del método simplificado para estructuras de hasta 13 m de altura. Incluso la expresión para resistencia a corte está calibrada para muros de edificios de baja altura. A medida que la altura de los edificios crece, es común que el efecto de deformación por flexión sea más importante, debido al incremento de los momentos flexionantes; las fuerzas en los elementos llegan a ser diferentes en estructuras altas, donde existe mayor influencia del momento de volteo, así como interacción más evidente de carga axial, momento y cortante. Además, la normativa actual no considera el efecto de la relación de esbeltez en la resistencia a cortante.

Pocas referencias se tienen respecto a la influencia del momento en la resistencia a corte. Destacan los estudios hechos por Voon e Ingham (2007) que relacionan el efecto del momento flexionante en la resistencia a corte por deslizamiento. El Eurocódigo 6, en su sección de Diseño de Estructuras de Mampostería (CEN EN 1996-1-1, 2005), hace también esa consideración para el cálculo de la resistencia a corte. De manera similar, Pérez Gavilán y Manzano (2013) proponen que el momento flexionante tiene un efecto en la carga lateral que produce el agrietamiento por tensión diagonal, y formulan una expresión para predecir la resistencia a corte de los muros. Se reduce la resistencia a cortante en función del momento normalizado $\beta = 2 M_a / VH$, en el extremo superior del muro. La variación de dicho parámetro en edificios reales es una cuestión por estudiar.

De diversas investigaciones experimentales se ha podido observar la influencia de la relación de esbeltez en la resistencia a cortante (Voon e Ingham, 2006; Matsumura, 1988; Álvarez, 1996). En investigaciones realizadas por Pérez Gavilán *et al.* (2013a, 2013b), con base en pruebas experimentales, se concluye que la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros con H/L menor a 1 (muros largos) tiende a incrementar, a medida que H/L disminuye. Se propone una expresión que considera los efectos de la relación de esbeltez y la presencia de momento flexionante, de manera independiente, para el cálculo de la resistencia a corte (Pérez Gavilán *et al.*, 2013c). Sin embargo, afirman que es necesaria una investigación más a fondo para determinar los posibles valores de los diferentes parámetros de la expresión, en estructuras con diferentes configuraciones.

La investigación del presente documento surge de la necesidad de complementar los trabajos de Pérez Gavilán y Manzano (2013), y Pérez Gavilán *et al.* (2013c) para estimar el efecto de la interacción momento-cortante en muros de mampostería. Se determina la variación de los valores que puede adoptar el parámetro β en muros de estructuras reales de mampostería, así como la influencia de la relación de aspecto en la resistencia de los mismos, en función de las propiedades geométricas de los muros y del edificio, y de las propiedades mecánicas de los materiales. De resultados de análisis de modelos estructurales de edificios con diferentes configuraciones geométricas, número de niveles, zona sísmica,

entre otros, se estudian cuáles son los factores que hacen variar β y qué valores puede adoptar, cuál es la proporción en reducción de resistencia a corte cuando se considera y cuando no, y la influencia del mismo en combinación con el factor f que toma en cuenta la relación de esbeltez. Se compara la variación de resistencias con respecto a la fórmula descrita en NTCM (2004), y se dan recomendaciones para el uso de esta nueva expresión.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo de esta tesis es estudiar, de manera analítica, el efecto de la interacción momento-cortante en muros de mampostería y el efecto que tiene sobre la resistencia a cortante por tensión diagonal, mediante la determinación de la curvatura y de los valores del momento normalizado β , que relaciona el momento flexionante en el extremo superior con la fuerza cortante en un muro. Se pretende relacionar la variación de estos parámetros con diversos factores, que son la relación de esbeltez de los muros y las propiedades mecánicas de los materiales, las propiedades geométricas y estructurales del edificio, el número de niveles, y/o las cargas aplicadas. Se establecerá el rango de valores que β puede adoptar en muros de estructuras de edificios reales de mampostería.

Se utiliza un programa de cómputo comercial para el análisis de estructuras, SAP2000 (CSI, 2005, 2013). Se analizan modelos estructurales de edificios reales sujetos a cargas gravitacionales y fuerzas laterales estáticas equivalentes ocasionadas por sismo, con muros modelados mediante el Método de la Columna Ancha.

Asimismo, se plantean también los siguientes objetivos:

- Estimar las resistencias a corte por tensión diagonal de cada muro considerando el efecto del momento en su extremo superior, y posteriormente incluyendo el efecto de la relación de esbeltez H/L , y calcular la relación entre esta y la resistencia a corte propuesta en las NTCM (2004).
- Analizar dos series de modelos de muros en T y en I , y de muros acoplados por vigas de concreto, modelados por el Método de Elemento Finito y Método de la Columna Ancha, y estudiar la curvatura, la restricción al giro y la variación del momento flexionante con su altura, mediante la modificación de las longitudes de los muros y el número de niveles.
- Determinar el efecto de la modelación de muros T e I con columna ancha, como dos muros independientes completamente acoplados, en la variabilidad de β en el muro del alma.
- Estudiar la influencia del grado de acoplamiento de estructuras en la variación de la interacción-momento cortante y en la curvatura de los muros.
- Evaluar la implementación del término de la reducción de resistencia a corte debida al momento, en conjunto con el factor f para el incremento en la misma debida a la relación de esbeltez, en la fórmula para el reglamento.

A partir de los resultados obtenidos, se realizan recomendaciones en cuanto al uso de la nueva expresión para la estimación de la resistencia a corte

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

El presente trabajo se basa en los procedimientos de análisis indicados en las NTCM (2004). Se ha demostrado que un análisis no-lineal de una estructura de mampostería no es una opción convencional para la práctica profesional, debido al grado de complejidad para que sea utilizado fácilmente. Por lo general, para el diseño de estructuras de mampostería se realiza un análisis con un modelo elástico lineal y se verifica que los desplazamientos demandados estén dentro del límite permisible. Esta es la premisa que se adopta para este trabajo. De igual manera, se opta por la modelación de muros mediante elementos barra con el método de la columna ancha.

Para cada modelo se hizo un análisis estático, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004). El análisis dinámico modal espectral, aunque es de fácil aplicación en modelos tridimensionales con programas de análisis, no es conveniente en este caso, debido a que se necesita conocer el sentido, o signo, de los elementos mecánicos en los muros (momento, cortante y fuerza axial), así como la curvatura que presentan. Esta información se pierde al realizar la combinación modal para estimar las respuestas totales.

La interacción suelo-estructura no se consideró.

Los archivos originales de los edificios utilizados en este estudio fueron proporcionados por un despacho de cálculo, analizados y diseñados por el mismo, y modelando los muros con columna ancha sin la consideración de los castillos en las secciones.

Debido a la necesidad de analizar estructuras de edificios reales, los modelos facilitados pueden llegar a ser relativamente irregulares. La mayor parte de estos incluyen también muros de concreto; sin embargo, se hace énfasis sólo en los muros de mampostería. El efecto de la torsión en los modelos no se estudia explícitamente.

Cabe mencionar que al inicio del proceso de investigación, se trató de desarrollar una formulación analítica simplificada, con base en el análisis estructural por el método de desplazamientos y tomando como datos las propiedades geométricas de los muros y del edificio, que predijera el valor de β para muros de mampostería. Sin embargo, no se tuvo mucho éxito, pues se observó que existen demasiados factores que intervienen además de los mencionados, y es necesario un análisis estructural completo.

La contribución del acero de refuerzo horizontal no se trata en este trabajo.

1.4 CONTENIDO DEL TRABAJO

La tesis presentada se organiza en cinco capítulos. En el primer capítulo se establecen las razones que motivan a este trabajo, además de algunos antecedentes y referencias necesarios para comprender los conceptos utilizados.

El capítulo 2 se enfoca en la descripción del comportamiento mecánico de muros de mampostería y de los modos de falla cuando son sujetos a cargas, y se identifica el comportamiento de sistemas de muros con cierto grado de acoplamiento, estableciendo algunos criterios para el análisis de resultados.

En el capítulo 3 se presentan los estudios en los que se sustenta este trabajo, enfocados en la determinación de la resistencia a corte de muros de mampostería: se explica la influencia de la relación de aspecto sobre la resistencia, así como la del efecto del momento flexionante en el extremo superior de los muros. Se introduce la nueva expresión propuesta para la determinación de la resistencia a corte para el reglamento que incluye los parámetros mencionados anteriormente.

El capítulo 4 hace una descripción de los dos estudios paramétricos llevados a cabo, de muros en T y en I , y del grado de acoplamiento de muros, y se discuten algunos resultados. También se presenta la investigación principal de análisis estructural de 18 modelos de edificios reales. Se determina la resistencia a corte de los muros de planta baja, con énfasis en la variación de ésta debida a la relación de aspecto e interacción momento-cortante.

Finalmente, el capítulo 5 se destina a las conclusiones y se realizan recomendaciones para la estimación de la resistencia a corte con los nuevos parámetros.

CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

2.1 INTRODUCCIÓN

La mampostería es un material compuesto, integrado por piezas naturales o artificiales, unidas por algún aglutinante o mortero. El desempeño de la mampostería, en particular cuando debe resistir acciones horizontales y verticales simultáneas, puede mejorarse con la inclusión de acero de refuerzo (Alcocer, 1997). De acuerdo con la cuantía y la disposición del acero en los muros, la mampostería se puede clasificar en simple, confinada y reforzada interiormente.

El tipo de mampostería más utilizado en México es la mampostería confinada. Este tipo de sistema constructivo consiste en la fabricación de los muros colocando las piezas en arreglos horizontales, uniéndolas con mortero; posteriormente, se cimbran y cuelan elementos verticales y horizontales de concreto reforzado de sección transversal pequeña alrededor de los cuatro lados del muro, llamados castillos y dalas, respectivamente. Los elementos de concreto tienen la función de confinar el panel de mampostería, aumentando la capacidad de deformación, evitando comportamiento frágil y facilitando la conectividad con otros muros y con los sistemas de piso o diafragmas; tienden a ser de menor sección transversal que columnas y trabes comunes (Meli *et al.*, 2011). Para incrementar la resistencia al corte y capacidad de desplazamiento de los muros de mampostería confinada, se coloca refuerzo horizontal entre las juntas de mortero, anclado a los castillos (Aguilar *et al.*, 1996).

La mampostería confinada se ha usado extensivamente en otros países de Latinoamérica (Perú, Argentina, entre otros), en el Medio Oriente (Irán, Argelia), en algunos países europeos (Italia, Eslovenia, Serbia), en el Sur de Asia (Indonesia) y en China. Recientemente, en la India, se ha realizado un gran esfuerzo por adaptar la mampostería confinada a su práctica profesional de diseño y construcción; por primera vez, las instalaciones de una universidad en dicho país se están construyendo con este sistema constructivo (Jain *et al.*, 2014).

Existe una gran variabilidad en la producción de piezas artificiales, en la calidad de la materia prima, los procesos de manufactura y las formas geométricas que se comercializan para la construcción de mampostería. Los morteros y concretos que se utilizan también poseen una gran variación de propiedades, debidos a los diferentes proporcionamientos en volumen de los ingredientes, y a los distintos espesores de junta para pegar a las piezas. Por lo tanto, se dificulta establecer una descripción general del comportamiento mecánico de la mampostería.

El comportamiento de los diferentes tipos de mampostería se estudia principalmente realizando ensayos de especímenes (muros) a escala natural para las sollicitaciones más comunes. Para establecer criterios

generales para estimar el comportamiento mecánico de la mampostería, es necesario estudiar los mecanismos de falla de las estructuras de mampostería ante las acciones básicas y determinar también sus propiedades mecánicas elementales, mediante ensayos simples en conjuntos de piezas y mortero. En nuestro país se han realizado ensayos en los materiales que conforman la mampostería, piezas y morteros, para obtener valores representativos de sus propiedades y conocer la variabilidad de éstas, así como su influencia en el comportamiento de la mampostería en que se usen. Asimismo, se han efectuado un gran número de pruebas de muros a escala natural con los materiales más comúnmente utilizados, obteniéndose valores representativos de sus propiedades mecánicas y su comportamiento (Meli, 1975). La descripción de los procedimientos experimentales y la presentación detallada de los resultados se especifican en Meli y Reyes (1971), Meli y Hernández (1971), Meli (1979), Alcocer y Meli (1995), entre otros.

En este capítulo se explican los modos de falla que pueden presentar los muros y se describe el comportamiento de los muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales, junto con los modelos analíticos de curvas carga-deformación. Se menciona el comportamiento de muros en sistemas estructurales con cierto grado de acoplamiento. No se realizará la descripción del comportamiento y propiedades mecánicas de los materiales que conforman la mampostería, como las piezas y el mortero, y de manera similar, tampoco se detallan el comportamiento mecánico de la mampostería en pruebas a compresión y tensión diagonal; se recomienda consultar dichos temas en otras fuentes (Meli, 1979; Alcocer, 1997; Flores y Alcocer, 2001).

2.2 MODOS DE FALLA DE LA MAMPOSTERÍA

Con base en observaciones experimentales y de campo, se han identificado tres modos de falla principales en muros de mampostería confinada sujetos a carga lateral (Alcocer, 1997) y un modo de falla cuando existe carga axial únicamente:

- Falla por deslizamiento. Normalmente se presenta cuando existen bajos niveles de carga axial; la fuerza cortante lateral excede el cortante resistente por adhesión y fricción entre el mortero y las piezas de mampostería (fig. 2.1a).
- Falla de cortante por tensión diagonal. Su característica es el agrietamiento inclinado a aproximadamente 45° , a través de las piezas o siguiendo las juntas de mortero, cuando los esfuerzos principales exceden la resistencia a tensión diagonal de la mampostería (fig. 2.1b).
- Falla por flexión. El refuerzo vertical a tensión fluye y la mampostería del extremo a compresión se aplasta (fig. 2.1c).
- Falla por compresión. Ocurre cuando se presenta una carga axial muy elevada provocando el aplastamiento de la mampostería (fig. 2.1d).

El tipo de comportamiento que puede presentar un muro depende de la geometría del mismo, las condiciones de borde, el tipo y magnitud de cargas aplicadas, la calidad de los materiales y las cuantías de acero horizontal y vertical tanto en el panel como en los elementos confinantes. Este trabajo está enfocado en el comportamiento de los muros ante cargas laterales, por lo que el modo de falla por compresión no se estudiará.

La falla por flexión del muro normalmente ocurre si el refuerzo longitudinal del castillo de tensión es escaso y la carga vertical no muy alta. Las grietas de flexión se prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye en forma progresiva y finalmente ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo cual limita prácticamente la resistencia del muro a cargas laterales.

La falla por cortante suele presentarse en muros largos de mampostería sujetos a cargas laterales, pero no exclusivamente. Los esfuerzos de tensión diagonal que se producen en el muro por la carga lateral provocan la formación de grietas diagonales, cruzando las piezas de mampostería o las juntas de mortero. Generalmente esta falla de corte se denota *falla por tensión diagonal*. Inicialmente, el panel de mampostería resiste los efectos de la carga lateral mientras que los castillos permanecen sin afectación. Conforme incrementa el desplazamiento lateral del muro, la grieta diagonal se amplía y propaga hasta alcanzar los castillos. El complejo estado de esfuerzos a compresión, tensión y corte en los castillos resulta en un daño excesivo al concreto que produce la falla del muro. Este tipo de falla prevalece cuando existe suficiente acero de refuerzo en los castillos exteriores para evitar la falla por flexión.

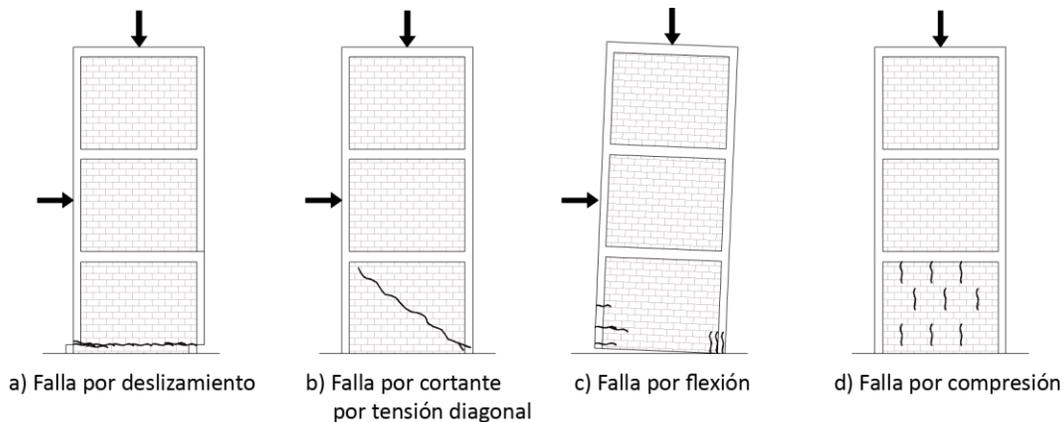


Figura 2.1. Modos de falla de la mampostería confinada (Taveras, 2008).

En ocasiones la falla del muro sujeto a cargas laterales no se presenta por tensión diagonal, si no por deslizamiento con respecto a la base o a otra sección del muro. Esta falla suele observarse en muros con bajos niveles de carga vertical en combinación con cargas laterales considerables; se caracteriza por la formación de grandes grietas horizontales en la base del muro. El deslizamiento ocurre cuando la fuerza cortante actuante excede la fuerza cortante resistente producida por la fricción y la adherencia entre el mortero y las piezas en la base del muro. Es posible retrasar este tipo de falla con la ayuda de acero en la interfase de falla, de tal manera que sea posible para el muro alcanzar su capacidad resistente máxima a flexión.

Aunque la mayoría de los ensayos de muros de mampostería confinada han sido en muros aproximadamente cuadrados, teóricamente puede predecirse que al variar la relación altura/ longitud del muro cambia la distribución de esfuerzos debidos por corte y flexión, y por tanto su comportamiento a la falla. A medida que este se hace más esbelto influye más las deformaciones y esfuerzos de tensión por flexión.

2.3 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA ANTE CARGAS LATERALES

La mampostería es un material no homogéneo con un comportamiento no lineal desde niveles bajos de carga y deformación; es débil a esfuerzos de tensión y presenta un comportamiento frágil caracterizado por una rápida degradación de resistencia y rigidez. Sin embargo, para su análisis y modelado en la práctica, se considera como un material isotrópico con comportamiento elástico lineal hasta alcanzar su resistencia de diseño, de acuerdo a las NTCM (2004). A través de numerosos ensayos experimentales se han obtenido valores representativos de las propiedades elásticas que puedan ser utilizadas en un análisis del tipo lineal.

Los ensayos de compresión diagonal realizados a pequeños paneles de mampostería permiten obtener índices como la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería y el módulo de rigidez a cortante (fig. 2.2). Sin embargo, este tipo de prueba no representa adecuadamente el comportamiento de muros sometidos a cargas laterales, donde existen esfuerzos por flexión, particularmente si son muros esbeltos. El ensayo de un muro ante cargas laterales consiste en ensayar al espécimen en voladizo aplicando fuerza lateral en el extremo superior, introduciendo esfuerzos cortantes simultáneamente con esfuerzos de tensión y compresión ocasionados por la flexión del muro (fig. 2.3). Por consiguiente, es de esperar que la fuerza cortante que produce el agrietamiento sea menor cuando el ensayo se realiza con muros en voladizo que cuando se efectúa en compresión diagonal, debido a la aparición de estos esfuerzos. La grieta diagonal se forma inicialmente en el centro del muro y se prolonga hacia los extremos. Su inclinación es usualmente de 45° , aunque tiende a ser más horizontal cuando se aplican cargas verticales.

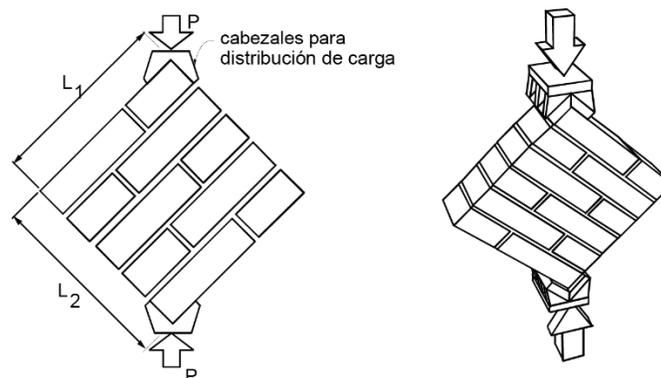


Figura 2.2. Ensayos a compresión diagonal (ONNCCE, 2002).

El agrietamiento por las piezas de mampostería ocurre en muros de piezas de baja resistencia y de superficies rugosas que tienen buena adherencia con el mortero; también es común en muros en los que existen esfuerzos de compresión altos en dirección normal a las juntas. La falla por las juntas tiende a presentarse en muros formados por piezas de alta resistencia o por la baja adherencia con el mortero, debido a sus superficies lisas o por tener perforaciones grandes, y en muros en los que existen esfuerzos verticales muy bajos o nulos.

Después del agrietamiento diagonal existe una importante redistribución de esfuerzos, y el puntal de compresión de la mampostería incrementa significativamente las demandas de flexión y de cortante en los extremos de los castillos. Este incremento en fuerza cortante puede producir la falla del elemento de concreto en la esquina, dando lugar a una reducción drástica de la capacidad resistente del muro. Si la sección y armado del castillo en su parte inferior y superior es capaz de resistir esta fuerza cortante, el

muro confinado puede soportar cargas laterales adicionales que provocan generalmente la formación de nuevas grietas. Esto da lugar a un modo de falla en el cual el sistema puede idealizarse como dos bloques rígidos de muro que actúan sobre dos tramos cortos de los castillos. En este sistema idealizado, la fuerza lateral se resiste en parte por fricción y anclaje mecánico a lo largo de la grieta y en parte por la resistencia a cortante de los castillos en los extremos de la grieta. La falla puede ocurrir nuevamente por corte en los castillos, o si estos tienen resistencia suficiente a cortante, existe reserva de carga importante hasta que los dos tramos cortos de los castillos llegan a articularse, y el conjunto es capaz de soportar deformaciones mayores (Tena y Miranda, 2003).

En resumen, hasta la carga de agrietamiento diagonal, el comportamiento no depende en forma importante de las características de los castillos; sin embargo, después del agrietamiento diagonal, la posible reserva de resistencia y la ductilidad sí dependen de los elementos de concreto reforzado, especialmente de la resistencia a cortante de las esquinas. Si los elementos de concreto son suficientemente resistentes, se tiene un incremento muy apreciable de carga hasta que ocurre la falla de aplastamiento local en la mampostería.

La función principal de los castillos es aumentar la capacidad de deformación del muro y disminuir la degradación de resistencia, y no necesariamente incrementar la capacidad resistente máxima del muro ante cargas laterales. Es por ello que se recomienda que los extremos superior e inferior de los castillos tengan una resistencia adicional al corte mediante la reducción de la separación de los estribos.

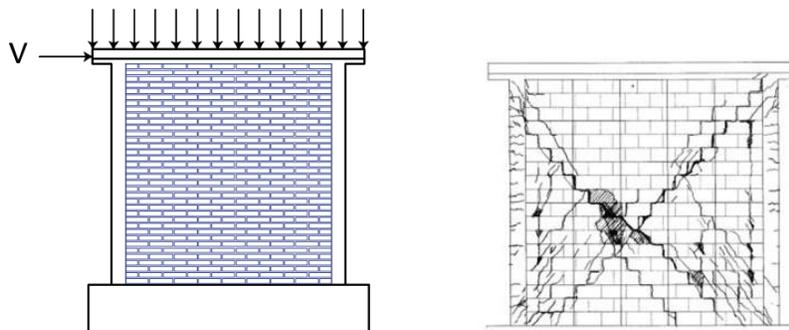


Figura 2.3. Ensayo en voladizo de muros de mampostería confinada ante carga lateral y patrón final de agrietamiento (Pérez Gavilán et al., 2013).

De los resultados de pruebas realizadas en su mayoría por Meli (1979), se observó que los esfuerzos de agrietamiento varían en un intervalo estrecho, entre 2 y 3 kg/cm², mientras que los esfuerzos máximos resultaron mayores y variaron en un intervalo un poco más amplio. La deformación angular a la cual ocurre el agrietamiento varía entre 0.0015 y 0.0025 en ensayos de muros en voladizo sujetos a cargas laterales, mientras que para pruebas en compresión diagonal el agrietamiento ocurre para deformaciones menores, entre 0.0005 y 0.0015. Los muros que presentaron menor resistencia fueron aquellos construidos con tabiques con una adherencia muy baja con el mortero.

Se ha observado que la presencia de carga vertical en los muros de mampostería aumenta su resistencia ante cargas laterales, con respecto a la de muros idénticos ensayados sin carga vertical. En muchas de las pruebas de muros, se aplican diversos niveles de carga vertical constante. Los esfuerzos de compresión producidos por las cargas verticales variaron en los diferentes ensayos entre 1.5 y 10 kg/cm² realizados por Meli (1979). Se observó que el incremento de resistencia era aproximadamente lineal con el nivel de carga vertical aplicado y que no había diferencia notable por efecto del tipo de estructuración o del tipo

de falla. Se apreció cómo para la carga de agrietamiento este incremento fue más uniforme que para la carga máxima, para la cual el incremento es más variable (Tena y Miranda, 2003).

2.4 CURVA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA BAJO CARGAS LATERALES

Las curvas de carga-deformación de muros de mampostería sujetos a carga lateral permiten caracterizar el comportamiento de los mismos y proveen información fundamental para su evaluación estructural. La curva carga-deformación de un muro corresponde a la envolvente de los ciclos histeréticos obtenidos experimentalmente cuando se le expone a carga cíclica en su plano, por lo que también se le llama curva envolvente de comportamiento histerético.

En muros de mampostería sometidos a carga lateral, es común que la curva carga-deformación se represente con distorsión de entrepiso (desplazamiento lateral entre la altura del muro) en el eje de las abscisas contra carga lateral en el eje de las ordenadas. La forma de la curva esfuerzo-deformación del muro depende del tipo de falla dominante. En general se observa que en el primer tramo, con esfuerzos inferiores a los que producen el primer agrietamiento, se presenta un comportamiento aproximadamente elástico lineal.

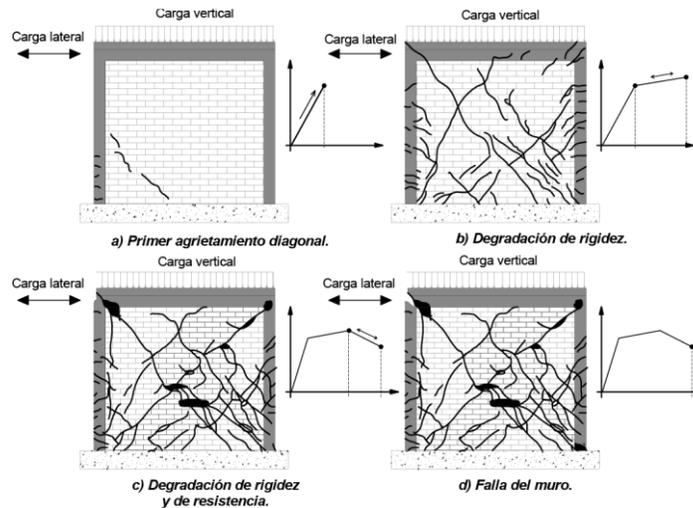


Figura 2.4. Etapas del comportamiento de muros sujetos a cargas laterales y nivel de daño (Zúñiga y Terán, 2008).

Para la modelación matemática del comportamiento sísmico de la mampostería existen varias propuestas en la literatura mundial para curvas idealizadas de envolvente de comportamiento histerético. Entre las propuestas más destacadas se pueden mencionar los modelos trilineales propuestos por Meli (1979), Flores (1995) y Tomazevic (1997). En estos modelos se consideran tres etapas en la mampostería:

- Agrietamiento o estado límite elástico, determinado por la carga que produce el primer agrietamiento diagonal en la mampostería y su desplazamiento de agrietamiento correspondiente. El comportamiento de los muros se considera prácticamente lineal hasta este punto.

- Resistencia máxima, determinada por la carga lateral máxima que resiste el muro y su desplazamiento.
- Resistencia última, determinado por el máximo desplazamiento obtenido justo antes del colapso del muro y su carga lateral correspondiente. Suele considerarse que la falla ocurre con $V = 0.8V_{max}$.

Con base en curvas obtenidas experimentalmente, Meli (1979) propuso una curva de tipo trilineal como la que se muestra en la figura 2.5a. El primer tramo describe el comportamiento hasta cerca del agrietamiento del muro; el segundo tramo, de rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de la cual la envolvente sigue en tramo horizontal hasta la falla. En este modelo se propone que la resistencia lateral del muro puede mantenerse en un determinado intervalo de deformaciones.

Otros investigadores, como Flores (1995) y Tomazevic (1997) han propuesto modelos que incluyen una degradación de resistencia importante. El modelo trilineal propuesto por Flores (1995) está basado en la teoría de la fricción (Mohr-Coulomb) para el cálculo de la carga de agrietamiento y da valores fijos de distorsión máxima y distorsión última para la mampostería (fig. 2.5b). Este modelo fue calibrado con base en una serie de ensayos llevados a cabo en el CENAPRED (Flores, 1995).

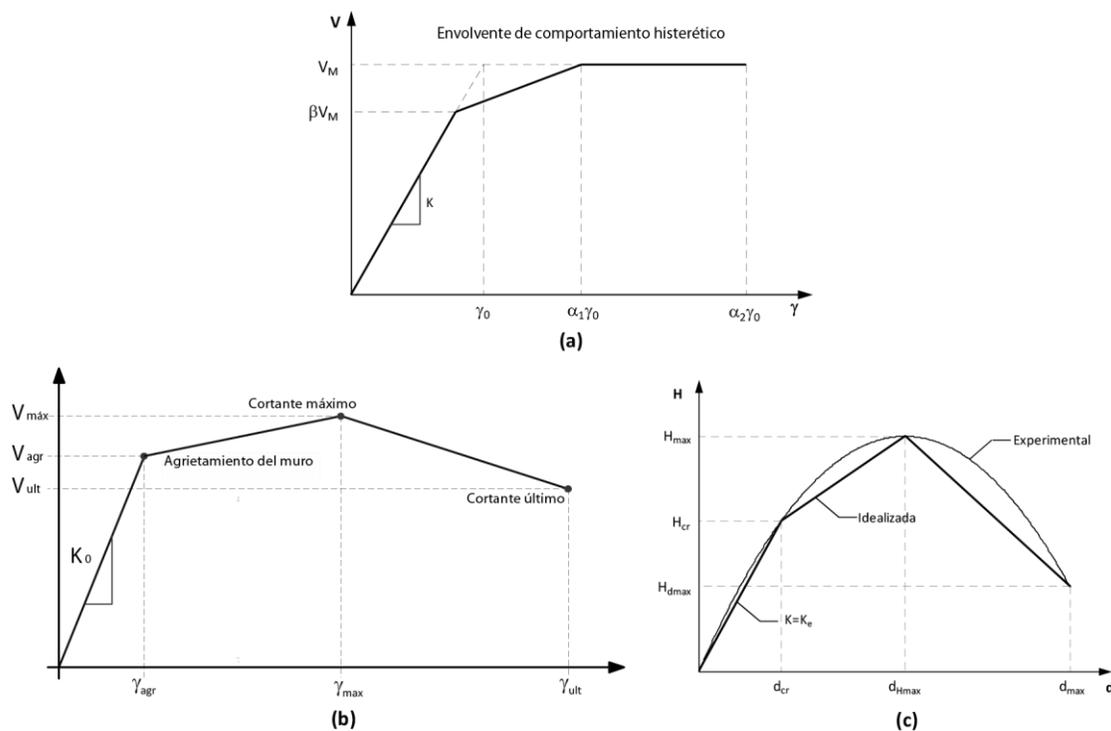


Figura 2.5. Idealización de curvas carga-deformación de muros de mampostería confinada: a) Meli (1979), b) Flores (1995), c) Tomazevic (1997)

Tomazevic (1997), con base en investigaciones experimentales, propuso también un modelo trilineal del comportamiento de la mampostería basado en los tres estados límites (agrietamiento, resistencia máxima y resistencia última) observados experimentalmente (fig. 2.5c). Este modelo se basa en la teoría del esfuerzo principal de tensión como causante de la grieta inclinada. El autor hace notar que hay una relación

casi constante entre la rigidez secante a la carga máxima y la rigidez inicial, que varía dependiendo del tipo de mampostería.

El tramo inicial de estas curvas es aproximadamente lineal y las deformaciones que se registran en los ensayos son muy pequeñas; por tanto, pueden ser afectadas en forma importante por deformaciones locales debidas principalmente a pequeñas holguras en los anclajes y en los sistemas de medición. Por lo anterior, las rigideces medidas en ensayos semejantes difieren a veces en más de ciento por ciento. Se deben esperar diferencias semejantes o mayores en estructuras reales por variaciones en el confinamiento de los muros (Tena y Miranda, 2001).

Por estas razones y por la gran variabilidad en las propiedades del material, no se considera práctico el empleo de métodos refinados para la estimación de la rigidez y se proponen fórmulas simples basadas en expresiones de resistencia de materiales o en estructuras equivalentes y fáciles de analizar. En varios estudios se han explorado análisis basados en técnicas de elementos finitos con un detallado tal como considerar la ortotropía del material, la separación entre marco y muro, la presencia del refuerzo y diferentes modos de falla. Si bien estos métodos no son adecuados para su uso en la práctica profesional de diseño de estructuras de mampostería, han permitido valorar la aproximación obtenida con métodos analíticos más simples y evaluar el impacto de geometrías complicadas (Orduña y Ayala, 2001).

De la fig. 2.6, se puede observar que para todos los modelos se considera un primer tramo recto con una pendiente o rigidez inicial, la cual se puede estimar basándose en la Mecánica de Materiales, utilizando el módulo de elasticidad secante de la mampostería. Aunque estos modelos son válidos para muros con un comportamiento y falla regidos por cortante, en el caso de una falla por flexión se puede considerar un comportamiento similar para el primer tramo, tomando en cuenta el agrietamiento a tensión en la dirección normal al plano de la sección (Taveras, 2008).

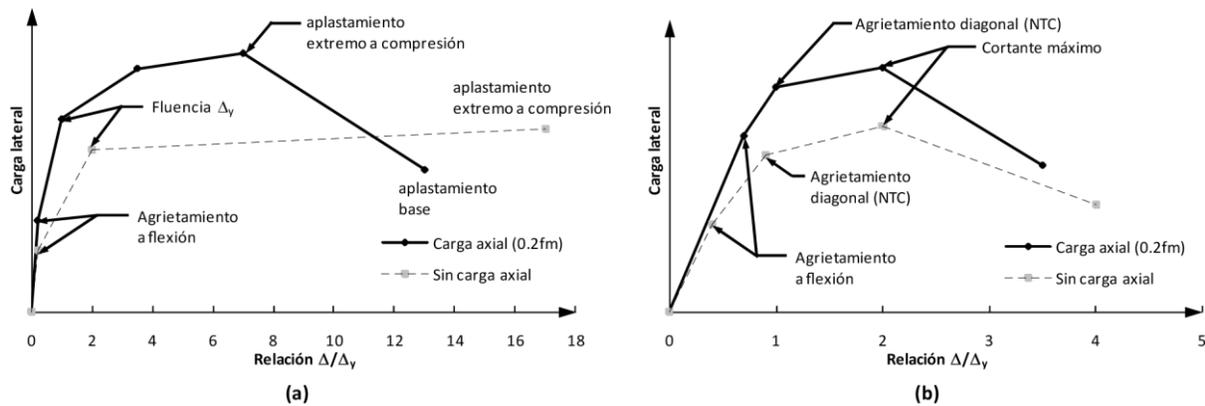


Figura 2.6. Curvas de comportamiento de muros de mampostería confinada: a) flexión, b) cortante (Drysdale et al., 1994).

Para modelos regidos por comportamiento y falla por cortante, al hacer un análisis elástico-lineal de primer orden se puede considerar un comportamiento lineal hasta el primer agrietamiento diagonal. Si bien las NTCM (2004) consideran que el muro ha fallado cuando ocurre el agrietamiento diagonal, este es capaz de tomar una mayor carga a cortante hasta alcanzar el punto de máxima resistencia, pero con una degradación rápida de la rigidez, y sólo cuando su relación de aspecto $H/L \leq 1.5$ (muros largos). Los

muros esbeltos no presentan una rama ascendente en la curva; es decir, no presentan aumento de rigidez después del agrietamiento (Cruz, 2013). Después de este punto, la envolvente de resistencia del muro presenta una pendiente negativa, que se traduce en disminución tanto de resistencia como de rigidez del muro.

Si la falla es por flexión de igual manera se supone un comportamiento lineal hasta el primer agrietamiento, pero cuando la demanda de resistencia excede el punto del primer agrietamiento por flexión, las Normas no consideran que el muro haya fallado; existe una pequeña degradación de la rigidez y el análisis se debe continuar utilizando las propiedades de la sección agrietada transformada para tomar en cuenta esta no linealidad. El agrietamiento por flexión ocurre debido a la aparición de esfuerzos de tensión normal al plano de la sección, lo que ocasiona una disminución del área efectiva del muro pero no la falla de este. El tramo entre el punto de agrietamiento por flexión y el punto de fluencia del acero es aproximadamente de pendiente constante. El punto de fluencia se puede considerar como el límite práctico de la resistencia a flexión de la mampostería, después del cual existe una zona de fluencia prolongada hasta alcanzar la máxima resistencia a flexión. En este último punto ocurre el aplastamiento de la mampostería en el extremo a compresión, de acuerdo a las NTCM (2004).

La resistencia a flexión especificada por las NTCM (2004) se calcula suponiendo una distribución plana de las deformaciones longitudinales en la sección transversal y una deformación unitaria de 0.003 de la mampostería en el extremo a compresión. Algunos reglamentos parten de la hipótesis de que la mampostería a compresión se puede idealizar mediante un bloque equivalente de esfuerzos, similar al usado en el diseño a flexión para elementos de concreto reforzado. Las Normas mexicanas recomiendan una distribución lineal del esfuerzo hasta la falla.

Por tanto, cuando se realiza un análisis de primer orden con muros sin refuerzo horizontal, las NTCM (2004) piden solo considerar el agrietamiento de la sección debido a flexión, ya que si se presenta un agrietamiento de la sección debido a cortante se considera que el muro ha fallado. Para muros en los que se incluye refuerzo horizontal, sí se considera la resistencia máxima, con la contribución del acero.

2.5 ACOPLAMIENTO DE MUROS EN EDIFICIOS

Las deformaciones laterales en edificios son generalmente una combinación de deformaciones laterales de tipo cortante y deformaciones laterales de tipo flexión (fig. 2.7). El tipo de deformación predominante depende de las rigideces a flexión relativas entre los elementos verticales y los horizontales. Blume (1968) estudió estas consideraciones introduciendo un parámetro adimensional ρ , definido como la relación de la suma de las rigideces de todas las vigas del nivel correspondiente a la mitad de la altura del edificio, y la suma de las rigideces de todas las columnas en el mismo nivel. Este parámetro es una medida de la rigidez relativa viga-columna, por lo que es también un indicador del grado de participación de las deformaciones laterales de cortante y flexión en edificios con marcos o elementos resistentes a momento.

El caso en que ρ tiende a cero representa un edificio con deformación a flexión, análogo a una viga en cantiléver (fig. 2.7a), en el cual las vigas no imponen ninguna restricción al giro en los nodos, provocando deformación de curvatura simple en los elementos verticales. Cuando ρ tiende a infinito, indica que es una estructura con comportamiento de deformación completamente a cortante, en el cual las rotaciones de los nodos están completamente restringidas y las deformaciones ocurren únicamente a través de flexión

en doble curvatura de los elementos verticales (fig. 2.7b). Un valor intermedio de ρ representa un edificio con deformaciones combinadas de cortante y flexión, en donde los elementos horizontales y verticales sufren deformaciones por flexión con rotación de sus nodos (fig. 2.7c).

El término *muros acoplados* se utiliza para denotar a las estructuras que consisten en muros interconectados por elementos horizontales con rigidez y resistencia a flexión, en la que la presencia de las conexiones resistentes a momento incrementa en gran medida la rigidez y eficiencia del sistema de muros (Stafford Smith y Coull, 1991). Cuando dos muros están unidos por elementos horizontales articulados en sus extremos que transmiten solo carga axial, cualquier momento aplicado al sistema será resistido sólo por los momentos individuales en cada uno de los muros, de magnitudes proporcionales a la rigidez a flexión de cada muro; el diagrama de momentos de cada uno asume una forma triangular en altura, con valor máximo en la base. Por otro lado, si los muros están unidos por vigas de gran rigidez, el momento aplicado al sistema será resistido por los muros actuando de manera similar a un elemento compuesto, con esfuerzos de tensión predominantes en un muro y de compresión en el otro. Es decir, el momento de volteo generado por cargas laterales será resistido tanto por los momentos internos de los muros, como por fuerzas axiales en los mismos. Las situaciones prácticas y reales de muros conectados por vigas flexibles se encuentran entre estos dos casos extremos, en donde existen diferentes grados de acoplamiento.

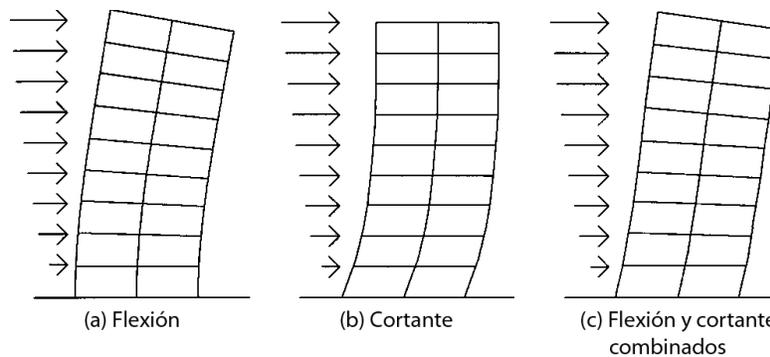


Figura 2.7. Tipo de deformaciones laterales en edificios (Miranda, 1999).

Considerando un sistema formado por dos muros unidos por vigas (fig. 2.8), cuando se deforman debido a la acción de cargas laterales, los extremos de las vigas rotan y se desplazan verticalmente de manera que se flexionan en doble curvatura restringiendo la flexión libre de los muros. La flexión del sistema ocasiona fuerzas cortantes en las vigas, que inducen cargas axiales en los muros. Por consiguiente, el momento externo total M_T será resistido no solo por los momentos internos resistentes de los muros M_1 y M_2 , sino también por el momento o par de fuerza producido por las cargas axiales multiplicadas por la distancia a sus ejes centroidales ($P \cdot d$) (ec. 2.1):

$$M_T = M_1 + M_2 + Pd \tag{2.1}$$

donde P es la fuerza axial inducida en los muros, de tensión para el muro 1 y compresión para el muro 2, d es la distancia entre los dos ejes centroidales de los muros (fig. 2.8). La ecuación se puede reformular para un sistema con un número n de muros:

$$M_T = \sum_{i=1}^n M_i + \sum_{i=1}^n P_i d_i \tag{2.2}$$

En este caso, M_i es el momento interno del muro i , P_i es la fuerza axial inducida en el muro i , y d_i es la distancia del centroide del muro i a un punto fijo arbitrario considerando un sistema de coordenadas en planta.

Mientras mayor sea la rigidez del sistema de vigas, habrá mayor acoplamiento, las fuerzas de cortante inducidas en las vigas serán mayores, y por consiguiente, también las fuerzas axiales en los muros. De tal manera, la eficiencia del sistema será mayor, al reducir los momentos internos en los muros. El grado de acoplamiento de un sistema es un indicador de la contribución que brinda la fuerza axial en los elementos verticales a la resistencia total a flexión. Paulay y Priestley (1992) proponen una expresión para estimar el grado de acoplamiento a de una estructura:

$$a = \frac{Pd}{M_T} \quad (2.3)$$

Cuando existe un bajo grado de acoplamiento, el valor de a es pequeño; la mayor parte del momento de volteo es resistido por los momentos internos de los muros. A medida que se incrementa la rigidez relativa de las vigas con respecto a los muros, el valor de a aumenta. Aristizabal (1987) considera que los sistemas con un acoplamiento considerable se caracterizan por un valor de $a > 0.5$. Harries *et al.* (2004) concluyeron que, si bien los sistemas acoplados mejoran el comportamiento global de la estructura para grados de acoplamiento del 60%, estructuras con $a > 0.8$ pueden llegar a resultar ineficientes e imprácticas desde el punto de vista estructural. Chaallal *et al.* (1996) encontraron que el acoplamiento tiende a ser mayor entre más grande sea la altura y el número de niveles del edificio, aun cuando los elementos horizontales no posean gran rigidez. Asimismo, afirma que muros acoplados con un valor $a > 0.9$ deben considerarse como un solo muro con perforaciones.

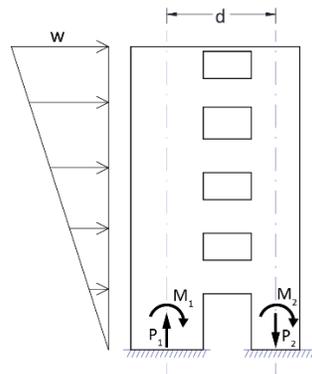


Figura 2.8. Comportamiento de sistema de muros acoplados por vigas ante cargas laterales.

Se puede observar que existe una relación entre el acoplamiento en una estructura y el tipo de deformación lateral que presenta, por lo menos a niveles bajos de acoplamiento (fig. 2.9). Cuando el grado de acoplamiento tiende a cero, la deformación del edificio tiene un comportamiento de flexión, con los muros actuando como elementos en cantiléver con flexión en simple curvatura. Sin embargo, para estructuras completamente acopladas, con valores de a grandes o cercanos a la unidad, los muros se comportarán como un solo elemento compuesto a flexión.

En edificios a base de muros de mampostería, generalmente existe variabilidad en la rigidez de los elementos que conforman el sistema de piso. En muros interiores predominan los sistemas a base de dalas

y losa, con baja capacidad de acoplamiento, mientras que en muros exteriores, debido a la presencia de aberturas para puertas y ventanas, predominan los elementos más rígidos provistos por los pretiles sobre las y losas, que brindan un acoplamiento mayor. Sin embargo, cabe destacar que normalmente en edificios de mampostería muchos de los elementos viga poseen una longitud corta, lo que aumenta la rigidez a flexión de dichos elementos, y en consecuencia, su capacidad de acoplamiento. Además, la presencia de un número elevado de muros perpendiculares en planta, capaces de resistir fuerzas axiales pero no momentos, ocasionan que la componente brindada por la sumatoria de Pd sea mayor, obteniendo un mayor grado de acoplamiento.

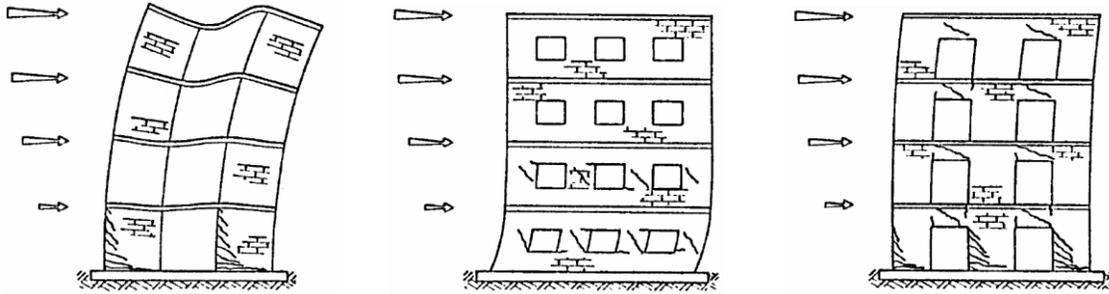


Figura 2.9. Influencia de las aberturas en el modo de falla de la mampostería; tipo de deformación del sistema de muros de acuerdo a la rigidez de los elementos (diferentes grados de acoplamiento) (Tomazevic, 1997).

CAPÍTULO 3: ANTECEDENTES Y ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1 INTRODUCCIÓN

De observaciones previas del desempeño de edificios a base de muros de mampostería confinada se ha confirmado que las estructuras que se construyeron de manera adecuada sobrevivieron sismos fuertes sin colapso y, en el mayor de los casos, sin daño significativo (Meli *et al.*, 2011; Asinari, 2007). Estudios extensos han demostrado que cuando los muros son construidos y detallados adecuadamente, pueden exhibir una mayor capacidad de desplazamiento y deformación, así como mayores resistencias a cortante, flexión y carga axial (Alcocer, 1995).

Actualmente, la mampostería confinada es utilizada para edificios de altura relativamente baja. En México es común la construcción de edificios de hasta cinco y seis niveles, mientras que en otros países se la práctica se restringe a estructuras de dos niveles (NSR/10, 2010). Sin embargo, en México se ha estado realizando un esfuerzo para adoptar un modelo de crecimiento de las ciudades predominantemente vertical, especialmente para edificios de vivienda. Esto ha aumentado la necesidad del diseño y construcción de edificios de mampostería confinada más altos, que sean capaces de resistir las acciones provocadas por sismos intensos. Muchos aspectos del diseño de la mampostería confinada se están revisando en el país para producir un reglamento de construcción más robusto que incluya diseño de edificios mayores a cinco niveles, y no solo asuma estructuras de baja altura.

Este capítulo se basa principalmente en tres investigaciones y trabajos previos de reciente realización, que tienen como objetivo la formulación de una nueva fórmula de diseño a corte, para las NTCM (2004), que considere diversos parámetros importantes. En el primero, se ha estudiado el efecto de la relación de aspecto en la resistencia a corte de muros de mampostería confinada (Pérez Gavilán *et al.*, 2013a). De manera similar, la interacción momento-cortante en los muros se investigó a partir de un estudio experimental con especímenes a escala natural sujetos a fuerza axial constante y aplicación de cargas cíclicas reversibles de cortante y momento (Manzano *et al.*, 2013). Con base en estas investigaciones, se propuso una nueva fórmula para la obtención de la resistencia a cortante de muros de mampostería confinada, que incluye el efecto de la relación de esbeltez, el cual incrementa la resistencia al agrietamiento de la mampostería mientras la relación de aspecto se reduce, y una reducción de la capacidad de cortante cuando la relación de aspecto y el momento normalizado en el extremo superior del muro aumentan. La normalización de dicho momento condujo al parámetro $\beta = 2M_a/VH$ donde M_a es el momento en el extremo superior del muro, V es la fuerza cortante y H es la altura de entrepiso del muro (Pérez Gavilán *et al.*, 2013c).

Si bien se ha establecido el efecto del momento normalizado en la resistencia a corte, el rango de valores que puede adoptar β es desconocido para edificios típicos de mampostería, dejando la incógnita de si la complejidad de la nueva expresión está justificada para el diseño. Para resolver esta cuestión, se analizaron los modelos de diversos edificios del tipo utilizado en México, especialmente en la ciudad de México, utilizando el método de la columna ancha. Se determinaron las fuerzas internas y las propiedades geométricas básicas para los muros de mampostería del primer nivel de cada edificio, y se obtuvo el parámetro β para algunas combinaciones de carga, donde se incluyen las cargas por sismo. Se registraron los valores correspondientes de la relación de aspecto y de β de cada muro, y se estimó la reducción de la resistencia al agrietamiento.

Se presenta una descripción del problema la relación de aspecto y de interacción, y una explicación de la nueva fórmula propuesta para el reglamento mexicano, mostrando las reducciones esperadas de resistencia al agrietamiento debidas a la interacción momento-cortante. Los resultados de los análisis se presentarán más adelante para establecer la conveniencia de considerar esta noción.

3.2 RESISTENCIA A CORTE

Con el propósito de diseñar estructuras de mampostería de tal manera que su comportamiento sea el adecuado para cumplir con las demandas, es necesario desarrollar modelos matemáticos o expresiones de diseño que se basen en resultados experimentales y, al mismo tiempo, validando hipótesis teóricas.

Debido a la complejidad de los mecanismos de cortante que ocurren en elementos de mampostería, los modelos matemáticos que se han desarrollado sólo estiman de manera aproximada la resistencia a cortante de un panel de muro de mampostería. Ensayes experimentales realizados durante las últimas décadas sugieren que la resistencia de un muro de mampostería se puede estimar considerando dos modelos matemáticos basados en hipótesis de falla distintas: hipótesis de Coulomb y usando el concepto de esfuerzos principales. En el primero, la resistencia se puede calcular como:

$$v = v_0 + k\sigma \quad (3.1)$$

donde v_0 es la resistencia de la mampostería bajo carga vertical nula, k es una constante que define la contribución de los esfuerzos de compresión, y σ es el esfuerzo vertical de compresión. En el segundo enfoque, se supone que las grietas inclinadas son producidas por los esfuerzos principales de tensión que ocurren por la combinación de cargas verticales y horizontales. Ambos enfoques dan resultados similares (Alcocer, 1997).

Los estudios coinciden en señalar que la resistencia a cortante de muros de mampostería incluyen la suma de tres componentes: 1) la resistencia a corte de la mampostería sin considerar carga axial, 2) la contribución de la carga axial, y 3) la aportación del acero de refuerzo. Los tres mecanismos de resistencia han sido incorporados en los códigos como ecuaciones de la forma:

$$V_r = V_m + V_p + V_s \quad (3.2)$$

donde V_m es la contribución de resistencia de la mampostería, V_p es la resistencia debida a la fuerza axial en el muro y V_s es la aportación del acero de refuerzo a la resistencia. La mayor parte de las fórmulas de diseño de diversos reglamentos se basan en este concepto. Sin embargo, algunos códigos, como el

Eurocódigo 6 (CEN EN 1996-1-1, 2005), establecen la resistencia de diseño a cortante considerando la falla por deslizamiento en la base, a diferencia del reglamento mexicano, que considera la resistencia a corte por tensión diagonal.

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal, en su sección de mampostería (NTCM, 2004), utiliza para el cálculo de la resistencia, que corresponde a la carga de agrietamiento por tensión diagonal, el criterio de Coulomb, y se establece una expresión para obtener la resistencia a corte de muros de mampostería confinada, sin refuerzo horizontal:

$$V_{mR} = F_R (0.5v^* A_T + 0.3P) \leq F_R 1.5v^* A_T \quad (3.3)$$

donde v^* es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería obtenida de ensayos de muretes, A_T es el área de la sección transversal del muro incluyendo los castillos sin transformar, P es la fuerza axial en el muro y F_R es el factor de reducción de resistencia. El término de extrema derecha limita la cantidad de carga axial que puede incrementar la resistencia del muro. La fórmula fue calibrada mediante pruebas de especímenes de muros a escala natural, con relaciones de aspecto H/L igual a uno, y con diferentes tipos de piezas de mampostería y mortero (Alcocer *et al.*, 1995; Meli, 1973). Los efectos de la relación de aspecto y del momento flexionante en el extremo superior no fueron considerados en dichos ensayos. La contribución del acero de refuerzo horizontal no se tratará en este trabajo.

El formato de la ec. 3.3 es de tipo estándar, es decir, el primer término está relacionado a la capacidad de la resistencia a tensión de la mampostería, y el segundo término es la resistencia adicional debido a la fuerza axial (esfuerzo confinante) en el muro. Esta forma permite estimaciones más conservadoras y consistentes debido a que intervienen menos variables y se puede utilizar el comportamiento elástico para describir el desempeño del muro hasta el punto de agrietamiento; se ha demostrado que el refuerzo longitudinal y la resistencia a corte de los castillos no afectan significativamente la resistencia del muro al agrietamiento debido a la tensión (Aguilar *et al.*, 1996). Esto se debe a que la resistencia máxima es mayor que la resistencia al agrietamiento pero solo para muros con relaciones de aspecto $H/L \leq 1$ (Pérez Gavilán *et al.*, 2013a). En un estudio realizado por Riahi *et al.* (2009), se encontró que la resistencia cortante máxima es, en promedio, 1.3 veces la resistencia al agrietamiento de los paneles, que es un indicador de la contribución de los castillos y el confinamiento que proveen para el desempeño sísmico de los muros. Flores y Alcocer (2001) proponen que dicha relación es igual a 1.25, valor similar al mencionado en el primer estudio.

3.3 RELACIÓN DE ASPECTO

3.3.1 Antecedentes

Se ha demostrado mediante trabajos experimentales que la mampostería confinada tiene una resistencia adecuada a cortante y flexión, y una capacidad razonable a la distorsión lateral que evita el comportamiento frágil (Meli, 1973; Alcocer y Meli, 1995; Tomazevic y Klemenc, 1997; Aguilar *et al.*, 1996). Las pruebas indican que la capacidad de deformación de los muros depende de diversas variables, entre ellas, la relación de aspecto, la relación de cortante a momento, las cuantías de refuerzo vertical y horizontal en el muro, el nivel de carga axial, el tipo de pieza y de la penetración del mortero en los huecos de las piezas perforadas (Pérez Gavilán *et al.*, 2013a).

Se ha comprobado mediante investigaciones experimentales a ensayos de muros de mampostería reforzada con $H/L = 0.5, 1$ y 2 , que la resistencia al agrietamiento ante carga lateral y la resistencia máxima coincidían en muros con relación de aspecto 2 y 1 , mientras que para muros con $H/L = 0.5$ se tenía una reserva de resistencia después del agrietamiento (Hidalgo *et al.*, 1978, 1979; Chen *et al.* 1978). Matsumura (1998), condujo seis series de pruebas en mampostería reforzada, en las que todas las variables se mantuvieron constantes excepto la relación de aspecto, con variación entre 0.4 y 1 , ensayando un total de 18 especímenes. El autor encontró una degradación hiperbólica de la resistencia cortante normalizada con la relación de aspecto. Asimismo, con base en observaciones de pruebas de muros de mampostería confinada realizadas por diversos autores, Álvarez (1996) concluyó que la resistencia al agrietamiento debe aumentar conforme la relación de aspecto se reduce, sustentando la idea de que ésta debe tener un impacto en la resistencia debido a cambios en la distribución de esfuerzos en comparación con un muro cuadrado ($H/L = 1$). Voon e Ingham (2006) llegaron a conclusiones similares, basados en el ensayo de tres muros ($H/L = 0.6, 1, 2$) de una serie de diez. Riahi *et al.* (2009) analizaron una extensa base de datos de muros, con el objetivo de desarrollar un modelo para la mampostería confinada. Se observaron variaciones moderadas en la resistencia al corte debido a que estuvo limitado a muros con un solo tablero confinado con castillos y relaciones de aspecto en el intervalo reducido de 0.7 a 1.2 .

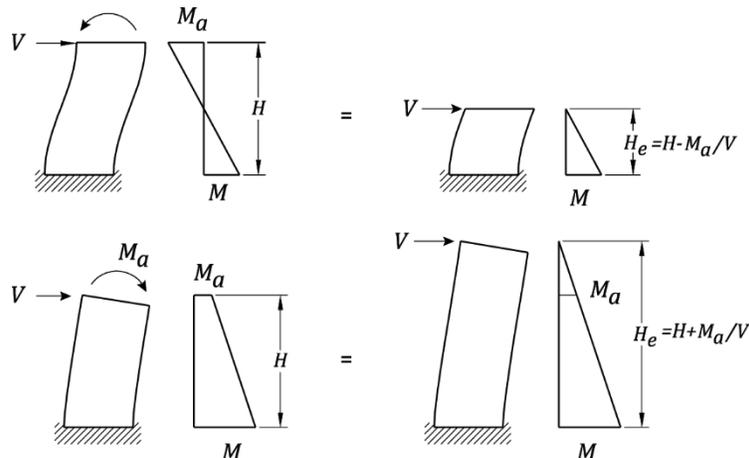


Figura 3.1. Condiciones consideradas en los muros; altura h contra altura efectiva h_e .

Aunque existe una considerable dispersión de datos, resultando difícil la obtención de una variación consistente de la resistencia al corte con la relación de aspecto, es generalmente aceptado que la resistencia a corte de muros de mampostería confinada aumenta conforme la relación de aspecto se reduce. Varios códigos incluyen en la fórmula de diseño por corte un factor que depende de la relación de aspecto, de modo de tomar en cuenta el crecimiento de la resistencia con la reducción de H/L (Davis, 2008; Riahi *et al.*, 2009).

La mayoría de los códigos y reglamentos toman en cuenta esta variación como una función lineal de la relación M/Vd o M/VL . Este parámetro es conocido como el *cociente del claro de cortante* y puede entenderse como una relación de aspecto efectiva H_e/L con una altura efectiva $H_e = M/V$ para estructuras de varios niveles. La idea detrás de este parámetro es que diferentes condiciones de frontera y de carga pueden acomodarse en la fórmula de resistencia (fig. 3.1). Para estructuras de un nivel, el momento total es $M = VH$, por lo que el cociente $M/VL = VH/VL = H/L$. La forma general de las fórmulas de resistencia que incluyen el efecto de la relación de aspecto se puede definir de acuerdo a la ecuación 3.4 (MSJC SD, 2011; CSA, 2004; NZS, 2004; Davis, 2008; Anderson, 1992):

$$V_r = \left(a - b \frac{M}{VL}\right) V_m + V_p + V_s \quad \frac{M}{VL} < 1 \quad (3.4)$$

La primera componente de la resistencia a cortante, la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería V_m , es la que se ve afectada por el factor dependiente de la relación M/VL con a y b constantes. V_p y V_s se definen de la misma manera que para la ecuación 3.2. Los valores de a y b de diferentes códigos se muestran en la tabla 3.1.

Cabe destacar que las fórmulas mostradas en la tabla 3.1 son aplicables solamente si $M/VL \leq 1$. Tal limitación excluye los casos que corresponden a muros esbeltos y muros que tienen un momento considerable en su extremo superior (M_a), que es una condición de carga a la que se ven sometidos ante sismo muros que son parte de un edificio de varios niveles. El factor es igual a uno cuando $M/VL > 1$, de acuerdo con el parámetro utilizado en cada ecuación, y expresa el incremento de la resistencia a cortante de la mampostería con la reducción de la relación de aspecto. El código basado en resistencia del comité conjunto de mampostería de Estados Unidos (MSJC SD, 2011) y el código de Nueva Zelanda (NZS, 2004) usan la misma variación, mientras que el código canadiense (CSA, 2004) y el “Uniform Building Code” (UBC SD, 1997) usan una variación un poco menos conservadora. Cada uno de los factores se presenta gráficamente en la figura 3.2, en términos de $M/VL > 1$, considerando $d = 0.95L$ para las fórmulas que utilizan M/Vd .

Tabla 3.1. Parámetros para una variación lineal de la resistencia con la relación de aspecto para diversos códigos de mampostería.

Código	a	b
MSJC SD 2011	16/9	7/9
CSA 2004	2	1
NZS 2004	16/9	7/9
UBC SD 1997	7/3	4/3

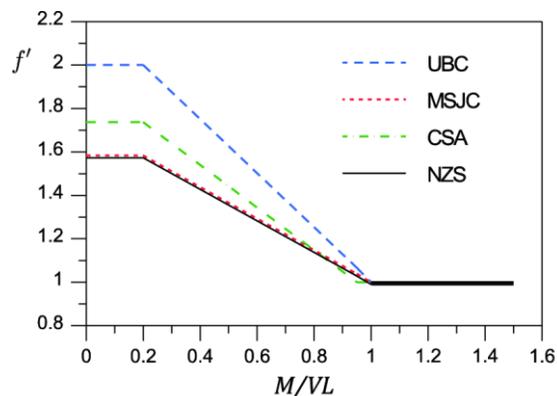


Figura 3.2. Variación de la resistencia básica de la mampostería con la relación de aspecto de acuerdo a los diferentes códigos (Pérez Gavilán et al., 2013a).

3.3.2 Programa experimental

Pérez Gavilán et al. (2013a) se enfocaron específicamente en la determinación del efecto que tiene la variación de la relación de aspecto de muros de mampostería en la resistencia a cortante y en su rigidez lateral, así como la degradación de las mismas. Se presentan resultados de siete muros de mampostería

confinada con distinta relación de aspecto, ensayados en forma cuasi-estática ante cargas cíclicas en su plano.

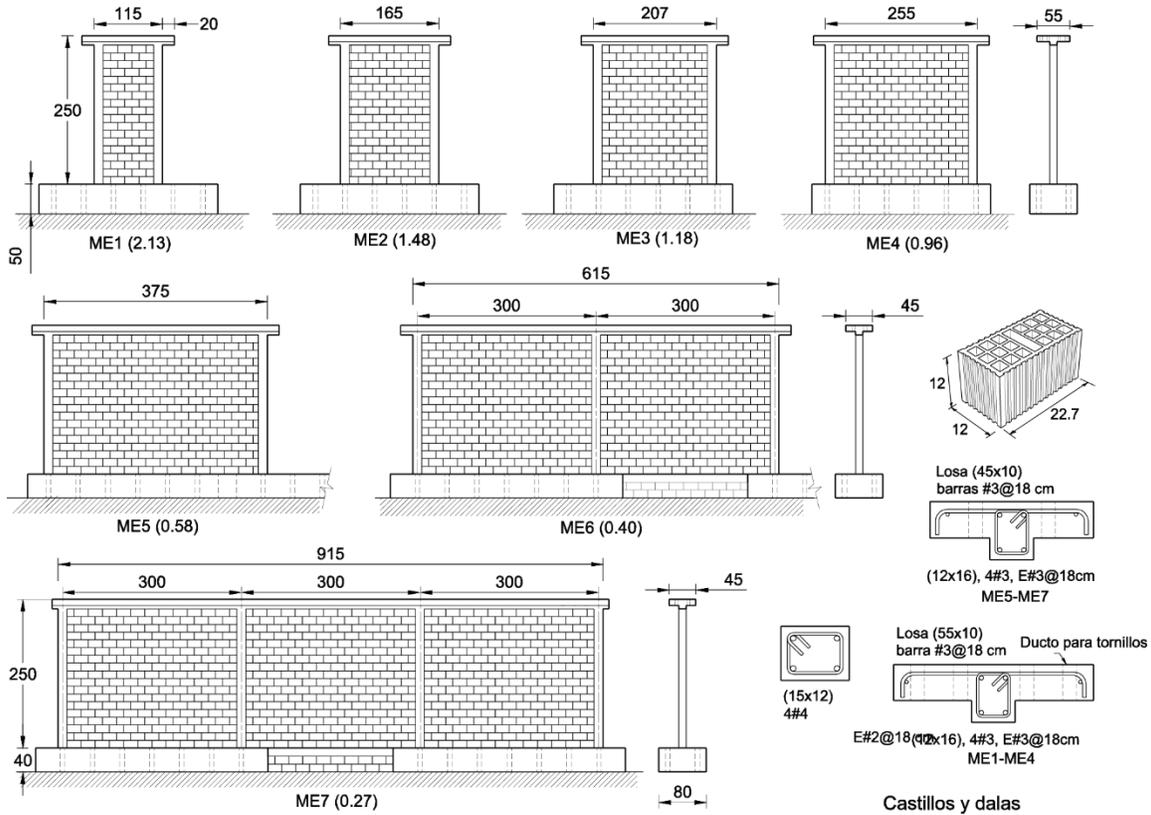


Figura 3.3. Características de los especímenes con relación de aspecto entre paréntesis; dimensiones en centímetros (Pérez Gavilán et al., 2013a).

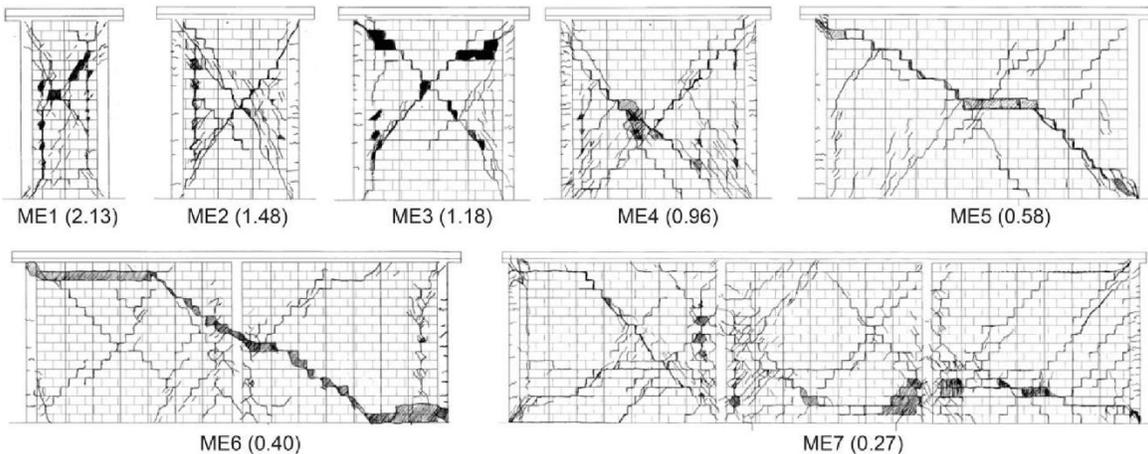


Figura 3.4. Patrones finales de agrietamiento en los muros ensayados (Pérez Gavilán et al., 2013a).

Se ensayaron siete muros de mampostería confinada con distintas relaciones de aspecto (fig. 3.3). Las relaciones de aspecto de los muros variaron desde $H/L = 2.13$, correspondiente a muros esbeltos hasta $H/L = 0.27$, relacionada con muros robustos. Todos los muros tuvieron la misma altura, $H = 2.5$ m, y el

mismo espesor de 12 cm. Los muros se construyeron sobre vigas de cimentación de concreto reforzado ancladas al piso del laboratorio. Los ensayos se dividieron en fase elástica y fase no lineal. Se aplicaron ciclos de carga lateral en forma cuasi-estática, con control de fuerza para la fase elástica y control de desplazamiento para la no lineal. El procedimiento detallado se explica en Pérez Gavilán *et al.* (2013a). El detalle de las dimensiones de los distintos especímenes y las propiedades de los materiales se presentan en la tabla 3.2, junto con los valores calculados y medidos de las resistencias laterales. El comportamiento detallado de cada espécimen puede consultarse en Cruz (2013).

Tabla 3.2. Geometría de los especímenes, resistencia promedio de los materiales y resistencia nominal y experimental a corte (Pérez Gavilán *et al.*, 2013a).

Muro	L (m)	H/L	G/E	v_m (MPa)	f'_m (MPa)	f'_c (MPa)	Calculado		Experimental	
							V_n (kN)	V_{max} (kN)	V_c^+ (kN)	V_{max}^+ (kN)
ME1	1.15	2.13	0.15	0.305	5.53	33.4	41.4	53.8	45.1	46.0
ME2	1.65	1.48	0.10	0.327	5.17	20.4	61.6	80.0	71.1	75.8
ME3	2.07	1.18	0.11	0.345	5.57	18.0	79.4	103.3	88.4	98.8
ME4	2.55	0.96	0.11	0.324	5.83	23.1	94.6	122.9	100.5	157.0
ME5	3.75	0.58	0.13	0.457	8.15	22.7	191.2	248.5	251.6	320.8
ME6	6.15	0.40	0.19	0.513	8.99	25.5	297.9	387.3	473.3	689.8
ME7	9.15	0.27	0.20	0.389	6.54	29.8	375.4	488.0	627.8	835.3

Cociente entre el cortante resistente y la fuerza cortante al agrietamiento

El cociente del cortante resistente entre el cortante al agrietamiento se incrementó con la reducción de la relación de aspecto, en el intervalo de 1.02 a 1.56, con una media de 1.3. La mayoría de los modelos de comportamiento describen un comportamiento trilineal donde el cortante resistente es calculado multiplicando el cortante al agrietamiento por un factor que es constante para cualquier longitud de muro. De la evidencia recolectada de estas pruebas, se observa que dicho factor es inapropiado para muros esbeltos.

Degradación de la resistencia

Mientras que en los muros esbeltos la resistencia es apenas mayor al cortante al primer agrietamiento diagonal, la degradación de su resistencia es más lenta que la de los muros robustos. Este efecto se atribuye al confinamiento que proveen los castillos, el cual depende, a su vez, de la distancia entre ellos, que para muros con un solo tablero es función de la relación de aspecto. La degradación de la resistencia depende del mecanismo de falla que los muros desarrollaron: una combinación de deslizamiento y tensión diagonal.

Mecanismo de falla

Cuando los muros sometidos a cargas cíclicas reversibles están formados por piezas huecas, éstas tienden a presentar un comportamiento frágil, caracterizado por aplastamiento seguido de desprendimiento de las paredes, especialmente las exteriores, comportamiento que se observó en todas las pruebas. Mientras que en los muros esbeltos ME1 a ME4 el modo de falla predominante fue la tensión diagonal, en los muros robustos, ME5 a ME7, predominó la falla combinada por tensión diagonal y deslizamiento a lo largo de una o más de las juntas (fig. 3.4).

Resistencia a corte

Para evaluar el efecto de la relación de aspecto en la resistencia, la resistencia experimental se normalizó con respecto a la resistencia nominal calculada con las NTCM. El esfuerzo normal fue el mismo para todos los muros. En la figura 3.5 se muestran las envolventes de resistencias positivas y negativas normalizadas.

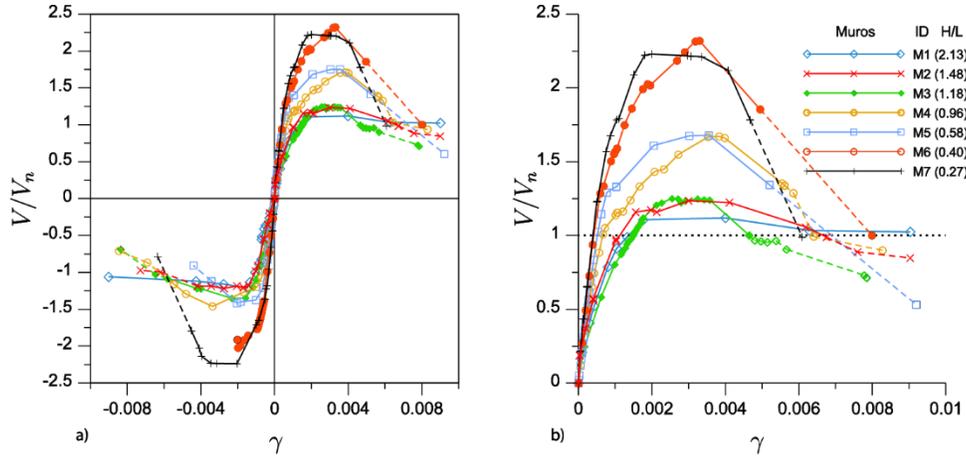


Figura 3.5. Envolventes de las curvas cortante-distorsión. Líneas discontinuas en la rama descendente a partir de $V = 0.80 \cdot V_{max}$; $V_n = 0.5v^*A + 0.3P$ (NTCM) es la resistencia nominal a corte (Pérez Gavilán et al., 2013a).

Dado que en diversos modelos la resistencia al corte se basa en la resistencia al agrietamiento, es importante conocer el efecto de la relación de aspecto sobre este valor (Tomazevic et al., 1997; Meli, 1973). Comúnmente, la resistencia máxima se calcula multiplicando el cortante al agrietamiento por un factor que varía entre 1.25 y 1.43. Con base en una extensa base de datos de muros ensayados, Riahi et al., (2009) calcularon el valor promedio de 1.3. En este estudio se vio que dicho factor no es adecuado para muros esbeltos. Adicionalmente, puede utilizarse la teoría de la elasticidad para explicar el incremento del cortante de agrietamiento observado.

Explicación teórica

La variación de la resistencia con la relación de aspecto puede atribuirse a cambios en la deformación por flexión de los muros de distinta relación de aspecto. Debido a que las fórmulas para calcular la resistencia de muros de mampostería fueron calibradas con experimentos de muros con relación de aspecto $H/L \approx 1$ sujetos a distintas condiciones de carga axial, refuerzo, etc., la geometría usada implica una relación fija de deformación debida a cortante y a momento. A medida que la relación de aspecto de los muros disminuye (muros más robustos), la relación de deformación por cortante y flexión cambia: la componente debida a flexión se reduce considerablemente (fig. 3.6). La fuerza lateral adicional observada en los muros robustos corresponde a la fuerza lateral necesaria para restituir la deformación perdida al reducirse la relación de aspecto. La consideración de edificios con mayor altura que contemplen el uso de muros esbeltos de mampostería implica la necesidad de modelar el comportamiento de muros con deformación predominante por flexión. Conforme a lo mostrado en la fig. 3.6, el incremento en la relación de aspecto de un muro se refleja en un incremento importante en los efectos de flexión. Para un muro en curvatura simple, las deformaciones por flexión contribuyen en una proporción mayor a la deformación lateral que en un muro con curvatura doble. Como se muestra en la figura 3.6a, las proporciones de deformación

lateral debida a los efectos de flexión pueden aumentar del 50% al 80% conforme la relación de aspecto se incrementa de uno a dos.

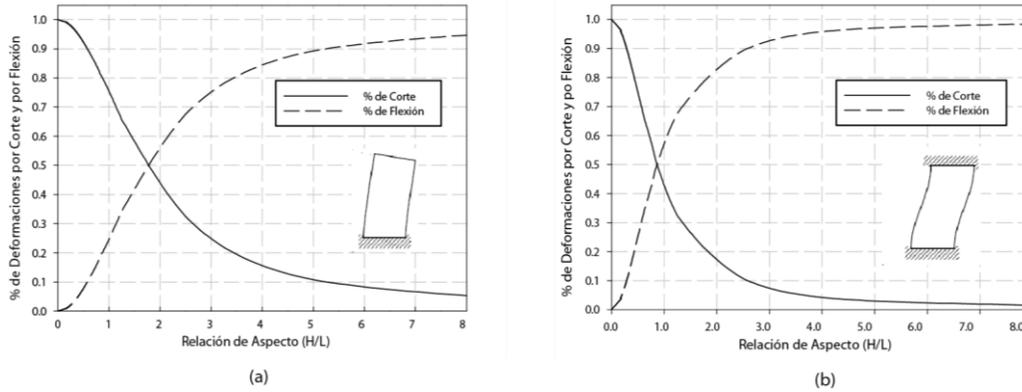


Figura 3.6. Proporción de deformaciones debidas a flexión y cortante en función de la relación de aspecto del muro: a) Voladizo, b) Doblemente empotrado.

Sea la deformación total requerida para producir el agrietamiento $\gamma_c = \gamma_v + \gamma_f$, donde γ_v es la deformación por cortante y γ_f es la deformación por flexión. La proporción de deformación por flexión respecto al total puede escribirse como $\lambda = \gamma_f / \gamma_c$ para muros con $H/L = 1$. Para muros robustos $H/L < 1$, este mismo cociente sería $\lambda' = \gamma_f' / \gamma_c'$ donde $\lambda' < \lambda$. Puede suponerse que $\gamma_v' / \gamma_c' = \gamma_v / \gamma_c$, dado que los cambios de deformación por corte con la relación de aspecto, solo dependen del área de la sección y dicha propiedad está incluida en el cálculo de la resistencia nominal. Es por ello que la diferencia de deformaciones entre un muro esbelto y uno robusto depende solamente de las deformaciones por flexión, $\lambda - \lambda'$ (fig. 3.7); esta cantidad es la deformación adicional que un muro robusto debe desarrollar para alcanzar el agrietamiento. Así, Pérez Gavilán *et al.* (2013a) proponen, apoyándose en hipótesis de deformaciones por cortante y flexión, que

$$1 - \frac{V_n'}{V_c'} = \lambda - \lambda' \quad (3.5)$$

donde V_n' es el valor nominal de la fuerza cortante al agrietamiento y V_c' es el cortante de agrietamiento que realmente se presenta. Puede despejarse directamente V_c' para obtener:

$$V_c' = \frac{V_n'}{1 - (\lambda - \lambda')} = V_n' f \quad (3.6)$$

Siendo las deformaciones para una fuerza lateral unitaria $\gamma_f = H^2(4 - 3\beta)/12EI$ y $\gamma_v = \kappa/GA$, tomando $\beta = 0$ para un muro en voladizo, $\eta = G/E$, donde G es la rigidez a corte y E el módulo de elasticidad de la mampostería, $\kappa = 1.2$ el factor de forma de cortante de una sección rectangular y $w = H/L$ la relación de aspecto, se puede calcular f como:

$$f = \frac{(10\eta + 3)(10w^2\eta + 3)}{100w^2\eta^2 + 60w^2\eta + 9} \quad (3.7)$$

De la ecuación 3.6, $f = V_c' / V_n'$, por lo que f puede entenderse como la fuerza cortante al agrietamiento experimental normalizada por el cortante nominal definido en las NTCM (2004). Se puede verificar que la

resistencia al agrietamiento de un muro cuadrado corresponde al valor nominal, $f(w = 1) = 1$. El factor aumenta al reducirse w . Para muros con cierta restricción al giro ($\beta > 0$), y valores decrecientes de η , el factor f tiende a reducirse ya que en esos casos la deformación por cortante tiende a ser más importante y, por lo tanto, la corrección hecha por la deformación por flexión se reduce. La reducción del factor f con β es aproximadamente lineal independientemente de w y η ; sin embargo, hay que tomar en cuenta que es cada vez menos probable que un muro tenga una restricción al giro importante a medida que este sea más largo ($w \rightarrow 0$). Como se mencionó anteriormente, una forma de tomar en cuenta las condiciones de frontera es mediante el uso de una altura efectiva $H_e = M/V$.

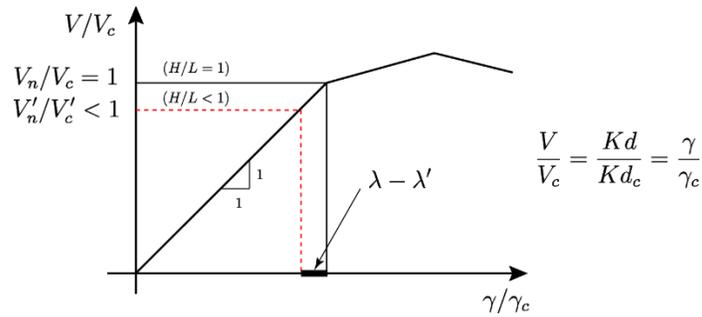


Figura 3.7. Deformación supuesta y real, d es el desplazamiento lateral y $\gamma = d/H$. Los valores corresponden a muros con $H/L < 1$ (Pérez Gavilán et al., 2013a).

La cantidad f , calculada con los valores de $\eta = G/E$ de la tabla 3.2 usando la ec. 3.7, y el valor experimental de V_c/V_n , se presentan en forma gráfica, en la figura 3.8, en función de la relación de aspecto. Se observa buena coincidencia para muros con $H/L < 1$, con errores relativos del 4.4%, 7.8%, 11.1 % y 7.9%; se puede afirmar que la resistencia aumenta conforme la relación de aspecto se reduce. Asimismo, la ec. 3.7 predice una reducción de la fuerza cortante de agrietamiento en muros con relación de aspecto $H/L > 1$, en coincidencia con lo encontrado por Matsumura (1998). Sin embargo, dicha reducción no se observó en los muros ME1 a ME3. Este hecho se atribuye al confinamiento producido por la separación de los castillos que varió entre 1.15 y 2.07 m, casos en que V_c/V_n fue prácticamente constante.

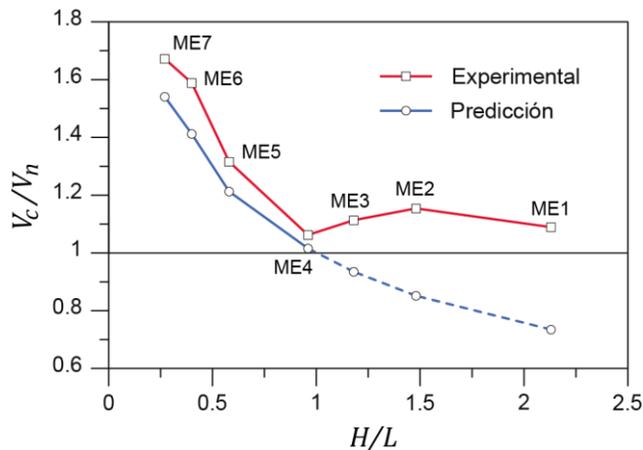


Figura 3.8. Fuerza cortante al agrietamiento, experimental y predicha (Pérez Gavilán et al., 2013a).

Aproximación de la fuerza cortante al agrietamiento

En la propuesta presentada el factor de amplificación es aplicado a los términos relacionados con la resistencia de la mampostería y la contribución debida a la fuerza axial, y no solo al primero, como es el

caso de otros reglamentos, ya que, aunque el esfuerzo axial no afecta la rigidez lateral, sí afecta el desplazamiento lateral al agrietamiento. Dado que el factor f es una corrección de la proporción del desplazamiento debido a cortante, este debe afectar todas las contribuciones que afecten la deformación al agrietamiento. El refuerzo horizontal no tiene un impacto sobre la deformación al agrietamiento (Anderson *et al.*, 1992), por lo que esta componente no debe ser afectada por tal factor.

Para fines de diseño es conveniente contar con una expresión simple pero precisa del factor f . Se propone utilizar un valor representativo de $\eta = 0.2$; de acuerdo a varios autores este cociente varía entre 0.1 y 0.3 (Bazán, 1980; Tomazevic, 2009). Si se limita la relación de aspecto al intervalo entre 0.2 y 1.0, aplicando el método de mínimos cuadrados para ajustar una recta a la ecuación 3.7, forzando a que $f(w = 1) = 1$ y utilizando una relación de aspecto efectiva, el valor de f puede escribirse como:

$$f = \begin{cases} 1.55 & \frac{H_e}{L} < 0.2 \\ \left(1.69 - 0.69 \frac{H_e}{L}\right) & 0.2 \leq \frac{H_e}{L} \leq 1 \\ 1 & \frac{H_e}{L} > 1 \end{cases} \quad (3.8)$$

De este modo, la resistencia nominal a cortante se estima mediante:

$$V_n = (0.5v^*A_T + 0.3P) \cdot f < 1.5v^*A_T \cdot f \quad (3.9)$$

3.4 INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE

3.4.1 Antecedentes

La expresión para el cálculo de la resistencia a corte de las NTCM (ec. 3.3) fue calibrada con pruebas de laboratorio en las que se ensayaron muros con relación de aspecto, altura entre longitud del muro $w = H/L \approx 1$, sometidos a carga gravitacional y lateral. En dichas pruebas el momento en la base del muro es $M = VH$, de manera que los coeficientes en la ec. 3.3 ya toman en cuenta el efecto de ese momento; sin embargo, ni el experimento ni la expresión contemplan el efecto de un momento aplicado en el extremo superior del muro.

Los conceptos de relación de aspecto H/L , y el de cociente de claro de cortante o relación de aspecto efectiva M/VL , están ligados; para el caso de un muro de un nivel, debido a que el momento en la base vale $M = VH$, ambos valores son igual a H/L (fig. 3.1). Sin embargo, en el caso de muros de varios niveles, el momento $M = M_a + VH$, donde M_a es el momento en el extremo superior del muro, y por lo tanto M/VL ya no corresponde a la relación de aspecto. El momento M_a normalmente crece con el número de niveles.

Si el muro tiene alguna restricción al giro $M_a < 0$. Esto es, el momento en el extremo superior del muro va en dirección opuesta al generado por el cortante; si el giro está totalmente restringido, el momento $M_a = -VH/2$ y el momento en la base del muro decrece hasta llegar a ser de la mitad del que tendría si estuviera en voladizo ($M_a = VH/2$). En ese caso $M/VL = H/2L$ por lo que se considera que la esbeltez se reduce a la mitad. En ambos casos puede interpretarse a la cantidad $H_e = M/V$ como una altura efectiva y a la relación H_e/L como una relación de aspecto efectiva (Pérez Gavilán y Manzano, 2013). En la literatura no es consistente la referencia a la altura del muro en H/L : en ocasiones es la altura del muro

hasta la azotea (Zeballos *et al.*, 1992), en otras se refieren a la altura efectiva H_e y en otras a la altura de entresuelo; se usará aquí esta última. Contrario a lo que en la literatura suele expresarse como un efecto único de la esbeltez del muro, la relación M/VL puede representar también la cantidad de momento en el muro e indirectamente la condición de frontera, y no solamente los efectos de la relación de aspecto H/L , como son el cambio de la distribución de los esfuerzos cortantes y normales en la sección de los muros largos, o la proporción de los desplazamientos debidos a flexión y cortante (Meli, 1975).

Como se mencionó en el subcapítulo anterior, en diversos códigos se utiliza el parámetro M/VL para incrementar la resistencia básica de la mampostería de muros largos. Las fórmulas en los códigos mencionados son aplicables si $M/VL < 1$. Para muros esbeltos $H/L > 1$ las fórmulas son aplicables si $M_a < 0$, que implica que hay una restricción al giro que reduce la esbeltez efectiva del muro. $M_a > 0$ solo puede existir en el caso de muros largos ($L > H$). En conclusión, las fórmulas de diseño mencionadas no consideran todas las combinaciones de momento M_a y relación de aspecto H/L , en particular muros esbeltos con momento $M_a > 0$.

Un gran número de códigos incrementa la resistencia de los muros de mampostería para valores del cociente de claro de cortante $M/VL \leq 1$. Una interesante excepción es la del reglamento de Perú, el cual reduce la resistencia a corte para muros esbeltos. La fórmula para el diseño por resistencia a cortante está dada por (E.070, 2006):

$$V_n = 0.5\alpha v_m A + 0.23P \quad \alpha = \left(\frac{VL}{M}\right) \quad \frac{1}{3} < \alpha < 1 \quad (3.10)$$

Esta expresión fue obtenida de un estudio numérico realizado por Zeballos *et al.* (1992), donde se estudia la modificación de los esfuerzos principales a tensión que produce el agrietamiento del muro. Utilizando elementos finitos, se analizaron un total de 15 muros, en uno, dos y tres paneles separados por castillos, de uno a cinco niveles. Los muros fueron sujetos a cargas laterales con una variación triangular con la altura. Dichas fuerzas fueron escaladas de manera que el esfuerzo cortante promedio fuera el mismo en los muros de diferentes longitudes. La variación del esfuerzo principal en tensión se muestra en la fig. 3.9, junto con la variación de α . Se asume que la resistencia al agrietamiento está directamente relacionada con el esfuerzo máximo en tensión.

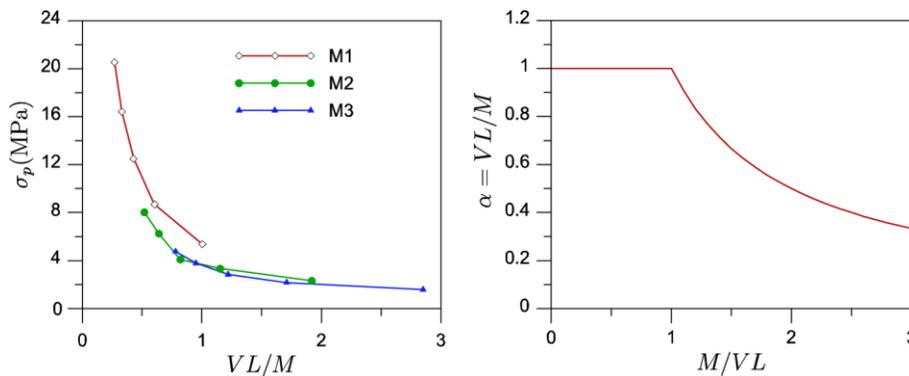


Fig. 3.9. a) Esfuerzo máximo de tensión para muros de uno, dos y tres paneles, M1, M2, y M3, respectivamente; los puntos muestran diferentes alturas de muros; b) variación de α .

Los resultados muestran un aumento del esfuerzo de tensión para muros cortos y altos. Así, α reduce la resistencia del muro para relaciones de aspecto mayores. El efecto de la altura de los muros tiende a

incrementar el momento en los mismos. Es evidente que el efecto del momento flexionante es más importante en muros esbeltos.

Si bien muchos códigos incluyen la participación del momento en la base del muro para modificar la resistencia a corte, ninguno de ellos incluye el efecto del momento flexionante en el extremo superior del muro. Una posible razón de este enfoque puede deberse a que algunas fórmulas se basan en la estimación de la resistencia al corte considerando una falla por deslizamiento en la base, y no por agrietamiento diagonal, como es el caso de las NTCM. El presente subcapítulo está basado en gran parte en un estudio realizado por Pérez Gavilán y Manzano (2013), y por Manzano *et al.*, (2013), donde se describe el efecto que tiene el momento flexionante en el extremo superior en la reducción de la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal.

3.4.2 Hipótesis

Una posible explicación de la reducción de la resistencia al agrietamiento en presencia de momento flexionante en el extremo superior del muro fue presentada por Manzano *et al.* (2013). Para poder predecir la fuerza lateral que produce el agrietamiento, se hace una hipótesis que relaciona el desplazamiento lateral con el agrietamiento. Se asume que las primeras grietas por tensión en el muro dependen de un nivel específico de deformación lateral, independientemente de si la deformación es causada por fuerza lateral solamente, como lo asumen las NTCM (2004), o por la combinación de una fuerza lateral y un momento M_a en el extremo superior del muro. Haciendo uso de esta hipótesis, se deduce que la distorsión lateral producida por la fuerza cortante más la producida por el momento flexionante debe ser igual a la que se produce por la fuerza cortante que predicen las NTCM (2004) (fig. 3.10). En consecuencia, mayores desplazamientos debidos a flexión reducirán la fuerza lateral necesaria para alcanzar la deformación lateral que produce el agrietamiento.

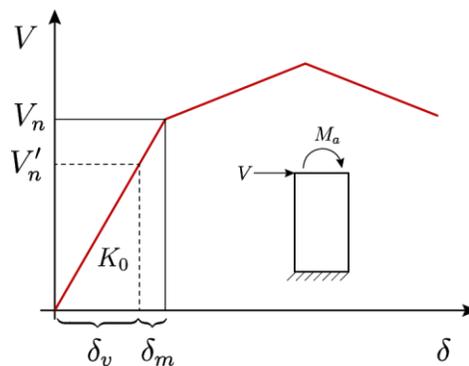


Figura 3.10. Modelo de resistencia cortante al primer agrietamiento por tensión diagonal (Pérez Gavilán y Manzano, 2013).

Sea δ_0 el desplazamiento debido a la fuerza cortante V_n que produce el agrietamiento cuando no hay momento, ese mismo desplazamiento producirá el agrietamiento si una parte de dicho desplazamiento δ_v es debida una fuerza cortante V'_n y la parte restante δ_M es producida por un momento en el extremo superior del muro M_a .

$$\delta_v + \delta_M = \delta_0 \quad (3.11)$$

Expresando la ec. 3.11 en términos de fuerzas:

$$V'_n = V_n - \delta_M K_0 \quad (3.12)$$

donde

$$\delta_M = \frac{M_a H^2}{2EI}; \quad K_0 = \frac{k_f k_v}{k_f + k_v}; \quad k_f = \frac{3EI}{H^3}; \quad k_v = \frac{GA}{\kappa H} \quad (3.13)$$

En las expresiones anteriores E es el módulo de elasticidad, G el módulo de cortante, el momento de inercia $I = tl^3/12$, el área de la sección transversal del muro $A = tL$, κ es el factor de forma para obtener el área de cortante, t es el espesor del muro y H la altura del muro referida al centro de la losa.

El valor de la resistencia a corte en función del momento M_a y del cortante nominal puede calcularse, sustituyendo los términos de la ec. 3.13 en la ec. 3.12, como:

$$V'_n(P, M_a) = V_n(P) - \frac{3 M_a}{2 H} \frac{k_v}{k_f + k_v} \quad (3.14)$$

De la ecuación 3.14 se observa que para muros muy largos el cortante resistente es igual al nominal, ya que los desplazamientos debidos a flexión son muy pequeños ($k_f \rightarrow \infty$). Para muros muy esbeltos ($k_f \gg k_v$) la reducción es asintótica a $3M_a/2H$, que corresponde a la máxima reducción posible de la fuerza cortante para un valor de momento dado. El momento M_a puede considerarse menor a cero si va en sentido opuesto al que genera el cortante, lo que ocasiona un aumento de la resistencia a corte. Agrupando los valores que solamente dependen de la geometría del muro, la ec. 3.14 puede reescribirse como:

$$V'_n = V_n - \frac{M_a}{H_k} \quad (3.15)$$

donde

$$H_k = \frac{2 k_f + k_v}{3} \frac{H}{k_v} \quad (3.16)$$

Este último parámetro, H_k , se entiende como una altura característica.

3.4.3 Estimación de la reducción de la resistencia a corte

Para estimar la reducción de la resistencia a cortante usando la hipótesis de la sección anterior se utilizan los parámetros $w = H/L$, $\eta = G/E$ y $M_a = \beta VH/2$, considerando que el cortante actuante V corresponde al cortante máximo posible que puede desarrollar el muro, que es igual a V'_n . Sustituyendo en la ec. 3.12:

$$\frac{V'_n}{V_n} = \alpha = \frac{1}{1 + \frac{15\beta\eta w^2}{20\eta w^2 + 6}} \quad (3.17)$$

Conviene expresar el momento en el extremo superior del muro como $M_\alpha = \beta VH/2$, ya que β controla la condición de frontera. Se puede reescribir la expresión de M_α anterior:

$$\beta = \frac{2M_\alpha}{VH} \quad (3.18)$$

donde β es el momento en el extremo superior normalizado entre el momento de empotramiento. Cabe destacar la importancia de este parámetro, pues además de controlar el efecto del momento en la resistencia, indica la restricción al giro que existe en el extremo superior.

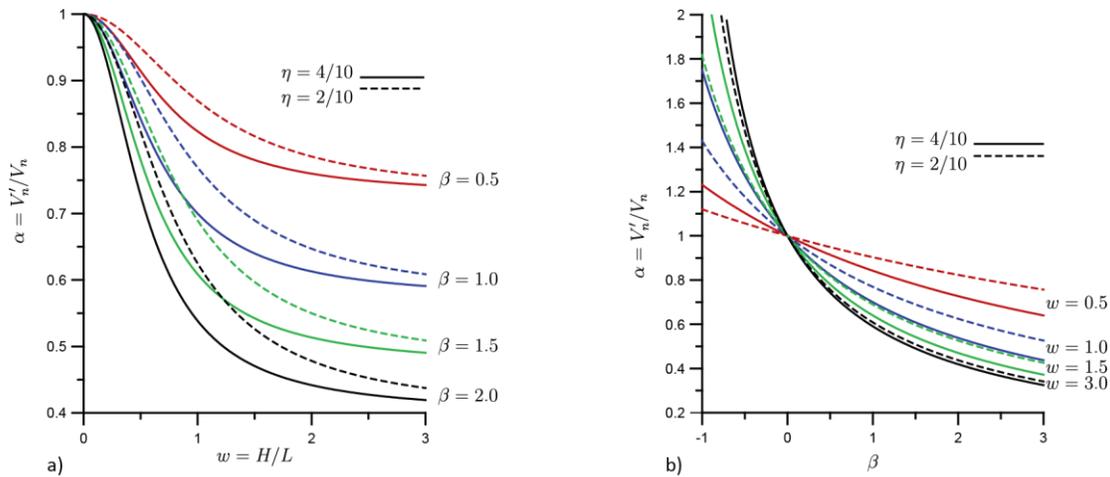


Figura 3.11. Predicción de la reducción de la resistencia como fracción del valor nominal para diferentes valores del momento normalizado β , relación modular η y relación de aspecto w ; a) en función de w (abscisa), b) en función de β .

$M_\alpha < 0$ significa que el sentido del momento es contrario al producido por la fuerza lateral V ; en tal caso, el muro se encuentra en doble curvatura. Si $\beta = -1$ el muro tiene restringido el giro de su extremo superior (empotramiento), si $\beta = 0$ el valor de $M_\alpha = 0$ y el muro está en voladizo ($\alpha = 1$). Finalmente, si $\beta > 0$, indica simple curvatura en el muro, el momento en el extremo superior $M_\alpha > 0$ y el cociente $\alpha < 1$, lo que indica una reducción de la resistencia a cortante. En la fig. 3.11a se muestra el valor de α para distintos valores de momento en función de la relación de aspecto y de las propiedades mecánicas de la mampostería. En el análisis se han considerado dos valores de η , en línea continua igual a 0.4 y en línea discontinua igual a 0.2. El primero de estos valores es el que especifican las NTCM, mientras que el segundo es el valor medio del rango [0.1, 0.3] de η reportado por varios investigadores (Bazán, 1980), (Pérez Gavilán *et al.*, 2010). Se observa que la reducción de la resistencia a corte es menor, a medida que la relación $\eta = G/E$ de la mampostería disminuye, debido a que la deformación por cortante es mayor. El valor de α se hace asintótico para muros muy esbeltos ($w \rightarrow \infty$) a $4/(4 + 3\beta)$, que es consistente con la reducción $3M_\alpha/2H$ obtenida anteriormente. Cuando los muros son muy largos ($w \rightarrow \infty$), $\alpha = 1$, pues la deformación por flexión es tan pequeña que es como si estuviera en voladizo. Si el muro se encuentra en doble curvatura, se espera un incremento en la resistencia al agrietamiento en comparación con la resistencia nominal de la ec. 3.3.

3.4.4 Programa experimental

Manzano y Pérez Gavilán (2013) realizaron un programa experimental para verificar la ecuación 3.17 para muros en simple curvatura solamente. Los resultados muestran concordancia con los valores predichos.

Se realizaron pruebas a tres pares de muros. En el primer y segundo par, los muros tenían una relación de aspecto $H/L = 1$. El primer muro del par fue ensayado con fuerza lateral cíclica sin momento en el extremo superior, mientras que al segundo muro del par se le aplicó un momento máximo M_a . Los muros del tercer par contaban con una relación de aspecto $H/L = 1.54$. La fuerza axial aplicada se mantuvo constante, y la fuerza lateral y el momento flexionante fue aplicado en ciclos. La descripción detallada de la secuencia de cargas se presenta en (Manzano y Pérez Gavilán, 2013). En la tabla 3.3 se presentan las reducciones de resistencia, tanto las que se estimaron con la expresión como las obtenidas experimentalmente.

Tabla 3.3. Resultados de pruebas de interacción momento-cortante

Muro	Tipo	$H/L (w)$	η	V_c kN	M_a kN m	V_c/V_n calc	V_c/V_n exp
M1-1	Arcilla, macizo	1	0.299	143.44	-	0.71	0.77
M1-2	tradicional	1	0.237	110.5	176.52		
M2-1	Arcilla	1	0.142	166.9	-	0.35	0.40
M2-2	extruido	1	0.157	69.81	637.43		
M3-1	Arcilla	1.54	0.111	108.38	166.71	0.70	
M3-2	extruido	1.54	0.123	79.35	254.97	0.52	
						0.74(+)	0.73
Nota: $0.74=0.52/0.7$ debe ser igual a $0.73=79.35/108.38$							

Para los muros M1 y M2, la resistencia nominal V_n se tomó como el valor de la carga de agrietamiento sin efecto del momento, obtenida de la primera prueba de cada par, y no como el valor nominal propuesto por la ec. 3.3. Los muros M3-1 y M3-2 fueron ensayados con aplicación de momento, por lo que el valor V_n no se define de la misma manera que en los primeros dos pares. Sin embargo, se puede realizar la estimación de la reducción de resistencia de estos dos muros. El cociente de la resistencia a cortante obtenida experimentalmente debe ser igual al cociente de la reducción de resistencia estimada para dichos muros. Los cocientes se reportan en la última fila de la tabla 3.3.

Se observa una gran coincidencia entre los resultados experimentales y los analíticos (Manzano y Pérez Gavilán, 2013; Pérez Gavilán y Manzano, 2013), por lo que se sustenta la hipótesis de que la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal es menor cuando existe momento flexionante en el extremo superior con sentido igual al momento generado por la fuerza lateral, y se muestra que la ec. 3.17 predice razonablemente dicha reducción.

3.5 RESISTENCIA A CORTANTE CON EFECTOS DE INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE

Los resultados presentados en las secciones anteriores pueden ser integrados en una fórmula que estime la resistencia al agrietamiento de muros de mampostería confinada considerando el efecto de la relación de aspecto y del momento flexionante en el extremo superior del muro (ec. 3.19) (Pérez Gavilán *et al.*, 2013c).

$$V_{mR} = F_R \left[(0.5v^*A_T + 0.3P) \cdot f - \frac{M_a}{H_k} \right] < 1.5F_R v^* A_T \cdot f \quad (3.19)$$

El primer término en paréntesis es la resistencia nominal de las normas técnicas vigentes (ec. 3.3), f es el factor que modifica la resistencia en función de la relación de aspecto (ec. 3.8) sustituyendo M/VL por H/L ; este cambio se explica en los comentarios posteriores. El término M_a/H_k representa el efecto del momento flexionante en el extremo superior del muro, donde H_k , dado por la ec. 3.16, es una altura característica con $k_f = 3EI/H^3$ y $k_v = GA/\kappa H$; κ es el factor de forma o cortante, e I es el momento de inercia de la sección del muros.

Un aspecto importante al diseñar la fórmula es la forma en que se incluye el efecto del momento flexionante. Como se mencionó en la sección anterior, al utilizar la relación de aspecto efectiva en las fórmulas de resistencia se considera también el efecto del momento en muros robustos o largos. Esta noción sugiere que se deben considerar dos fórmulas diferentes para los distintos casos posibles: una para $M/VL < 1$ incluyendo el factor f , y otra para $M/VL \geq 1$ con $f = 1$ y el término M_a/H_k , con una posible discontinuidad en $M/VL = 1$. La alternativa es revisar si el segundo término de la ec. 3.19 puede reproducir, aproximadamente, el efecto de la relación de aspecto efectiva en la resistencia a corte para muros robustos.

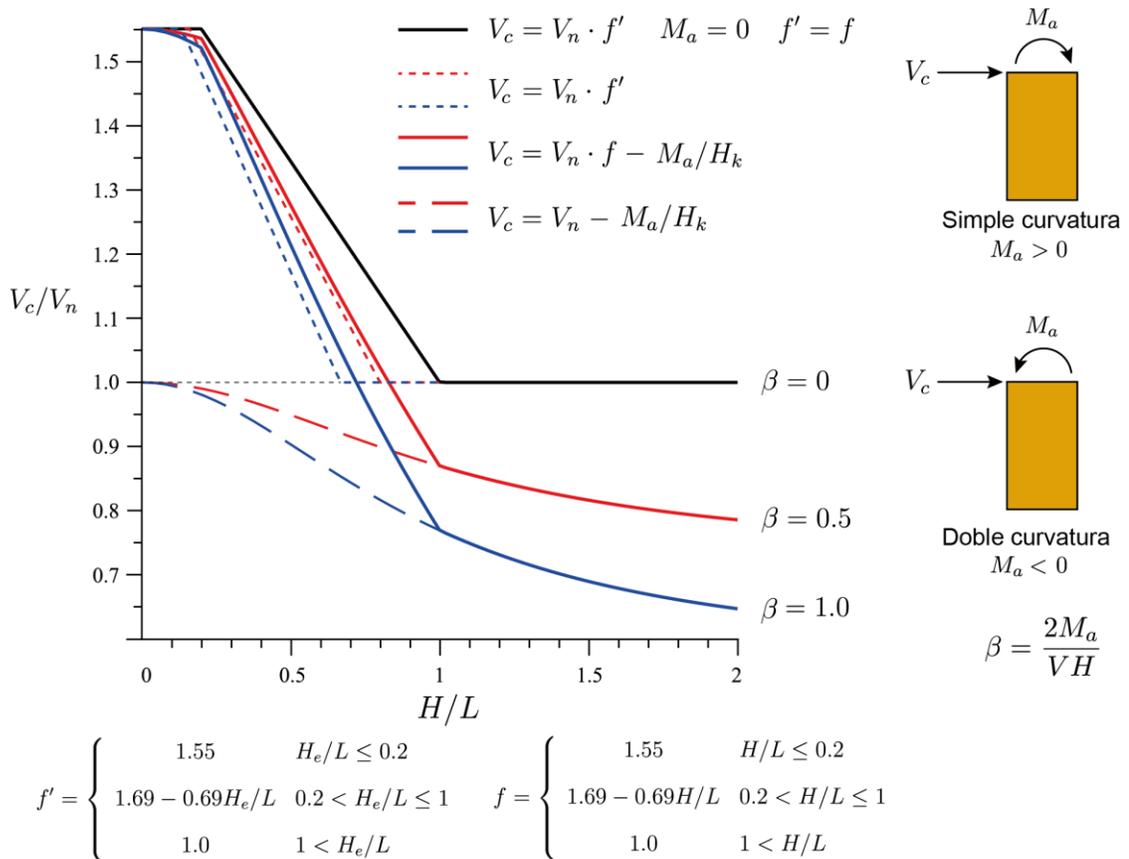


Figura 3.12. Cociente de resistencias a cortante considerando los efectos de la relación de aspecto y la interacción momento-cortante.

En la figura 3.12 se muestra el cociente de la resistencia nominal a corte V_c evaluada con la nueva fórmula (ec. 3.19), y la resistencia nominal V_n utilizando la norma vigente (ec. 3.3). Las curvas de línea continua color rojo y azul muestran el cociente utilizando la nueva fórmula (ec. 3.19) para dos valores del momento

normalizado $\beta = 0.5$ y $\beta = 1.0$, respectivamente, utilizando la relación de aspecto en el factor f . El caso para $\beta = 0$ se muestra con una línea color negro. Las líneas punteadas de color rojo y azul corresponden a los valores del cociente obtenidos utilizando la relación de aspecto efectiva sin tomar en cuenta el término que incluye el valor de M_a de la ec. 3.19. Se puede observar que los cocientes son bastante similares, lo que significa que no es necesario considerar la relación de aspecto efectiva en el factor f dado que el efecto del momento proporcionado por el segundo término de la ec. 3.19 reproduce razonablemente el efecto que se obtiene utilizando dicha relación de aspecto efectiva. El efecto de la relación de aspecto se considera sólo para muros largos con $H/L < 1$ y el efecto del momento se aplica de la misma forma independientemente de la relación de aspecto. No es necesario tener dos ecuaciones distintas dependiendo de la relación de aspecto. Así, la ecuación 3.8 para determinar el factor f se reescribe para usar la relación de aspecto H/L , quedando como:

$$f = \begin{cases} 1.55 & \frac{H}{L} < 0.2 \\ \left(1.69 - 0.69 \frac{H}{L}\right) & 0.2 \leq \frac{H}{L} \leq 1 \\ 1 & \frac{H}{L} > 1 \end{cases} \quad (3.20)$$

Como se ha mostrado en esta contribución, el valor del momento normalizado β es el parámetro que determina la reducción de la resistencia a corte ante la acción de un momento en el extremo superior de un muro. Por consiguiente, es necesario conocer la variación de este parámetro en muros de mampostería de edificios con configuraciones estructurales típicas.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS

4.1 INTRODUCCIÓN

Como se ha mencionado en las secciones previas, la variación de la resistencia a cortante ocasionada por la interacción momento-cortante, relativa a la resistencia nominal determinada por la ec. 3.3, está en función de la relación de aspecto H/L y del valor del momento normalizado β . Se ha demostrado el efecto de ambos parámetros sobre la resistencia, y se ha propuesto la ecuación 3.19 como la nueva fórmula para estimar la resistencia a corte; sin embargo, no se han determinado los posibles valores que puede adoptar β en muros de estructuras reales, y por lo tanto, no se ha justificado el considerar el término que reduce la resistencia debido al momento en la nueva fórmula propuesta para el nuevo reglamento.

Asimismo, la curvatura que presentan los muros de edificios cuando están sujetos a fuerzas laterales, es factor fundamental en el efecto de la reducción de la resistencia a corte, pues está directamente relacionado con el momento en el extremo superior, y depende principalmente del nivel de acoplamiento entre los muros; es decir, de la restricción al giro en el extremo de los muros. Esta restricción puede deberse al sistema de piso, vigas o elementos de acoplamiento (muros bajo ventana) que unen los elementos verticales, o bien, a muros ligados en el sentido perpendicular que contribuyen a la limitación al giro y desplazamiento, como es caso de los muros en T y en I .

En la primera sección de este capítulo se presenta la investigación de estas posibilidades mediante dos estudios paramétricos que consisten en el análisis de modelos de muros en T (alma y patín) e I (alma y dos patines), y de sistemas formados por dos muros acoplados mediante vigas de concreto, sujetos a fuerzas laterales. Se pretende establecer la relación existente entre las propiedades de los muros y del sistema, y el grado de acoplamiento o restricción al giro en el mismo. Para la modelación de los muros se utilizó el Método de Elemento Finito (MEF) y el Método de la Columna Ancha (MCA), considerando diferentes variables para cada serie de modelos. Se presenta la descripción del procedimiento seguido para la definición de los modelos y su análisis, así como la geometría, propiedades de los materiales y cargas aplicadas. Los resultados obtenidos para las diferentes series se describen al final de la sección, además de observaciones y comentarios de la forma en que éstos se pueden utilizar para consideraciones de diseño de edificios.

La segunda sección del capítulo está conformada por la investigación analítica llevada a cabo, parte medular de este trabajo. Se presenta el procedimiento para realizar el análisis estructural de un total de 18 modelos de edificios reales, para determinar los valores de β en los muros de planta baja. Para la definición del estudio, y debido a que las normas técnicas están dirigidas al análisis de estructuras en la práctica profesional, se consideraron los métodos y procedimientos utilizados comúnmente en la misma, como es el modelado de muros por el método de la columna ancha y el análisis sísmico estático; más adelante se explica la razón de la selección de este tipo de análisis. Finalmente, se exponen los resultados obtenidos, y se hacen observaciones y comentarios.

4.2 ESTUDIO PARAMÉTRICO 1: MUROS ACOPLADOS

4.2.1 Descripción de los modelos

Este primer estudio consiste en la modelación y análisis de diversas series de sistemas formado por dos muros de mampostería unidos entre ellos mediante vigas de concreto en cada nivel de piso. Se estudió la distribución de los elementos mecánicos y el grado de acoplamiento entre los muros, así como la variación del momento normalizado β en cada muro. El análisis se realizó con el software de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2013). La mayor parte de las series se construyeron con muros modelados con el método de la columna ancha, así como con el método de elemento finito, con el fin de realizar una comparación entre ambos enfoques.

Los muros se empotraron en su base, y se aplicaron fuerzas laterales estáticas, con una distribución con la altura de acuerdo al método de análisis estático por sismo de las NTCS (2004); las fuerzas se repartieron en los nudos de cada nivel. Las variables que se consideran pertinentes para este estudio son el número de niveles del sistema, la longitud (o rigidez) relativa entre los muros, y la longitud de la viga y su rigidez. Los muros fueron modelados como elementos de sección transversal rectangular, con las propiedades mecánicas de la mampostería. Las vigas fueron modeladas como elementos barra (tanto en modelos de elemento finito como modelos de columna ancha), con las propiedades geométricas de una sección T (dala con losa como patín), y con las propiedades mecánicas del concreto.

Tabla 4.1. Resumen de propiedades de cada serie.

SERIE	NIVELES	Lv (m)	L1 (m)	L2 (m)	MÉTODO DE MODELACIÓN/ANÁLISIS	OBSERVACIONES	NO. DE MODELOS ⁽¹⁾
S5-V2	5	2.5	Variable	2.52	EF (Elemento finito)		7
					CA (Columna ancha)		7
S5-V1	5	1.0	Variable	2.52	EF		7
					CA		7
SK5-V2	5	2.5	Variable	2.52	EF	Castillos en sección transversal	7
					CA	Castillos en sección transversal	7
SK5-V1	5	1.0	Variable	2.52	EF	Castillos en sección transversal	7
					CA	Castillos en sección transversal	7
SB5-V2	5	2.5	Variable	2.52	EF	Viga con muro bajo (1.2 m altura)	7
S3-V2	3	2.5	Variable	2.52	EF		7
					CA		7
S3-V1	3	1.0	Variable	2.52	EF		7
					CA		7
S2-V2	2	2.5	Variable	2.52	EF		7
					CA		7
S2-V1	2	1.0	Variable	2.52	EF		7
					CA		7
Número total de modelos:							119

NOTA: ⁽¹⁾ En cada modelo se varía la longitud del muro 1 (ver tabla 4.3).

Los modelos se realizaron con 2, 3 y 5 niveles, y alturas de entrepiso constantes de 2.52 m. La longitud de los dos muros en el modelo inicial fue de 2.52 m de longitud; la longitud del muro 1 se fue reduciendo 30 cm en cada modelo, mientras que la longitud del muro 2 se mantuvo constante. Asimismo, se utilizaron dos longitudes diferentes para las vigas, de 2.5 m y de 1 m. En la figura 4.1 se muestran los marcos considerados para la definición de los modelos.

Tabla 4.2. Parámetros fijos de elementos estructurales para todos los modelos.

Parámetro	Valor
Espesor de muros de mampostería, t (m)	0.12
Espesor de losa de concreto, t_c (m)	0.10
Peralte de dalas, h_d (m)	0.20
Ancho de dalas, b_d (m)	0.12
Ancho efectivo de losa para elemento viga, b_e (m)	0.92
Altura de entrepiso, h (m)	2.52

Adicionalmente, se realizó una serie en la que se incluye el modelado de castillos de concreto en los extremos de los muros, y una serie donde la sección transversal de la viga incluye un muro bajo de mampostería. En la tabla 4.2 se identifican las propiedades geométricas que se mantienen fijas para todos los modelos y la tabla 4.1 muestra un resumen de las propiedades de cada serie de modelos.

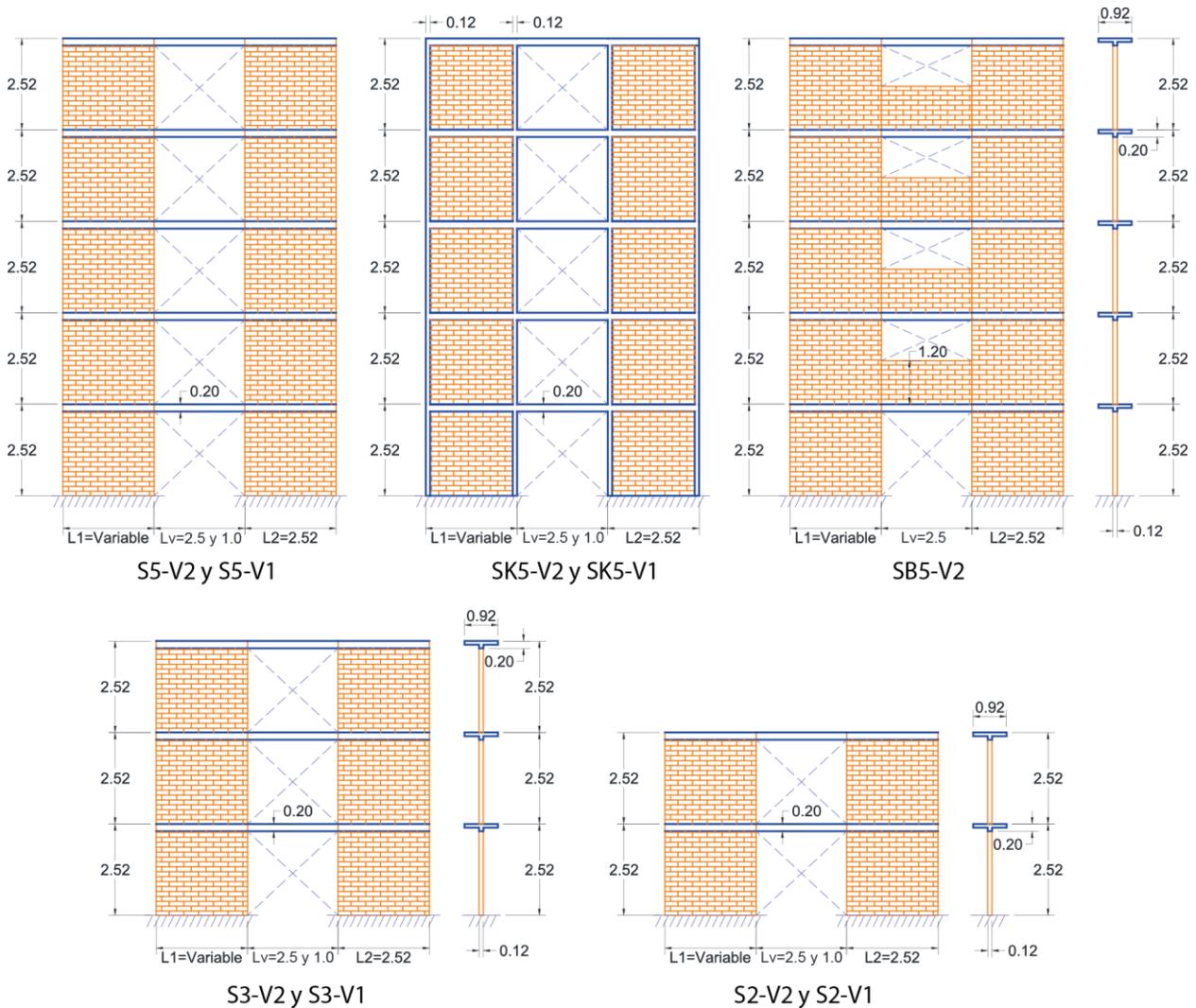


Figura 4.1. Marcos considerados para la construcción de los modelos; se indica el nombre de la serie para cada uno. Dimensiones en m.

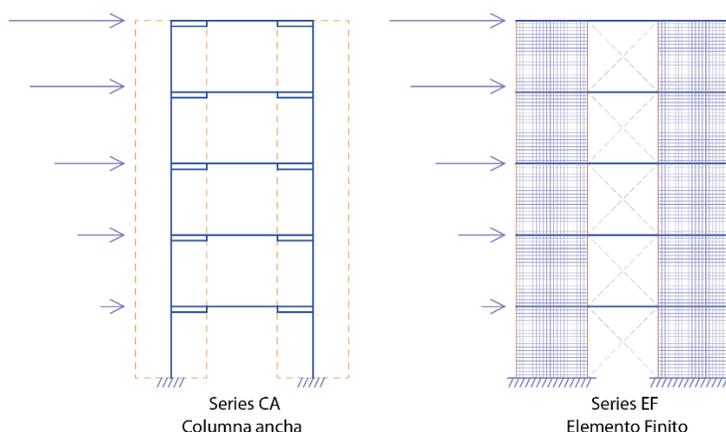


Figura 4.2. Modelos de referencia para marco típico Sn CA o Sn EF.

La modelación mediante columna ancha se realizó tomando en cuenta elementos barra con las propiedades de una sección rectangular de mampostería. Para los casos en que se incluyeron castillos, se utilizaron las propiedades con sección transformada, considerando el concreto de los mismos. Para los muros modelados mediante el Método de Elemento Finito, se utilizaron elementos área rectangulares tipo Shell o cascarón de 4 nodos, con comportamiento Shell “completo” (membrana más placa), con 6 grados de libertad (CSI, 2005; CSI, 2013). En todos los modelos, se construyó una malla relativamente fina, de 0.12 m por 0.12 m, equivalente al espesor de los muros (fig. 4.2).

Tabla 4.3. Nomenclatura utilizada para la identificación de los modelos

Serie	Longitud de viga	Tipo de modelo	Designación	Longitud de Muro 1 (m)
Sn, SKn o SBn			252	2.52
			222	2.22
donde	V1 para $L_v = 1.0$ m	CA	192	1.92
n es el número de niveles,		o	162	1.62
SK denota modelación de	V2 para $L_v = 2.5$ m	EF	132	1.32
castillos, SB denota muro			102	1.02
bajo ventana			072	0.72

Para la identificación de cada modelo, se estableció una nomenclatura basada en la serie, tipo de modelado, longitud de viga y la longitud del muro 1 de cada modelo, de acuerdo las tablas 4.1 y 4.3. Por ejemplo, el modelo SK5-V2-CA-192 corresponde al modelo de la serie que cuenta con 5 niveles, una longitud de viga igual a 2.5 m y una longitud de muro 1 igual a 1.92 m, en donde los muros se modelan por el método de la columna ancha, incluyendo castillos en la sección transversal.

4.2.2 Propiedades de los materiales

Para la modelación de todos los muros se utilizaron las propiedades de piezas de mampostería, o tabiques, de barro rojo recocido que se emplean comúnmente en la construcción de edificios en México, específicamente en el Distrito Federal. La resistencia a compresión de la mampostería f_m^* , aunque no es necesaria para estos estudios paramétricos, se consideró igual a 70 kg/cm². El módulo de elasticidad de la mampostería se considera, de acuerdo a las NTCM, como $E_m = 600f_m^*$, y el módulo de cortante como $G_m = 0.40$. Para el caso en el que se modelan los castillos y dadas de concreto, también se utilizaron

valores característicos de la zona, con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y $E_m = 14000\sqrt{f'c}$. En la tabla 4.4 se resumen las propiedades de los materiales utilizados.

Tabla 4.4. Propiedades de los materiales utilizados

Propiedad del material	Valor
Módulo de elasticidad de la mampostería, $E_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	42,000
Módulo de cortante de la mampostería, $G_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	16,154
Relación modular de la mampostería, η_m	0.38
Peso volumétrico de la mampostería, $\gamma_m \text{ (kg/m}^3\text{)}$	2000
Módulo de elasticidad del concreto, $E_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	221,359
Módulo de cortante del concreto, $G_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	88,544
Peso volumétrico del concreto, $\gamma_c \text{ (kg/m}^3\text{)}$	2400

4.2.3 Sistema de cargas

Los modelos de muros acoplados se sometieron únicamente a fuerzas sísmicas laterales estáticas equivalentes, y no se tomó en cuenta el peso propio de los elementos ni cargas gravitacionales adicionales. Se consideró el criterio del análisis sísmico estático de las NTCS (2004) para la obtención de las fuerzas sísmicas, las cuales actúan sobre cada uno de los puntos donde se suponen las masas concentradas, siendo en este caso en cada nivel de piso; la altura y el peso en cada nivel son función de dichas fuerzas, las cuales se reparten en todos los nudos de cada nivel. La fuerza lateral que actúa en el nivel i está dada por (NTCS, 2004):

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_o \quad (4.1)$$

donde c es el coeficiente sísmico, a_o es la ordenada espectral que corresponde a $T = 0$, W_i y h_i son el peso y la altura sobre el desplante de la i -ésima masa, respectivamente, y Q' es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, de acuerdo a la sección 4.1 de las NTCS (2004). En el caso de este estudio, se consideraron los parámetros sísmicos para estructuras del Grupo B desplantadas en zona sísmica IIIa. Los valores de cada parámetro se pueden consultar en la tabla 4.9.

Para la determinación de los pesos en cada nivel, además del peso propio de los muros y las vigas compuestas losa-dala, se consideró una presión actuante en los muros de 1 kg/cm^2 , que equivale al esfuerzo promedio que se produce comúnmente en muros de edificios típicos, al tomar en cuenta cargas vivas y muertas. De esta manera, las fuerzas son en cierta forma proporcionales a la longitud de los muros y de la viga; utilizar las mismas fuerzas para todos los modelos no es lo más realista, debido a que, normalmente en edificios, los muros más largos son los que soportan mayores fuerzas. Para los modelos de CA, la fuerza actuante en un nivel se repartió en los dos nodos de dicho nivel. Para los modelos de EF, la fuerza se repartió entre todos los nodos localizados en dicho nivel que definen los elementos Shell.

4.2.4 Resultados

Los resultados de mayor importancia para este estudio son el grado de acoplamiento del sistema y el valor del momento normalizado β en cada muro, en función de las propiedades del sistema y de los muros. Al realizar el análisis y mediante la obtención de los elementos mecánicos (fuerza axial, momento flexionante y cortante en el plano) en los muros, es posible determinar estos valores. Si bien el número de parámetros

estudiados es reducido, la gran cantidad de modelos y de datos hace complicada la evaluación de los resultados. A continuación se resumen aquellos que se consideran más relevantes para la investigación.

Elementos mecánicos y momento normalizado en los muros

Para poder determinar el valor del momento normalizado β , así como obtener el grado de acoplamiento, es necesario contar con los elementos mecánicos en cada muro. β se obtiene de la expresión 3.18,

$$\beta = \frac{2M_a}{VH}$$

y el grado de acoplamiento en un sistema de dos muros se calcula con la fórmula 2.3:

$$a = \frac{Pd}{M_T}$$

Asimismo, los diagramas sirven para poder comparar los dos métodos de modelación, sus alcances y limitaciones. En las figuras 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6 se muestran los diagramas de momento, cortante, fuerza axial, y del momento normalizado β , respectivamente, de los muros de planta baja de la serie 1, para visualizar de manera conceptual la variación de las fuerzas en función del cambio de longitud del muro 1 en cada sistema y del tipo de modelado (MEF y MCA). La convención de signos utilizada para la gráfica de momento es la que indica la curvatura de la elástica de acuerdo a la teoría de vigas (momento positivo para curvatura positiva y viceversa).

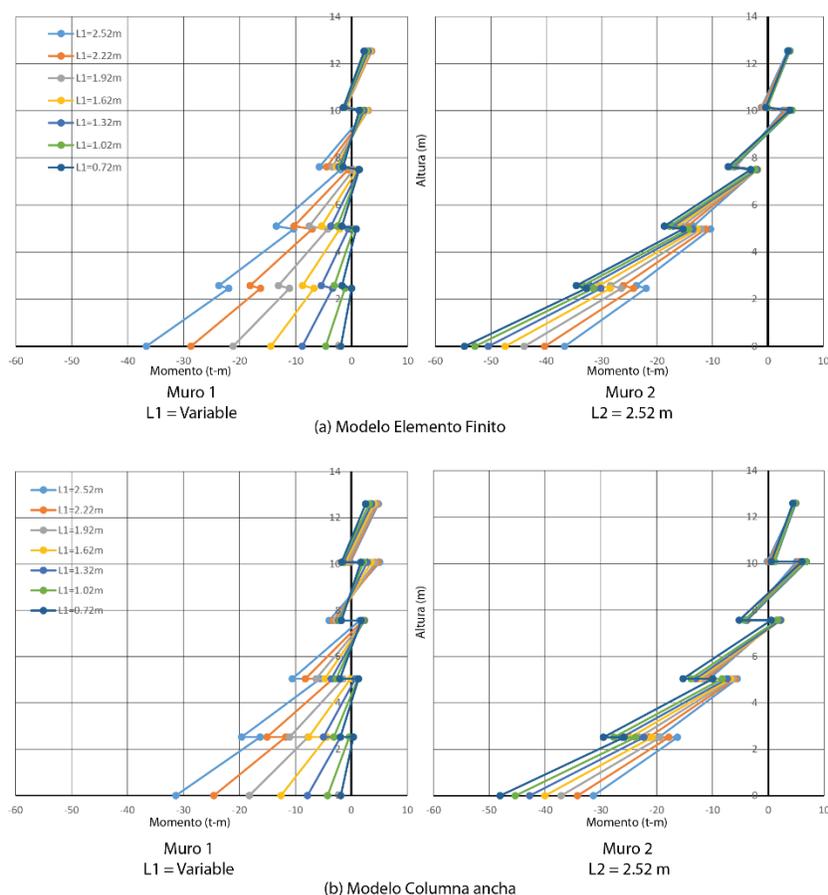


Figura 4.3. Diagrama de momento flexionante tipo para los modelos en una serie de muros acoplados.

De la figura 4.3, diagrama de momento característico de este tipo de sistemas, se observa que, como es de esperarse, el momento de mayor magnitud ocurre en los muros más rígidos, es decir de mayor longitud. Conforme se reduce la longitud del muro 1, el momento flexionante en él disminuye, mientras que en el muro 2, de longitud constante, aumenta, debido a las rigideces a flexión de los elementos; la fuerza necesaria para lograr un desplazamiento determinado es proporcional a la rigidez del elemento. El cambio de longitud en el muro 1 influye de gran manera en la magnitud del momento en el mismo, pues para una reducción del 50% de longitud, se induce una disminución del momento cercana al 75%; en el muro 2 existe un aumento del 35%. Es notable del diagrama de momento que los muros se flexionan en doble curvatura en niveles superiores, y que existe un cambio de curvatura en el muro 1, de simple a doble curvatura, para longitudes pequeñas del mismo en niveles inferiores. La figura 4.6, con el momento normalizado β , también muestra la curvatura en cada muro; esto se discute más adelante. En cuanto al tipo modelación, se observa que la magnitud de los momentos en los modelos de columna ancha tiende a ser menor, por lo que el cambio de curvatura de los muros ocurre a una altura menor. En las figuras 4.9 a 4.16 se muestra el error relativo de los elementos mecánicos obtenidos en modelos de columna ancha con respecto a los modelos de elemento finito. Los comentarios de los mismos se realizan más adelante.

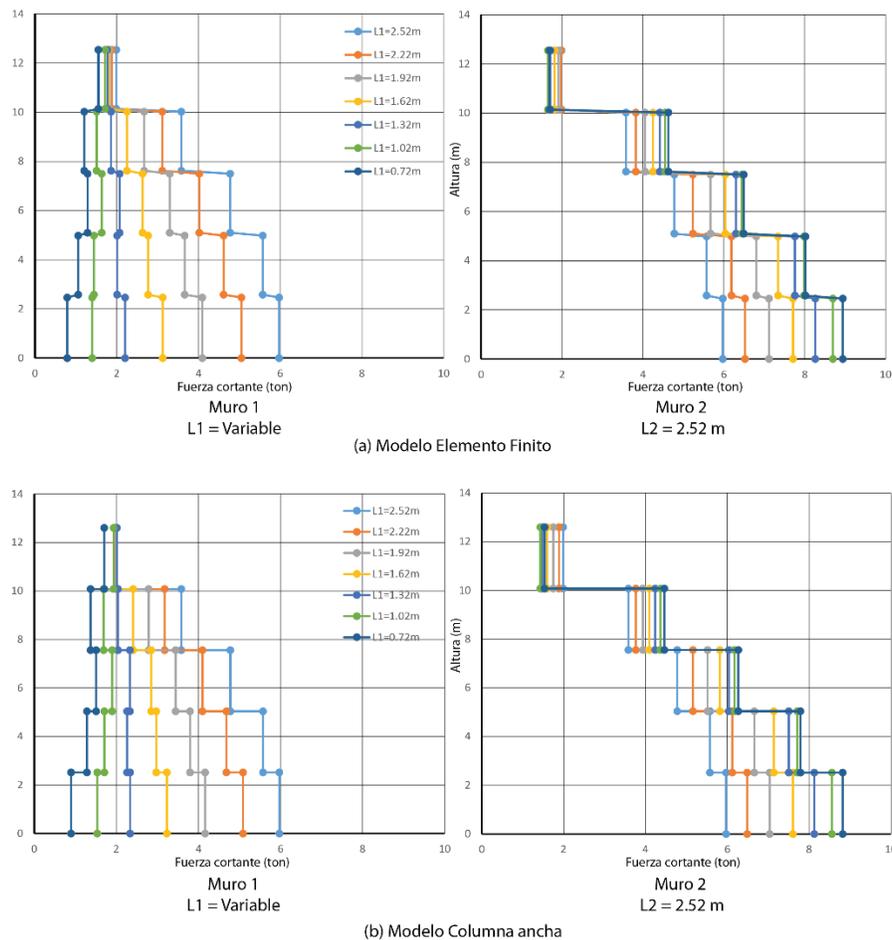


Figura 4.4. Diagrama de cortante tipo para los modelos en una serie de sistemas de muros acoplados.

Se sabe que la fuerza cortante actuante en una estructura se reparte a los elementos verticales proporcionalmente a las rigideces de los mismos. En la figura 4.4 se muestra el diagrama de fuerza cortante de los muros de la serie 1.

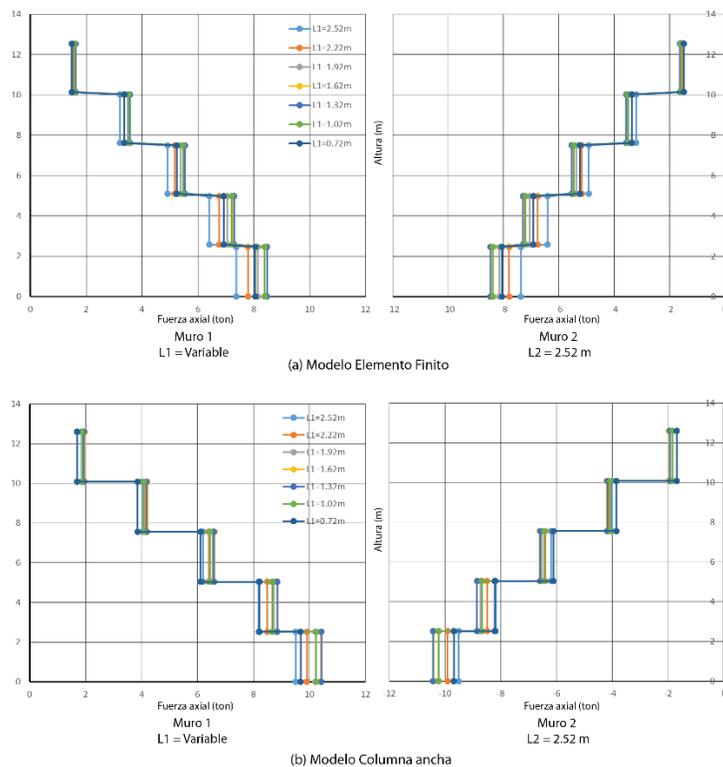


Figura 4.5. Diagrama de fuerza axial tipo para los modelos en una serie de sistema de muros acoplados.

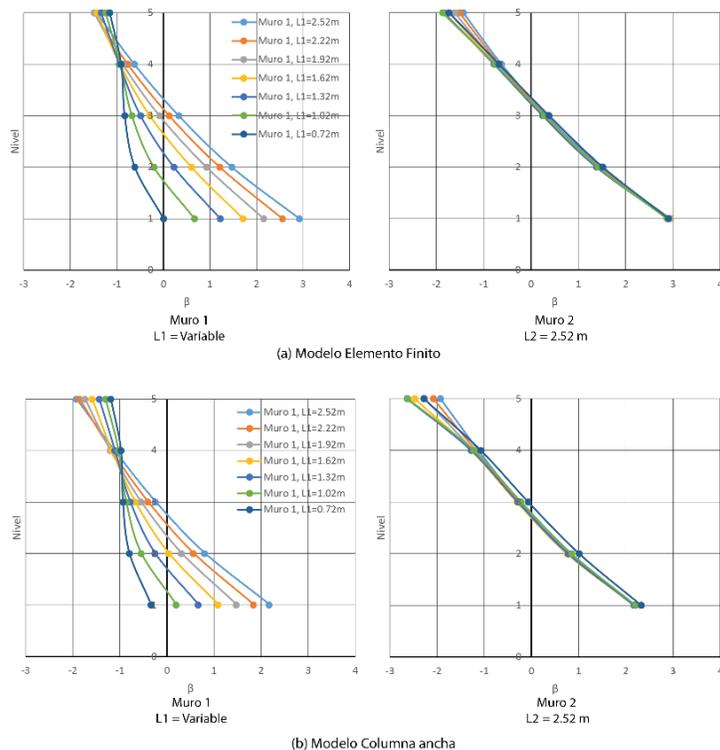


Figura 4.6. Diagrama de momento normalizado β tipo para los modelos en una serie de sistema de muros acoplados.

El momento de volteo en un determinado modelo de columna ancha debe ser igual al momento de volteo en el mismo modelo analizado por elemento finito. Esto significa que, debido a que los valores de momento flexionante en los muros son diferentes en cada método de análisis, la componente del momento resistente proporcionada por carga axial debe compensar dicha diferencia, ocasionando que el grado de acoplamiento sea diferente en cada tipo análisis. La figura 4.5 muestra el diagrama de carga axial de los muros de la serie 1, donde se observa que la carga axial en los modelos de columna ancha es mayor, y se infiere que el grado de acoplamiento en los modelos de columna ancha también será mayor.

En la figura 4.6 se ha graficado el momento normalizado β para los muros de los sistemas de la serie 1 en los distintos niveles. Se observa claramente que existe una disminución considerable de β en el muro 1 al reducir su longitud, mientras que en el muro 2 la variación es prácticamente nula. Es importante destacar que este parámetro es también un indicador de la curvatura en los muros. Para esta serie, considerando la planta baja, cuando la longitud del muro 1 se reduce hasta 0.72 m, β se hace negativo en el mismo, por lo que existe un cambio en su curvatura, de simple a doble curvatura. Cabe mencionar que en niveles superiores β tiende a ser predominantemente negativo, es decir, la flexión de los muros es en doble curvatura, por lo que el efecto en la resistencia a corte es nulo. El mayor efecto negativo del momento sobre la resistencia a corte de los muros ocurre en planta baja, pues es donde los valores de β son máximos con respecto a los demás niveles, al igual que el momento de volteo.

Los valores de β en los muros de todos los modelos de las diferentes series se presentan en la fig. 4.7, analizados con elemento finito y con columna ancha. Para todos los modelos, en el muro 1, conforme su longitud disminuye, el valor de β se reduce, en contraste con el momento normalizado en el muro 2, que permanece prácticamente sin variación. Comparando los casos extremos de longitud del muro 1, de 2.52 m a 0.72 m, la reducción del momento normalizado en el mismo es de cerca del 85%.

De la figura también se observa que los muros en sistemas con viga más corta, es decir, más rígida a flexión, tienen un momento normalizado menor que los muros en sistemas con vigas de mayor longitud. Esto se debe a la restricción al giro que produce el elemento horizontal en los nodos superiores del muro. Con la disminución de la rigidez del muro 1 se observa que la restricción aumenta a tal punto que condiciona la flexión de los muros a doble curvatura. También, en la figura 4.7 se muestran los valores de β para muros acoplados por una viga que incluye un pretil de mampostería en su sección, aumentando importantemente su rigidez por su mayor momento de inercia. Se observa que la gran rigidez contribuye a la restricción al giro de los muros, reduciendo el momento normalizado en una gran proporción; sólo cuando ambos muros poseen una rigidez relativa superior a la de la viga, es que la flexión de los elementos verticales es en simple curvatura.

El número de niveles de la estructura tiene una influencia importante en la variación de β . Para sistemas formados por elementos con mismas propiedades geométricas, β tiende a disminuir con la reducción de niveles (altura); esta reducción llega a ser de aproximadamente 40% para muros en estructuras de 3 niveles, en comparación con un sistema de 5 niveles. Considerando estructuras de 5 y 2 niveles, existe una reducción del momento normalizado de aproximadamente el 66%. Se observa que para estructuras de baja altura, el efecto del momento no es tan importante como para estructuras de un mayor número de niveles.

Algunos autores recomiendan no incluir los castillos en la sección transversal de los muros al determinar sus propiedades para el modelo estructural, pues el diseño resulta del lado de la seguridad para edificios de mampostería con periodo de vibración dominante en la rama ascendente del espectro de diseño

sísmico; si se incluyeran, las fuerzas sísmicas resultarían menores al tratarse de una estructura más rígida (Jean, 2009). De la fig. 4.7a se puede apreciar que para los modelos en los que se incluyen los castillos, los valores de β son mayores; si no se incluyen castillos, β será menor y posiblemente $\beta < 0$ en algunos casos. La contribución de los castillos en los muros resulta en un claro incremento en la rigidez de los mismos, lo que ocasiona que para restringir el giro de los nodos se necesiten elementos horizontales más rígidos. Así, para sistemas en los que los muros tengan mayor rigidez, es más probable la existencia de flexión en simple curvatura. Más adelante se comentan algunas consideraciones con respecto a esto.

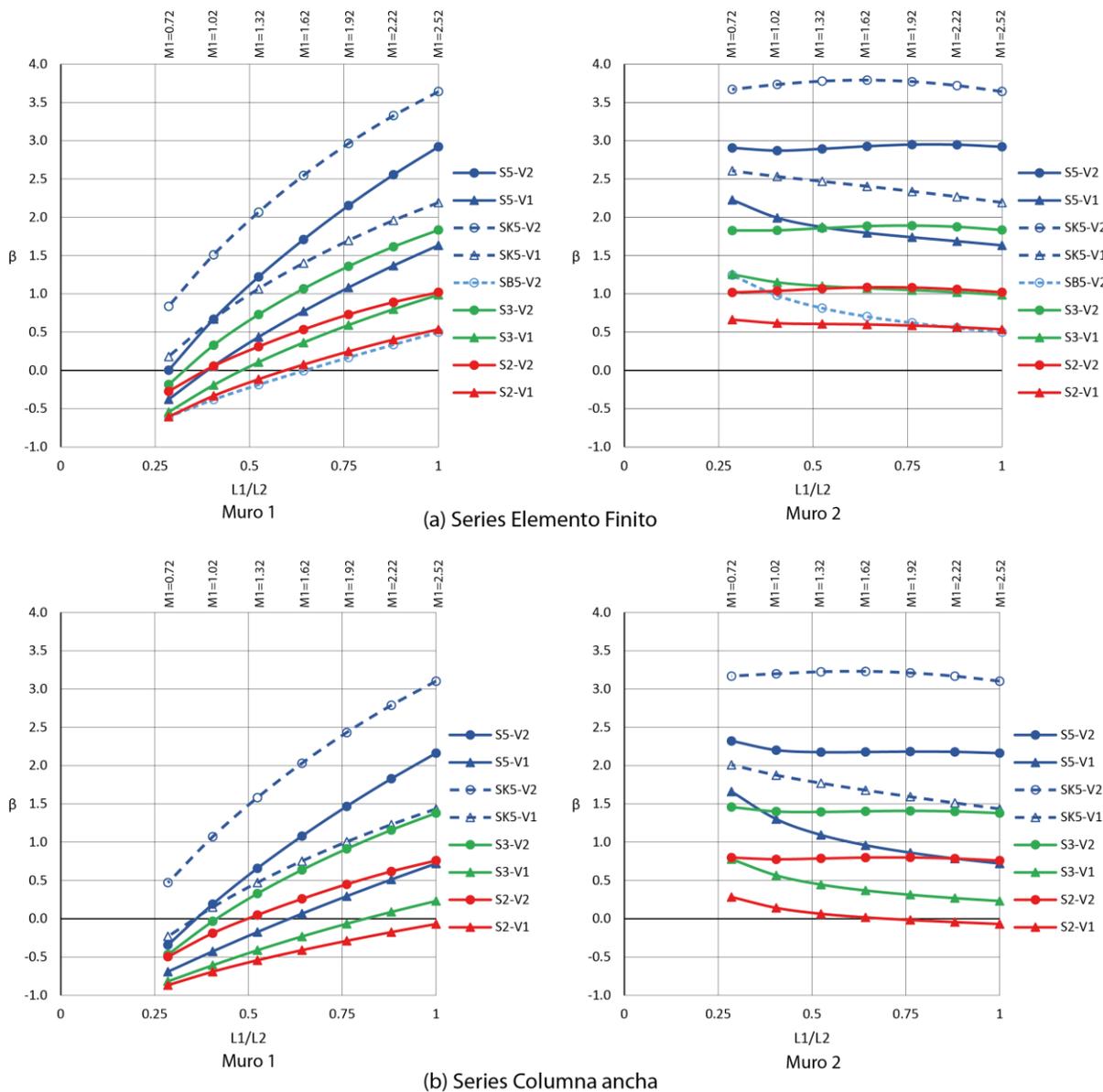


Figura 4.7. β de muros de planta baja en función de relación de longitudes.

Nuevamente se puede apreciar que los momentos calculados al analizar los muros con elementos finitos son de mayor magnitud en comparación a los obtenidos con los modelos de columna ancha, pues los valores de β son mayores para los primeros. La razón de esta discrepancia puede deberse a que, al modelar los muros como columna ancha, la sección de la viga que queda embebida en lo que corresponde a la

sección del muro, se supone infinitamente rígida. En el caso de los modelos de elemento finito, si bien la rigidez de la unión viga-columna es alta, no lo es indefinidamente, pues existen deformaciones en los elementos en esa zona. Como se mencionó anteriormente, la rigidez del sistema de piso o de vigas ocasiona restricciones al giro de los nodos de los muros. La diferencia de rigideces de un sistema de vigas a otro ocasiona que los giros en los nodos sean diferentes, lo que genera, a su vez, la presencia de momentos internos de diferentes magnitudes. La rigidez relativa de los elementos verticales con respecto a los horizontales, es mayor para modelos de elemento finito en comparación con modelos de columna ancha. El promedio de los valores del momento normalizado β de los dos muros se muestran en la figura 4.8.

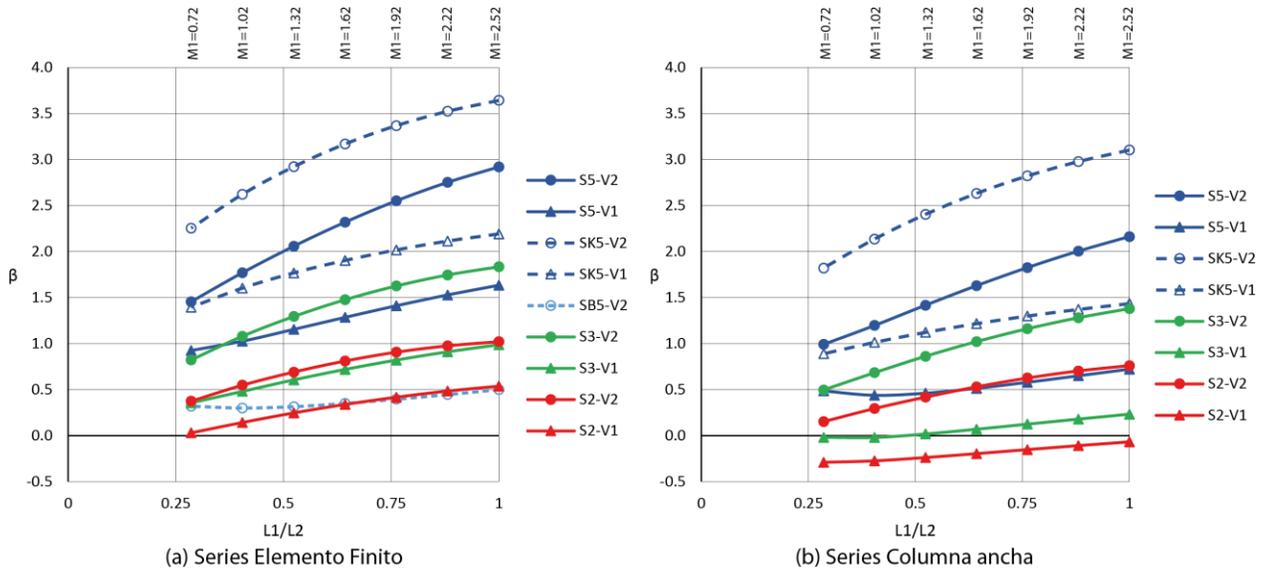


Figura 4.8. β promedio en muros de planta baja en función de la relación de longitudes.

En las figuras 4.9 a 4.16 se presentan los errores de los elementos mecánicos y de los momentos normalizados de los modelos de columna ancha, relativos a los valores de referencia obtenidos por el método de elemento finito, a partir de la ecuación 4.2:

$$e_{rel} = \frac{X_{ref} - X}{X_{ref}} \quad (4.2)$$

donde e_{rel} es el error relativo, X_{ref} es el valor de referencia (fuerza axial, cortante, momento o momento normalizado en el muro modelado por EF) y X es el valor correspondiente a modelo de CA. Para la serie SB5-V2 no se calculó el error debido a que sólo se realizaron modelos con EF, y no con CA.

Cabe destacar que la fuerza cortante obtenida por ambos métodos es prácticamente la misma, con errores muy bajos en la mayoría de las series para ambos muros, debido a que la distribución de la fuerza cortante en los elementos depende básicamente de la rigidez de los mismos. La mayor concordancia ocurre para el muro 2, donde el error máximo registrado es del -3.2%. En el muro 1 existen errores relativos máximos del orden del 20%; sin embargo, en la mayor parte de los casos el error está debajo del 10% para dicho muro.

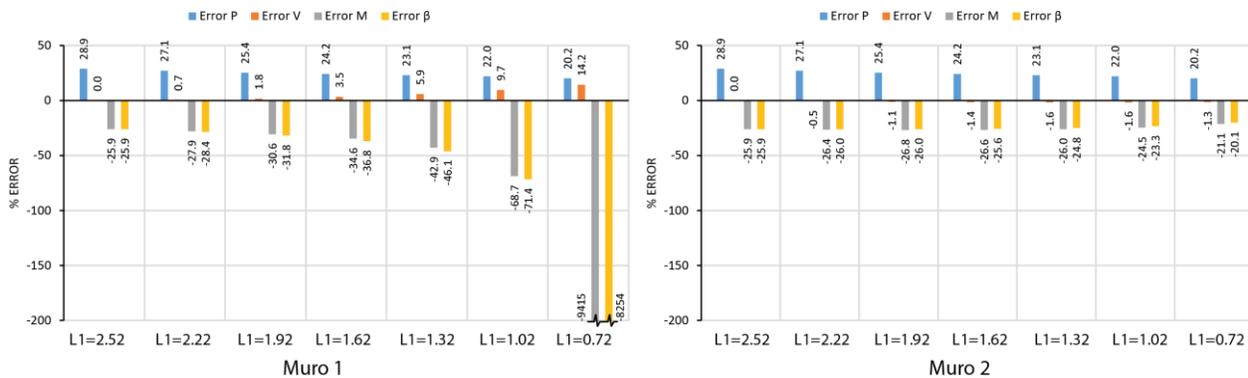


Figura 4.9. Error relativo de los elementos mecánicos en los muros de modelos de columna ancha con respecto a modelos de elemento finito de la serie S5-V2; el momento corresponde al del extremo superior del muro.

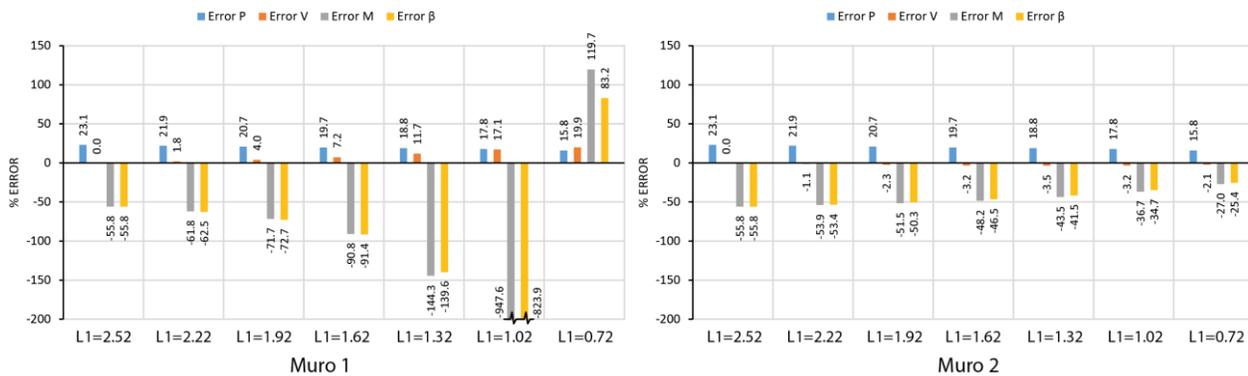


Figura 4.10. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S5-V1.

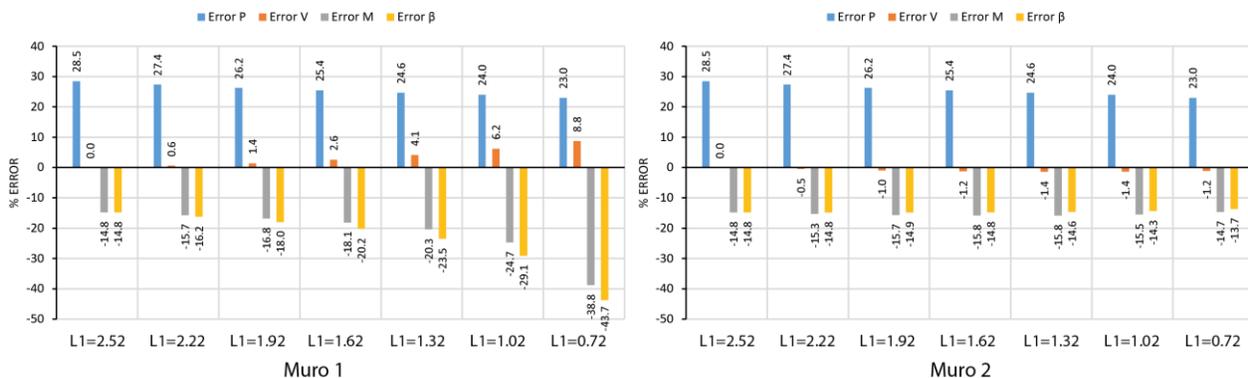


Figura 4.11. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie SK5-V2.

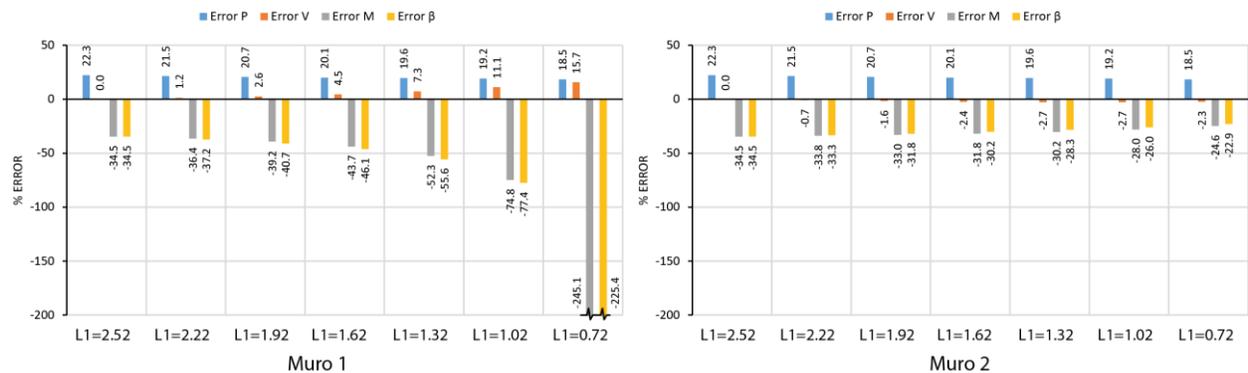


Figura 4.12. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie SK5-V1.

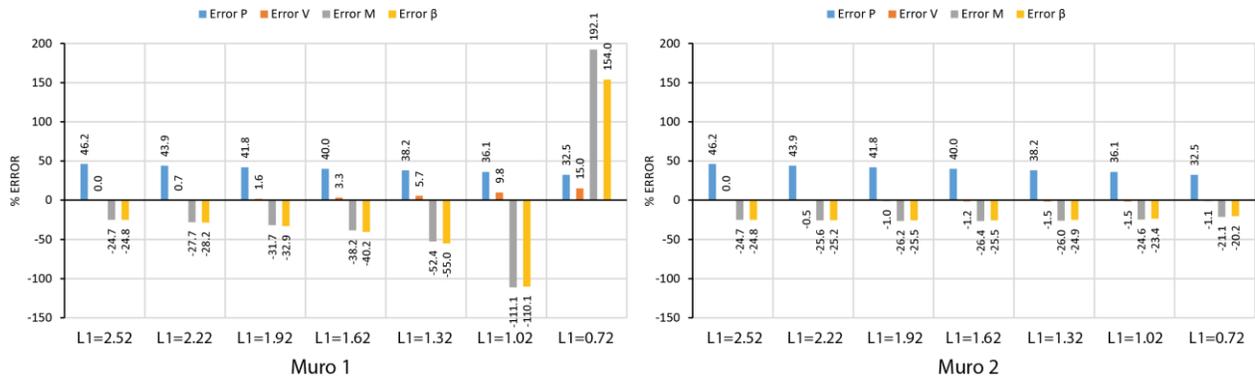


Figura 4.13. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S3-V2.

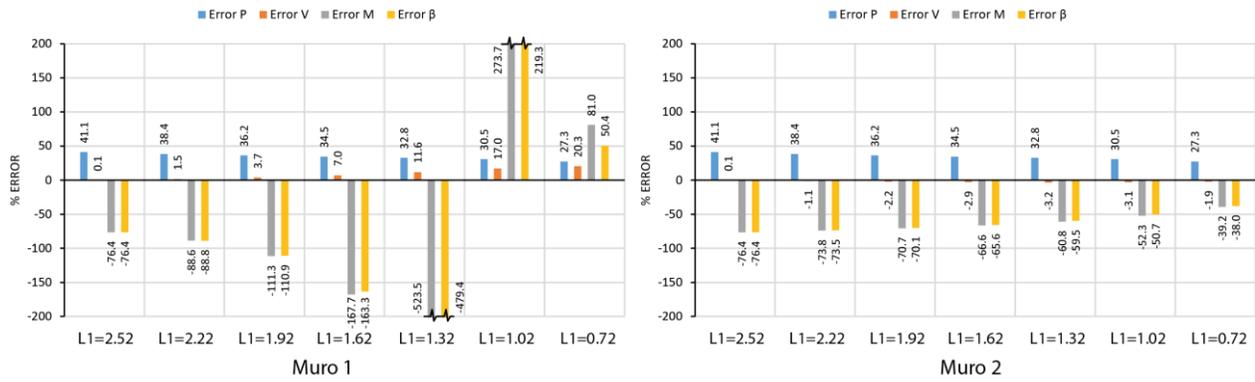


Figura 4.14. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S3-V1.

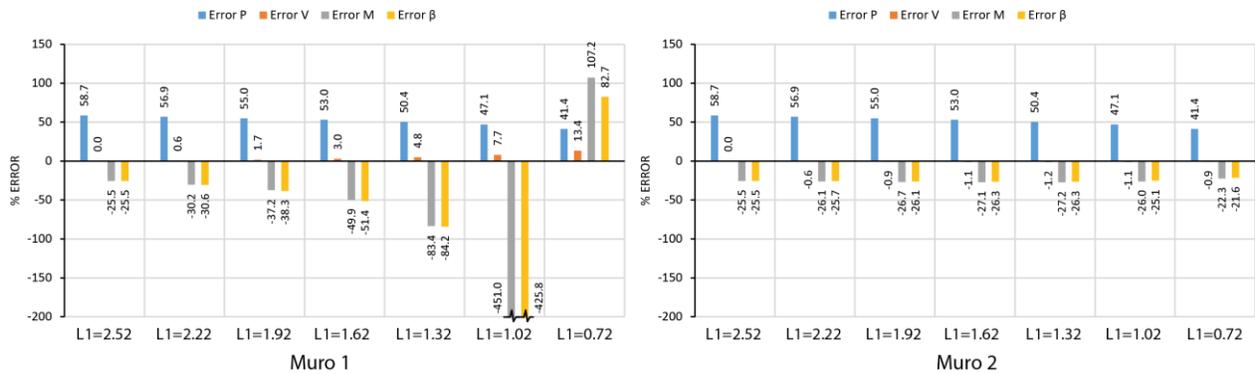


Figura 4.15. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S2-V2.

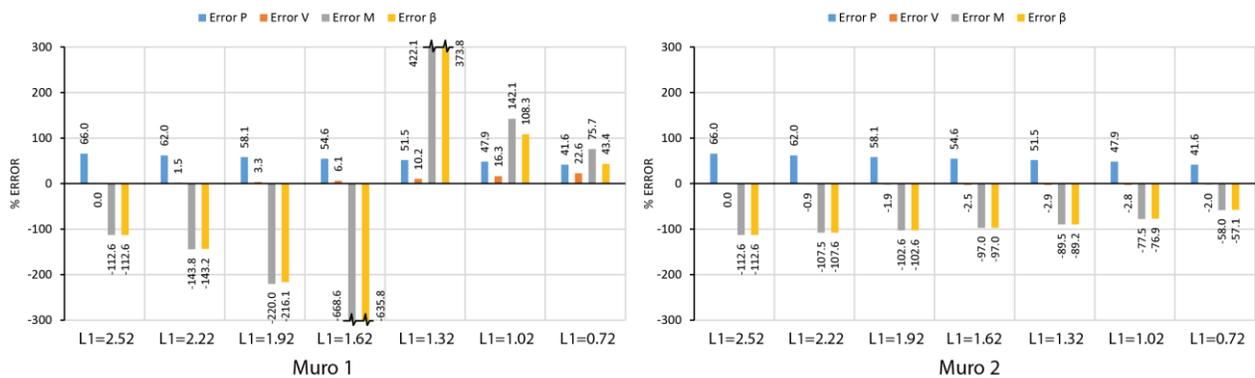


Figura 4.16. Error relativo de elementos mecánicos: columna ancha vs. elemento finito de la serie S2-V1.

Los errores correspondientes al momento flexionante en el extremo superior y al momento normalizado β están directamente relacionados, de acuerdo con la ecuación 3.18. De las figuras 4.9 a 4.16 se aprecia que el error de ambos parámetros tiene una variación muy grande. Los valores de referencia en estos casos, que son los momentos en los extremos superiores calculados con elemento finito, pueden llegar a ser muy cercanos a cero, debido al cambio de curvatura en dichos extremos. Es decir, en estos casos de transición de momento negativo a positivo, algunas magnitudes son próximas a cero. Esto, aunado a los diferentes momentos calculados por los dos métodos a causa de la rigidez infinita supuesta en los elementos viga embebidos en la sección de los muros, tiene como consecuencia los grandes errores en algunos casos, mayores incluso al 200%. Por ejemplo, si se tuviera un momento con EF (valor de referencia) igual a 0.5 ton-m, y un momento obtenido con CA igual a 2 ton-m, aunque la diferencia es pequeña, el error sería del 300%.

Como se mencionó anteriormente, el momento de volteo debe ser el mismo en un modelo analizado tanto con columna ancha como con elemento finito. Se sabe también que el mecanismo de resistencia al volteo está dado por los momentos internos de los muros y por la contribución del momento generado por las fuerzas axiales. De tal forma, se puede considerar que la variación en la carga axial está relacionada con la variación del momento de un método a otro. Se observa de las figuras 4.9 a 4.16 que el error relativo en la fuerza axial se encuentra entre el 20% y 50%; estos valores son un mejor indicativo, que los del momento en el extremo superior, del error de modelar de un método a otro, debido a que se mantiene en un rango más uniforme.

De lo anterior se puede afirmar que existen algunas diferencias en la magnitud de los momentos al modelar los muros con el método de la columna ancha, que puede llevar a una subestimación de la reducción de resistencia debida al momento. Sin embargo, sería conveniente realizar una comparación de estructuras reales con muros modelados por ambos métodos para revisar si se mantiene esta tendencia.

Grado de acoplamiento del sistema de muros

El grado de acoplamiento de todos los modelos se ha graficado en la figura 4.17, en función de la relación de las longitudes del muro 1 y el muro 2. Se observa que la variación del acoplamiento, con la reducción de la dimensión longitudinal de alguno de sus muros, no sigue un patrón determinado, aunque suele ser máximo, de acuerdo con la figura, cuando las longitudes del muro 1 son igual a 1.92 m y 1.62 m, o relaciones L_1/L_2 iguales a 0.77 y 0.62, respectivamente. Además, dicho parámetro varía de forma reducida, en menos del 15% entre todas las posibles relaciones L_1/L_2 .

Por otro lado, se observa que el número de niveles de la estructura sí tiene una influencia grande en el grado de acoplamiento, independientemente de las rigideces individuales y relativas de los elementos que la forman, como se menciona en Chaallal *et al.* (1996). El mayor acoplamiento ocurre para las estructuras de 5 niveles, y el menor para las de 2 niveles, con diferencias mayores al 50%. Si dos sistemas de muros cuentan con la misma configuración estructural, no se asegura que cuenten con el mismo grado de acoplamiento, pues como se observa, éste también depende del número de niveles.

Asimismo, los valores más grandes pertenecen al sistema donde se modela la viga con el pretil de mampostería; la gran rigidez lo hace un elemento con una gran capacidad de acoplamiento. La rigidez de las vigas también aumenta al reducir la longitud de las mismas, por lo que los modelos con vigas de 1 m de longitud poseen un mayor grado de acoplamiento que los modelos con vigas de 2.5 m.

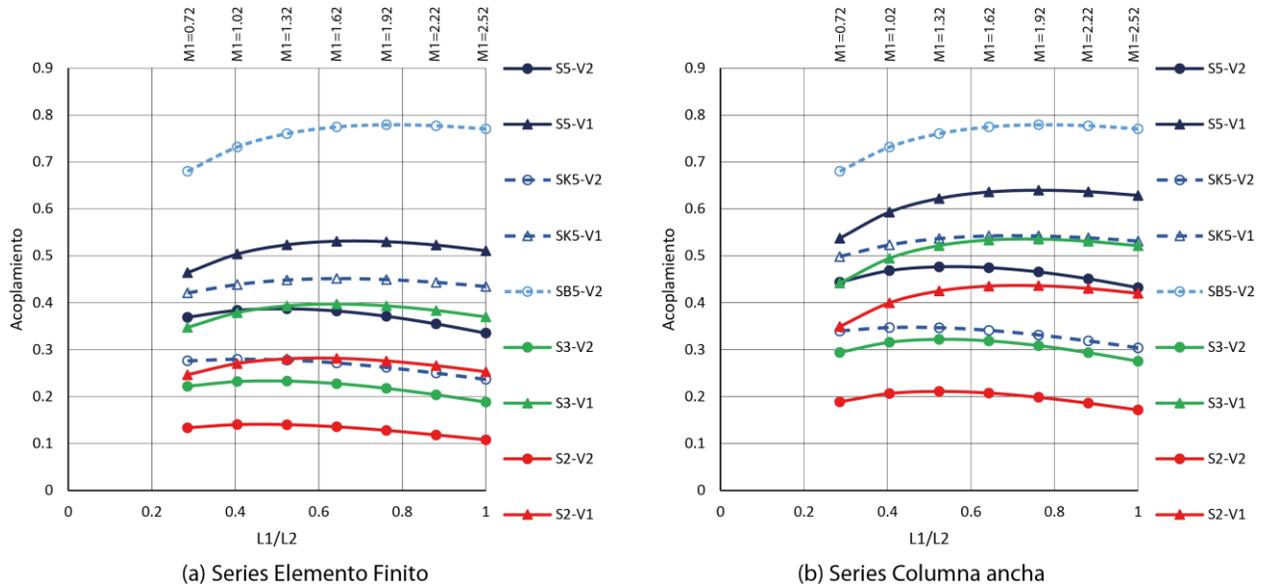


Figura 4.17. Acoplamiento del sistema de muros en función de la relación de longitudes de muros.

El aumento de la rigidez relativa de los elementos verticales provocado por los castillos genera una disminución en el grado de acoplamiento, debido a que, como se ha explicado anteriormente, la rigidez relativa de elementos verticales con respecto a los horizontales es mayor, provocando que la restricción al giro de los nodos sea menor. Este caso se muestra con línea discontinua color azul oscuro en la fig. 4.17.

Comparando modelos de elemento finito con modelos de columna ancha, estos últimos muestran un mayor grado de acoplamiento. La razón radica en la aparente mayor rigidez de las vigas, al suponerse infinitamente rígidas dentro de la sección correspondiente al muro. Sin embargo, la diferencia de un método a otro no genera variaciones muy grandes, siendo del orden del 20% para las series 1, 2, 3 y 4 (5 niveles), y alrededor del 40% para las demás (2 y 3 niveles).

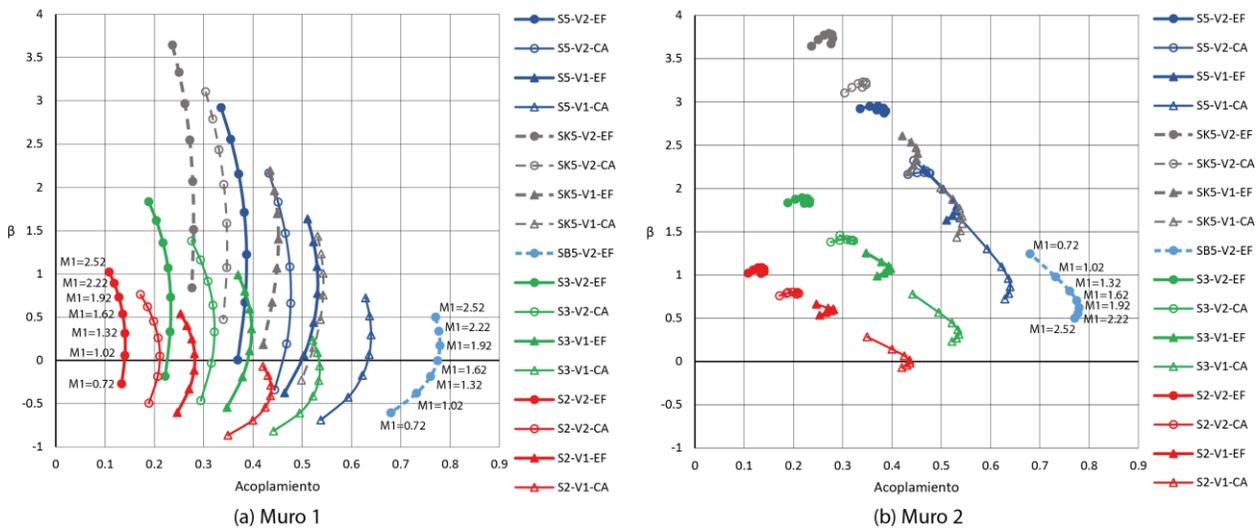


Figura 4.18. Momento normalizado β en cada muro en función del grado de acoplamiento.

Existe una relación estrecha entre el acoplamiento de un sistema y los momentos internos que se producen en los elementos verticales. En la figura 4.18 se muestra el momento normalizado β en los muros

de cada modelo, en función del grado de acoplamiento; se identifica también el número de niveles de cada estructura. Se puede observar cierta tendencia en esos valores. Para una estructura con una altura determinada, conforme el acoplamiento disminuye, β tiende a aumentar; es decir, predomina la flexión por curvatura simple en los muros de estructuras menos acopladas. Sin embargo, esto solo sucede para estructuras que mantienen el mismo número de niveles. Si el grado de acoplamiento se mantiene constante, pero se reduce el número de niveles, se observa que los valores de β también disminuyen, lo que se traduce en mayores restricciones al giro. Es decir, entre menor sea el número de niveles, predominará la flexión en doble curvatura de los muros.

Analizando series con el mismo número de niveles, se aprecia que la variación del grado de acoplamiento para una serie determinada se mantiene en un rango pequeño, especialmente para estructuras con valores de acoplamiento pequeños, en los que se mantienen prácticamente iguales (fig. 4.18 y 4.19); los valores de β en estos casos sí tienen una gran dispersión para el muro 1, pero no lo es así para el muro 2.

Para una serie determinada, se observa que β varía considerablemente en el muro 1, cuando se reduce gradualmente su longitud (fig. 4.18a); las variaciones más grandes ocurren para las estructuras menos acopladas. Por ejemplo, para la serie S5-V2-EF, el grado de acoplamiento tiende a ser igual a 0.35 para todos los modelos; en éstos los valores varían desde $\beta = 2.9$, para el muro 1 con longitud igual a 2.72 m, hasta $\beta = 0$, cuando el muro mide 0.72 m. En cambio para el muro 2, la variación de β en una determinada serie es muy pequeña (fig. 4.18b) y las variaciones más notables sólo ocurren en estructuras con un mayor acoplamiento. Es decir, la disminución de la longitud del muro 1 no afecta en gran manera el cambio de curvatura del muro 2. La variación del momento normalizado empieza a ser apreciable para acoplamientos mayores a 0.45, donde, a medida que disminuye la longitud del muro 1, β en el muro 2 tiende a aumentar.

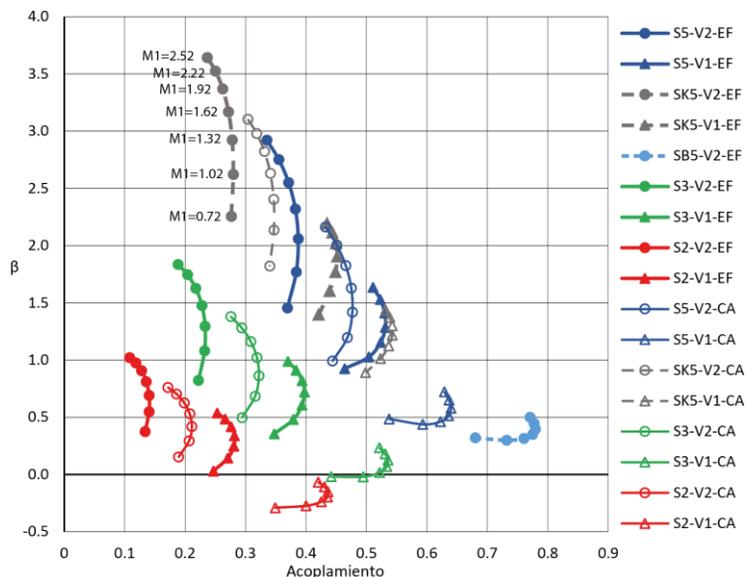


Figura 4.19. Momento normalizado β promedio de los dos muros en función del grado de acoplamiento.

Si bien se ha determinado que al modelar los castillos el valor de β tiende a ser mayor en comparación a muros donde no se incluyen por tener una mayor rigidez relativa a los elementos horizontales, no se ha estimado el porcentaje en que varía este parámetro entre estos dos casos en estructuras de edificios. Por otro lado, la inclusión de castillos resulta a la vez en estructuras más rígidas, por lo que el periodo fundamental de vibrar es menor, ocasionando que las fuerzas sísmicas sean menores cuando se encuentra

en la rama ascendente del espectro de aceleración. Es necesario un estudio adicional en el que se comparen modelos estructurales considerando muros con y sin castillos para determinar qué tan crítica es dicha consideración en la determinación de β y la curvatura de los muros, al tomar en cuenta también la reducción de la magnitud de la ordenada espectral.

4.3 ESTUDIO PARAMÉTRICO 2: MUROS T Y MUROS I

En el segundo estudio paramétrico se analizaron series de muros en T y en I (alma y patín, y alma y dos patines, respectivamente), empotrados en su base, aplicando fuerzas laterales estáticas paralelas al muro del alma. Se investigó la influencia que tiene un muro acoplado perpendicularmente a otro en la restricción al giro y limitación de los elementos mecánicos, principalmente momento flexionante, cortante y fuerza axial. Todos los modelos se efectuaron tanto por el método de la columna ancha y el método de elemento finito, con el fin de realizar comparaciones entre ambos tipos de modelado y análisis.

4.3.1 Descripción de los modelos

Los modelos de muros en T y en I constan de 2 y 5 niveles, en los que se varió la longitud de los muros patín considerando relaciones L_p/t de 6, 9 y 12, donde L_p es la longitud del patín, y t es el espesor de los muros. La longitud del alma se mantuvo constante, así como la altura de cada nivel y el espesor de los muros. Las propiedades geométricas se muestran en la figura 4.20 y se resumen en la tabla 4.5. Para la distribución de cargas laterales estáticas con la altura se utilizó lo establecido en las NTCS (2004), repartiendo las fuerzas en los nudos de cada nivel.

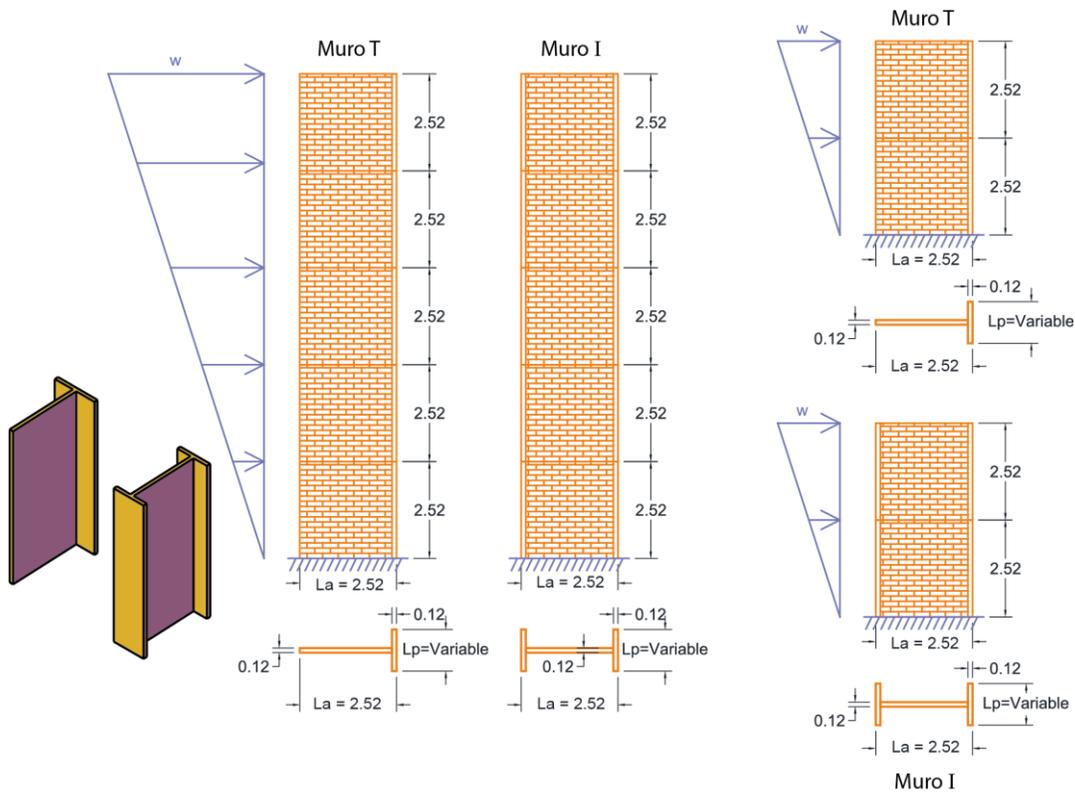


Figura 4.20. Sistemas de muros T e I considerados para modelos; dimensiones en m.

Al igual que en el primer estudio paramétrico, la modelación con columna ancha se efectuó considerando la sección transversal rectangular del muro, con las propiedades mecánicas de la mampostería para los elementos barra. Se considera que un elemento infinitamente rígido une los elementos barra con las propiedades de las secciones del alma y del patín (fig. 4.21). De manera similar, los modelos realizados por el método de elemento finito se construyeron con elementos área tipo Shell rectangulares con 6 grados de libertad, con comportamiento de membrana y placa juntos. La malla se realizó de manera que los elementos resultaran de 0.12 m por 0.12 m (fig. 4.21).

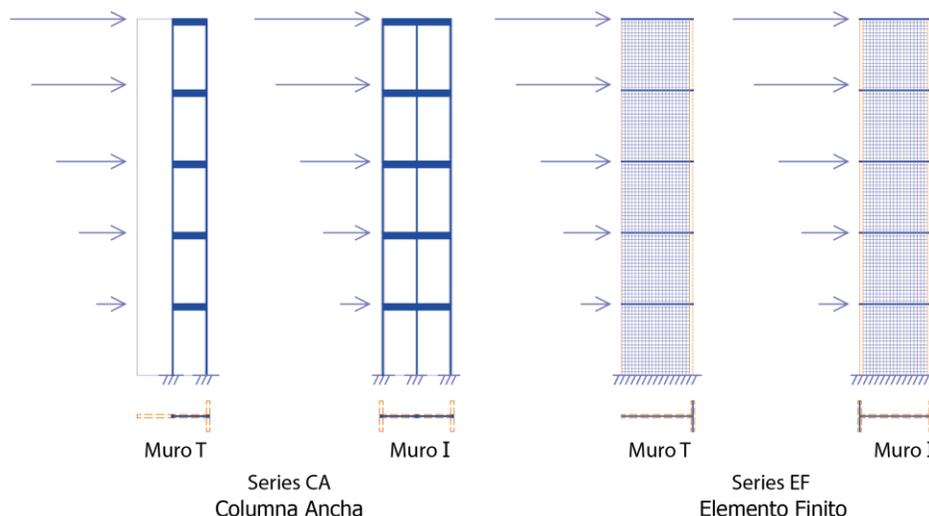


Figura 4.21. Modelos de referencia para sistemas de muros T e I tipo.

Tabla 4.5. Resumen de las propiedades de las series y modelos de muros T e I.

MODELO	NIVELES	Lp (m)	La (m)	Método de modelación/análisis
T5-6	5	0.72		Elemento Finito (EF) y Columna Ancha (CA)
T5-9	5	1.08		
T5-12	5	1.44		
T2-6	2	0.72		
T2-9	2	1.08		
T2-12	2	1.44		
I5-6	5	0.72	2.52	
I5-9	5	1.08		
I5-12	5	1.44		
I2-6	2	0.72		
I2-9	2	1.08		
I2-12	2	1.44		
Número total de modelos: 24				

4.3.2 Propiedades de los materiales

Se utilizaron las mismas propiedades que en el estudio de “Muros acoplados” de la sección anterior. Los valores se pueden consultar en la tabla 4.4.

4.3.3 Sistema de cargas

Al igual que con las propiedades de los materiales, para la determinación de las cargas se aplicó el mismo criterio que fue utilizado para los modelos de muros acoplados, establecidos en la sección 4.2.3 del presente trabajo.

4.3.4 Resultados

Se realizó el análisis de 24 modelos de muros en T e I , de los cuales los muros en 12 de ellos se modelaron con elemento finito y en los 12 restantes con columna ancha, obteniéndose los elementos mecánicos en ellos. Asimismo, para cada modelo, se analizó un muro con las mismas características que los muros del alma pero sin la presencia de los patines, con el fin de realizar una comparación de la reducción del momento cuando dichos patines sí se modelan. Se hizo una comparación entre las ambas configuraciones de muros T e I , y se realizaron observaciones.

Adicionalmente, se realizó una comparación entre los modelos de elemento finito y de columna ancha, haciendo énfasis en la variación de los momentos flexionantes, determinando las limitaciones y alcances de cada método. A continuación se presentan los resultados del estudio paramétrico en cuestión.

Variación del momento flexionante con respecto a un muro aislado

En la figura 4.22 se presenta un diagrama de momento flexionante en el que se incluyen los correspondientes a un muro en T y un muro en I , ambos de 5 niveles y analizados con columna ancha y con elemento finito, referenciados como los modelos T5-6 CA y T5-6 EF, e I5-6 CA e I5-6 EF. Se incluye también el diagrama de momentos de un muro análogo al del alma, pero sin incluir los patines. Los diagramas de momento de los demás modelos no se presentan; sin embargo, todos siguen la misma tendencia en la variación del momento. Más adelante se presentan los porcentajes de reducción de momento con la variación de la longitud de los patines. La figura 4.23 corresponde al diagrama de momentos para muros T e I de 2 niveles (modelos T2-6 CA y T2-6 EF, e I2-6 CA e I2-6 EF).

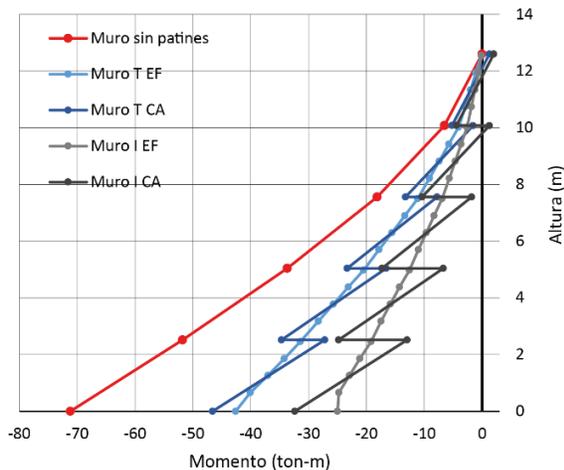


Figura 4.22. Diagrama de momento flexionante comparativo de muros T e I de 5 niveles; elemento finito y columna ancha.

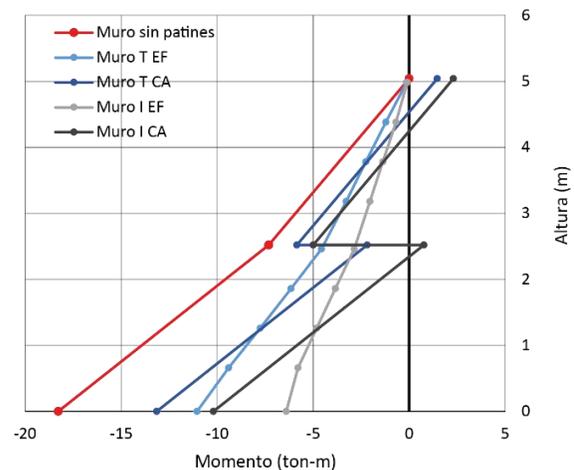


Figura 4.23. Diagrama de momento flexionante comparativo de muros T e I de 2 niveles; elemento finito y columna ancha.

Es evidente que existe una reducción del momento flexionante en un muro al anejarle un patín, pues parte del momento total generado se resiste por carga axial en el mismo. Las figuras 4.22 y 4.23 muestran

los diagramas de momento para los modelos con columna ancha y con elemento finito. Se observa que los diagramas de los modelos EF cuenta con una disminución del momento con la altura relativamente uniforme y gradual, a diferencia de los modelos CA en los que los momentos tienen un cambio repentino, o discontinuidad, en cada nivel. Esto se debe a que el sistema trabaja como marco en los modelos CA, por la presencia de la viga de acoplamiento, por lo que el equilibrio de momentos en los nodos debe incluir el momento en sentido contrario de la viga, lo que causa la discontinuidad en el diagrama. En cambio, los muros de los modelos EF trabajan como un sólo elemento en cantiléver con sección transversal T o I , teniendo un diagrama con una curva uniforme. Sin embargo, cabe destacar que los valores de los momentos CA parecen “envolver” los valores de los momentos de EF, siguiendo la tendencia de la curva del diagrama de los mismos.

Es notable también que los modelos CA subestiman la magnitud del momento en los extremos superiores de cada muro, lo que puede originar, a la vez, subestimaciones en la reducción de la resistencia al corte por efecto de la interacción momento-cortante. Sin embargo, como se muestra en la próxima sección, los errores entre modelos CA y EF de 5 niveles y con magnitudes grandes de momentos, que son los más importantes, no son muy elevados.

Reducción del momento flexionante con la variación de la longitud del patín

En la figura 4.24 se ha graficado el porcentaje de reducción del momento en los muros del alma de todos los modelos dependiendo de la longitud del patín, tomando como referencia el momento en el muro del alma pero sin ningún patín anexado, es decir, un muro simple. En estos casos, la reducción del momento M y la reducción del momento normalizado β es la misma, pues el cortante en el alma se mantiene constante para todos los modelos de una serie, independientemente de la longitud del patín.

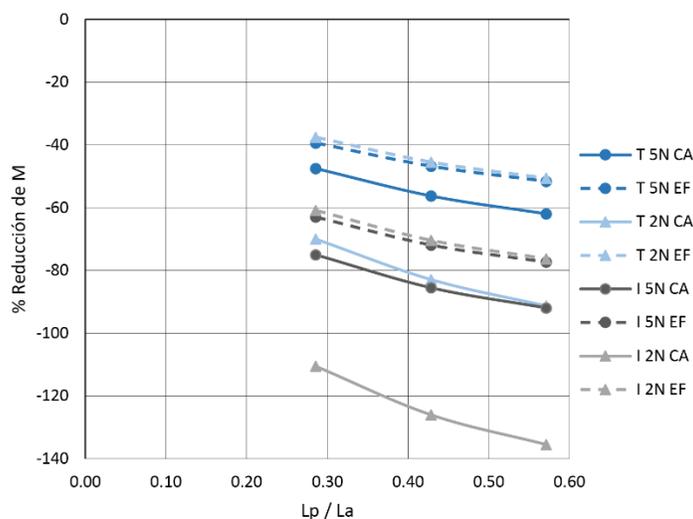


Figura 4.24. Porcentaje de reducción del momento en el alma dependiendo de la longitud de los patines, con respecto al momento en un muro sin patines.

Se observa que, evidentemente, el momento actuante en muros con patines se reduce con el aumento de la longitud de estos últimos, debido a la carga axial que soportan. La variación que presentan muros T e I cuando los patines se reducen de 1.44 m a 0.72 m es de 15 a 20 puntos porcentuales entre uno y otro, en la mayoría de los casos, lo cual resulta en un cambio relativamente bajo. Analizando los modelos EF, se observa que el porcentaje de reducción del momento en el alma con respecto al de un muro aislado es

menor que para los modelos CA. Adicionalmente, los porcentajes de reducción para las series EF de 5 y 2 niveles son casi idénticas, mientras que para los modelos CA la variación de las reducciones son muy grandes, de 90% para el muro T de 2 niveles, y llegando hasta un 130% para el alma del muro I también de 2 niveles. Para las series de 5 niveles, las reducciones de los momentos en los modelos CA no son muy diferentes a las de los modelos EF, con un máximo de 15 puntos porcentuales de diferencia. La razón de estas diferencias radica en que la magnitud de los momentos en el extremo superior de los muros de planta baja, conforme el número de niveles es menor, tiende a acercarse más a cero, debido al comportamiento de tipo marco, y al menor momento de volteo que deben contrarrestar los muros. Así, la magnitud del momento del muro del modelo CA se aleja de la del muro aislado. Además, con valores de referencia cercanos a cero, los errores relativos tienden a ser mucho más grandes, como se mencionó anteriormente.

Comparativa entre métodos de modelación/análisis

Se han observado diferencias entre la modelación y análisis con el método de elemento finito y con el método de la columna ancha en muros T e I . En la figura 4.25 se presentan los errores relativos de los momentos en el alma de estas series de muros modelados con columna ancha, con respecto a los momentos que arrojó el análisis con elementos finitos.

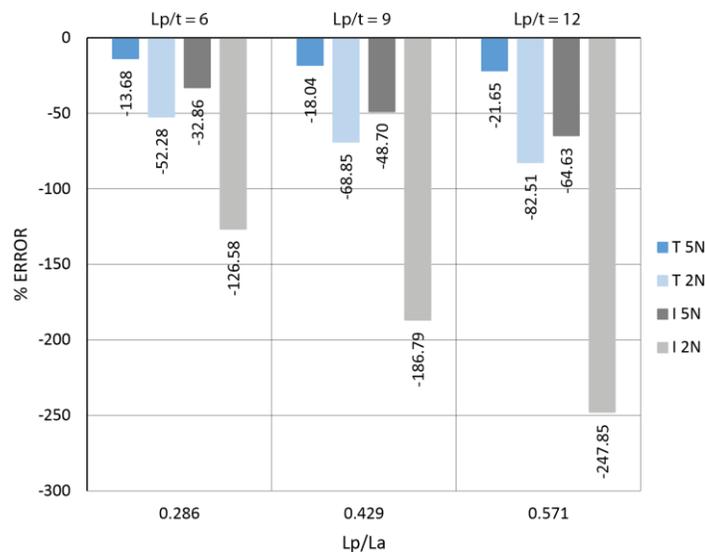


Figura 4.25. Error relativo del momento flexionante en el alma de los modelos CA con respecto al momento de modelos EF.

El menor error de momento corresponde a los modelos de muros T de 5 niveles, que va entre 13% y 22%, mientras que el error para las series de muros I de 2 niveles llega a ser de 126% hasta 247%. En la sección anterior se comentó una razón detrás de estas diferencias para los muros de 2 niveles, la cual ocurre cuando los valores de referencia son cercanos a cero. Los muros T de 2 niveles y los muros I de 5 niveles cuentan con errores con valores promedio, entre 32% y 64%, y entre 52% y 82%, respectivamente. En resumen, la magnitud de los momentos en los extremos superiores de los muros son subestimados al analizar con columna ancha, pero en los extremos inferiores, el momento es sobreestimado; esta situación se puede apreciar en los diagramas de momento (fig. 4.22 y 4.23).

Si bien existe una diferencia en los momentos al modelar muros T e I con columna ancha en comparación con el método de elemento finito para estructuras de baja altura, para estructuras de un mayor número

de niveles existe un buen grado de aproximación entre ambos métodos. Como se verá más adelante, el efecto del momento flexionante sobre la resistencia al corte comúnmente no es de gran importancia para estructuras de pocos niveles, y sólo se vuelve importante para estructuras más altas. Los muros de estructuras de pocos niveles casi siempre presentan flexión en doble curvatura, con momento contrario al cortante en el extremo superior.

4.4 ANÁLISIS DE EDIFICIOS

Para investigar los posibles valores que puede tomar el momento normalizado β en estructuras reales, se analizaron 18 modelos estructurales de 8 edificios construidos o por construir. El conocimiento de la variación de β permitirá determinar los casos en los que el efecto del momento en la resistencia a corte tiene mayor influencia, y establecer bajo qué condiciones es recomendable tomar en cuenta el término correspondiente a dicho efecto que se propone en la nueva expresión para la resistencia. Por consiguiente, las técnicas utilizadas para modelar y analizar las estructuras deben ser consistentes con las técnicas convencionales utilizadas en la práctica profesional. A continuación se presenta la descripción del proceso de análisis de los modelos estructurales, con el que se obtuvieron las fuerzas internas de cada muro en sus segmentos de primer nivel para las combinaciones de carga. De igual manera, se calculó el momento normalizado β para cada uno.

4.4.1 Descripción de los modelos

En la figura 4.26 se muestra la planta de cada edificio modelado, junto con las cotas de las máximas dimensiones en planta. Los planos estructurales y arquitectónicos, así como los modelos estructurales, fueron facilitados por un despacho de ingeniería dedicado al diseño estructural. Se utilizó el programa computacional SAP2000 (CSI, 2013) para el análisis estructural de los edificios. Los modelos fueron desarrollados para analizarse y diseñarse con métodos usados comúnmente en despachos de ingeniería, por lo que se optó por un análisis elástico lineal. Asimismo, todos los muros fueron modelados por el método de la columna ancha como elementos barra, con las características de la sección transversal del muro, sin considerar los castillos en los correspondientes a mampostería; es decir, tomando en cuenta que todo el muro es de este material. La razón de esta decisión se explica en la sección 4.2.4.

El número de niveles de las estructuras varía de 3 a 6 niveles. Algunos edificios están formados por diversos cuerpos separados, de geometría muy similar, por lo que sólo se analizaron algunos de manera independiente. Cada cuerpo se identifica en la figura 4.26, junto con el número de niveles entre paréntesis. En todos los edificios, el sistema estructural está formado a base de muros de mampostería confinada y muros de concreto reforzado. Los muros de concreto se identifican con un espesor de línea y color diferentes en la misma figura. Sin embargo, los muros de concreto no se estudian en este trabajo de investigación. En cuanto a los sistemas de piso, en la mayoría de los edificios se considera losa de concreto reforzado, colaborando con dalas y trabes de concreto; algunos otros utilizan el sistema de vigueta y bovedilla. En todos los modelos se consideró que el sistema de piso actúa como diafragma rígido. Debido a la gran cantidad de modelos y elementos que forman las estructuras, no es posible mostrar las propiedades geométricas de todos estos en el presente documento. En la tabla 4.6 se resumen algunas propiedades geométricas globales de cada estructura.



Figura 4.26. Plantas de estructuras analizadas; dimensiones en metros, número de niveles en paréntesis.

Tabla 4.6. Propiedades geométricas de las estructuras analizadas.

Modelo	N niveles	Altura máx. (m)	Altura entrepiso (m) ⁽¹⁾	Dimensiones en planta		No. Muros	
				L _x (m)	L _y (m)	X ⁽²⁾	Y ⁽²⁾
Agrícola C1	6	15.9	2.65	39.0	16.7	102	127
Agrícola C2	5	13.25	2.65	24	16.7	54	62
Agrícola C3	6	15.9	2.65	36.8	16.7	126	102
Calle 5 C1	5	13.0	2.6	11.9	26.8	18	23
Calle 5 C2	4	10.4	2.6	30.7	11.9	22	19
Goya 4 CA	3	13.2	3.1	17.5	20.0	41	42
Goya 4 CB	3	13.2	3.1	20.9	20.0	42	43
Goya 5 CA	3	9.3	3.1	24.0	10.5	25	30
Goya 5 CC	3	9.3	3.1	10.5	9.0	15	17
Goya 5 CF	3	9.3	3.1	21.8	12.7	28	28
San Angel C1	4	12.92	3.18	35.2	7.0	21	24
San Angel C2	4	12.92	3.18	40.4	12.6	52	44
San Angel C3	4	12.92	3.18	47.6	12.5	66	65
Sirio CA	6	15.9	2.9	9.4	38.2	59	39
Sirio CB	6	15.9	2.9	29.2	8.3	28	37
Suiza C1	5	14.75	2.95	19.6	15.5	36	40
Suiza C2	5	14.75	2.95	19.6	9.0	34	32
Uxmal	4	10.2	2.55	11.5	27.0	29	32

Notas: ⁽¹⁾ Referida al nivel de planta baja; puede ser diferente a la de los demás niveles.

⁽²⁾ Número de muros con orientación paralela al eje X o Y.

Tras una revisión de los modelos, se realizaron ligeras modificaciones o correcciones en algunos de ellos, con el fin de optimizar el análisis de la estructura para la interpretación y correlación de los resultados. La mayor parte de los edificios cuenta con uno o dos niveles de sótano o estacionamiento debajo del nivel de calle. Por lo mismo, la mayoría de los muros no se desplantan hasta el nivel de cimentación, sino sobre vigas y sobre sistemas de piso resistentes encima de los niveles de sótano, con el fin de poder permitir el tránsito de vehículos y estacionamiento. Para el propósito de este estudio, todos los muros se consideraron empotrados en dicho nivel.

4.4.2 Propiedades de los materiales

En algunos de los edificios estudiados se utilizaron materiales con ligeras diferencias en sus propiedades. Aun así, las propiedades son las correspondientes a materiales comúnmente empleados en la construcción de edificios en el Distrito Federal. En la tabla 4.7 se muestran las propiedades de los materiales utilizados en cada estructura.

4.4.3 Tipo de análisis sísmico y sistema de cargas

Como se mencionó anteriormente, el tipo de análisis que se realizó a cada modelo fue de tipo elástico lineal. Normalmente, en la práctica para el diseño de estructuras, el tipo de análisis sísmico corresponde al análisis sísmico modal espectral. Sin embargo, dicho método de análisis cuenta con la limitación de que no se puede obtener directamente el signo o sentido de las fuerzas internas en los elementos ante las acciones sísmicas, debido a la combinación modal que se realiza. Para poder determinar el efecto del momento sobre la resistencia a corte es necesario conocer la dirección del momento y de la fuerza cortante. Es por ello que fue necesario realizar un análisis sísmico estático, con fuerzas laterales estáticas equivalentes considerando los modos fundamentales de vibración en cada dirección. Este tipo de análisis

permite obtener las fuerzas internas con el signo correspondiente para determinar la curvatura de los muros. El procedimiento para el análisis sísmico estático se detalla en las NTCS (2004).

Tabla 4.7. Propiedades de los materiales en cada estructura analizada.

Modelo	E_m (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)	G_c (kg/cm ²)	γ_m (kg/m ³)	γ_c (kg/m ³)	f_m^* (kg/cm ²)	v_m^* (kg/cm ²)	$f'c$ (kg/cm ²)
Agricola C1	36000	221360	13846	85138	1800	2400	60	5	250
Agricola C2	36000	221360	13846	85138	1800	2400	60	5	250
Agricola C3	36000	221360	13846	85138	1800	2400	60	5	250
Calle 5 C1	36000	242487	13846	93264	1800	2400	60	5	300
Calle 5 C2	36000	242487	13846	93264	1800	2400	60	5	300
Goya 4 CA	36000	221360	14400	92233	1800	2400	60	5	250
Goya 4 CB	36000	221360	14400	92233	1800	2400	60	5	250
Goya 5 CA	36000	221360	13846	85138	1850	2400	60	5	250
Goya 5 CC	36000	221360	13846	85138	1850	2400	60	5	250
Goya 5 CF	36000	221360	13846	85138	1850	2400	60	5	250
San Angel C1	36000	221360	14400	92233	1800	2400	60	5	250
San Angel C2	36000	221360	14400	92233	1800	2400	60	5	250
San Angel C3	36000	221360	14400	92233	1800	2400	60	5	250
Sirio CA	36000	242487	13846	101036	2000	2400	60	5	300
Sirio CB	36000	242487	13846	101036	2000	2400	60	5	300
Suiza C1	36000	221360	13846	85138	1800	2400	60	5	250
Suiza C2	36000	221360	13846	85138	1800	2400	60	5	250
Uxmal	36000	221360	15000	92233	1800	2400	60	5	250

Los edificios que se analizaron están localizados en diferentes partes de la ciudad de México, por lo que las zonas sísmicas en las que se desplantan, y por consiguiente, los parámetros y espectros de diseño sísmico, varían para cada edificio. El espectro de diseño está definido por la ecuación 4.2, de acuerdo a las NTCS (2004):

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} & T < T_a \\
 a &= c & T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r & T > T_b
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

donde a es la pseudo aceleración de diseño dividida entre la aceleración de la gravedad, T_a y T_b son periodos característicos de la zona, c es el coeficiente sísmico, r es un exponente y T es el periodo modal de la estructura. Los parámetros para los espectros de diseño se muestran en la tabla 4.8.

Tabla 4.8. Parámetros de espectro de diseño para cada zona sísmica de la ciudad de México.

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.4	0.10	0.53	1.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III _d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

De acuerdo al criterio de análisis sísmico estático de las NTCS (2004), las fuerzas actúan sobre cada uno de los puntos donde se suponen las masas concentradas correspondientes a cada nivel de piso. La fuerza lateral que actúa en el nivel i se determina, como se estableció en la sección 4.2.3, con la ecuación 4.1:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_o$$

Las variables que intervienen en la expresión están definidas en dicha sección del presente documento, con base en sección 4.1 de las NTCS (2004). En el caso de este estudio, todas las estructuras son pertenecientes al Grupo B. Los valores de cada parámetro se pueden consultar en la tabla 4.8.

En las NTC 2004, en la sección sobre “Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones” (NTCD, 2004), se establecen las disposiciones para la aplicación de las cargas vivas en los elementos para el análisis de las estructuras. Para el análisis por cargas verticales gravitacionales se toma en cuenta las cargas muertas, que son pesos propio de los elementos, las sobrecargas debidas a materiales constructivos y sobrecargas reglamentarias, y las cargas vivas máximas W_m . Para el análisis sísmico, se debe considerar la carga viva instantánea W_a en conjunto con las cargas muertas. Las diferentes combinaciones de carga permiten establecer las condiciones más desfavorables a las que los elementos de una estructura pueden estar sujetos. El diseño de los elementos se realiza para la combinación más desfavorable en cada uno.

Para este estudio, sólo se considera una combinación de carga para cada dirección de análisis en la determinación de los elementos mecánicos y la obtención de los valores del momento normalizado β en cada muro, conformada por la carga viva, la carga muerta y la fuerza sísmica lateral equivalente correspondiente a la dirección del análisis, cada uno con factores unitarios. En la tabla 4.9 se reproducen las cargas vivas reglamentarias utilizadas en los modelos para los distintos niveles. En todos los edificios analizados, el uso principal de los niveles es el de habitación, con excepción de las azoteas.

Tabla 4.9. Cargas vivas unitarias.

Uso	W_m (kg/m ²)	W_a (kg/m ²)	W (kg/m ²)
Habitación	170	90	70
Azoteas (pend. < 5%)	100	70	15
Azoteas (pend. > 5%)	40	20	5

4.5 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

4.5.1 Momento normalizado β

Tras realizar un análisis modal para cada modelo, se determinaron los periodos fundamentales de vibración de las estructura en cada dirección de análisis. La zona sísmica, el número de niveles y los periodos naturales de vibración en cada dirección se encuentran resumidos en la tabla 4.10.

De los elementos mecánicos obtenidos del análisis sísmico estático, se calculó el momento normalizado β en cada muro de planta baja con la ecuación 3.18, con las combinaciones de carga para cada dirección. Los resultados se muestran en la figura 4.27, donde β se grafica en función de la relación de aspecto de los muros. Los muros de cada cuerpo analizado se identifican con diferentes colores.

La mayoría de los muros con valores de relación de aspecto $H/L > 1.5$ tienen una clara tendencia a presentarse en doble curvatura, de acuerdo con el signo negativo del momento normalizado. Un valor de $\beta = -1$ indica que el extremo superior del muro se encuentra restringido a rotación (empotramiento). Una mayor parte de muros con $H/L < 1$ (muros largos) tiende a estar en simple curvatura, a diferencia de los muros más cortos.

Tabla 4.10. Zona sísmica, número de niveles y periodos naturales de vibración para cada dirección de los cuerpos analizados.

Cuerpo	Zona sísmica	N niveles	T_x (s)	T_y (s)	Cuerpo	Zona sísmica	N niveles	T_x (s)	T_y (s)
Agrícola C1	IIIId	6	0.35	0.36	Goya 5 CF	I	3	0.29	0.22
Agrícola C2	IIIId	5	0.32	0.27	San Angel C1	I	4	0.32	0.37
Agrícola C3	IIIId	6	0.36	0.31	San Angel C2	I	4	0.32	0.37
Calle 5 C1	IIIId	5	0.20	0.30	San Angel C3	I	4	0.33	0.37
Calle 5 C2	IIIId	4	0.29	0.17	Sirio CA	IIIb	6	0.22	0.26
Goya 4 CA	I	3	0.30	0.23	Sirio CB	IIIb	6	0.30	0.23
Goya 4 CB	I	3	0.32	0.22	Suiza C1	IIIa	5	0.37	0.28
Goya 5 CA	I	3	0.33	0.23	Suiza C2	IIIa	5	0.40	0.29
Goya 5 CC	I	3	0.29	0.23	Uxmal	IIIb	4	0.19	0.14

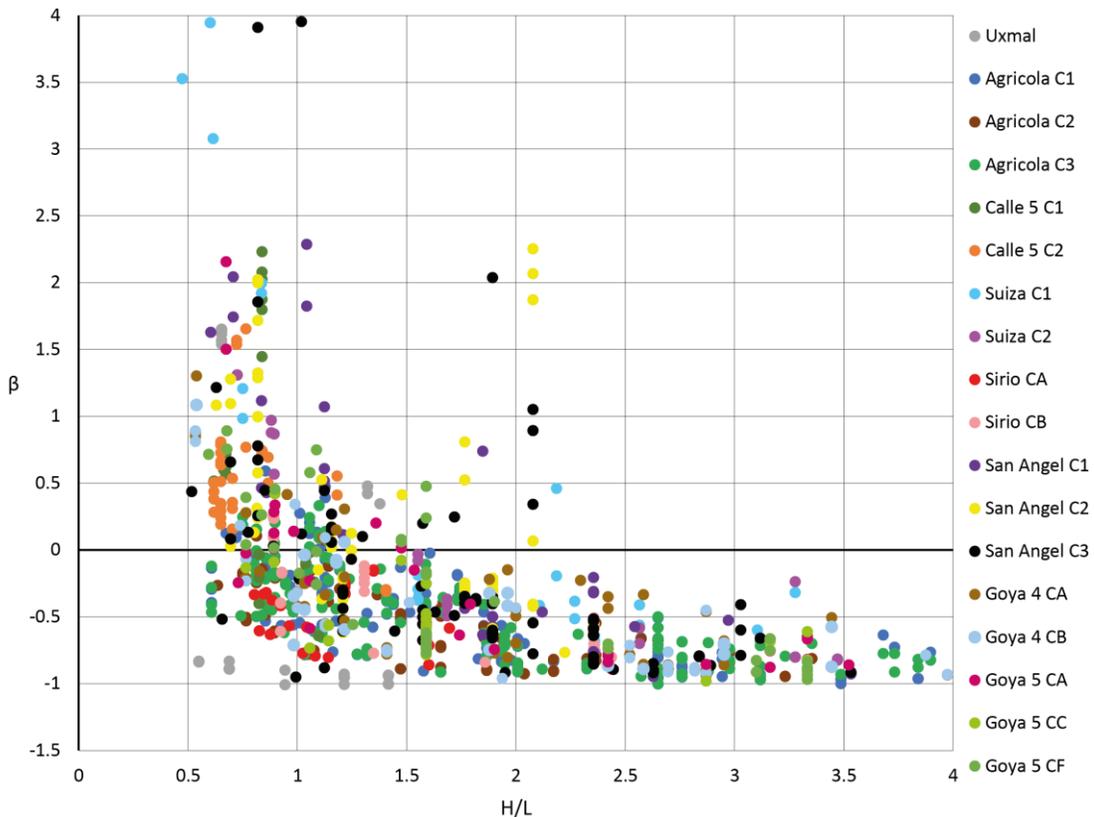


Figura 4.27. Gráfica del momento normalizado β en función de la relación de aspecto.

La figura 4.28 muestra un muro corto y uno largo, acoplados entre ellos por elementos horizontales. Para el muro largo, el elemento horizontal no provee suficiente restricción a la rotación en el extremo superior del muro para provocar doble curvatura, mientras que para muros cortos, con el mismo elemento

horizontal, es más probable. El fenómeno puede ser entendido de mejor manera con momentos flexionantes. En los muros largos se producen momentos de gran magnitud causados por las fuerzas laterales. Esos momentos no pueden ser restringidos por completo por el elemento horizontal, que es de mucha menor rigidez que el muro largo, pero sí logra hacerlo para los muros cortos, provocando simple curvatura en el primero y doble curvatura en el segundo. Estos casos se comprobaron en el estudio paramétrico 1 de muros acoplado, descrito en la sección 4.2.2.

De la fig. 4.27, se observa que valores positivos de β tienden a presentarse para relaciones de aspecto $H/L < 1.5$, y con valores máximos para $H/L < 1$. De acuerdo a los análisis de los edificios en este estudio, el rango predominante de valores del momento normalizado va de -1 a 2.5; sin embargo, es común encontrar muros con valores más grandes, en este caso valores cercanos a 4. La mayor parte de los muros en simple curvatura cuenta con valores de β entre 0 y 1, considerando muros con $H/L < 1.5$.

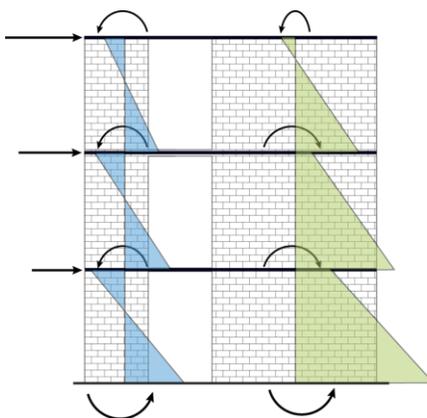


Figura 4.28. Doble y simple curvatura en muros cortos y largos.

De la figura 3.11 se observó que el efecto del momento sobre la resistencia a corte tiende a ser menos importante conforme la relación de aspecto se reduce, siendo de mayor relevancia para muros cortos. Sin embargo, muros cortos con $H/L \geq 1.5$ suelen estar en doble curvatura de acuerdo a los análisis de estructuras, como se muestra en la figura 4.27, con algunas excepciones. Estas excepciones cuentan con una considerable reducción de la resistencia a corte debido a la presencia del momento en el extremo superior. Por ejemplo, la reducción de resistencia esperada para un muro con $H/L = 1.6$ y $\beta = 0.5$ es aproximadamente del 20%, y para un muro con $H/L = 1.70$ y $\beta = 0.8$, la reducción es del 28%. Se pueden observar también muchos muros en simple curvatura con $1 < H/L < 1.5$, pero con momentos normalizados $\beta < 0.5$ en la mayoría de los casos. Para dichos muros, la reducción de resistencia esperada es menor; para un muro con $H/L = 1.2$ y $\beta = 0.5$ la reducción es del 15.5%. De igual manera, algunas excepciones pueden tener reducciones considerables. Los muros con relaciones de aspecto $0.5 < H/L < 1$ tienen un amplio rango de valores de β .

Para entender de manera más fácil el efecto de la interacción para muros con $H/L < 1$, es conveniente definir el cociente $V_c/(f \cdot V_n)$; el efecto de la relación de aspecto se incluye en la resistencia nominal de manera que solo el efecto de la interacción del momento sea considerada. En la fig. 4.29 el cociente se muestra para diferentes valores de β y relación de aspecto. Dicho valor es igual a V_c/V_n para muros con $H/L > 1$, pues $f = 1$. Para un muro con $H/L = 0.7$ y $\beta = 1.5$, la reducción estimada es de 21.7%; si se considera $\beta = 2$, la reducción es del 27% aproximadamente.

Al estudiar los valores de β de cada cuerpo analizado, junto con las propiedades de cada edificio, se pueden inferir algunas situaciones en las que los muros se encontrarán en simple curvatura, con valores positivos del momento normalizado. En la figura 4.30 se ha graficado el momento normalizado β en función de la relación de aspecto por zona sísmica y por número de niveles. En primer lugar, se observa que los edificios de baja altura, menores a 4 niveles, tienden a tener muros en doble curvatura la mayor de las veces. Para edificios a partir de 4 niveles es que empiezan a existir una mayor cantidad de muros en simple curvatura. Se hacen comentarios más adelante sobre estos casos.

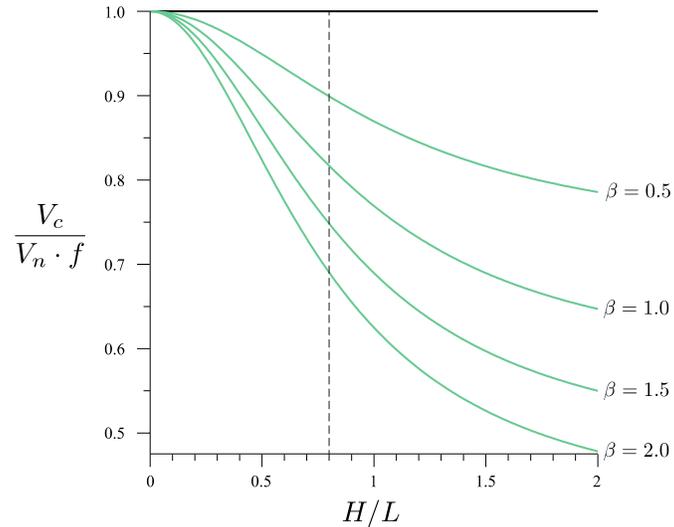


Figura 4.29. Reducción de la resistencia nominal debida a la interacción momento-cortante

Las dimensiones en planta y la configuración de los muros en la misma deben tomarse en consideración. Algunos edificios, como por ejemplo Calle 5 C2 y San Ángel C1, cuentan con la longitud L_y muy reducida, que corresponde al ancho en planta, en comparación a la longitud L_x del edificio en la otra dirección, que es mayor. Esto ocasiona que exista sólo una línea de muros, orientados en Y , paralela a la dirección larga X . Por consiguiente, el comportamiento predominantemente es de flexión en la dirección Y , produciendo que los muros se flexionen en simple curvatura. De esta manera los valores de β son positivos y de magnitud considerable. Incluso, si existiesen dos líneas de muros resistentes a fuerzas en Y , el reducido brazo de palanca que se pudiera formar entre estas dos líneas, si no existiesen vigas suficientemente rígidas, ocasionaría que el momento resistido por carga axial fuera pequeño, predominando la componente de los momentos internos, obteniendo valores posiblemente positivos del momento normalizado.

Se ha observado también que diversos muros que se sitúan en los extremos, perpendiculares al borde en el que se encuentran, tienden a tener valores positivos de β . Esto puede deberse a que la restricción al giro de uno de sus extremos la proporciona solo un elemento horizontal, a diferencia del caso de muros interiores. Es necesario estudiar estos casos más a fondo para poder determinar si estas condiciones se cumplen en la mayoría de los casos.

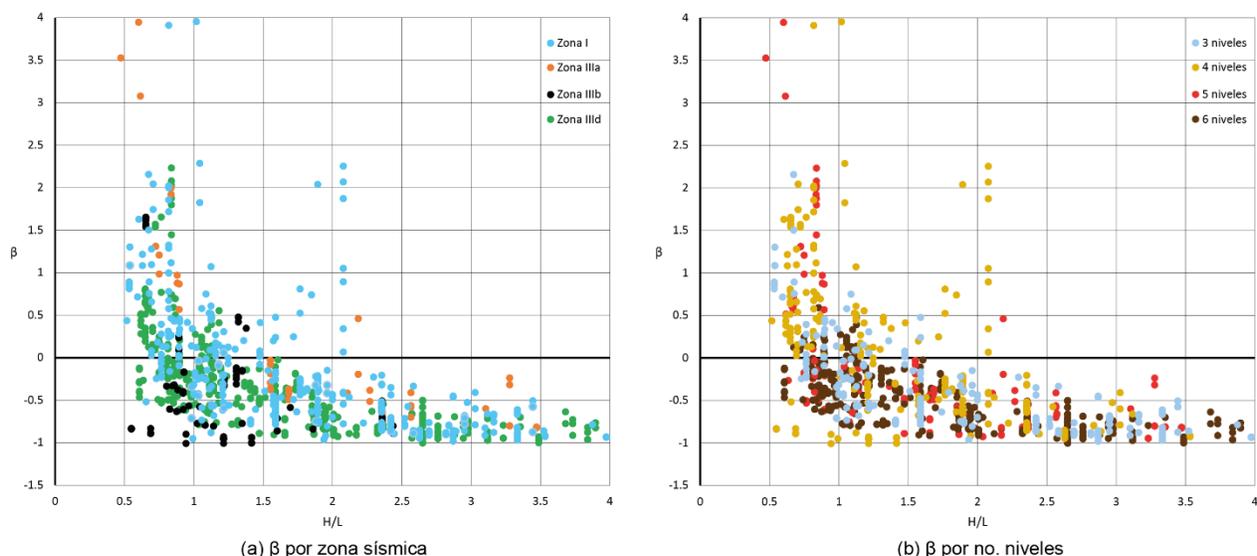


Figura 4.30. Momento normalizado β en función de la relación de aspecto: a) por zona sísmica; b) por número de niveles.

Las rigideces de los elementos viga de la mayor parte de los modelos aquí analizados son relativamente semejantes, debido al uso de dalas y trabes de secciones y longitudes similares. Sin embargo, si los edificios estuvieran estructurados con elementos más flexibles, como sistemas de piso formado sólo por losas, de longitudes de claros y espacios entre muros grandes, el comportamiento del edificio podría ser predominantemente de flexión, con simple curvatura en los muros. En estos casos, se podrían obtener valores positivos del momento normalizado.

4.5.2 Reducción de la resistencia al corte

Una vez obtenido el momento normalizado para cada muro, se procedió a calcular la resistencia nominal a cortante V_n de los muros de mampostería utilizando la expresión actual del reglamento (ec. 3.3) (NTCM, 2004) y la resistencia a corte V_c con la nueva fórmula que incluye los efectos de la relación de aspecto y del momento en el extremo superior (ec. 3.19), expresiones descritas en secciones anteriores. Los factores de resistencia se consideran unitarios.

$$V_n = F_R (0.5v^* A_T + 0.3P)$$

$$V_c = F_R \left[(0.5v^* A_T + 0.3P) \cdot f - \frac{M_a}{H_k} \right]$$

Para poder estudiar fácilmente el efecto de reducción debido a la interacción momento-cortante, la resistencia nominal se multiplicó por el factor f , obteniendo la resistencia a corte incluyendo el efecto de la relación de aspecto $V_n \cdot f$. Se determinó el cociente $V_c/V_n \cdot f$, que es un indicador de la reducción de la resistencia cortante debida al efecto del momento, cuyos valores para cada muro se muestran en la figura 4.31. Los diferentes colores corresponden a cada uno de los cuerpos analizados.

La reducción de resistencia al corte está en función de β , por lo que las figuras 4.27 y 4.31 están directamente relacionadas. Se observa que las reducciones empiezan a ser considerables para muros con $H/L < 1.5$, y las más importantes cuando $H/L < 1$. La mayoría son cercanas al 10%, pero también existen

valores hasta del 20% en un gran número de muros. Es posible encontrar valores más altos, del 30% y hasta del 35% para un muro. Se podría considerar que no es necesario tomar en cuenta el efecto del momento para muros con $H/L > 2.5$, pues muy pocos se ven afectados, teniendo una disminución de resistencia de sólo el 5%.

La reducción de la resistencia a corte de un muro no solo depende del momento normalizado β , si no también de las propiedades geométricas del muro. El término de interacción está en función de la altura característica H_k , que a la vez depende de las rigideces a flexión y a corte del muro. Es por ello que el efecto es mayor para los muros esbeltos. Sin embargo, debido a los bajos valores del momento normalizado, dicha disminución no se aprecia en la mayor parte de los muros esbeltos.

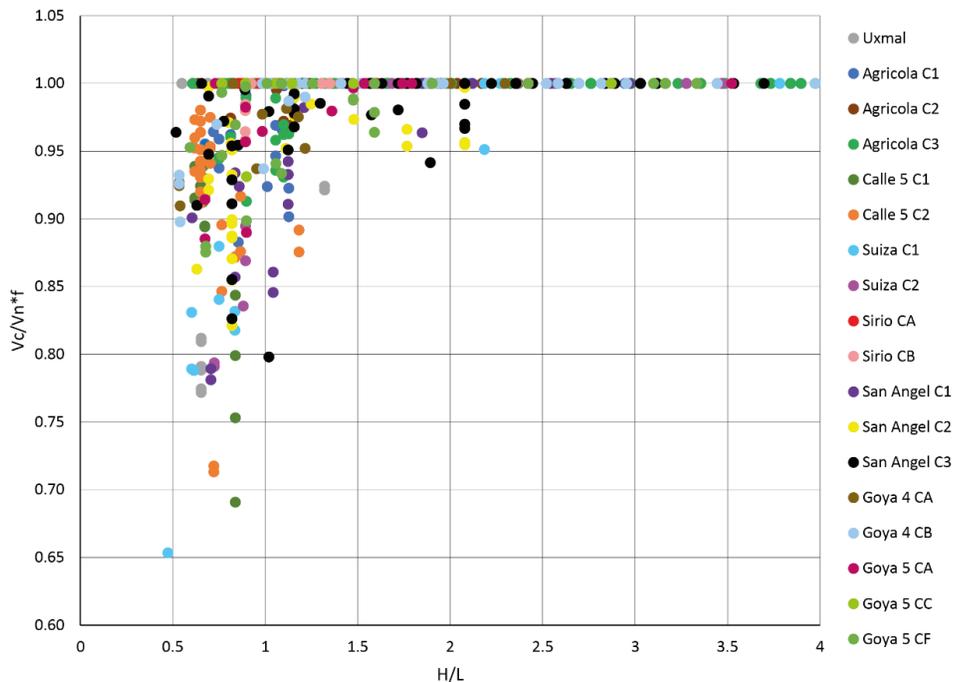


Figura 4.31. Relación de la reducción de resistencia de cada muro de mampostería considerando efecto del momento en función de relación de esbeltez.

Es difícil establecer que los muros con ciertas propiedades tengan un determinado momento normalizado o una determinada reducción de resistencia a partir de la observación de cada muro individualmente. La suma de las resistencias a corte de cada uno de los muros de mampostería, que incluyen el efecto de la relación de aspecto al multiplicarlas por su respectivo factor f , nos da la contribución a la resistencia del entrepiso $V_{nfE} = \sum(V_n \cdot f)$. De manera similar, con la sumatoria de las resistencias a corte con el efecto del momento de cada muro de mampostería obtenemos la contribución a la resistencia del entrepiso con interacción momento-cortante $V_{cE} = \sum(V_c)$. Realizando el cociente $\sum(V_c) / \sum(V_n \cdot f)$, se obtiene la reducción de la resistencia del entrepiso considerando el efecto del momento. La reducción de resistencia del entrepiso de cada edificio en las dos direcciones de análisis se muestra en la figura 4.32, en función del grado de acoplamiento en la correspondiente dirección.

Se puede observar en la fig. 4.32 que existe cierta tendencia en la disminución de la resistencia del entrepiso, siendo esta de mayor importancia para edificios de 4 niveles en adelante, cuando el grado de acoplamiento va disminuyendo. Sin embargo, edificios de 3 niveles muestran muy baja reducción de

resistencia, aun cuando el acoplamiento es pequeño. Evidentemente, esta última propiedad en las estructuras puede ser un indicador de la capacidad que tienen los muros de desarrollar deformación en curvatura simple, y consecuentemente, del efecto de la interacción momento-cortante en los mismos. Cabe señalar que el acoplamiento de un edificio puede variar significativamente de una dirección de análisis a la otra.

La figura muestra que existen 6 edificios con la mayor reducción de resistencia de entrepiso, uno de ellos, el cuerpo Suiza C1, en sus dos direcciones. Se han estudiado las propiedades de cada cuerpo de la tabla 4.6, de la figura 4.26 y de los modelos estructurales, y se han encontrado algunas características que hacen a estos modelos los más afectados en cuanto a la reducción de la resistencia del entrepiso, contribuida por los muros de mampostería.

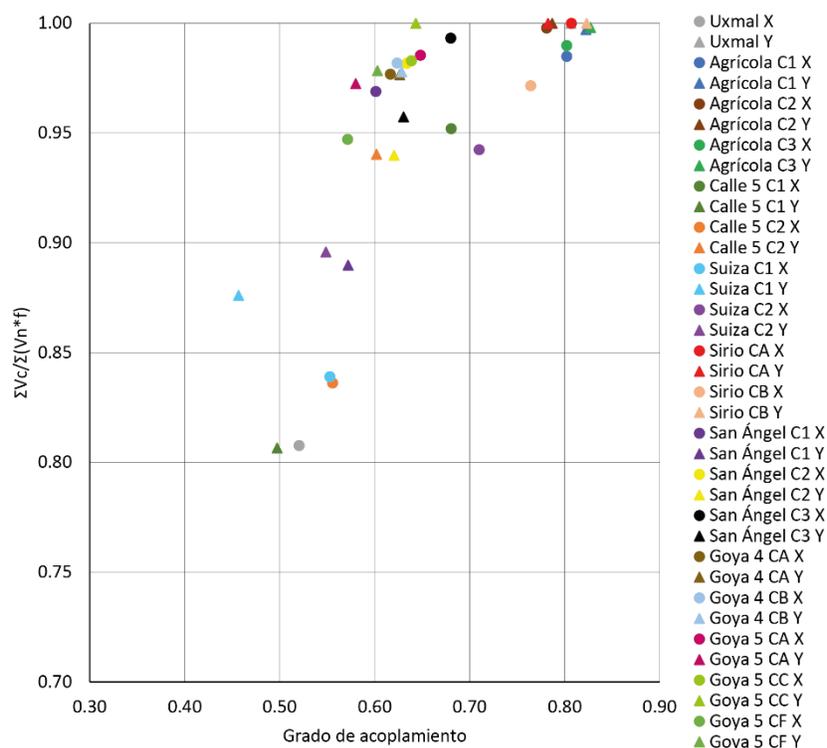


Figura 4.32. Reducción de la resistencia a cortante del entrepiso de planta baja, en función del grado de acoplamiento del edificio.

Estudiando cada modelo, se encontró que el correspondiente a Uxmal, en la dirección X, cuenta con un valor del cociente $\frac{\sum(V_c)}{\sum(V_n \cdot f)} = 0.81$. La longitud en planta en esa dirección es corta, igual a 11.5 m; esto hace que la componente resistente al momento global por carga axial $\sum_{i=1}^n P_i d_i$ sea menor, por el brazo de palanca reducido. Además, el modelo cuenta con vigas con una longitud considerable, de aproximadamente 3 m en promedio, y con sección transversal de dalas, que hacen que la rigidez a flexión sea pequeña. Como consecuencia, se tiene que el grado de acoplamiento sea reducido, igual a 0.52, predominando la flexión de los muros en simple curvatura.

Los modelos Calle 5 C1 en dirección Y, y Calle 5 C2 en X son muy similares, lo que hace que sus cocientes de reducción sean de 0.81 y 0.83 respectivamente. Ambos cuentan con un número reducido de vigas en dichas direcciones con longitudes de 3 m en promedio y con secciones de dalas de 15 cm por 25 cm, lo

que hace que el sistema de piso sea más flexible en comparación a la rigidez proporcionada por los muros. El bajo número de muros también hace que la componente de carga axial sea menor. Por lo tanto, el acoplamiento resulta reducido, de 0.5 y 0.55 para cada modelo, respectivamente, y la reducción de resistencia de aproximadamente el 20%.

Es importante mencionar que en los modelos anteriores, en las direcciones restantes (Calle 5 C1 en dirección X, y Calle 5 C2 en Y), las reducciones de resistencia fueron moderadas, y se debe principalmente a que, aunque la longitud en planta sea muy pequeña, la mayoría de los muros tienen configuración en T e I . Esto provoca que exista una gran restricción al giro y los momentos sean contrarios al cortante. Adicionalmente, debido a que los muros son muy largos, al modelarlos se seccionaron en 2 o 3 elementos acoplados, lo que ocasiona que la rigidez del muro, en comparación a un solo elemento, sea menor (Pérez Gavilán, 2012; Taveras, 2008). Esto también provoca que los elementos horizontales que acoplan las barras verticales se consideren como vigas de muy alta rigidez en el análisis, lo que lleva a un aumento en la restricción al giro y en la deformación en doble curvatura, y en el grado de acoplamiento de la estructura.

La presencia de sistemas de piso relativamente flexibles, en comparación a los elementos verticales, también se observaron en los modelos Suiza C1 en sus dos direcciones, y en Suiza C2 en dirección Y, causados por secciones pequeñas y longitudes de vigas considerables (4 m), así como por la presencia de un número reducido de éstas. Los muros largos modelados como un solo elemento y la ausencia de muros en T e I ocasionan que exista poca restricción al giro en estos modelos, resultando en $\sum(V_c)/\sum(V_n \cdot f) < 0.87$ y grados de acoplamiento menores a 0.55.

El cuerpo San Ángel C1, aunque cuenta sólo con 4 niveles, tiene una longitud muy pequeña en planta en dirección Y, igual a 7 m, permitiendo solo una o dos líneas de muros orientados en Y. Adicionalmente, el sistema de piso resulta flexible, debido a secciones pequeñas, longitudes considerables y un número reducido de vigas. Se observa que tiene una reducción de resistencia de muros de mampostería del 12% y acoplamiento del 55%.

Es importante destacar que los edificios de 6 niveles de este estudio no presentan reducciones de resistencia global relevantes, como se observa en Agrícola C1 y C3, y en Sirio CA y CB. Esto se debe principalmente a dos factores: el número muy alto de muros en los primeros modelos, y a que casi todos los muros en Sirio, y muchos en Agrícola, son muros en T e I , provocando restricciones al giro muy elevadas y un alto grado de acoplamiento. En cuanto al número de muros en planta, éste puede influir significativamente, no sólo porque es función de la componente del momento global por carga axial, sino porque cuando existe un número de muros reducido, la disminución de la resistencia de sólo unos cuantos puede afectar de manera importante el cociente $\sum(V_c)/\sum(V_n \cdot f)$. En este par de modelos también se observa gran número de vigas muy cortas. Todos estos factores provocan acoplamientos del orden del 80%.

Es conveniente que se realicen, en un futuro, análisis enfocados en la variación de parámetros específicos mientras otros permanecen constantes para poder complementar y verificar la información obtenida en este estudio.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

La reducción de la resistencia a cortante debida al momento flexionante en el extremo superior del muro depende de la particular combinación de la magnitud del momento normalizado y la relación de aspecto del muro. Se propuso una fórmula para estimar la reducción de la resistencia a corte (ec. 3.19); sin embargo, la aplicación de dicha fórmula requiere un esfuerzo adicional por parte del diseñador para determinar la curvatura de los muros para las combinaciones de carga por sismo. Por otro lado, muchos de los programas destinados al análisis estructural ya cuentan con módulos que permiten determinar las fuerzas laterales estáticas equivalentes para el análisis sísmico estático automáticamente, como es el caso del programa SAP2000 (CSI, 2008), facilitando la aplicación de estos métodos.

El verdadero efecto de la interacción momento-cortante en estructuras reales era incierto, debido a que las posibles combinaciones del momento y la relación de aspecto, y sus respectivos valores, eran desconocidas. Estos factores planteaban la duda de la viabilidad de la evaluación de la interacción momento-cortante en la práctica profesional.

Los dos estudios paramétricos permitieron comprobar la afectación que tiene la configuración de los muros (en T e I), en el acoplamiento, en la curvatura que desarrollan y en las limitaciones del momento normalizado, ante cargas laterales. Con respecto al estudio de muros acoplados se puede concluir que:

- El mayor efecto del momento sobre la resistencia a corte de los muros ocurre en el entrepiso extremo inferior, pues es donde los valores de β son máximos con respecto a los demás niveles, y donde los muros tienden a estar en simple curvatura. En niveles superiores, los muros normalmente se flexionan en doble curvatura.
- En sistemas con cierto grado de acoplamiento, si la longitud de un muro se reduce, tiende a existir también una reducción de la magnitud del momento normalizado β en el mismo muro; en los demás muros del sistema, es decir, en los que se mantiene la longitud constante, este parámetro puede no variar significativamente.
- Entre mayor sea la rigidez de las vigas, mayor será la restricción al giro, y menores serán los valores de β en los muros.
- Los sistemas con mayor número de niveles tienen valores de β mayores; para sistemas con pocos niveles (2 y 3), los valores del momento normalizado en muros muy esbeltos suelen ser negativos; esto significa que los muros están en doble curvatura.
- La inclusión de castillos en la modelación de los muros incrementa la rigidez, y a la vez los valores de β ; para sistemas en los que los elementos verticales tengan mayor rigidez, es más probable la existencia de flexión en simple curvatura. Por lo tanto, es recomendable considerar los castillos en

la determinación de las propiedades de la sección de los muros. No se ha estimado el porcentaje en que varía β en muros de edificios al incluir los castillos en comparación a muros en los que no.

- Los momentos calculados al modelar los muros con elementos finitos tipo Shell son de mayor magnitud en comparación a los obtenidos de la modelación con columna ancha, pues los valores de β son mayores para los primeros. La rigidez relativa de los elementos verticales con respecto a los horizontales es mayor para modelos de elemento finito en comparación con modelos de columna ancha. Esto implica que los modelos de columna ancha subestiman el efecto de interacción. Es conveniente que se realice un estudio más amplio, comparando modelos de edificios reales por ambos métodos.
- El grado de acoplamiento de un sistema de dos muros no varía significativamente cuando se modifica la longitud de un muro mientras las dimensiones de los demás elementos se mantienen constantes; la variación se mantiene por debajo del 15%.
- El grado de acoplamiento incrementa a medida que el número de niveles también aumenta. Para muros acoplados de 2 niveles, el grado de acoplamiento es el 50% del de sistemas de 5 niveles.
- El acoplamiento incrementa conforme la rigidez de las vigas es mayor.
- El aumento de la rigidez relativa de los elementos verticales provocado por la modelación de los castillos genera una disminución en el grado de acoplamiento; la rigidez relativa de elementos verticales con respecto a los horizontales es mayor.
- Los modelos de columna ancha muestran un mayor grado de acoplamiento, debido a la aparente mayor rigidez de las vigas, en comparación a modelos de EF; la diferencia de un método a otro no genera variaciones muy grandes (cerca del 20%).
- Para una estructura con una altura determinada, cuando el acoplamiento es menor, β tiende a ser mayor; predomina la flexión por curvatura simple en los muros.

Del estudio paramétrico 2, correspondiente a los muros T e I , se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Existe una reducción del momento flexionante en un muro al anexarle un patín; parte del momento total se resiste por carga axial en el mismo, obteniendo reducciones del 40% al 60% para muros T y hasta del 80% para muros I , en comparación a un muro sin patines.
- El momento en el alma disminuye también con el aumento de la longitud de los patines. Cuando los patines se reducen de 1.44 m a 0.72 m, el momento incrementa de 15 a 20 puntos porcentuales.
- Los modelos de columna ancha subestiman la magnitud del momento en los extremos superiores de cada muro.
- El porcentaje de reducción del momento en el alma con respecto al de un muro aislado es mayor en los modelos CA que en los modelos EF.
- Si bien existe una diferencia en los momentos del alma al modelar muros T e I con columna ancha en comparación con el método de elemento finito para estructuras de baja altura (2 niveles), para estructuras de 5 niveles existe un buen grado de aproximación entre ambos métodos, menor al 21% de diferencia para muros T y menor al 65% en muros I . La aproximación es mayor a medida que la longitud del patín se reduce.

Los resultados de los estudios paramétricos permiten relacionar ciertas características de los edificios modelados con la variación de los valores de β . Para comprobar la magnitud de las variaciones de la

resistencia cortante debidas al momento, se analizaron varios edificios diseñados y construidos en la ciudad de México. En un principio, se registraron la relación de aspecto junto con los valores máximos y mínimos del momento normalizado para cada muro y cada combinación de carga. Aplicando análisis sísmico estático a cada modelo, se obtuvieron resultados con los valores de β en cada muro, presentados anteriormente (fig. 4.27), concluyendo lo siguiente:

- El rango de valores del momento normalizado para los edificios reales analizados es $-1 \leq \beta \leq 2.5$. Dicho rango es representativo para estructuras entre 3 y 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, es posible que se presenten valores más altos de β .
- Los muros con $H/L > 1.5$ (muros cortos) tienden a estar en doble curvatura, lo que implicaría un incremento en la resistencia a cortante. Debido a la falta de evidencia experimental para confirmar esta premisa, la estimación de la resistencia resulta conservadora; no se considera incremento alguno de la misma.
- La mayoría de los muros en el rango $1 < H/L < 1.5$ tienen momentos normalizados $-1 \leq \beta \leq 0.5$. De éstos, los muros con $\beta > 0$ cuentan con reducciones de resistencia moderadas en comparación con el valor nominal; reducciones del 15% son comunes. Sin embargo, se encontraron algunas excepciones, donde las reducciones son mayores.
- Los muros con $0.5 < H/L < 1$ tienen un amplio rango de valores de β . Los casos en que $\beta > 1.5$ pueden ocasionar importantes reducciones de resistencia a cortante, con valores entre 20% y 30%.
- Los valores positivos del momento normalizado β tienden a presentarse para estructuras de 4 niveles en adelante. En estructuras de 3 niveles o menos es difícil encontrar muros en simple curvatura.
- En edificios que tienen una de sus dimensiones en planta muy corta (alrededor de 10 m), es común que los muros orientados paralelamente a dicha dirección, se flexionen en simple curvatura, lo que ocasiona que existan valores de β positivos. Normalmente, debido a la reducida dimensión, sólo existe un línea de muros, paralela al eje largo, resistentes a la dirección corta.

Los puntos anteriores se refieren únicamente a los valores del momento normalizado β , independientemente si estos provocan o no una disminución de resistencia a corte considerable. Aplicando la ec. 3.19, y comparándola con la misma sin el término que incluye el momento, se puede obtener la reducción de resistencia al considerar el efecto del momento flexionante en el extremo superior, mostrándose dichos cocientes en la fig. 4.30 para cada muro. De estos resultados, se puede concluir lo siguiente:

- La reducción de la resistencia a corte de un muro depende, además del momento normalizado β , de las propiedades geométricas del muro. El efecto de disminución es mayor para los muros esbeltos. Sin embargo, debido a los reducidos valores de β en muros con $H/L > 2.0$, dicha disminución no se aprecia en los edificios de este estudio.
- Las mayores reducciones ocurren para muros con $0.5 < H/L < 1.5$, donde existe un amplio rango de valores de β . En algunos casos en que $H < 1$ aparecen importantes reducciones de resistencia a cortante, con valores de hasta 35%.

Para poder relacionar más fácilmente las propiedades de los muros y edificios con las variaciones de β , la curvatura y las reducciones de resistencia, se determinó el cociente $\Sigma(V_c)/\Sigma(V_n \cdot f)$, que indica la

disminución de la resistencia del entrepiso, tomando en cuenta sólo la contribución de la mampostería. A partir de estos datos (fig. 4.31), se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- El grado de acoplamiento en estructuras puede ser un indicador de la capacidad que tienen los muros de desarrollar deformación en curvatura simple y, consecuentemente, del efecto de la interacción momento-cortante en los mismos.
- La disminución de la resistencia del entrepiso es de mayor importancia para edificios de 4 niveles en adelante, y para grados de acoplamiento menores, cercanos 0.5. Edificios de 3 niveles muestran muy baja reducción de resistencia, aun cuando el acoplamiento es pequeño.
- Cuando la mayoría de los muros tienen configuraciones en T e I , existe una gran restricción al giro, ocasionando deformaciones en doble curvatura y produciendo momentos contrarios a la fuerza cortante, o de muy reducida magnitud.
- Los muros muy largos que al modelarse se seccionan en 2 o 3 elementos acoplados, tienen una rigidez menor, en comparación a la modelación con un solo elemento (Pérez Gavilán, 2012; Taveras, 2008). Esto también provoca que los elementos horizontales que acoplan las barras verticales se consideren como vigas de muy alta rigidez en el análisis, lo que lleva a un aumento en la restricción al giro y en la deformación en doble curvatura, así como en el grado de acoplamiento de la estructura.
- La presencia de sistemas de piso relativamente flexibles, en comparación a los elementos verticales, son causados por secciones pequeñas y longitudes de vigas considerablemente largas, así como por la presencia de un número reducido de éstas. Estos sistemas flexibles provocan que el acoplamiento sea reducido.
- Como se mencionó anteriormente, los edificios que tienen una longitud muy pequeña en planta en una dirección (alrededor de 10 m), normalmente muestran flexión de los muros, orientados paralelamente a dicha dirección, en simple curvatura, obteniendo valores de β positivos, y una mayor reducción de resistencia.
- Un número muy alto de muros en los edificios provoca que estos estén mayormente acoplados, debido al aumento de la componente resistente del momento global por carga axial.
- Cuando existe un número reducido de muros, la disminución de la resistencia de sólo unos cuantos afecta de manera importante el cociente $\sum(V_c)/\sum(V_n \cdot f)$.
- El grado de acoplamiento en edificios de mampostería tiende a ser alto, no precisamente por la gran sección transversal de las vigas, sino por la rigidez de las mismas al ser en su mayoría de longitudes pequeñas y por la contribución al momento resistente de la estructura proporcionada por la carga axial de los muros perpendiculares a la dirección del análisis. En dichos muros no se generan prácticamente momentos internos, pero si se pueden llegar a desarrollar fuerzas axiales considerables debidas a las cargas laterales.
- Para edificios a partir de 4 niveles en adelante, grados de acoplamiento menores al 55% indican que existirán muros con flexión en simple curvatura, es decir, con valores de β positivos, provocando reducciones de resistencia a corte.
- Aunque la mayoría de los modelos con reducciones considerables de resistencia se ubican en zonas sísmicas III a, b, c, o d, falta mayor evidencia que permita determinar si esto se cumple la mayor parte de las veces. Sin embargo, es evidente que en estas zonas las fuerzas sísmicas son mayores, por lo que sí está directamente ligado a un aumento en los momentos de los muros.

Es posible que, si bien el efecto de la interacción momento-cortante es elevado en algunos muros de un edificio, a nivel global de entrepiso el efecto puede ser muy reducido.

La evaluación de la interacción momento-cortante es recomendable, aunque en la mayoría de los casos analizados el efecto es moderado, del 15% o menos. Sin embargo, los casos en que la reducción es grande, mayores al 25%, ocurren en muchos muros con $0.5 < H/L < 1$. Se encontraron casos excepcionales en los que valores muy grandes del momento normalizado producen una gran reducción de resistencia. La evaluación de la interacción momento-cortante le puede dar al diseñador las herramientas necesarias para detectar esos casos.

Existen muchos factores diferentes que intervienen en la determinación de la magnitud del efecto de la interacción momento-cortante en muros de edificios de mampostería. Estos factores pueden ser a nivel local, como la relación de aspecto de un muro, o a nivel estructura, como el número de niveles, estructuración, rigideces relativas, entre otros. Es difícil establecer bajo qué condiciones exactas se debe considerar este efecto, pues varía mucho de un edificio a otro aunque sean similares. Sin embargo, con la evidencia recabada en este trabajo de investigación, se realizan algunas recomendaciones enfocadas al uso de la nueva fórmula para la determinación de la resistencia a corte, particularmente al efecto de la relación de aspecto y del momento en el extremo superior. Los comentarios que se hacen son específicamente del uso del término que controla la reducción debida al momento, principalmente bajo qué condiciones es más importante utilizarlo.

5.2 RECOMENDACIONES

A continuación se presentan algunas recomendaciones enfocadas a la utilización de la nueva fórmula de la resistencia a corte. Se recomienda el uso del término de reducción por efecto de la interacción momento-cortante para edificios con estructuración regular cuando:

- Se traten edificios de 4 niveles en adelante.
- Haya predominancia de muros simples (sin patines); es decir, no es necesario considerarse para edificios donde exista una gran cantidad de muros en T e I .
- Cuando existan sistemas de piso relativamente flexibles, con longitudes de vigas promedio de 3 m o mayor, y que sean dadas o vigas con secciones transversales pequeñas, o el sistema de piso esté formado sólo por la losa.
- El grado de acoplamiento del edificio sea menor que 0.6.
- La curvatura simple en muros predominará en los muros donde una de las dimensiones en planta del edificio sea muy corta (menor a 12 m).
- Los muros largos, menores a 7 m, se modelen como un solo elemento barra.

Asimismo, es recomendable considerar la reducción sólo en muros con relaciones de aspecto $0.5 < H/L < 1.5$, principalmente.

Adicionalmente, se debe considerar la reducción debida al momento en estructuras especiales en donde los muros de mampostería estén casi aislados, en muros que se encuentren soportando volados que provoquen flexión predominante en un sentido, o en muros en los que las vigas estén articuladas, como es el caso de vigas de acero con conexiones por cortante.

Se recomienda también incluir los castillos en la determinación de las propiedades de la sección de los muros para los edificios en los que sea necesario tomar en cuenta la interacción momento-cortante. Es necesario un estudio adicional en el que se comparen modelos estructurales considerando muros con y sin castillos para determinar qué tan crítica es dicha consideración en la determinación de β y la curvatura de los muros, al tomar en cuenta también la reducción de la magnitud de la ordenada espectral por el aumento de la rigidez de la estructura.

5.3 CONSIDERACIONES FINALES

Este trabajo analítico fue el primero en estudiar el parámetro de reducción por momento involucrado en la nueva fórmula de resistencia a corte. Se pretende que el presente sea un antecedente para investigaciones subsecuentes que puedan comprobar y complementar lo aquí descrito. Se considera son necesarios futuros análisis en los que se pueda estudiar ciertos parámetros mencionados anteriormente de forma minuciosa, fijando algunos de ellos y variando algunos otros, para obtener una tendencia más notable en cuanto a las causas de la variación del momento normalizado β en los muros y su respectivo efecto en la resistencia a corte.

Es importante mencionar que sólo se analizó la resistencia al agrietamiento; la contribución del refuerzo horizontal en los muros no se tomó en cuenta.

La modelación de muros mediante el método de elemento finito resulta en una mejor aproximación al comportamiento real. Sin embargo, este tipo de análisis conlleva un mayor tiempo para los despachos de ingeniería, sobre todo en estructuras extensas. La utilización del método de la columna ancha arroja resultados suficientemente aproximados para su uso en el diseño de edificios.

Se agradece al M.I. Raúl Jean Perrilliat por la facilitación de los 18 modelos estructurales de los edificios de mampostería utilizados para los análisis de este trabajo de investigación.

REFERENCIAS

- Aguilar, G., R. Meli, R. Díaz, R. Vázquez-del-Mercado (1996). "Influence of Horizontal Reinforcement on the Behavior of Confined Masonry Walls", *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 1380, Acapulco, Mexico.
- Alcocer, S. (1997). "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", *Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
- Alcocer, S. y R. Meli. (1995). "Test program on the seismic behavior of confined masonry walls", *The Masonry Society Journal (Boulder)*, 12, No. 2, 68-76, USA.
- Álvarez, J. J. (1996). "Some topics of the seismic behavior of confined masonry structures", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 180; Elsevier Science Ltd.
- Anderson, D. L., & Priestley, M. J. (1992). "In plane strength of masonry walls", *Proc. 6th Canadian Masonry Symp.*, pp. 223–234. Saskatchewan, Sask., Canada.
- Aristizabal-Ochoa, D. (1987). "Seismic behavior of slender coupled wall systems", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 10, USA.
- Asinari, M. (2007). "Buildings with structural masonry walls connected to tie-columns and bond-beams", Master Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, ROSE School.
- Bazán, E. (1980). *Muros de mampostería ante cargas laterales*, Tesis doctoral, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México.
- Blume, J. A. (1968). "Dynamic characteristics of multi-story buildings", *J. Struct. Div.*, ASCE, 94, 337–402, USA.
- CEN EN 1996-1-1. (2005). *Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, European Committee for Standardization, European Standard.
- Cervantes Ruiz, J., R. Jean (2009). "Diseño de edificios de mampostería altos en zonas sísmicas", XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.
- Chaallal, O., D. Gauthier, P. Malenfant (1996). "Classification methodology for coupled shear walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 12, USA.
- Chen, S. J., P. A. Hidalgo, R. L. Mayes, R. W. Clough, y H. D. McNiven (1978). "Cyclic loading tests of masonry piers, Volume 2 – height to width ratio of 1", *Report No. UCB/EERC-78/28*.
- Cruz S., O. (2013). *Ensayes de 7 muros de mampostería confinada con distinta longitud*, Editorial académica española, ISBN: 978-3-659-07627-5, España.

- CSA (2004). *S304.1-04: Design of Masonry Structures*, Mississauga, Canadian Standard Association; Ontario, Canada.
- CSI (2005). *Basic Analysis Reference Manual. SAP2000, Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- CSI (2013). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- Davis, C. L. (2008). *Evaluation of design provisions for in-plane shear in masonry walls*, Master of Science Thesis, Washington State University, Civil Engineering, USA.
- E.070 (2006). "Norma Técnicas E.070 Albañilería", Servicio Nacional de Normalización Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (SENSICO), Perú.
- Espinosa, E. F. (2013). *Diseño sismorresistente de edificios altos de mampostería*, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Espinosa Cazarín, E. F., A. Terán, O. Zúñiga y R. Jean (2012). "Bases para el diseño de edificios altos de mampostería confinada en Ciudad de México", XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México.
- Espinosa Cazarín, E. F., A. Terán, O. Zúñiga y R. Jean (2014). "Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 90 88-109, México.
- Flores, L. E. (1995). *Estructuras de mampostería confinada*, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Flores, L. E. y S. M. Alcocer (2001). "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada", CENAPRED: 109, México.
- Fundación ICA (2003). *Edificaciones de Mampostería para Vivienda*, Fundación ICA, A.C., México, D.F.
- Harries, K. A., J. D. Moulton, R. L. Clemson (2004). "Parametric Study of coupled wall behavior – Implications for the design of coupled beams", *Journal of Structural Engineering*, No. 130, pp. 480-488, ASCE, USA.
- Hidalgo, P. A., R. L. Mayes, R. W. Clough, y H. D. McNiven (1978). "Cyclic loading tests of masonry piers, Volume 1 – height to width ratio of 2", *Report No. UCB/ERC-78/27*.
- Jain, Sudhir K., D. Basu, I. Ghosh, *et al.* (2014). "Application of confined masonry in a major project in India", 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska.
- Jean, R. (2009). "Entrepisos blandos y efectos de temperatura en estructuras de mampostería", Guanajuato, Gto., Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2009, pp. 101, México.
- López Ortiz, A. (2011). *Implicaciones estructurales de la construcción de edificios altos de mampostería para vivienda en la ciudad de México*, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Manzano, J. A., J. J. Pérez Gavilán (2013). "Shear moment interaction in confined masonry walls", 12th Canadian Masonry Symposium Vancouver, paper 323, British Columbia, Canada.
- Matsumura, A. (1988). "Shear Strength of reinforced masonry walls", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. VI, pp. 121-126, Tokyo-Kyoto, Japan.

- Meli, R. (1975). *Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*, Serie Azul No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Meli, R. (1979). *Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería, Segunda Edición, Corregida y aumentada*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Meli, R. y O. Hernández (1971). "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", *Informe No. 297*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Meli R. y G. A. Reyes (1971). "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Ingeniería*, Vol. 41, No. 3, México.
- Meli R., S. Brzev, et al. (2011). *Seismic Design Guide*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA.
- Miranda, E. (1999). "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 4.
- MSJC SD (2011). TMS 402-11/ACI, 530-11/ASCE 5-11, "Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures", Masonry Standards Joint Committee.
- NTCD (2004). "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. TOMO II", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, México, D.F.
- NTCM (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. TOMO I", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, México, D.F.
- NTCS (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. TOMO II", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, México, D.F.
- NSR-10 (2010). "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente", Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Bogotá, D.C., Colombia.
- NZS (2004). (4230:2004) "Design of Reinforced Concrete Masonry Structures", Wellington: Standards Association of New Zealand.
- ONNCCCE (2002). "Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, pp. 9, México.
- Orduña, A., A. G. Ayala (2001). "Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales", *Engenharia Civil, Número 11*, Universidade do Minho, Portugal.
- Pérez Gavilán, J. J., et al. (2012). *Guía de Análisis de Estructuras de Mampostería*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., CONAVI, México.
- Pérez Gavilán, J. J., y A. Manzano (2013). "Efecto del momento flexionante en la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal en muros de mampostería confinada", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 88 1-22, México.
- Pérez Gavilán, J. J., L. Flores y S. M. Alcocer (2013a). "Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 89 55-76, México.
- Pérez Gavilán, J. J., L. E. Flores, S. M. Alcocer (2013b), "An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratio", *Earthquake Spectra*.

- Pérez Gavilán, J. J., L. Flores y A. Manzano (2013c). “Una nueva expresión para la estimación de la resistencia a corte de muros de mampostería confinada”, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.
- Pérez Gavilán, J. J., L. E. Flores, A. Manzano (2014). “A new shear strength design formula for confined masonry walls: proposal to the Mexican code”, paper 1162, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska.
- Riahi Z., K. J. Elwood and S. Alcocer (2009). *Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance-Based Seismic Design*, Journal of Structural Engineering, ASCE.
- SEDESOL (2010). *Guía para la Redensificación Habitacional en la Ciudad Interior*, CONAVI, México.
- Stafford Smith, B., y A. Coull (1991). *Tall Building Structures: Analysis and Design*. John Wiley & Sons, Inc., Canada.
- Sudhir K. Jain, Dhiman Basu, Indrajit Ghosh, Durgesh C. Rai, Svetlana Brzev, and Laxmi Kant Bhargava, (2014). *Application of confined masonry in a major project in India*, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska.
- Taveras Montero, M. A. (2008). “Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral”, Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Tena, A. y E. Miranda (2003). “Capítulo 4: Comportamiento mecánico de la mampostería”, *Edificaciones de Mampostería para Vivienda*, Fundación ICA, México.
- Terán, A. (2011). “Evaluación estructural basada en desplazamientos para edificaciones de mampostería confinada, el desarrollo mexicano”, Guzlop Editoras, Perú.
- Tomazevic, M. y I. Klemenc (1997a). “Seismic behaviour of confined masonry walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 1059-1071.
- Tomazevic, M. y I. Klemenc (1997b). “Verification of seismic resistance of confined masonry buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 1073-1088.
- Tomazevic, M. (2008). “Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry”, *Materials and Structures*, Vol. 42, No. 7, pp. 889-907.
- UBC SD (1997) “Uniform Building Code”, Whittier, California: International Conference of Building Officials, USA.
- Voon, K. y J. Ingham (2006). “Experimental in-plane shear strength investigation of reinforced concrete masonry walls”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132 No. 3, pp. 400-408.
- Voon, K. y J. Ingham (2007). “Design expression for the in-plane shear strength of reinforced concrete masonry”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133 No. 5, pp. 706-713.
- Zeballos, A., A. San Bartolomé y A. Muñoz (1992). *Efectos de la esbeltez sobre la resistencia a fuerza cortante de los muros de albañilería confinada. Análisis por elementos finitos*, Blog de Ángel San Bartolomé, Pontificia Universidad Católica de Perú, <http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070504-Esbeltez%20-%20Elementos%20finitos.pdf>.
- Zúñiga, O. y A. Terán (2008). “Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 79 25-48, México.