



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE YUCATÁN

**FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

**“COMPORTAMIENTO A CORTANTE DE MUROS
CONFINADOS DE CONCRETO CELULAR DE
AUTOCLAVE: EFECTO DE LA RELACIÓN DE
ASPECTO”**

TESIS

**PRESENTADO POR:
I.C. RICARDO ULISES CHIM MAY**

**EN OPCIÓN AL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
OPCIÓN ESTRUCTURAS**

MÉRIDA, YUCATÁN, MÉXICO

2017

Aunque este trabajo hubiera servido para el Examen de Grado y fuera aprobado por el Sínodo, sólo el autor es responsable de las Doctrinas emitidas en él.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y a la Universidad Autónoma de Yucatán, por su apoyo y patrocinio para la realización de este proyecto de tesis.

Asimismo, agradezco al Programa de Apoyo al Desarrollo y Consolidación de los Cuerpos Académicos (PADECCA) y a la empresa Xella Mexicana por el apoyo económico brindado para el desarrollo de este trabajo de investigación.

RESUMEN

El concreto celular de autoclave (CCA) es un material ligero compuesto de cemento portland, cal, arena sílica, yeso, agua y polvo de aluminio. Se utiliza principalmente en la fabricación de paneles horizontales y verticales, vigas y bloques sólidos. En México se utilizó por primera vez en 1994 y desde entonces su uso se ha extendido a diversas partes del país.

En México los muros de mampostería confinada son el principal sistema estructural utilizado en la construcción de viviendas debido a su bajo costo y facilidad constructiva. Tradicionalmente los muros de mampostería confinada se construyen con bloques de concreto y arcilla. Recientemente se comenzó a utilizar bloques de CCA para la construcción de este tipo de muros. Sin embargo, la reglamentación vigente mexicana, para muros de mampostería, no incluye requisitos explícitos para el diseño de muros confinados de CCA.

El objetivo de este trabajo es evaluar el efecto de la relación de aspecto en el comportamiento a cortante de muros confinados de CCA sujetos a cargas laterales. Se diseñaron y ensayaron dos muros confinados de CCA a escala natural con relaciones de aspecto de 1.94 y 2.64. La altura y el espesor de los muros fueron constantes de 240 cm y 15 cm, respectivamente.

Se obtuvieron curvas carga lateral-desplazamiento de los muros ensayados. Se presentan patrones de agrietamiento de cada muro. Con base en los resultados experimentales de este trabajo y los obtenidos por Alcocer (2017), se calculó la capacidad de deformación, la degradación de rigidez y la energía disipada de los cuatro muros considerados en este trabajo. Se determinaron los parámetros necesarios para desarrollar un modelo de histéresis. Se observó que la carga de agrietamiento por cortante, la carga máxima y la rigidez incrementan conforme la relación de aspecto disminuye.

El primer agrietamiento en los muros ensayados en este trabajo se asoció a una falla por flexo-cortante; el agrietamiento por cortante se presentó en el ciclo posterior a un nivel de carga similar. Se desarrolló una ecuación para calcular la degradación de rigidez en función del desplazamiento normalizado respecto al desplazamiento

de agrietamiento por cortante. Se concluyó que el modelo de histéresis desarrollado para este trabajo representa adecuadamente el comportamiento de los muros considerados.

ABSTRACT

Autoclaved aerated concrete (AAC) is a lightweight material composed by Portland cement, lime, silica sand, gypsum, water and aluminum powder. It is mainly used in the production of horizontal and vertical panels, beams, and solid blocks. In Mexico, it was used for the first time in 1994 and since then its use has spread to different parts of the country.

In Mexico, the confined masonry walls are the main structural system used to build houses, due to low cost and ease construction. Traditionally, the confined masonry walls are built with concrete and clay units. In recent years, it has begun to use AAC solid blocks to build confined walls. However, the current Mexican regulation for masonry walls do not include explicit requirements for the design of AAC confined walls.

The objective of this work is to evaluate the effect of aspect ratio on shear behavior of AAC confined walls under lateral loads. Two full scale AAC confined walls with aspect ratios of 1.94 and 2.64 were designed and tested. The height and thickness of the walls were constant and equal to 240 cm and 15 cm, respectively.

Lateral load-displacement curves were obtained for the tested walls. The cracking patterns of each wall are presented. Based on the experimental results of this work and those obtained by Alcocer (2017), the deformation capacity, stiffness degradation and dissipated energy for the four walls considered in this work were calculated. The required parameters to develop a hysteresis model were determined.

It was observed that the shear cracking load, maximum load and stiffness increase as the wall aspect ratio decreases. The first cracking observed in the tested walls was associated to flexural-shear cracking, while the shear cracking occurred in the following loading cycle with a similar load. An equation to calculate the stiffness degradation as a function of the normalized displacement was developed. It was concluded that the hysteresis model developed in this work fits well the behavior of the walls considered in this work.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Alcance	4
1.4 Contenido.....	4
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES	6
2.1 Propiedades básicas del CCA	6
2.1.1 Resistencia a compresión axial.....	6
2.1.2 Módulo de elasticidad	6
2.1.3 Resistencia a tensión.....	7
2.1.4 Resistencia a tensión por flexión	8
2.2 Mecanismos de falla en muros de mampostería.....	8
2.3 Resistencia de muros	10
2.4 Estudios sobre muros de CCA.....	16
2.5 Estudios sobre muros confinados	20
2.6 Reglamentaciones existentes	21
2.7 Conclusiones de la revisión de literatura	21
CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA	23
3.1 Descripción general	23
3.2 Determinación de las propiedades mecánicas de los materiales.....	23
3.3 Selección de la variable de estudio.....	25

3.4 Diseño de muros.....	25
3.5 Construcción de muros	31
3.6 Diseño del sistema de carga e instrumentación.....	33
3.7 Ensaye de muros	36
3.8 Desarrollo del modelo de histéresis	36
CAPÍTULO 4 RESULTADOS.....	41
4.1 Propiedades mecánicas de los materiales.....	41
4.2 Ensaye de muros	44
CAPÍTULO 5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	53
5.1 Patrón de agrietamiento.....	53
5.2 Capacidad de deformación y resistencia máxima.....	54
5.3 Degradación de rigidez	56
5.4 Energía disipada	59
5.5 Modelo de histéresis	60
5.6 Criterios de aceptación	73
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES	76
BIBLIOGRAFÍA	78
APÉNDICE A. PLANOS ESTRUCTURALES	84
A.1 Muro Mc3.....	84
A.2 Muro Mc4	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Comportamiento de la mampostería ante combinaciones de esfuerzos axiales y cortantes (Drysdale, 2008).-----	9
Figura 2.2 Mecanismos de falla de un muro de mampostería sometidos a una combinación de carga axial y carga lateral (Drysdale 2008).-----	10
Figura 2.3 Muro confinado de sujeto a carga axial y lateral -----	11
Figura 2.4 Falla por flexión -----	11
Figura 2.5 Grieta de cortante en un muro confinado -----	13
Figura 2.6 Grieta de flexo-cortante en un muro confinado-----	14
Figura 2.7 Grieta de flexo-cortante en un muro confinado-----	15
Figura 3.1 Vista del ensaye a compresión axial de un cubo de CCA -----	23
Figura 3.2 Vista del ensaye a tensión de un bloque de CCA -----	24
Figura 3.3 Vista del ensaye a compresión axial de un cilindro de concreto. -----	24
Figura 3.4 Vista del ensaye a tensión de una barra de acero-----	25
Figura 3.5 Esquema de ensaye a compresión diagonal de un murete. -----	27
Figura 3.6 Esquema del ensaye a tensión de un bloque de CCA -----	27
Figura 3.7 Hipótesis empleada para obtener la relación entre la v_m y f_{tCCA} .-----	28
Figura 3.8 Curvas de resistencia-esfuerzo axial de compresión del muro Mc3----	30
Figura 3.9 Curvas de resistencia-esfuerzo axial de compresión del muro Mc4----	30
Figura 3.10 Características geométricas de los muros Mc3 y Mc4-----	31
Figura 3.11 Proceso constructivo de los muros Mc3 y Mc4 -----	32
Figura 3.12 Vista final de los muros Mc3 y Mc4 -----	33
Figura 3.13 Esquema general del sistema de carga lateral -----	34
Figura 3.14 Esquema general del sistema de carga axial -----	34

Figura 3.15 Esquema general del sistema de instrumentación -----	35
Figura 3.16 Protocolo de carga (NTCM, 2004).-----	36
Figura 3.17 Modelo de histéresis de CA7 -----	37
Figura 3.18 Representación de la degradación de resistencia y rigidez en el modelo de histéresis -----	39
Figura 3.19 Representación del estrangulamiento en el modelo de histéresis-----	40
Figura 4.1 Fallas observadas en los cubos de CCA-----	42
Figura 4.2 Falla típica observada en el bloque de CCA -----	43
Figura 4.3 Grietas por flexo-cortante en ambos lados del muro Mc3-----	45
Figura 4.4 Primer agrietamiento diagonal del muro Mc3-----	45
Figura 4.5 Grietas diagonales en la parte superior del muro Mc3 -----	46
Figura 4.6 Agrietamiento diagonal en la esquina superior del castillo derecho del muro Mc3-----	46
Figura 4.7 Patrón de agrietamiento final del muro Mc3-----	47
Figura 4.8 Curva carga lateral-desplazamiento del muro Mc3-----	47
Figura 4.9 Grietas por flexo-cortante en ambos lados del muro Mc4 -----	49
Figura 4.10 Primer agrietamiento diagonal del muro Mc4 -----	49
Figura 4.11 Agrietamiento diagonal en la parte central del muro Mc4-----	50
Figura 4.12 Agrietamiento diagonal en la esquina superior del castillo derecho del muro Mc4-----	50
Figura 4.13 Patrón agrietamiento final del muro Mc4 -----	51
Figura 4.14 Curva carga lateral-desplazamiento del muro Mc4-----	51
Figura 5.1 Patrón de agrietamiento final en forma de X-----	54
Figura 5.2 Envoltente normaliza positiva de los muros Mc1 a Mc4.-----	55
Figura 5.3 Envoltente de los muros Mc1 a Mc4-----	56

Figura 5.4 Degradación de rigidez de ciclo. -----	57
Figura 5.5 Curva de degradación de rigidez de ciclo normalizada -----	58
Figura 5.6 Curva degradación de rigidez de ciclo normalizada vs desplazamiento normalizado (Δ/Δ_a). -----	59
Figura 5.7 Curvas de ED acumulada de los muros Mc1 – Mc4 -----	60
Figura 5.8 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc1 -----	62
Figura 5.9 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc2 -----	62
Figura 5.10 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc3 -----	63
Figura 5.11 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc4 -----	63
Figura 5.12 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc1 -----	64
Figura 5.13 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc2 -----	65
Figura 5.14 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc3 -----	65
Figura 5.15 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc4 -----	66
Figura 5.16 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc1 -----	67
Figura 5.17 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc2 -----	67
Figura 5.18 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc3 -----	68
Figura 5.19 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc4 -----	68
Figura 5.20 Comparación del patrón de agrietamiento de los muros Mc1 y Mc3 -	70
Figura 5.21 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc1-----	71
Figura 5.22 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc2-----	72
Figura 5.23 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc3-----	72

Figura 5.24 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc4-----	73
Figura 5.25 Criterio para el cálculo de la EDE (NTCM, 2004) -----	75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Contenido de humedad del CCA.....	41
Tabla 4.2 Resistencia a compresión axial del CCA.....	41
Tabla 4.3 Resistencia a tensión del CCA.....	42
Tabla 4.4 Resistencia compresión del concreto para los castillos del muro Mc3..	43
Tabla 4.5 Resistencia de fluencia del acero de refuerzo.....	43
Tabla 4.6 Resumen de cargas y desplazamientos registrados durante cada evento del ensaye del muro Mc3.....	48
Tabla 4.7 Resumen de cargas y desplazamientos registrados durante cada evento del ensaye del muro Mc4.....	52
Tabla 5.1 Muros considerados para el desarrollo del modelo de histéresis.....	53
Tabla 5.2 Comparación entre la carga de agrietamiento por cortante y la carga máxima.....	55
Tabla 5.3 Rigidez inicial calculada para los muros Mc1 a Mc4.....	61
Tabla 5.4 Relación de la rigidez secante experimental y la rigidez inicial.....	61
Tabla 5.5 valores del factor γ	64
Tabla 5.6 Valores del parámetro δ	66
Tabla 5.7 Valores del parámetro Φ	68
Tabla 5.8 valores del parámetro λu	69
Tabla 5.9 valores del parámetro $\lambda 3$	69
Tabla 5.10 Valores del parámetro ε	70
Tabla 5.11 Valores del parámetro λ_s	70
Tabla 5.12 Criterios 1 y 2 del apéndice normativo A de las NTCM.....	74
Tabla 5.13 Criterio 3 del apéndice normativo A de las NTCM.....	75

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

El concreto celular de autoclave (CCA) es un material compuesto de baja densidad debido a la inclusión de vacíos en su estructura. Para su producción se emplea como materia prima: cemento portland, polvo de arena sílica, yeso, cal, agua y un agente inclusor de aire, el cual generalmente es polvo de aluminio. La materia prima es mezclada hasta formar una solución la cual se coloca en moldes de acero. La reacción química entre el aluminio, el hidróxido de calcio y el agua provoca la formación de pequeñas burbujas de hidrogeno en la mezcla, las cuales son responsables de la expansión del CCA en aproximadamente cinco veces su volumen original. Al final del proceso de expansión el hidrogeno escapa a la atmosfera y es suplido por aire. Los moldes se retiran cuando el material se ha solidificado, pero aun continua blando y se procede a cortar las piezas deseadas. Después del proceso de corte, las piezas son introducidas a un autoclave para su proceso de curado con vapor durante un tiempo de 8 a 12 horas. En este periodo las piezas son sometidas a una presión de 1.2 MPa (12.23 kg/cm²) y a una temperatura que alcanza los 180°C. Finalizado el proceso de curado en el autoclave el material queda listo para ser utilizado inmediatamente.

Las propiedades del CCA se especifican en la norma ASTM C1693 (2011). Su principal ventaja respecto otros materiales como el concreto convencional es su baja densidad, la cual varía entre 400 kg/m³ y 700 kg/m³, que mejora la economía en el diseño de estructuras de soporte. La resistencia a compresión del CCA varía de 2 MPa (20 kg/cm²) a 6 MPa (60 kg/cm²). Actualmente el CCA se emplea en la fabricación de diferentes elementos tales como: bloques sólidos, paneles para muro, paneles para losa, dinteles y vigas.

Desde que comenzó a ser comercializado en Suecia en el año de 1923, el uso del CCA se ha expandido a más de 40 países en todo el mundo, incluidos Alemania, Francia, Inglaterra, Holanda, Portugal, China, Estados Unidos de América y México, entre otros. En México el uso del CCA comenzó en el año de 1994 y desde entonces se ha extendido a diversos estados de la república como son Nuevo León, Ciudad de

México, Puebla, Guanajuato, San Luis Potosí, Tamaulipas, Estado de México y Yucatán.

En México los muros de mampostería son ampliamente utilizados en la construcción de viviendas debido a su bajo costo y facilidad constructiva. Estos muros se pueden clasificar en: reforzados interiormente, no reforzados, confinados, entre otros. Los muros confinados son aquellos que están reforzados en su periferia con elementos de concreto reforzado (cadenas y castillos). En este tipo de muros primero se construye el panel de mampostería y posteriormente los elementos confinantes. Tradicionalmente los muros de mampostería confinada se construyen con piezas de concreto y arcilla, pero recientemente se han comenzado a utilizar piezas de CCA para su construcción.

Se han realizado pocos estudios sobre el comportamiento de muros de mampostería de CCA sujetos a cargas laterales en el plano (Tanner et al. 2005a; Tanner et al. 2005b; Penna et al. 2008; Tomazevic et al. 2012; Ravichandran et al. 2012; Mandirola et al. 2012; Yu et al. 2013; Bose et al. 2014). En estos estudios se ensayaron muros con comportamiento dominado por cortante y por flexión. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto (altura entre longitud del muro), el esfuerzo axial de compresión, el tipo de pieza y el tipo de refuerzo. Sin embargo, en estos estudios no se consideraron muros confinados.

El comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas en el plano ha sido ampliamente estudiado por diversos autores. Entre las variables más estudiadas se encuentran: tipo de piezas (San Bartolomé et al. 2010), la combinación de piezas de arcilla y concreto (Tena et al. 2009), los tipos y cantidades de acero de refuerzo en los elementos confinantes (Treviño et al. 2004; Quiroz et al. 2014), la cantidad y separación del acero de refuerzo vertical y horizontal en el panel de mampostería (Yoshimura et al. 2000), el esfuerzo axial de compresión (Urzúa et al. 2001; Raygoza 2012; Sosa 2013), la relación de aspecto (San Bartolomé 1992; Pérez-Gavilán et al. 2015; Raygoza 2012; Sosa 2013), la interacción entre el momento flexionante y la fuerza cortante (Pérez-Gavilán et al. 2011), las aberturas en los muros y el tipo de refuerzo (Flores et al. 2004), y la cantidad y distribución de elementos

confinantes (Ventura 2015). La mayoría de estos estudios consideran muros confinados con comportamiento dominado por cortante con una relación de aspecto cercana a uno. Adicionalmente, los muros confinados considerados en dichos estudios fueron elaborados con piezas de arcilla o concreto.

México cuenta con normas técnicas para el diseño de muros de mampostería no reforzados, reforzados interiormente y confinados (NTCM 2004). Dichas normas técnicas han sido desarrolladas considerando muros elaborados con piezas de arcilla o concreto. Por otra parte, en Estados Unidos de América se cuenta con un reglamento para el diseño de muros de mampostería de CCA (ACI 530-13). Sin embargo, este reglamento solo considera muros de CCA no reforzados y reforzados interiormente.

Con base en lo anterior se observa que no existen estudios sobre el comportamiento de muros confinados de CCA sujetos a cargas laterales. Por otra parte, las reglamentaciones vigentes en México y EUA no incluyen requisitos explícitos para el diseño de este tipo de muros. Por lo tanto, surge la necesidad de realizar estudios experimentales para este tipo de muros. La información obtenida servirá en un futuro para el desarrollo de requisitos de diseño para estructuras a base de muros confinados de CCA.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar el efecto de la relación de aspecto en el comportamiento a cortante de muros confinados de concreto celular de autoclave sujetos a cargas laterales.

1.2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos del trabajo son:

- Determinar las propiedades básicas del CCA.
- Ensayar muros confinados de CCA con comportamiento dominado por cortante y diferente relación de aspecto.

- Determinar el efecto de la relación de aspecto en la resistencia máxima, capacidad de deformación, degradación de rigidez y energía disipada de los muros confinados de CCA ensayados.
- Desarrollar un modelo de histéresis que represente el comportamiento a cortante de los muros de confinados de CCA ensayados.

1.3 Alcance

Este trabajo forma parte de un proyecto de investigación cuyo objetivo es evaluar el comportamiento de muros confinados de CCA sujetos a cargas laterales. Se consideraron en el proyecto un total de siete muros, cuatro con comportamiento dominado por cortante y tres por flexión. Los primeros dos muros de cortante se estudiaron por Alcocer (2017) y los otros dos en este trabajo. Los muros de flexión se estudiaron por Ricalde (2017).

1.4 Contenido

Este trabajo cuenta con seis capítulos, organizados de la siguiente manera:

Capítulo 1. Se presenta una introducción a la problemática que se atiende en esta investigación, el objetivo general, los objetivos particulares y los alcances de este trabajo.

Capítulo 2. Se presentan los resultados de estudios sobre el comportamiento de muros de mampostería reforzados interiormente, no reforzados y diafragma elaborados con piezas o paneles de CCA. Se incluye los resultados de estudios de muros confinados elaborados con piezas de bloques de concreto y arcilla. Se finaliza este capítulo con las conclusiones respecto a la revisión de la literatura.

Capítulo 3. Se presenta la metodología empleada para evaluar experimentalmente el comportamiento a cortante de muros confinados de CCA. Se incluye la selección de la variable de estudio, la determinación de propiedades básicas de los materiales, el diseño y el proceso constructivo de los muros, el diseño del sistema de carga e instrumentación, el protocolo de ensaye y los pasos a seguir para el desarrollo del modelo de histéresis.

Capítulo 4. Se presentan resultados de las propiedades básicas de los materiales y del ensaye de los muros confinados de CCA.

Capítulo 5. Se presenta el análisis de resultados de los muros de CCA con comportamiento dominado por cortante. Se discute el efecto de la relación de aspecto en la resistencia máxima de los muros, la capacidad de deformación, la degradación de resistencia, rigidez, y la energía disipada equivalente. Finalmente se propone un modelo de histéresis para representar el comportamiento a cortante de los muros confinados de CCA.

Capítulo 6. Se presentan las conclusiones de este trabajo.

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES

Se realizó una revisión de la literatura sobre las propiedades básicas del CCA, los mecanismos de falla en muros de mampostería, la resistencia de muros, estudios de muros de CCA y del comportamiento a cortante de muros confinados.

2.1 Propiedades básicas del CCA

2.1.1 Resistencia a compresión axial

La resistencia a compresión del CCA depende de varios factores como son: el tamaño del espécimen y su forma, el método de formación de poros, la dirección de carga, la edad de concreto, el contenido de humedad, las características de la materia prima empleada en su elaboración y el método de curado. Usualmente la resistencia a compresión axial se determina con cubos de 100 mm de lado. En la literatura se encontró también el uso de elementos cilíndricos y prismáticos, con relaciones de esbeltez de 2 a 3, en este caso la resistencia a compresión medida es aproximadamente 5% menor que la determinada mediante cubos (Tanner, 2003).

Adicionalmente se pueden ensayar directamente bloques de CCA para determinar la resistencia a la compresión. Los valores que se obtienen de dichos ensayos son aproximadamente 10% menores que los medidos en cubos de 100 mm de lado (RILEM, 1993).

Otras variables que influyen considerablemente en la resistencia a compresión del CCA son su estructura de poros y su densidad. Generalmente la resistencia a compresión del CCA varía linealmente con su densidad e inversamente con su contenido de humedad (Narayanan, 2000).

2.1.2 Módulo de elasticidad

Argudo (2003) realizó la correlación entre la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad del CCA (en dirección perpendicular al crecimiento), a partir de los datos provenientes de 46 especímenes ensayados en la Universidad de Texas en Austin y

la Universidad de Alabama en Birmingham. Para un ajuste de tipo lineal se obtiene un coeficiente de correlación (R^2) de 0.92, ecuación (2.1).

$$E_{CCA} = 0.3f_{CCA} + 105 \quad (2.1)$$

Donde E_{CCA} es el módulo de elasticidad del CCA y f_{CCA} es la resistencia a compresión del CCA, ambos en psi.

Por otra parte, el reglamento del ACI propone la ecuación (2.2) para determinar el módulo de elasticidad como función no lineal de la resistencia a la compresión.

$$E_{CCA} = 6500f_{CCA}^{0.6} \quad (2.2)$$

Donde E_{CCA} y f_{CCA} están en psi.

Tanner (2003) ensayó grupos de 6 especímenes de CCA provenientes de tres embarques diferentes, con una relación de aspecto 2:1. Dichas pruebas fueron desarrolladas para obtener la curva esfuerzo-deformación y medir las deformaciones del CCA al momento de la falla. Para todos los grupos de especímenes ensayados, con excepción de uno, se alcanzó una deformación unitaria de falla mayor a 0.0025. Sin embargo, la deformación unitaria que se alcanzan a través de un gradiente de esfuerzos es mayor (deformación unitaria de 0.003 a 0.0045) que los que se alcanzan en una prueba de compresión axial (deformación unitaria de aproximadamente 0.0025) (Ferguson, 1998).

2.1.3 Resistencia a tensión

Parker et al. (2007) evaluaron experimental y analíticamente las pruebas ASTM C 496 y ASTM C1006 para determinar la resistencia a tensión, mediante la comparación del máximo esfuerzo obtenido siguiendo las ecuaciones propuestas en las normas ASTM y los obtenidos por medio del modelado con el MEF. También realizaron una serie de pruebas experimentales siguiendo la norma ASTM C1006, con la finalidad de correlacionar la resistencia a tensión del CCA con su resistencia a compresión. Los especímenes fueron ensayados de tal modo que el esfuerzo a tensión actuó paralelo a la dirección de elevación de la mezcla.

Del análisis de ambas pruebas por el MEF se recomienda la prueba ASTM C1006 como el método principal para determinar la resistencia a tensión. Basándose en la uniformidad de la distribución de esfuerzos, la reducción del coeficiente de variación y la simplicidad del método de prueba. A partir de la correlación entre la resistencia a compresión y a tensión, se propone la ecuación (2.3), para determinar la resistencia a tensión del CCA con una resistencia a compresión mayor a 3.4 MPa.

$$f_{tCCA} = 2.4 \sqrt{f_{CCA}} \quad (2.3)$$

Donde f_{tCCA} es la resistencia a tensión del CCA en psi.

2.1.4 Resistencia a tensión por flexión

Ferreti et al. (2015) modelaron el desarrollo de grietas en vigas y vigas peraltadas hechas de CCA. Primero se estudió la mecánica de la fractura del CCA mediante el ensaye de vigas a flexión con carga aplicada al centro del claro. Con base en los resultados experimentales se calibró una ley cohesiva propia para el material a través de un análisis inverso de elementos finitos. Al comparar la resistencia a tensión por flexión con la resistencia a compresión observó que este valor se ajusta bastante bien a las disposiciones sugeridas por Argudo (2003). Donde el módulo de ruptura del CCA (f_{rCCA}) está relacionado con su resistencia a la compresión (f_{CCA}) a través de la ecuación (2.4).

$$f_{rCCA} = 4.8 \sqrt{f_{CCA}} \quad (2.4)$$

donde f_{rCCA} y f_{CCA} están en psi.

2.2 Mecanismos de falla en muros de mampostería

La resistencia de muros de mampostería sometidos a una combinación de cargas laterales y axiales en su plano, dependen de la intensidad de la carga axial, la geometría del muro, las propiedades de los materiales que conforman el muro y el tipo de refuerzo utilizado (Drysdale, 2008). En la figura 2.1 se presenta la relación entre el esfuerzo axial y el esfuerzo cortante en un muro de mampostería. La falla por tensión

(punto a) y por compresión (punto e) del muro, son función de la resistencia a tensión y compresión de la mampostería. Al aumentar el nivel del esfuerzo axial a compresión en el muro, se incrementa la resistencia a cortante hasta llegar a un valor máximo, pudiéndose presentar una falla por deslizamiento antes de la falla por cortante (intervalo b-c). Posteriormente, si se continúa incrementando el esfuerzo axial a compresión, la resistencia a cortante disminuye (intervalo c-d). Cuando el esfuerzo axial a compresión es elevado se tiende a una falla por compresión y se tiene una baja resistencia a cortante (intervalo d-e).

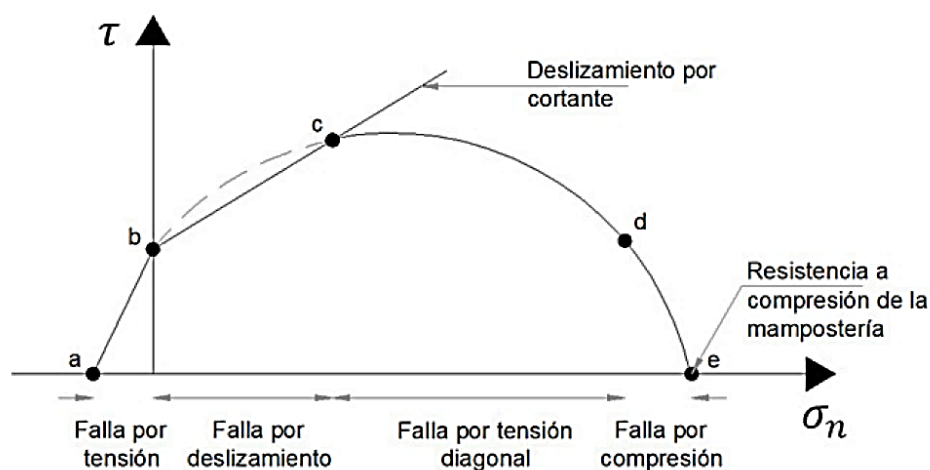


Figura 2.1 Comportamiento de la mampostería ante combinaciones de esfuerzos axiales y cortantes (Drysdale, 2008).

En la figura 2.2, se presentan de manera esquemática los modos de falla de muros de mampostería (Drysdale, 2008). La falla controlada por flexión, provocada por un esfuerzo axial a compresión bajo en combinación con la carga lateral, origina una grieta que se desarrolla a lo largo de la base del muro, produciéndose volteo o aplastamiento de la esquina inferior. La falla por deslizamiento está gobernada por la adherencia y fricción que existen entre las juntas de la mampostería y ocurre para esfuerzos axiales de compresión relativamente bajos. La falla por tensión diagonal ocurre cuando a la combinación de los esfuerzos de compresión axial y cortantes que actúan sobre la mampostería exceden la resistencia a tensión de las piezas o las juntas, se caracteriza por el agrietamiento diagonal al centro del panel. Cuando se tiene un esfuerzo axial muy elevado, el muro no es capaz de resistir esfuerzos

cortantes considerables y se presenta la falla por compresión, se caracteriza por la presencia de agrietamiento vertical en la mampostería.

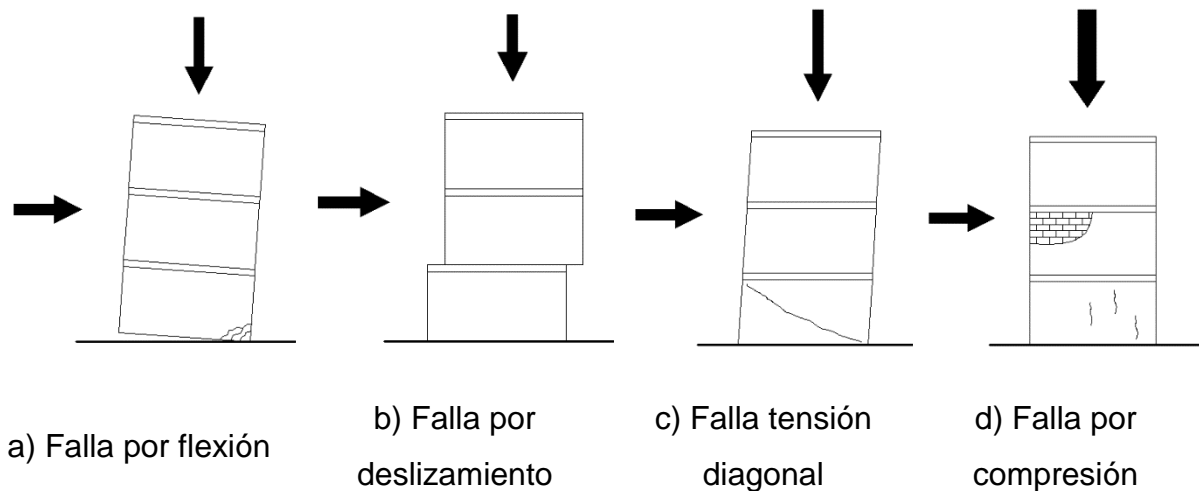


Figura 2.2 Mecanismos de falla de un muro de mampostería sometidos a una combinación de carga axial y carga lateral (Drysdale 2008).

2.3 Resistencia de muros

La combinación de carga axial (P) y carga lateral (V) en un muro de mampostería, empotrado en su base y libre en su parte superior (Figura 2.3), puede inducir diversos mecanismos de falla asociados con la resistencia a flexión, cortante, flexo-cortante y deslizamiento. Para un muro con altura (H), longitud (L) (Figura 2.3) y castillos de concreto reforzado de sección cuadrada con un ancho igual al espesor del muro (t), las resistencias anteriores se pueden determinar como sigue:

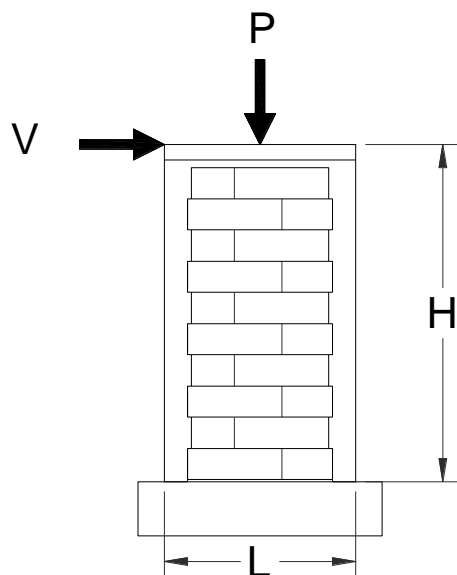


Figura 2.3 Muro confinado de sujeto a carga axial y lateral

Resistencia a flexión. Está asociada al aplastamiento del concreto en la zona de compresión o la fractura del acero de refuerzo en tensión (Figura 2.4).

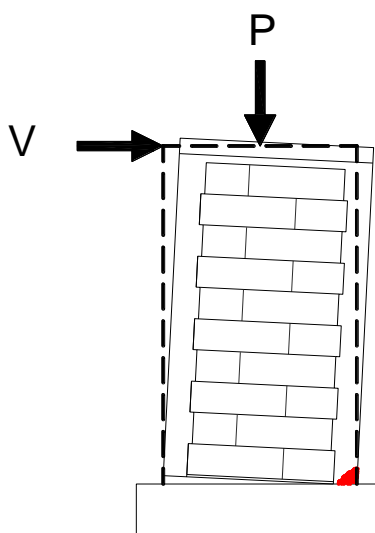


Figura 2.4 Falla por flexión

La resistencia a flexión del muro se puede determinar con base en las tres hipótesis de la teoría de flexión (cinemática, constitutiva y equilibrio). Asumiendo una distribución lineal de deformaciones, un bloque rectangular equivalente para esfuerzos de compresión en el concreto reforzado y una profundidad del eje neutro (c) localizado

dentro del castillo en compresión, la resistencia a flexión (M_f) del muro puede determinarse con la ecuación (2.5).

$$M_f = C \left(\frac{L - \beta_1 c}{2} \right) + T \left(\frac{L}{2} - r \right) \quad (2.5)$$

Donde:

$$C = 0.85 f'_c \beta_1 c t \quad (2.6)$$

$$T = A_s f_s \quad (2.7)$$

$$P = C - T \quad (2.8)$$

En las ecuaciones anteriores, β_1 es el parámetro que relaciona la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de compresión del concreto con el eje neutro, C es la fuerza resultante de los esfuerzos de compresión, T es la fuerza de tensión en el acero de refuerzo del castillo, r es el recubrimiento de dicho acero, f'_c es la resistencia a compresión axial del concreto, A_s es el área de acero de refuerzo del castillo en tensión y f_s es el esfuerzo en dicho acero, obtenido a partir del modelo constitutivo propuesto por Rodríguez y Botero (1996). La carga lateral (V_f) asociada a la resistencia a flexión se puede determinar con la ecuación (2.9).

$$V_f = \frac{M_f}{H} \quad (2.9)$$

Resistencia a cortante. Esta resistencia se asociada con la aparición del primer agrietamiento diagonal en el panel del muro de mampostería (Figura 2.5). Se presentan tres ecuaciones para determinar dicha resistencia.

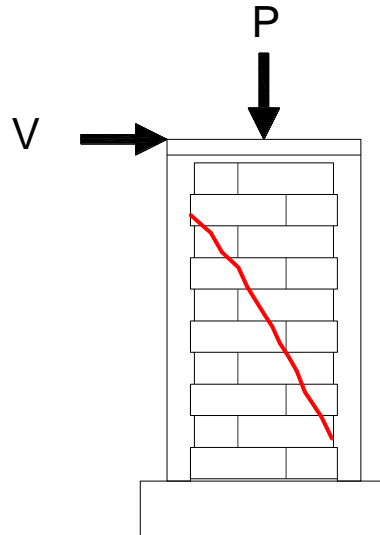


Figura 2.5 Grieta de cortante en un muro confinado

Para muros de CCA no reforzados y reforzados interiormente, la resistencia a cortante puede determinarse con la ecuación (2.10) (ACI530-13). Esta ecuación está basada en la teoría de esfuerzos principales.

$$V_{c1} = 0.95 L t \sqrt{f_{CCA}} \sqrt{1 + \frac{P}{2.4 \sqrt{f_{CCA}} L t}} \quad (2.10)$$

Donde f_{CCA} es la resistencia a compresión axial del CCA. Dado que la resistencia a tensión del CCA (f_{tCCA}) es igual a $2.4 \sqrt{f_{CCA}}$ (Tanner 2003). Por lo tanto, la ecuación (2.9) se reescribe y se presenta en la ecuación (2.11)

$$V_{c1} = 0.40 L t f_{tCCA} \sqrt{1 + \frac{P}{f_{tCCA} L t}} \quad (2.11)$$

Por otra parte, para muros confinados construidos con bloques de concreto o arcilla, la resistencia a cortante puede determinarse con la ecuación (2.12). Esta ecuación se basa en la teoría de Mohr-Coulomb.

$$V_{c2} = F_R (0.5 v_m^* \cdot A_t + 0.3P) \quad (2.12)$$

Donde F_R es un factor de reducción de resistencia, v_m^* es la resistencia a compresión diagonal de diseño de la mampostería y A_t es el área transversal del muro. Se observa que ecuación propuesta en las NTCM no consideran la influencia de la relación de aspecto en la resistencia a cortante. Con base en estudios experimentales llevados a cabo en la FIUADY, Sosa (2013) propone una modificación a la fórmula establecida en las NTCM, la cual se presenta en la ecuación (2.13):

$$V_{c3} = 0.46v_m \alpha A_t + 0.3P \quad (2.13)$$

Donde v_m es la resistencia a compresión diagonal promedio de la mampostería y α es el inverso de la relación de aspecto.

Resistencia a flexo-cortante. Esta resistencia está asociada con la formación de una grieta horizontal que se ubica aproximadamente a una altura igual a la longitud media del muro, medida a partir de su base y su posterior propagación en forma diagonal (Figura 2.6).

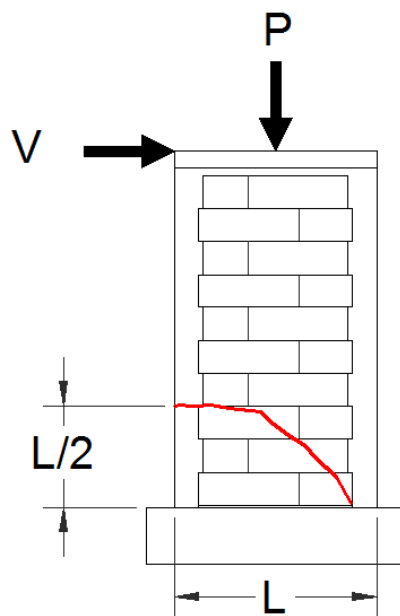


Figura 2.6 Grieta de flexo-cortante en un muro confinado

La resistencia a flexo-cortante se puede determinar mediante la ecuación (2.14). El primer término de la ecuación se relaciona con la carga requerida para formar la grieta horizontal en el castillo y el segundo con la carga adicional para inducir la propagación

diagonal de la grieta en el panel de mampostería (C_v). La primera carga se determina con la mecánica de materiales y la segunda con base en pruebas experimentales.

$$V_{fc} = \frac{S_x \left(f_r + \frac{P}{Lt} \right)}{H - \frac{L}{2}} + C_v \quad (2.14)$$

Donde S_x es el módulo de sección del muro y f_r es la resistencia a tensión por flexión del material. Para el caso de muros de concreto reforzado el valor de C_v puede determinarse con la ecuación (2.15).

$$C_v = 0.16 \sqrt{f'_c} t d \quad (2.15)$$

Donde $0.16\sqrt{f'_c}$ es el 10% de la resistencia a tensión por flexión del concreto (ACI 318-14) y d es el peralte efectivo del muro, medido del centroide del acero de refuerzo en tensión a la fibra más alejada en compresión.

Resistencia al deslizamiento. Esta resistencia se asocia con el deslizamiento relativo del muro con respecto a su base. Se caracteriza por el movimiento de cuerpo rígido del muro y aparición de grietas horizontales su base (Figura 2.7).

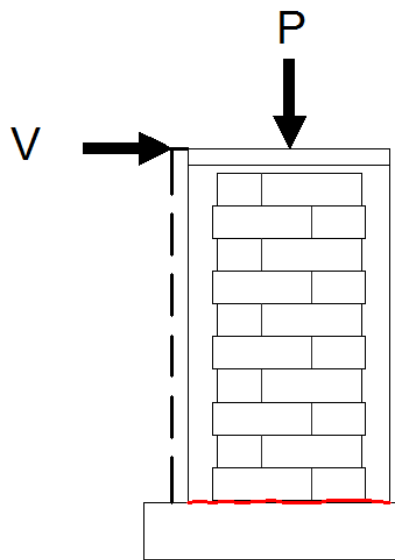


Figura 2.7 Grieta de flexo-cortante en un muro confinado

La carga lateral asociada a la resistencia al deslizamiento puede determinarse conservadoramente con la ecuación (2.16).

$$V_d = \mu P \quad (2.16)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre el CCA y el concreto de la base.

2.4 Estudios sobre muros de CCA

Tanner et al (2005a) ensayaron 17 muros de CCA sujetos a cargas laterales cíclicas reversibles. Se estudiaron ocho muros con comportamiento dominado por flexión y nueve por cortante. Los muros fueron reforzados interiormente con acero de refuerzo vertical en los extremos y uniformemente distribuido a lo largo de la longitud de los muros. Todos los muros se construyeron utilizando un mortero de pared delgada. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto, la carga axial y el tipo de pieza. Los muros con comportamiento dominado por flexión fueron construidos a base de paneles horizontales y verticales con refuerzo interior. Se consideraron relaciones de aspecto entre 1.4 y 3.2, esfuerzos axiales de compresión entre 0.03 MPa y 0.26 MPa (0.32 kg/cm² y 2.69 kg/cm²). Los muros con comportamiento dominado por cortante fueron construidos a base de bloques sólidos y de paneles horizontales y verticales con refuerzo interior. Se consideraron relaciones de aspecto entre 0.63 y 3.15, y esfuerzos axiales de compresión entre 0.22 MPa y 0.57 MPa (2.23 kg/cm² y 5.8 kg/cm²). Los autores concluyeron que el comportamiento de los muros dominados por flexión se caracterizó por grietas horizontales y grietas por flexo-cortante. La falla de los muros se asoció al aplastamiento del CCA en la zona de compresión. El comportamiento de los muros dominados por cortante se caracterizó por agrietamiento diagonal en ambas direcciones, y en algunos casos por deslizamiento en las juntas. La falla de los muros se asoció al excesivo agrietamiento diagonal y al aplastamiento del CCA. Finalmente, propusieron requisitos para el diseño de muros de CCA, las cuales incluyen las resistencias por cortante, aplastamiento del puntal diagonal, deslizamiento y flexión.

Tanner et al (2005b) estudiaron el comportamiento a flexión de un edificio de dos niveles de CCA sujeto a cargas cíclicas reversibles. Las dimensiones en planta de edificio fueron de 6.1 m x 2.8 m (largo x ancho), la altura total fue de 5.1 m. El edificio consistió en dos muros paralelos de CCA por nivel, una losa de entrepiso y una losa de azotea. Los muros se construyeron a base de paneles verticales reforzados interiormente con acero vertical en los extremos. Las losas se construyeron utilizando paneles de entrepiso reforzados interiormente. El comportamiento de los muros fue dominado por flexión. Se observó inicialmente la formación de grietas horizontales en la base de los muros, posteriormente grietas verticales en la junta de los paneles verticales situados en los extremos de los muros, después se formaron grietas diagonales en los muros, luego se observó la fluencia del acero de refuerzo por flexión y finalmente se observó el deslizamiento de los muros con respecto su base. La falla se asoció al excesivo agrietamiento de los muros de CCA y a la formación y propagación de una grieta vertical en la intersección de dos muros.

Varela et al (2006) propusieron un método para determinar factores de reducción de fuerzas y de amplificación de desplazamiento para el diseño sísmico de estructuras de CCA. En este proceso iterativo se involucra el diseño de estructuras a base de muros reforzados interiormente, la selección y escalamiento de sismos representativos de zonas de Estados Unidos de América, la propuesta de modelos de histéresis para dichos muros y la evaluación de la respuesta sísmica mediante análisis no lineales. Los autores proponen un factor de reducción por ductilidad de 2 y un factor de sobrerresistencia de 1.5. Con base en estos valores se propone un factor de reducción de fuerzas sísmicas de 3 y un factor de amplificación de desplazamientos de 3 para el diseño de estructuras a base de muros de CCA.

Penna et al (2008) ensayaron 14 muros de CCA sujetos a cargas cíclicas reversibles. Las variables de estudio fueron el tipo de refuerzo utilizado, la relación de aspecto y el esfuerzo axial de compresión. Se consideraron cuatro muros no reforzados, tres muros reforzados con acero horizontal, dos con acero vertical en sus extremos y cinco muros diafragma. Los muros se construyeron utilizando bloques sólidos y mortero de pared delgada. La relación de aspecto de los muros varió entre 0.61 a 1.83. La carga axial varió entre 0.22 MPa y 0.65 MPa (2.22 kg/cm² y 6.67 kg/cm²). Los muros con relación

de aspecto de 0.61 tuvieron un comportamiento dominado por cortante, mientras que los muros con una relación de aspecto de 1.83 por flexión. Los autores concluyeron que los muros reforzados interiormente presentaron un incremento significativo de su resistencia a flexión comparado con los no reforzados. El uso de acero de refuerzo horizontal demostró una mejora en el control del agrietamiento y un incremento en la ductilidad. El uso de paneles de mampostería de CCA en marcos de concreto reforzado incrementa la resistencia a flexión y la rigidez del marco sin reducir su capacidad de deformación.

Tomazevic et al (2011) ensayaron 10 muros de CCA y 3 edificios, a escala 1:4. Los muros se ensayaron bajo cargas cíclicas reversibles y los edificios en una mesa sísmica vibratoria. Los muros se construyeron con bloques sólidos de CCA a escala 1:4 y mortero de pared delgada. Para los muros la variable de estudio fue el refuerzo en el muro. Se consideraron cuatro muros no reforzados y seis reforzados interiormente con acero vertical en los extremos. Los muros no reforzados tuvieron un comportamiento dominado por flexión. La falla estuvo asociada a un agrietamiento horizontal en la base del muro, y al aplastamiento de las piezas de CCA en la zona de compresión. Los muros reforzados interiormente tuvieron un comportamiento dominado por cortante. La falla se asoció al agrietamiento diagonal de los muros lo cual produjo la degradación de la rigidez. Los edificios se construyeron a base de muros de bloques sólidos de CCA reforzados interiormente con acero vertical. Las variables de estudio fueron el número de niveles, la orientación de la excitación y el peso del edificio. Se consideraron edificios de 3 y 4 niveles, excitaciones en dirección ortogonal y paralela al eje de simetría, y pesos de 27.45 kN a 44.99 kN (2799 kg a 4588 kg). Todos los edificios presentaron un comportamiento dominado por cortante. La falla estuvo asociada al excesivo daño en los muros del primer piso y su posterior colapso. Los autores concluyen que el uso del refuerzo interior incrementó la resistencia a cortante de los muros y aseguró la integridad de la estructura hasta el colapso.

Ravichandran et al (2012) estudiaron el comportamiento de 1 muro diafragma de CCA sujeto a cargas cíclicas reversibles. El muro consistió de un marco de acero y un panel de mampostería de bloques sólidos de CCA. Se utilizó mortero de pared delgada en

la construcción del panel de mampostería. Primero se estudió el comportamiento del marco de acero sin el panel. Posteriormente fue construido un panel de mampostería no reforzada de CCA en el interior del marco. El comportamiento del muro estuvo dominado por cortante. La falla se asoció al excesivo agrietamiento diagonal. Los autores concluyen que las recomendaciones de diseño para muros diafragma de CCA de la Masonry Standards Joint Committee (MSJC) dan una buena aproximación de la rigidez lateral. Con base en los resultados experimentales obtenidos, propusieron un modelo analítico que permita captar el comportamiento histerético de los muros diafragma de CCA con un marco de acero.

Mandirola et al (2012) ensayaron 3 muros de CCA sujetos a cargas cíclicas reversibles. Las variables de estudio fueron el tipo de refuerzo en el muro y el esfuerzo axial de compresión. Se consideraron dos muros con acero de refuerzo horizontal en las juntas y uno no reforzado. Los muros se construyeron utilizando bloques sólidos de CCA y mortero de pared delgada. Se consideró una relación de aspecto de 0.8 y esfuerzos axiales de compresión entre 0.40 MPa y 0.60 MPa (4.08 kg/cm^2 y 6.12 kg/cm^2). El comportamiento de los muros fue dominado por cortante, se presentaron grietas diagonales en ambas direcciones. La falla se asoció al excesivo agrietamiento diagonal y al aplastamiento del CCA. Los autores concluyeron que el uso de refuerzo horizontal disminuye la extensión de las grietas, incrementa la capacidad de deformación del muro y la resistencia a cortante.

Yu et al (2013) ensayaron 6 muros de CCA sujetos a cargas cíclicas reversibles. Se consideraron cinco muros con castillos en los extremos y un muro no reforzado. La variable de estudio fue el tipo de refuerzo en los muros. Los muros se construyeron con bloques sólidos de CCA y mortero de pared delgada. Se consideró una relación de aspecto de 0.52 y un esfuerzo axial de compresión de 0.70 MPa (7.13 kg/cm^2). Se empleó un castillo intermedio, y de una a dos cadenas intermedias. El comportamiento de los muros fue dominado por cortante, se presentaron grietas diagonales en ambos sentidos. Los autores concluyen que sin los castillos en los extremos el muro llega a su capacidad de carga inmediatamente después del agrietamiento. El uso de cadenas intermedias previene la ocurrencia y propagación de las grietas por lo que su carga de agrietamiento incrementa con el número cadenas. La ductilidad se mejora si se

incrementa la altura de las cadenas intermedias y la cantidad de columnas. Los elementos confinantes mejoran el comportamiento por cortante de los muros de CCA. Bose et al (2014) evaluaron el comportamiento de un muro diafragma a escala 1:2.5 sujeto a cargas cíclicas reversibles. El marco del muro fue de concreto reforzado. El panel de mampostería se construyó con bloques solidos de CCA y utilizando mortero pared delgada. Se consideró un esfuerzo axial de 6.5 kPa (0.066 kg/cm²). Primero se ensayó el marco de concreto sin el panel de CCA. Posteriormente se ensayó el marco de concreto con el panel. El comportamiento del muro fue dominado por cortante. El panel presentó agrietamiento diagonal en ambos sentidos. La falla final fue caracterizada por la formación de articulaciones plásticas en las columnas de concreto reforzado y al aplastamiento del panel en la zona de compresión. Los autores concluyen que a niveles de distorsión bajos el panel toma la mayor parte del esfuerzo cortante. Al incrementarse la distorsión hay una mejor distribución de cargas entre el panel y el marco, lo cual lleva a un mecanismo de fluencia temprano que genera una mejor disipación de energía.

2.5 Estudios sobre muros confinados

El comportamiento de los muros confinados sujetos a cargas laterales ha sido ampliamente estudiado. Existen numerosos estudios de muros confinados con comportamiento dominado por cortante construidos con piezas de arcilla y concreto. En dichos estudios se han considerado diferentes variables de estudio, como el tipo de piezas (San Bartolomé et al. 2010), la combinación de piezas de arcilla y concreto (Tena et al. 2009), los tipos y cantidades de acero de refuerzo en los elementos confinantes (Treviño et al. 2004; Quiroz et al. 2014), la cantidad y separación de acero de refuerzo vertical y horizontal en el panel de mampostería (Yoshimura et al. 2000), el esfuerzo axial de compresión (Urzúa et al. 2001; Raygoza 2012; Sosa 2013), la relación de aspecto (H/L) (San Bartolomé 1992; Pérez-Gavilán 2015; Raygoza 2012; Sosa 2013), la interacción entre el momento flexionante y la fuerza cortante (Pérez-Gavilán et al. 2011), las aberturas en los muros y el tipo de refuerzo en estas (Flores et al. 2004), la cantidad y distribución de elementos confinantes (Ventura 2015). Por otro lado, existen pocos estudios de muros confinados con comportamiento dominado

por flexión construidos con piezas de concreto o arcilla. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto (Prieto 2015), el esfuerzo axial de compresión (Gamboa 2016) y la cantidad y separación de acero de refuerzo vertical y horizontal en el panel de mampostería (Yoshimura et al. 2000).

2.6 Reglamentaciones existentes

En México se cuenta con las Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM). En estas normas se establecen los requisitos mínimos para el diseño de muros no reforzados, muros reforzados interiormente y muros confinados, entre otros. En las NTCM se definen a los muros confinados como aquellos que están reforzados con castillos y cadenas de concreto reforzado en su periferia los cuales se construyen después del panel de mampostería. Los requisitos de diseño para muros confinados establecidos en las NTCM son para muros construidos con piezas de concreto o arcilla. Por otro lado, en los Estados Unidos de América se cuenta con el Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (ACI 530-13) en el cual se establecen los requisitos mínimos para el diseño de muros de CCA. Sin embargo, el alcance de este reglamento es solo para muros no reforzados, reforzados interiormente y diafragma.

2.7 Conclusiones de la revisión de literatura

Con base en la revisión de la literatura presentada anteriormente se concluye que existen pocos estudios sobre el comportamiento de muros de CCA sujetos a cargas laterales. Dichos estudios se enfocaron principalmente en muros no reforzados, reforzados interiormente y diafragma, cuyo comportamiento puede ser diferente al de los muros confinados de CCA. Los muros estudiados tuvieron un comportamiento dominado por cortante y flexión. Para el primer caso, las variables estudiadas fueron la relación de aspecto, el esfuerzo axial de compresión y el tipo de pieza. Para el segundo caso, fueron la relación de aspecto, el esfuerzo axial de compresión y el tipo de pieza.

Existen numerosos estudios de muros confinados con comportamiento dominado por cortante sujetos a cargas laterales. Sin embargo, los muros estudiados se

construyeron con piezas de concreto o arcilla. Entre las variables de estudio se encuentran el tipo de pieza, los tipos y cantidades de acero de refuerzo, el esfuerzo axial de compresión y la relación de aspecto.

Existen pocos estudios de muros confinados con comportamiento dominado por flexión sujetos a cargas laterales. En dichos estudios los muros fueron construidos con piezas de concreto o arcilla. Las variables estudiadas fueron la relación de aspecto, el esfuerzo axial de compresión, la cantidad y separación de acero de refuerzo vertical y horizontal en el panel de mampostería.

En México se cuenta con normas técnicas para el diseño de muros de mampostería (NTCM, 2004). En estas normas se establecen los requisitos para el diseño de muros no reforzados, reforzados interiormente y confinados, entre otros. Los requisitos para muros confinados se establecen para muros construidos con piezas de concreto o arcilla. A su vez, en los Estados Unidos de América se cuenta con un reglamento para el diseño de muros de CCA (ACI 530-13). En este reglamento se consideran muros de CCA no reforzados y reforzados interiormente.

Con base en lo anterior se observa que no existen estudios sobre el comportamiento de muros confinados de CCA sujetos a cargas laterales. Adicionalmente, se encontró que la reglamentación vigente mexicana para muros de mampostería fue establecida para muros construidos con piezas de concreto o arcilla, no se incluyen requisitos explícitos para el diseño de muros confinados de CCA. La reglamentación existente para muros de CCA en los Estados Unidos de América no incluye requisitos para muros confinados. Por lo tanto, se requieren estudios experimentales sobre el comportamiento de dichos muros. La información obtenida servirá en un futuro para el desarrollo de requisitos de diseño para estructuras a base de muros confinados de CCA.

CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA

3.1 Descripción general

Para el cumplimiento del objetivo de este trabajo se realizaron las siguientes actividades en la metodología: (1) Determinación de las propiedades mecánicas de los materiales. (2) Selección de la variable de estudio. (3) Diseño de muros. (4) Construcción de muros. (5) Diseño del sistema de carga e instrumentación. (6) Ensaye de muros y (7) Desarrollo de modelo de histéresis. Detalles de dichas actividades se presentan en las siguientes secciones.

3.2 Determinación de las propiedades mecánicas de los materiales

El contenido de humedad y la resistencia a compresión axial del CCA se determinaron con base en la norma ASTM C1693-11. Para el contenido de humedad se utilizaron tres cubos con dimensiones nominales de 10 cm de lado. Para la resistencia a compresión axial del CCA se ensayaron seis cubos con las mismas dimensiones. El ensaye a compresión axial de los cubos se realizó en una máquina universal SATEC con capacidad de 600 kN. Se validaron las cargas aplicadas utilizando una celda de carga conectada a un sistema de adquisición de datos independiente. La capacidad de la celda de carga fue de 222 kN. En la Figura 3.1 se presenta una vista del ensaye a compresión axial de un cubo de CCA.



Figura 3.1 Vista del ensaye a compresión axial de un cubo de CCA

La resistencia a tensión del CCA se determinó con base en la norma ASTM C1006-01. Se ensayaron seis bloques de CCA con dimensiones nominales de 150 cm x 200 cm

x 610 cm (espesor x altura x longitud). El ensaye a tensión se realizó en una máquina universal SATEC con capacidad de 600 kN. Se validaron las cargas aplicadas utilizando una celda de carga conectada a un sistema de adquisición de datos independiente. La capacidad de la celda de carga fue de 44.13 kN. En la Figura 3.2 se presenta una vista del ensaye a tensión de un bloque de CCA.

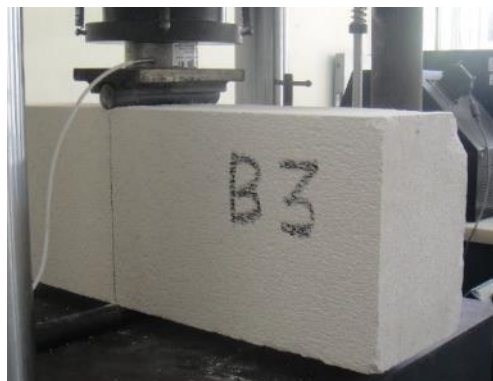


Figura 3.2 Vista del ensaye a tensión de un bloque de CCA

La resistencia a compresión axial del concreto se determinó con base en la norma NMX-C083-ONNCCE-2002. Se elaboran tres cilindros con dimensiones nominales de 15 cm x 30 cm (diámetro x altura) para la mezcla de concreto utilizada en la construcción de los castillos de cada muro. Los ensayes de los cilindros se realizaron en una máquina universal SATEC con capacidad de 600 kN. En la Figura 3.3 se presenta una vista del ensaye a compresión axial un cilindro de concreto.



Figura 3.3 Vista del ensaye a compresión axial de un cilindro de concreto.

La resistencia de fluencia del acero de refuerzo se determinó con base en la norma NMX-C407-ONNCCE-2001. Se ensayaron dos muestras del acero utilizado en la

construcción de los castillos de los muros. Las muestras tuvieron una longitud total de 50 cm y una longitud calibrada de 20 cm. El ensaye se realizó en una máquina universal SATEC con capacidad de 600 kN. En la Figura 3.4 se presenta una vista del ensaye a tensión de una barra de acero.



Figura 3.4 Vista del ensaye a tensión de una barra de acero

3.3 Selección de la variable de estudio

Existen numerosas variables que influyen en la resistencia de los muros confinados sujetos a cargas laterales en su plano, como son: la resistencia a tensión de las piezas, la relación de aspecto, la relación de esbeltez, la carga axial y el tipo de refuerzo. La variable de estudio seleccionada fue la relación de aspecto (H/L). Con base en la revisión de la literatura se determinó el rango de relaciones de aspecto que ha sido estudiado, considerando únicamente muros confinados sin cadenas y castillos intermedios. Dicho rango varía de 0.5 a 3. Se propusieron cuatro relaciones de aspecto para cubrir el rango establecido. Las relaciones de aspecto finales se obtuvieron de un proceso iterativo, las cuales fueron: 0.71, 1.30, 1.94 y 2.64. En este trabajo se utilizaron las relaciones de aspecto de 1.94 y 2.64.

3.4 Diseño de muros

Se consideraron dos muros confinados de CCA a escala natural. El diseño de los muros se realizó mediante un proceso iterativo en el cual se determinaron las resistencias por flexión, cortante, flexo-cortante y deslizamiento de los muros

considerados. La resistencia a flexión se determinó utilizando la ecuación (2.9), se consideró β_1 igual a 0.85. La resistencia a cortante se determinó modificando las ecuaciones (2.10), (2.11) y (2.12). En la ecuación (2.10) se cambió el factor de 0.40 por 0.48 para considerar la resistencia cortante promedio (Tanner et. al. 2005a). Dicha modificación se presenta en la ecuación (3.1)

$$V_{c1} = 0.48 L t f_{tCCA} \sqrt{1 + \frac{P}{f_{tCCA} L t}} \quad (3.1)$$

En la ecuación (2.11) se consideró un valor de F_R igual a 1 y se cambió la resistencia a compresión diagonal de diseño (v_m^*) de la mampostería por la resistencia a compresión diagonal promedio de la mampostería (v_m). Adicionalmente, v_m se expresó en función de la resistencia a tensión del CCA (f_{tCCA}). Dichas modificaciones se incluyen en la ecuación (3.2).

$$V_{c2} = 0.25\pi f_{tCCA} L t + 0.3P \quad (3.2)$$

En la ecuación (2.12) v_m se expresó en función de f_{tCCA} . Dicha modificación se incluye en la ecuación (3.3).

$$V_{c3} = 0.23\pi f_{tCCA} \alpha L t + 0.3P \quad (3.3)$$

A continuación, se presenta el procedimiento con el cual se determinó v_m en función de f_{tCCA} . La resistencia a compresión diagonal promedio de la mampostería se determina del ensaye de muretes (Figura 3.5) y está asociada al esfuerzo promedio sobre el área transversal de la diagonal del murete. v_m se calcula con la ecuación (3.4).

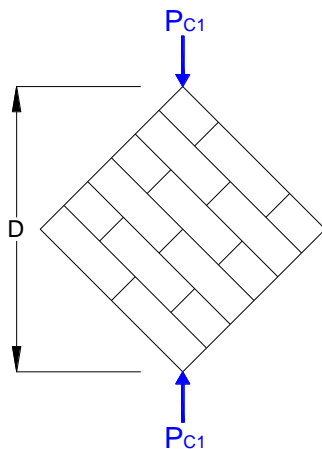


Figura 3.5 Esquema de ensayo a compresión diagonal de un murete.

$$v_m = \frac{P_{C1}}{D t_1} \quad (3.4)$$

Donde D es la longitud de la diagonal del murete, t_1 es el espesor del murete y P_{C1} es la carga de compresión a la cual falla el murete.

Por otra parte, f_{tCCA} se determina mediante el ensayo a tensión de bloques (Figura 3.6) y está asociada al esfuerzo máximo de tensión en el área transversal del bloque. La resistencia a tensión del CCA puede determinarse con la ecuación (3.5).

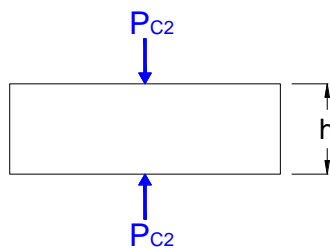


Figura 3.6 Esquema del ensayo a tensión de un bloque de CCA

$$f_{tCCA} = \frac{2P_{C2}}{\pi b h} \quad (3.5)$$

Donde b es el espesor del bloque, h la altura del bloque y P_{C2} es la carga de compresión a la cual falla el bloque.

Asumiendo que P_{C1} y P_{C2} son iguales, que el murete tendrá una falla en el material (Figura 3.7), que D y h son de la misma longitud y el espesor es el mismo, se obtiene la ecuación (3.6).

$$v_m = \frac{\pi}{2} f_{tCCA} \quad (3.6)$$

Para validar la relación obtenida anteriormente se utilizaron datos de ensayos a compresión diagonal de muretes de CCA clase 4 (Hernández, 2015). De dichas pruebas se obtuvo un valor promedio de v_m fue 6.06 kg/cm^2 . A partir de los ensayos a tensión de bloques de CCA clase 4 realizados en este trabajo, se obtuvo un valor promedio de f_{tCCA} de 3.88 kg/cm^2 . La relación entre los promedios de v_m y f_{tCCA} es aproximadamente igual a $\frac{\pi}{2}$.

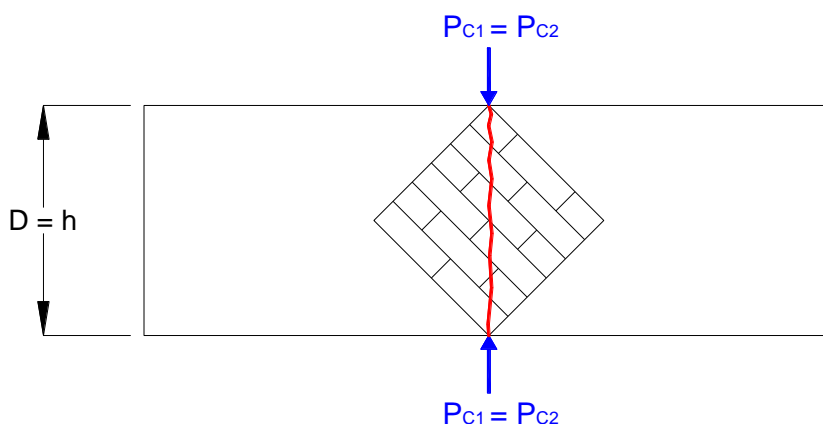


Figura 3.7 Hipótesis empleada para obtener la relación entre la v_m y f_{tCCA} .

La relación entre v_m y f_{tCCA} (ecuación (3.6)) se validó utilizando datos de ensayos a compresión diagonal de muretes construidos con bloques de CCA clase 4 realizados por Hernández (2015). En dichos ensayos se obtuvo un valor promedio de v_m igual a 0.59 MPa (6.06 kg/cm^2). En los ensayos a tensión de piezas de CCA clase 4, realizados en este trabajo se obtuvo un valor promedio de f_{tCCA} de 0.38 MPa (3.88 kg/cm^2). Se observa que la relación entre los valores promedios de v_m y f_{tCCA} fue igual a $\pi/2$.

La resistencia a flexo-cortante se determinó utilizando la ecuación (2.14). Se consideraron las propiedades de la sección transformada a concreto (Modulo de sección y área), f_r se consideró igual a $2.374\sqrt{f'_c}$ (Moreno et al. 2015). El termino C_v se determinó como se presenta en la ecuación (3.7)

$$C_v = 0.1 f_r t L \quad (3.7)$$

Para determinar la resistencia al deslizamiento se utilizó la ecuación (2.16). Se consideró un coeficiente de fricción entre el CCA y el concreto (μ) igual a uno.

Para el diseño de los muros Mc3 y Mc4 se utilizaron los siguientes parámetros:

- Altura del muro al punto de aplicación de carga lateral (H) de 240 cm
- Longitud de muros (L) de 124 cm y 91 cm
- Espesor del muro (t) de 15 cm
- Castillos y cadenas de concreto reforzado de 15 x 15 cm (espesor x ancho)
- Resistencia a compresión axial promedio del CCA (f_{CCA}) de 4.33 MPa (44.13 kg/cm²)
- Resistencia a tensión promedio del CCA (f_{tCCA}) de 0.38 MPa (3.88 kg/cm²)
- Resistencia a compresión axial de diseño del concreto (f'_c) para castillos y cadenas de 17.16 MPa (175 kg/cm²)
- Acero de refuerzo longitudinal de castillos y cadenas consistente de 4 barras de diámetro nominal de 3/8" con esfuerzo nominal de fluencia (f_y) de 411.88 Mpa (4200 kg/cm²)
- Acero de refuerzo transversal de castillos y cadenas consistente en estribos de alambra de 1/4" espaciados a cada 20 cm, con un esfuerzo nominal de fluencia de 248.11 MPa (2530 kg/cm²)
- Esfuerzo a compresión axial de 0.29 MPa (3.00 kg/cm²). Este esfuerzo se obtuvo con base en un análisis de cargas gravitacionales en edificios habitacionales construidos con muros y losas de CCA de 2 niveles.

Se determinó la resistencia a flexión (ecuación (2.9)), cortante (ecuaciones (3.1), (3.2) y (3.3)), flexo-cortante (ecuación (2.14)) y deslizamiento (ecuación (2.16)) en función

del esfuerzo axial de compresión (σ). En la Figura 3.8 y Figura 3.9 se presentan las curvas resistencia-esfuerzo axial de compresión obtenidas para los muros. En dichas figuras se representan con una línea horizontal el esfuerzo axial de 0.29 MPa (3.00 kg/cm²). En estas figuras se observa que para un esfuerzo axial de 0.29 MPa (3.0 kg/cm²) se presenta primero la falla a cortante en ambos muros. En la Figura 3.10 se presentan las características geométricas de los muros Mc3 y Mc4, respectivamente.

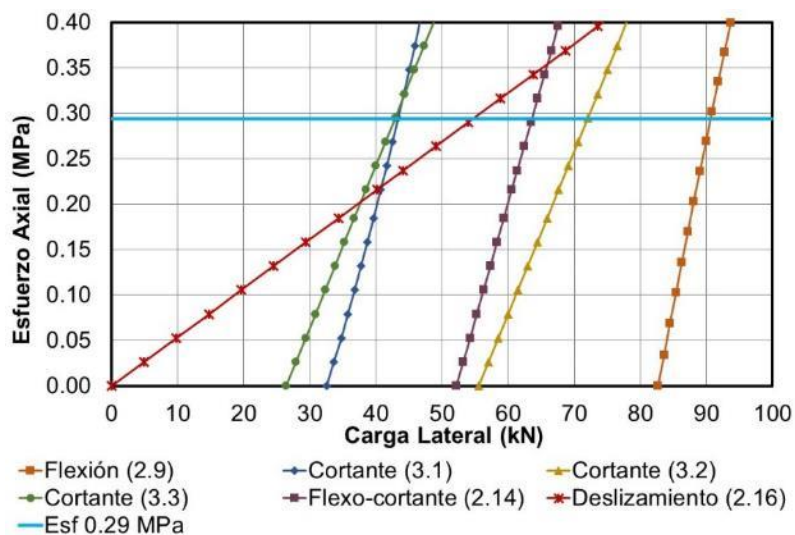


Figura 3.8 Curvas de resistencia-esfuerzo axial de compresión del muro Mc3

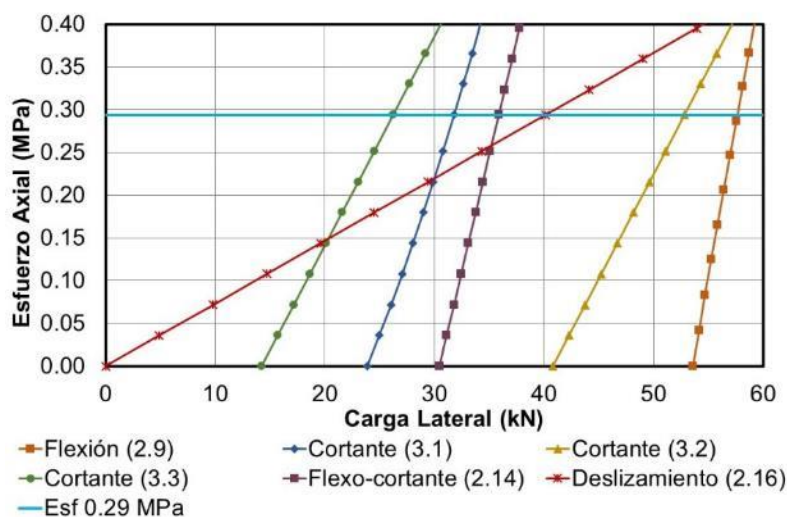


Figura 3.9 Curvas de resistencia-esfuerzo axial de compresión del muro Mc4

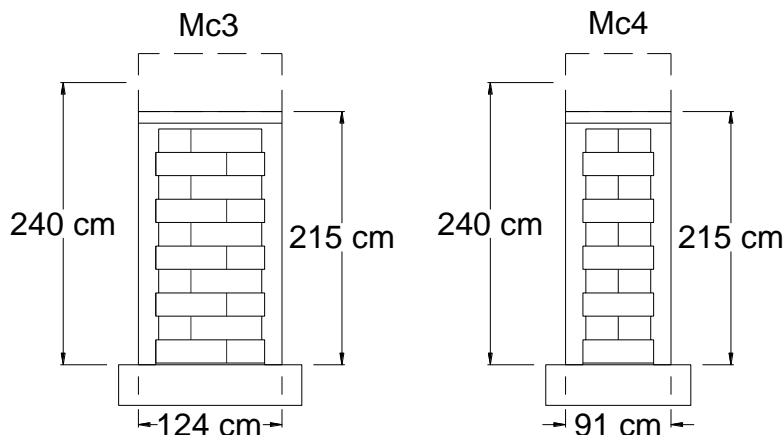


Figura 3.10 Características geométricas de los muros Mc3 y Mc4

3.5 Construcción de muros

Los muros fueron construidos a plomo y nivel por trabajadores experimentados de la región. Primero se construyó la base de concreto reforzado del muro (Figura 3.11a). Posteriormente se colocó la primera hilada de bloques usando dos tipos de mortero. En la junta horizontal se utilizó un mortero convencional en proporción por volumen 1:3 (cemento portland: arena) y en las verticales, mortero de pared delgada (Figura 3.11b). Se esperaron 24 horas para mantener la nivelación y el plomo de la primera hilada. Después, se colocaron las hiladas subsecuentes hasta la mitad de la altura del muro (Figura 3.11c). La colocación de los bloques se realizó traslapando su longitud media con un dentado de 2.5 cm por lado en cada hilada. Se construyeron los castillos hasta la altura media. Se repitió el mismo proceso constructivo para la segunda mitad superior del muro (Figura 3.11d). Debido a este proceso constructivo, se formó una junta constructiva en los castillos. Finalmente se construyó la cadena superior del muro (Figura 3.11e). En la Figura 3.12 se presenta una vista de los muros terminados.



a) Base del muro



b) Primera hilada de bloques de CCA



c) Primera media altura del muro



d) Segunda media altura del muro



e) Cadena superior

Figura 3.11 Proceso constructivo de los muros Mc3 y Mc4



a) Muro Mc3



b) Muro Mc4

Figura 3.12 Vista final de los muros Mc3 y Mc4

3.6 Diseño del sistema de carga e instrumentación

El sistema de carga se compone de dos partes: un sistema de carga lateral y un sistema de carga axial. El primero consistió en dos marcos de reacción de acero conectados en paralelo, una viga de aplicación de carga de acero y un actuador hidráulico de doble vía con capacidad de 318 kN (32 ton) a tensión y a compresión (figura 3.13).

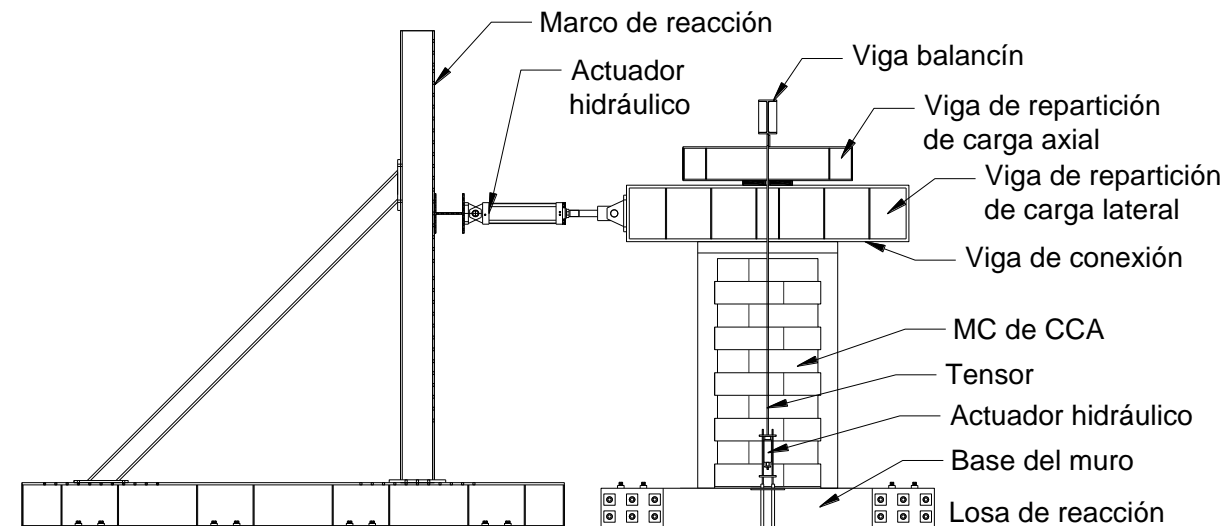


Figura 3.13 Esquema general del sistema de carga lateral

El sistema de carga axial consistió en una viga balancín de acero, una viga de reparto de carga axial de acero, dos tensores de acero y un actuador hidráulico con capacidad de 328 kN (33 ton) (figura 3.14). Para mantener constante la carga axial se utilizó un servo control mecánico.

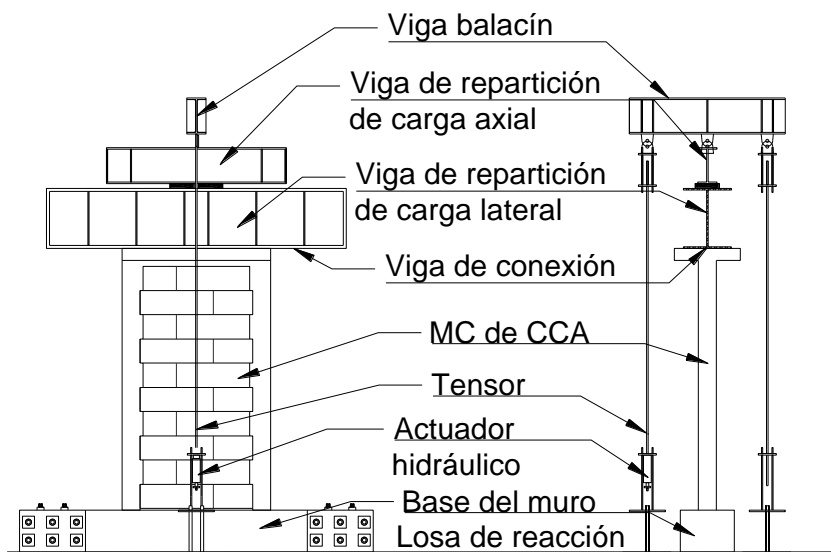


Figura 3.14 Esquema general del sistema de carga axial

Los desplazamientos horizontales del muro se midieron utilizando potenciómetros de polea (PP) de 13 y 38 cm de carrera. Se colocaron dos en el punto de aplicación de carga (PP1 y PP2) y uno al centro de la cadena superior del muro (PP3). El

acortamiento y alargamiento de los castillos y de las diagonales del muro se midieron utilizando PP de 5 cm. Se colocó uno en cada castillo (PP4 y PP5) y uno en cada diagonal (PP6 y PP7). Los desplazamientos relativos se midieron utilizando potenciómetros lineales de vástago (PL) de 1.5 cm. Se colocaron cinco: uno entre la viga de carga y la cadena superior del muro (PL1), otro entre el muro y su base (PL3), y tres entre la base de muro y la losa de reacción (PL2, PL4, PL5). La carga axial aplicada al muro se midió utilizando celdas de carga tipo dona (CCD) con capacidad de 226 kN (22.7 ton). Se colocaron dos celdas de carga tipo dona, una en cada extremo inferior de los tensores. Las cargas laterales aplicadas al muro se midieron utilizando una celda de carga tipo pasador (CCP) con capacidad de 407 kN (40.86 ton). La celda se colocó en el extremo móvil del actuador hidráulico utilizado para aplicar la carga lateral. Adicionalmente se midió la presión en los actuadores hidráulicos utilizando transductores de presión con capacidades de 34 MPa y 68 MPa (350 kg/cm² y 700 kg/cm²). Se colocaron dos transductores de presión en las entradas del actuador hidráulico de carga lateral y uno en la entrada del actuador hidráulico de carga axial. En la Figura 3.15 se presenta el esquema general de instrumentación.

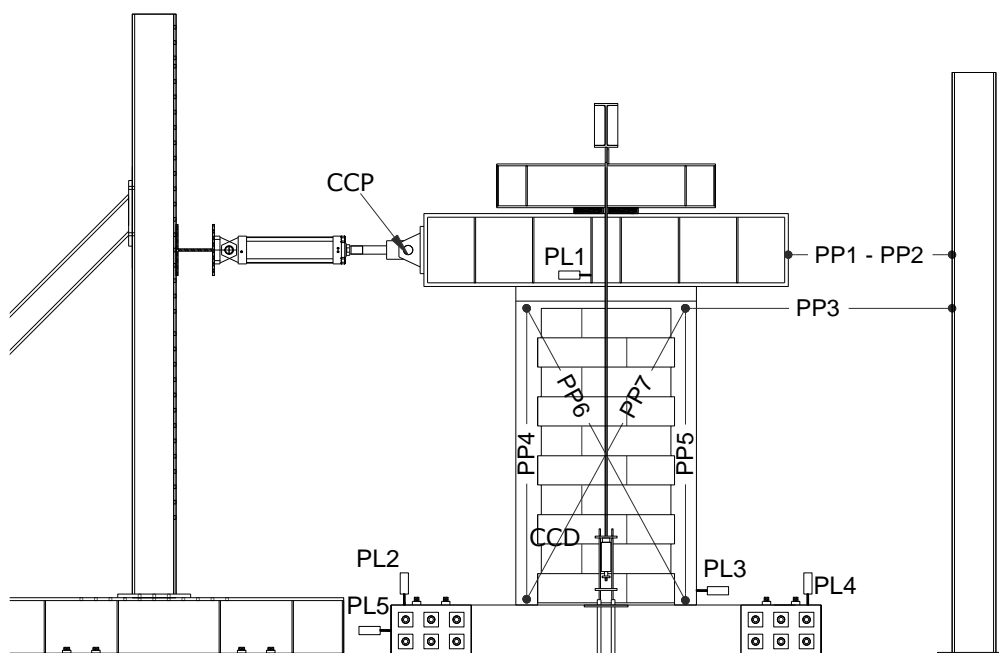


Figura 3.15 Esquema general del sistema de instrumentación

3.7 Ensaye de muros

El ensaye de los muros se realizó con base en el protocolo de cargas establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal (Figura 3.16) (NTCM, 2004). Los primeros seis ciclos tuvieron un control por carga y los posteriores por distorsión. En la Figura 3.15 las cargas 1, 2 y 3 corresponden a un cuarto y un medio de la carga de agrietamiento teórica y a la carga de agrietamiento experimental, respectivamente. Los ciclos posteriores a la carga 3 fueron controlados con incrementos de distorsión de 0.002.

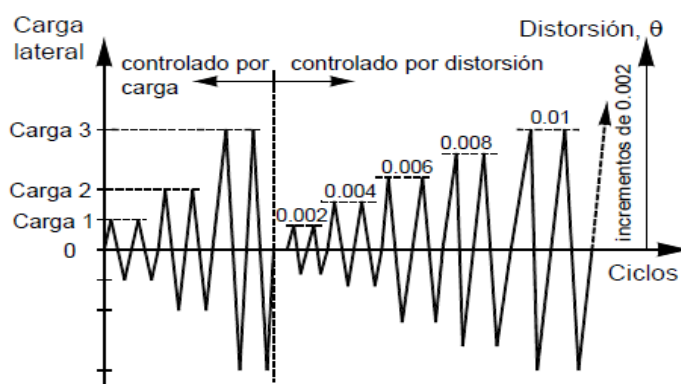


Figura 3.16 Protocolo de carga (NTCM, 2004).

3.8 Desarrollo del modelo de histéresis

Para representar el comportamiento no lineal a cortante de los muros se seleccionó el modelo de histéresis CA7 (CANNY, 1999). Dicho modelo está definido por siete parámetros de histéresis. Dos para simular la rigidez de descarga (δ, θ), tres para la disminución en la resistencia ($\lambda_e, \lambda_w, \lambda_3$) y dos para el estrangulamiento de la curva de histéresis (ε, λ_s). Para representar la parte ascendente del modelo se utilizó una curva bilineal, definida por medio de la rigidez inicial (K_i) y la rigidez posterior al agrietamiento (K_p) (Figura 3.17).

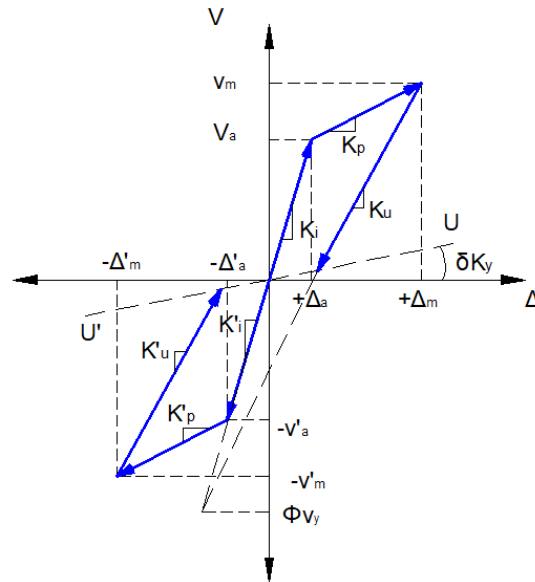


Figura 3.17 Modelo de histéresis de CA7

Para calcular la rigidez inicial se empleó la ecuación la ecuación (3.8) la cual considera las deformaciones por flexión y por cortante.

$$K_i = \alpha \left(\frac{H^3}{3E_{CCA} I} + \frac{c_k H}{G_{CCA} A} \right)^{-1} \quad (3.8)$$

$$c_k = \frac{A}{L t} \quad (3.9)$$

Donde I es la inercia de la sección transversal transformada a CCA, G_{CCA} es el módulo de cortante del CCA, A es el área de la sección transversal transformada a CCA, c_k es el coeficiente de cortante y α es el factor de calibración para ajustar la rigidez analítica.

La rigidez posterior al agrietamiento se calculó con la ecuación (3.10).

$$K_p = \gamma K_i \quad (3.10)$$

Donde γ es el factor que relaciona la rigidez inicial con la rigidez posterior al agrietamiento.

La parte descendente del modelo se definió por medio de la rigidez de descarga (K_u) y la recta U-U', cuya pendiente está asociada al daño en el muro (K_{uu}). La rigidez K_u se determinó con la ecuación (3.11).

$$K_u = \frac{\Phi \cdot V_c + V_m}{\Phi \cdot \frac{V_c}{K_i} + \Delta_m} \quad (3.11)$$

Donde V_m es la carga máxima del ciclo, Δ_m es el desplazamiento correspondiente a la carga máxima del ciclo y Φ el parámetro de ajuste para definir la rigidez de descarga.

La pendiente de la recta U-U' se calcula con la ecuación (3.12).

$$K_{uu} = \delta K_i \quad (3.12)$$

Donde δ es un parámetro de ajuste para definir la recta U-U'.

La degradación de la resistencia en ciclos posteriores al ciclo de agrietamiento es simulada en el modelo dirigiendo la curva de recarga hacia un nivel de resistencia reducido (\bar{V}_m) con el mismo desplazamiento correspondiente al pico de resistencia anterior (V_m) (Figura 3.18). La resistencia reducida se calculó con la ecuación (3.13).

$$\bar{V}_m = V_m \left(1 - \lambda_e \frac{E_h}{V_a \Delta_m + V'_a \Delta'_m} - \lambda_u \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right) \quad (3.13)$$

Donde E_h es la energía de histéresis, V_a es la carga de agrietamiento en el sentido positivo (V'_a en el sentido negativo), Δ'_m es el desplazamiento correspondiente a la carga máxima de ciclo en el sentido negativo, μ es la relación entre desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima del ciclo y el desplazamiento de agrietamiento (Δ_m/Δ_a) y finalmente, λ_e y λ_u son parámetros que definen la degradación de resistencia. Para simplificar el modelo se consideró el parámetro λ_e igual a cero.

La degradación de la rigidez posterior al agrietamiento se calculó por medio de la ecuación (3.14).

$$\bar{K}_p = K_p \left(1 - \lambda_3 \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right) \quad (3.14)$$

Donde λ_3 es un parámetro de ajuste que define la degradación de resistencia.

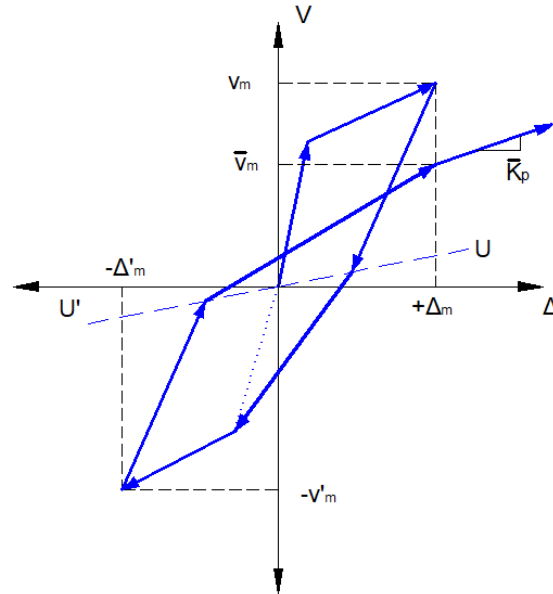


Figura 3.18 Representación de la degradación de resistencia y rigidez en el modelo de histéresis

El estrangulamiento de los ciclos de histéresis causados por el abrir y cerrar de grietas son simulados dirigiendo la recarga iniciada en la recta $U-U'$ hacia un punto objetivo definido por la intersección de una fuerza V_e con el desplazamiento Δ_m , hasta alcanzar un desplazamiento Δ_e . Los valores del desplazamiento Δ_e y la fuerza V_e se calcularon con las ecuaciones (3.15) y (3.16), respectivamente (Figura 3.19).

$$\Delta_e = \varepsilon \cdot \Delta_u \quad (3.15)$$

$$V_e = \lambda_s (\bar{V}_m - \delta \cdot K_i \cdot \Delta_m) + \delta \cdot K_i \cdot \Delta_m \quad (3.16)$$

En las ecuaciones anteriores, Δ_u es el desplazamiento residual de la descarga elástica. λ_s y ε son parámetros del modelo de histéresis que definen el estrangulamiento de la curva de histéresis.

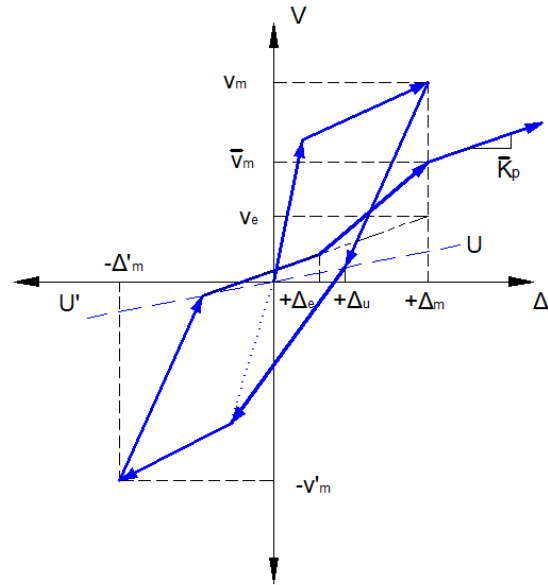


Figura 3.19 Representación del estrangulamiento en el modelo de histéresis

CAPÍTULO 4 RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados correspondientes a las propiedades mecánicas de los materiales y al ensaye de los muros confinados de CCA.

4.1 Propiedades mecánicas de los materiales

En la tabla 4.1 se presenta el contenido de humedad del CCA. La humedad promedio fue de 8.42% con un coeficiente de variación (CV) de 0.17. El promedio de la humedad se encontró entre el 5 y 15% especificado en la ASTM C1693-11.

Tabla 4.1 Contenido de humedad del CCA.

Cubo	Humedad (%)
R3	6.79
M3	9.48
A3	9.00
Promedio	8.42
CV	0.17

En la Tabla 4.2 se presenta la resistencia a compresión axial del CCA (f_{CCA}). LA resistencia promedio fue de 4.33 MPa (44.13 kg/cm²) con un CV de 0.11. El promedio de la resistencia fue mayor que los 4 MPa (40 kg/cm²) especificados en la ASTM C1963-11 para CCA clase 4. En la Figura 4.1 se presentan las fallas observadas en los cubos de CCA ensayados.

Tabla 4.2 Resistencia a compresión axial del CCA

Cubo	f_{CCA} (Mpa)
R2	4.49
M2	4.54
A2	5.04
R4	4.07
M4	3.64
A4	4.18
Promedio	4.33
CV	0.11

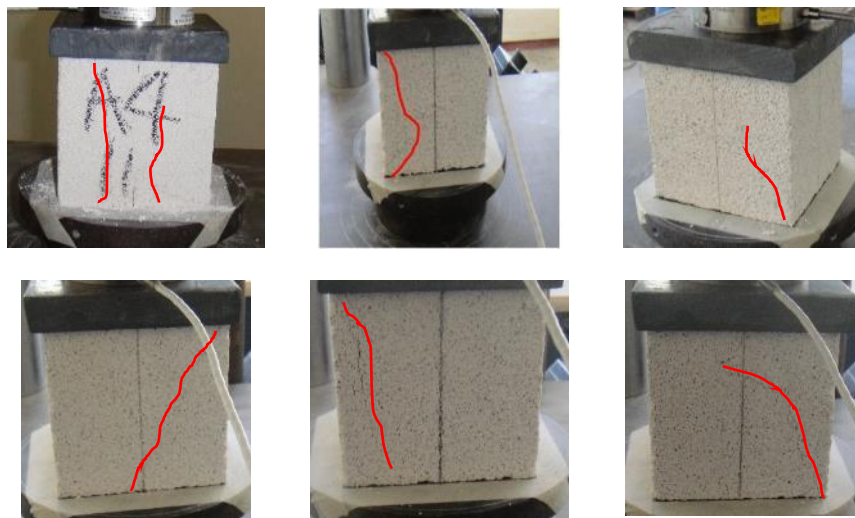


Figura 4.1 Fallas observadas en los cubos de CCA

En la tabla 4.3 se presenta la resistencia a tensión del CCA (f_{tCCA}). La resistencia promedio fue de 0.38 MPa (3.88 kg/cm²) con un CV de 0.08. En la Figura 4.2 se presenta la falla típica observada en los bloques de CCA.

Tabla 4.3 Resistencia a tensión del CCA

Bloque	f_{tCCA} (MPa)
B1	0.36
B2	0.38
B3	0.35
B4	0.42
B5	0.36
B6	0.41
Promedio	0.38
CV	0.08



Figura 4.2 Falla típica observada en el bloque de CCA

En la Tabla 4.4 se presenta la resistencia a compresión axial del concreto de los castillos de los muros Mc3 y MC4. Las resistencias promedio fueron de 19.08 MPa (194 kg/cm²) y 17.11 MPa (174 kg/cm²), respectivamente. En ambos casos el CV fue de 0.04.

Tabla 4.4 Resistencia compresión del concreto para los castillos del muro Mc3

Cilindro	f_c (MPa)	
	Mc3	Mc4
C1	18.55	17.90
C2	18.85	16.80
C3	19.85	16.62
Promedio	19.08	17.11
CV	0.04	0.04

En la Tabla 4.5 se presenta la resistencia de fluencia del acero de refuerzo. La resistencia promedio fue de 445.71MPa (4545 kg/cm²) con un CV de 0.05.

Tabla 4.5 Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

Muestra	F_y (kg/cm ²)
1	4690
2	4400
Promedio	4545
CV	0.05

4.2 Ensaye de muros

Se describen los resultados del ensaye de los muros confinados de CCA con comportamiento dominado por cortante y relaciones de aspecto de 1.94 y 2.64 (Mc3 y Mc4). Se describe para cada muro el número de ciclos de carga lateral y la carga axial aplicada durante el ensaye. Se describen también los eventos observados durante el ensaye. Se presenta la evolución del patrón de agrietamiento y las curvas carga lateral-desplazamiento. Las grietas marcadas en color negro corresponden a las formadas en el sentido de carga positivo y las marcadas en color rojo corresponden a las grietas formadas en el sentido de carga negativo. En las curvas carga lateral-desplazamiento el eje vertical corresponde a la carga lateral aplicada al muro (kN) y el eje horizontal corresponde al desplazamiento horizontal en el punto de aplicación de carga (mm), localizado a una altura de 240 cm a partir de la base del muro. Se calculó la rigidez tangente mediante una aproximación lineal de los datos experimentales correspondientes al primer ciclo de carga. La rigidez secante se calculó dividiendo la carga que provoca el primer agrietamiento del muro entre el desplazamiento medido en ese instante.

En el ensaye del muro Mc3 se aplicaron 22 ciclos de carga lateral. La carga axial aplicada fue de 61.12 kN (6.23 ton), que produjo un esfuerzo axial de 0.33 MPa (3.35 kg/cm²). El primer evento observado fue la formación de grietas por flexo-cortante en ambos lados del muro, la parte diagonal se formó al mismo tiempo que la horizontal a una altura de 90.5 cm desde de la base del muro (figura 4.3). Posteriormente se formó la primera grieta diagonal en el muro (figura 4.4). Se observó la formación de nuevas grietas diagonales principalmente en la parte superior del muro y se alcanzó la carga máxima (figura 4.5). Finalmente, se observó la propagación de las grietas diagonales en la esquina superior del castillo derecho, lo que provocó la falla del muro (figura 4.6). En la figura 4.7 se presenta el patrón de agrietamiento final del muro Mc3 y se observa el tradicional patrón de agrietamiento en forma de "X". La curva carga lateral-desplazamiento del muro Mc3 se presenta en la figura 4.8.

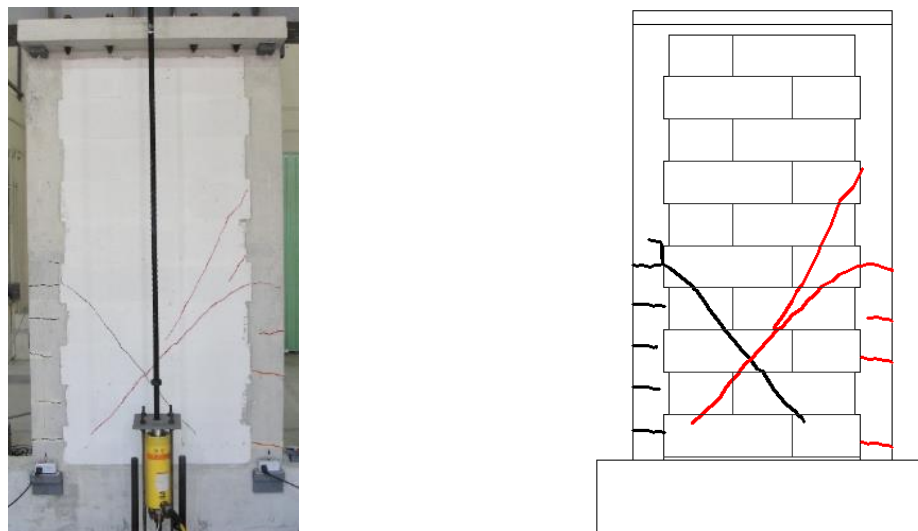


Figura 4.3 Grietas por flexo-cortante en ambos lados del muro Mc3

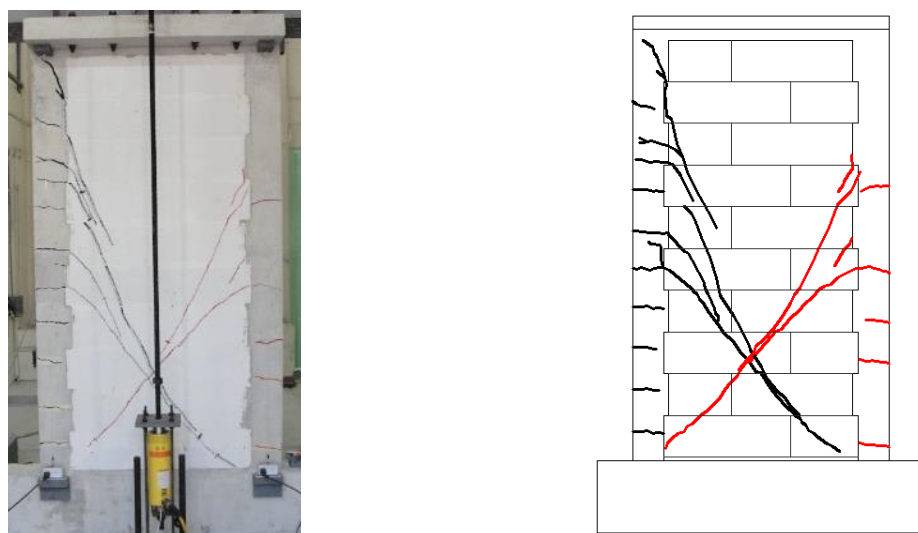


Figura 4.4 Primer agrietamiento diagonal del muro Mc3

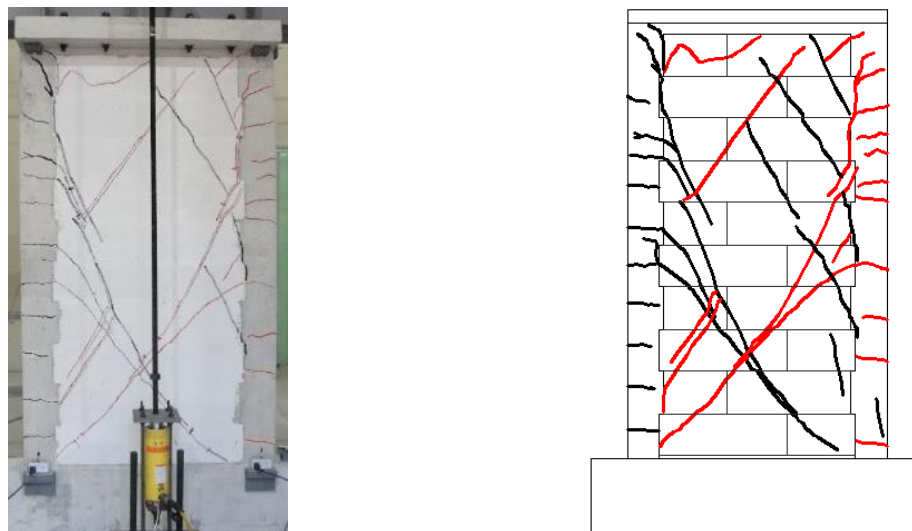


Figura 4.5 Grietas diagonales en la parte superior del muro Mc3

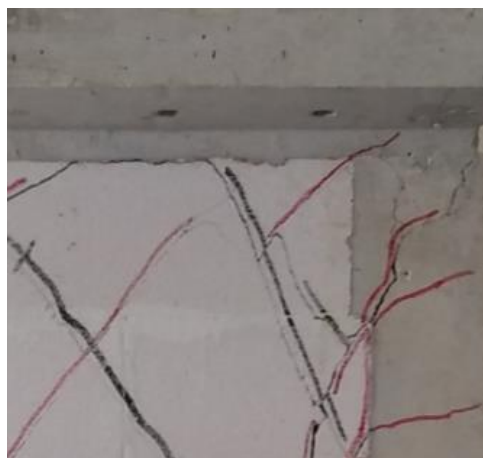


Figura 4.6 Agrietamiento diagonal en la esquina superior del castillo derecho del muro Mc3

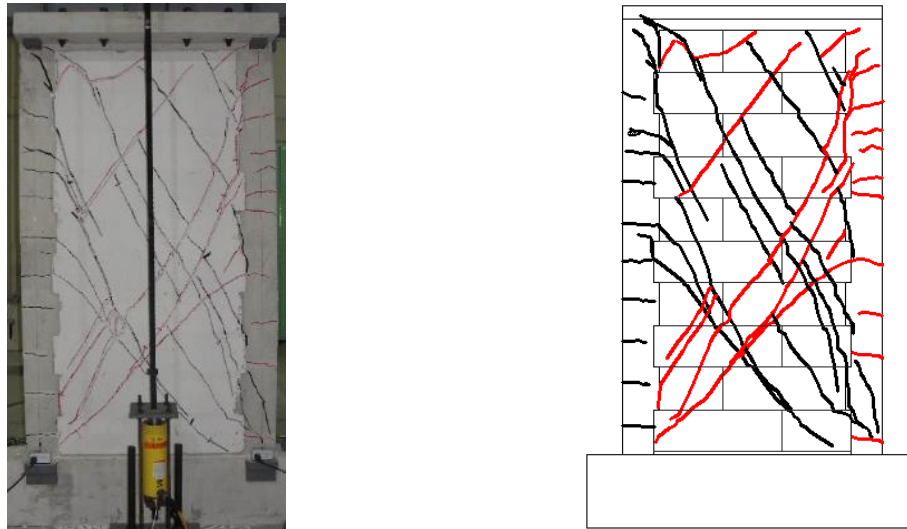


Figura 4.7 Patrón de agrietamiento final del muro Mc3

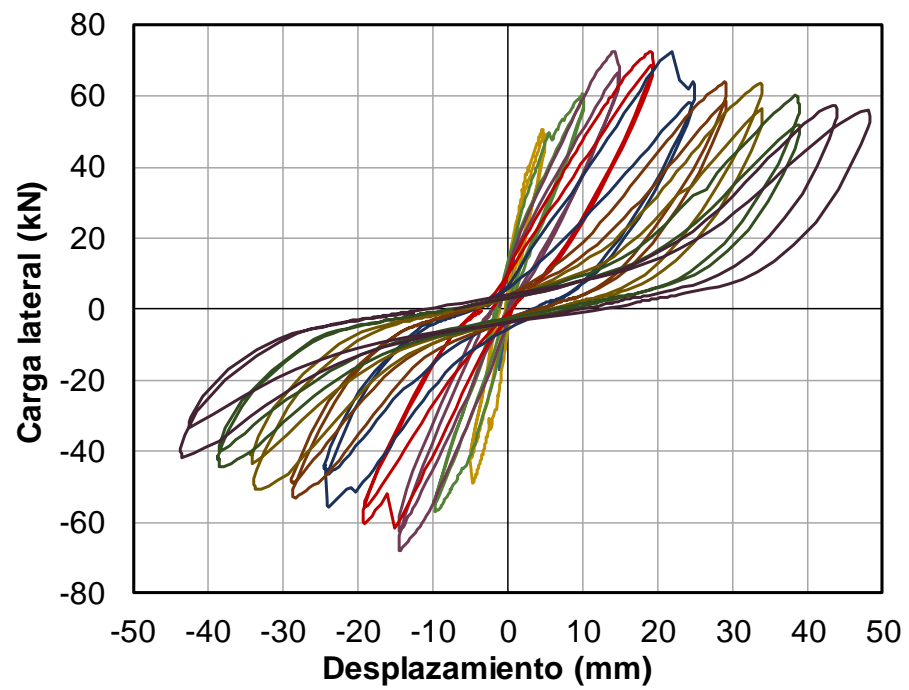


Figura 4.8 Curva carga lateral-desplazamiento del muro Mc3

En la Tabla 4.6 se presentan las cargas de agrietamiento por flexo-cortante, cortante, cargas máximas y cargas últimas, con sus respectivos desplazamientos observados durante el ensaye del muro Mc3.

Tabla 4.6 Resumen de cargas y desplazamientos registrados durante cada evento del ensaye del muro Mc3

Evento	Sentido	Ciclo	Carga kN (ton)	Desplazamiento (Distorsión) mm (%)	
Agrietamiento por flexo-cortante	Positivo	5	50.77 (5.18)	4.65 (0.19)	Figura 4.3
	Negativo	5	49.06 (5.00)	4.65 (0.19)	
Agrietamiento por cortante	Positivo	7	49.75 (5.07)	0.23 (5.48)	Figura 4.4
Carga máxima	Positivo	9	72.73 (7.42)	0.59 (14.25)	Figura 4.5
	Negativo	9	67.98 (6.93)	0.60 (14.31)	
Carga última experimental	Positivo	21	57.58 (5.87)	1.81 (43.33)	Figura 4.7
	Negativo	21	41.85 (4.27)	1.81 (43.50)	

En el sentido positivo se obtuvo una rigidez tangente igual a 19.37 kN/mm (19755 kg/cm) y una rigidez secante igual a 10.92 kN/mm (11136 kg/cm). En el sentido negativo se obtuvo una rigidez tangente igual a 18.49 kN/mm (18850 kg/cm) y una rigidez secante igual a 10.56 kN/mm (10764 kg/cm).

En el ensaye del muro Mc4 se aplicaron 20 ciclos de carga lateral. La carga axial aplicada fue de 50.03 kN, que produjo un esfuerzo axial de 0.37 MPa (3.74 kg/cm²). El primer evento observado fue la formación de grietas por flexo-cortante en ambos lados del muro, la parte diagonal se formó al mismo tiempo que la horizontal a una altura de 90 cm desde de la base del muro (figura 4.9). Posteriormente se formó la primera grieta diagonal en el muro (figura 4.10). Se observó una grieta horizontal en la base del muro, la formación de nuevas grietas diagonales en la parte central del muro y se alcanzó la carga máxima (figura 4.11). Finalmente, se observó la propagación de las grietas diagonales en la parte superior del castillo derecho, lo que provocó la falla del muro (figura 4.12). En la figura 4.13 se presenta el patrón de agrietamiento final del muro Mc4 donde se observa el tradicional patrón de agrietamiento en forma de "X". La curva carga lateral-desplazamiento del muro Mc4 se presenta en la figura 4.14.



Figura 4.9 Grietas por flexo-cortante en ambos lados del muro Mc4

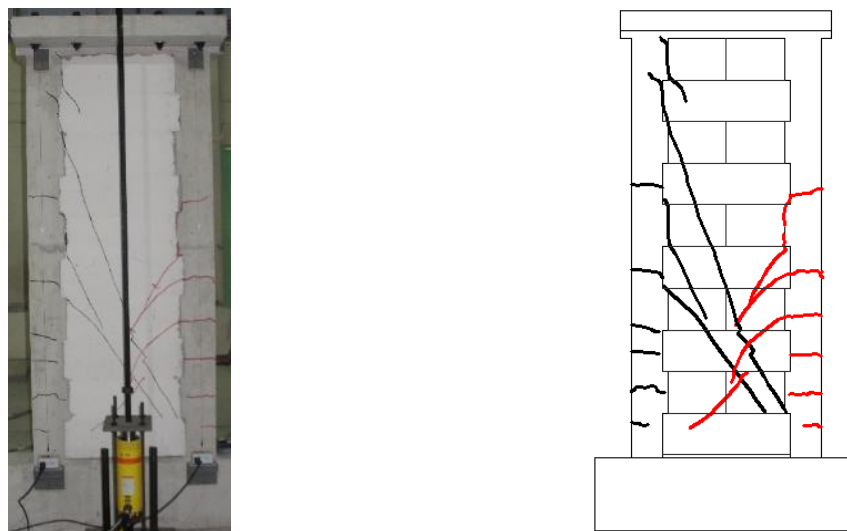


Figura 4.10 Primer agrietamiento diagonal del muro Mc4

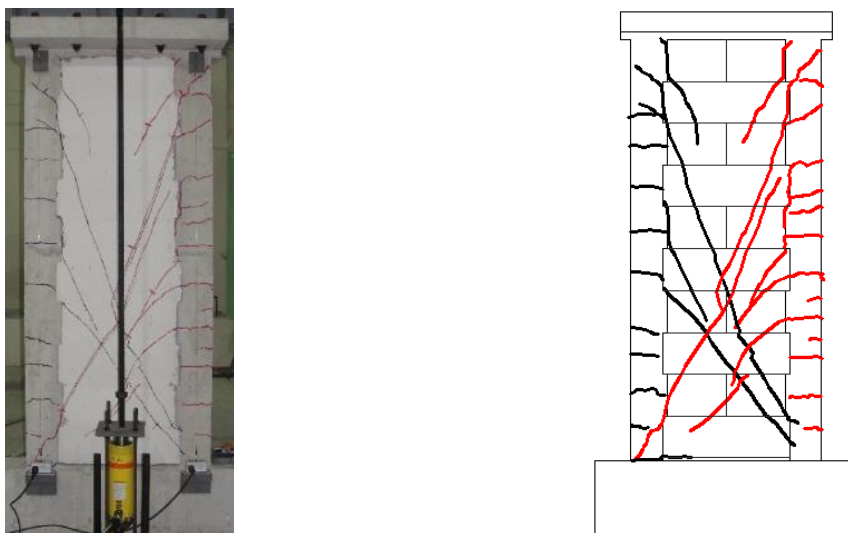


Figura 4.11 Agrietamiento diagonal en la parte central del muro Mc4



Figura 4.12 Agrietamiento diagonal en la esquina superior del castillo derecho del muro Mc4

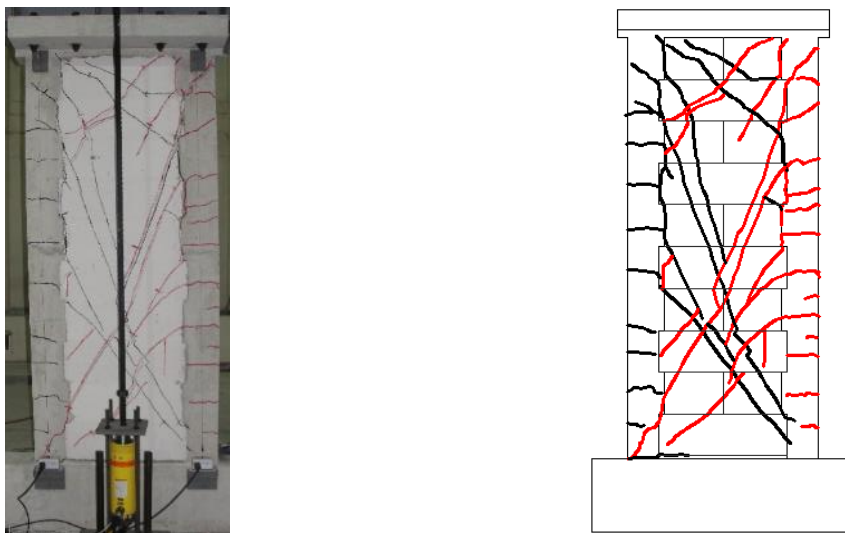


Figura 4.13 Patrón agrietamiento final del muro Mc4

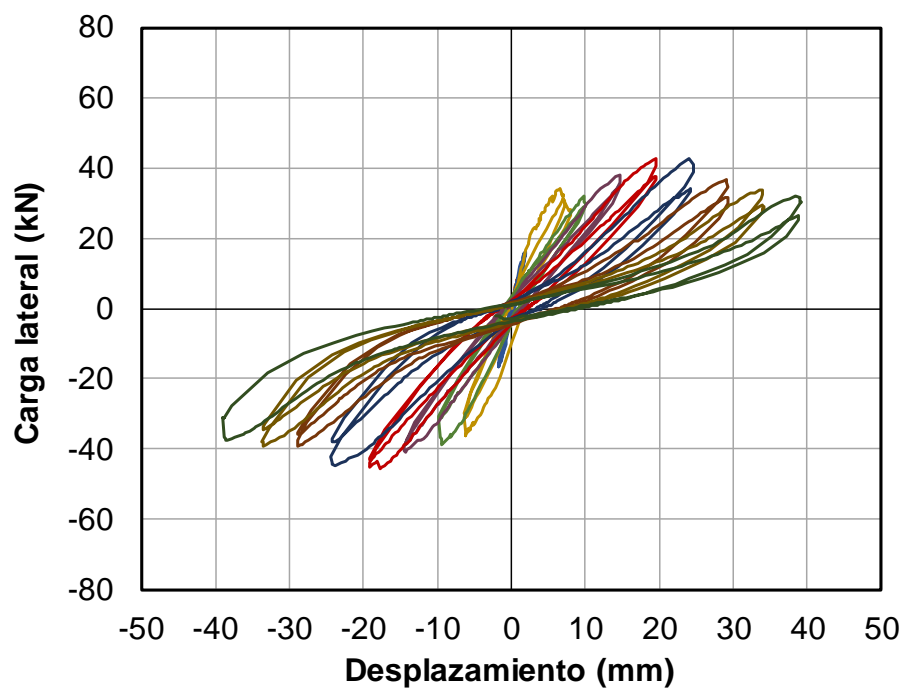


Figura 4.14 Curva carga lateral-desplazamiento del muro Mc4

En la tabla 4.7 se presentan las cargas de agrietamiento por flexo-cortante, cortante, cargas máximas y cargas últimas, con sus respectivos desplazamientos observados durante el ensaye del muro Mc4.

Tabla 4.7 Resumen de cargas y desplazamientos registrados durante cada evento del ensaye del muro Mc4

Evento	Sentido	Ciclo	Carga kN (ton)	Distorsión (Desplazamiento) % (mm)	
Agrietamiento por flexo-cortante	Positivo	5	34.12 (3.48)	6.55 (0.27)	Figura 4.10
	Negativo	5	36.01 (3.67)	6.17 (0.26)	
Agrietamiento por cortante	Positivo	6	31.12 (3.17)	7.06 (0.29)	Figura 4.11
Carga máxima	Positivo	11	44.72 (4.56)	19.50 (0.81)	Figura 4.12
	Negativo	11	45.81 (4.56)	17.82 (0.74)	
Carga última experimental	Positivo	19	31.87 (3.25)	38.48 (1.60)	Figura 4.14
	Negativo	19	37.68 (3.84)	38.31 (1.60)	

En el sentido positivo se obtuvo una rigidez tangente igual a 10.70 kN/mm (10913 kg/cm) y una rigidez secante igual a 5.21 kN/mm (5313 kg/cm). En el sentido negativo se obtuvo una rigidez tangente igual a 10.11 kN/mm (10306 kg/cm) y una rigidez secante igual a 5.84 kN/mm (5952 kg/cm).

CAPÍTULO 5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Para evaluar el efecto de la relación de aspecto en el comportamiento a cortante se consideraron los muros Mc1 y Mc2 ensayados por Alcocer (2017), junto con los muros Mc3 y Mc4 ensayados en este trabajo. En la tabla 5.1 se presentan las características geométricas de los cuatro muros (altura (H), longitud (L) y relación de aspecto (H/L)), la carga (P) y el esfuerzo axial (σ) aplicados durante el ensaye y quien realizó el ensaye.

Tabla 5.1 Muros considerados para el desarrollo del modelo de histéresis

Muro	H (cm)	L (cm)	H/L	P kN (kg)	σ MPa (kg/cm ²)	Realizó el ensaye
Mc1	240	336	0.71	164 (16723)	0.33 (3.32)	Alcocer (2017)
Mc2	240	185	1.30	91.77 (9358)	0.33 (3.37)	Alcocer (2017)
Mc3	240	124	1.94	61.12 (6233)	0.33 (3.35)	Chim (2017)
Mc4	240	91	2.64	50.03 (5102)	0.37 (3.74)	Chim (2017)

5.1 Patrón de agrietamiento

Los muros fueron diseñados para obtener la falla por cortante, la cual se presentó en los dos muros ensayados (Mc3 y Mc4). Sin embargo, antes de observar el agrietamiento por cortante en el panel, se presentó la formación de una grieta asociada a una falla por flexo-cortante. La carga a la cual se presentaron los agrietamientos por cortante y flexo-cortante fueron similares (una diferencia promedio de 6%). Al incrementarse los desplazamientos laterales surgieron más grietas diagonales, las cuales se propagan a los castillos. La formación de grietas diagonales ocurrió en ambos sentidos de aplicación de carga dando lugar al patrón de agrietamiento final en forma de "X" (figura 5.1).

En comparación con los muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto ensayados por Sosa (2013) y Raygoza (2012), no se observaron grietas en las juntas entre bloques y en las juntas entre el panel y los elementos confinantes. Esto es, la junta de mortero de pared delgada no falló y las grietas se propagaron sobre los

bloques de CCA, por lo que se considera que el muro se comportó como un elemento monolítico de un solo material.

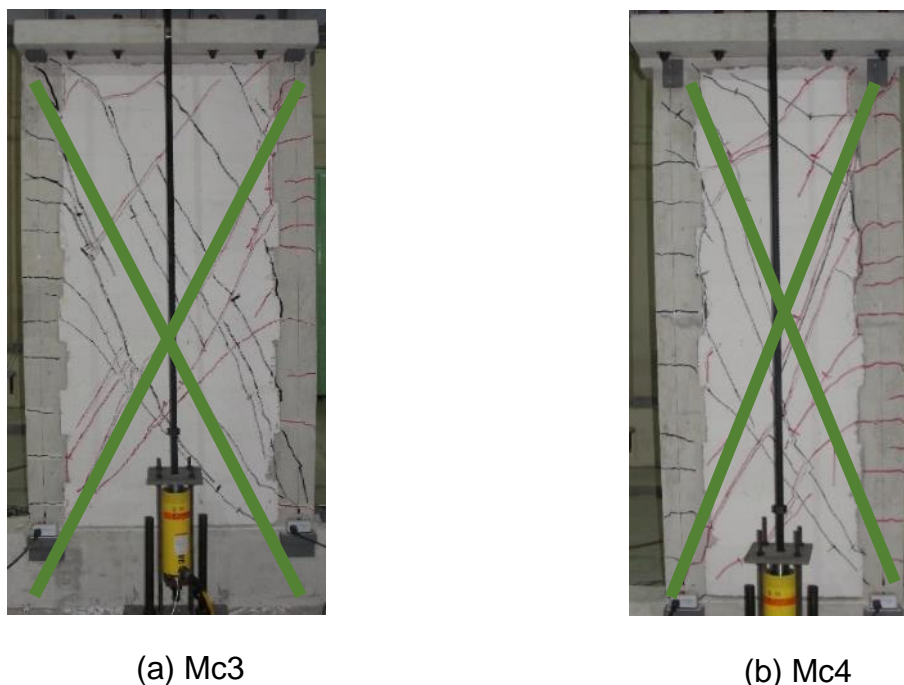


Figura 5.1 Patrón de agrietamiento final en forma de X

Durante la aplicación de los ciclos de carga lateral de los muros se observó agrietamiento horizontal por flexión en los castillos a partir de una altura de 20 cm, medidos a partir de la base del muro. Este agrietamiento horizontal indujo la formación de la grieta por flexo-cortante en el panel de mampostería.

5.2 Capacidad de deformación y resistencia máxima

Se definió la capacidad de deformación como el desplazamiento último de los muros (Δ_u) entre el desplazamiento del agrietamiento por cortante (Δ_a). En la figura 5.2 se presenta la parte positiva de las envolventes. El eje horizontal corresponde al desplazamiento normalizado respecto al desplazamiento asociado a la carga de agrietamiento por cortante (Δ/Δ_a). El eje vertical corresponde a la carga normalizada respecto a la carga de agrietamiento por cortante. Se observa en dicha figura que todos los muros presentan una capacidad de deformación mayor a 5 (línea discontinua). Por lo tanto, se propone este valor como la capacidad de deformación de

los cuatro muros confinados de CCA. En general, se observa que la degradación de resistencia no es significativa a una capacidad de deformación de 5 ya que la resistencia de los muros es mayor o igual a la carga de agrietamiento por cortante.

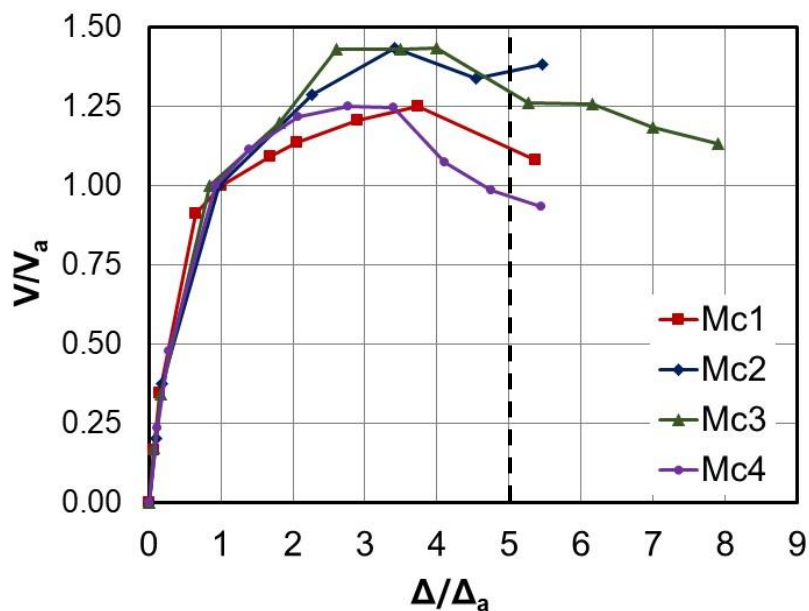


Figura 5.2 Envolvente normaliza positiva de los muros Mc1 a Mc4.

En la tabla 5.2 se compara la carga de agrietamiento por cortante con la carga máxima. Se observa que la carga máxima fue en promedio un 35% mayor que la carga de agrietamiento por cortante con un CV de 0.07.

Tabla 5.2 Comparación entre la carga de agrietamiento por cortante y la carga máxima

Muro	H/L	V_{ae} kN (kg)	V_{maxe} kN (kg)	V_{maxe}/V_{ae}
M1	0.71	185.04 (18869)	231.64 (23621)	1.25
M2	1.30	81.95 (8356)	106.75 (10885)	1.30
M3	1.94	49.75 (5074)	72.73 (7416)	1.46
M4	2.64	31.12 (3173)	42.72 (4356)	1.37
Promedio				1.35
C.V.				0.07

En la figura 5.3 se presentan las curvas envolventes de los muros Mc1 a Mc4 limitadas a la capacidad de deformación establecida de 5. Se observa que conforme disminuye la relación de aspecto aumenta la carga de agrietamiento por cortante, la carga máxima y la rigidez de los muros.

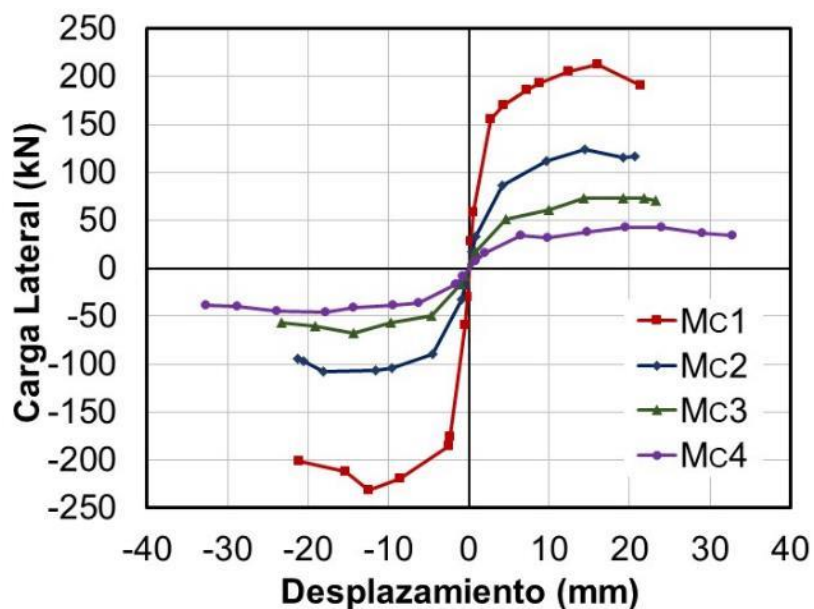


Figura 5.3 Envolvente de los muros Mc1 a Mc4

5.3 Degradación de rigidez

Mediante el concepto de degradación de rigidez de ciclo se puede establecer el grado de deterioro en la rigidez lateral de los muros de mampostería. La rigidez de ciclo se define como la pendiente de la recta secante que une los puntos de máxima distorsión en el sentido positivo y negativo de un mismo ciclo, figura 5.4.

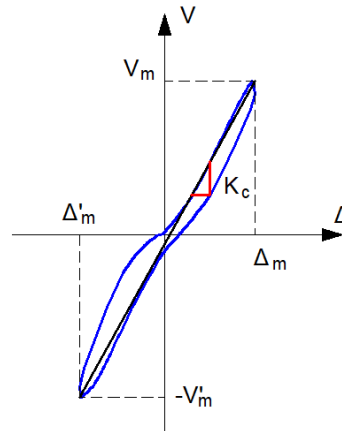


Figura 5.4 Degradación de rigidez de ciclo.

Con el propósito de observar la degradación de rigidez lateral de los muros confinados de CCA conforme se incrementa la distorsión, se normalizó la rigidez de ciclo (K_c) con respecto a la rigidez del primer ciclo (K_{ci}). En la figura 5.5 se presenta la rigidez de ciclo normalizada con la rigidez del primer ciclo en función de la distorsión considerando los ciclos de carga limitados a una capacidad de deformación de 5. Se observa que para un mismo nivel de distorsión conforme aumenta la relación de aspecto la relación K_c/K_{ci} se incrementa. Considerando un sistema de piso rígido en el cual todos los muros alcancen la misma distorsión, el daño se concentrará en los muros con menor relación de aspecto.

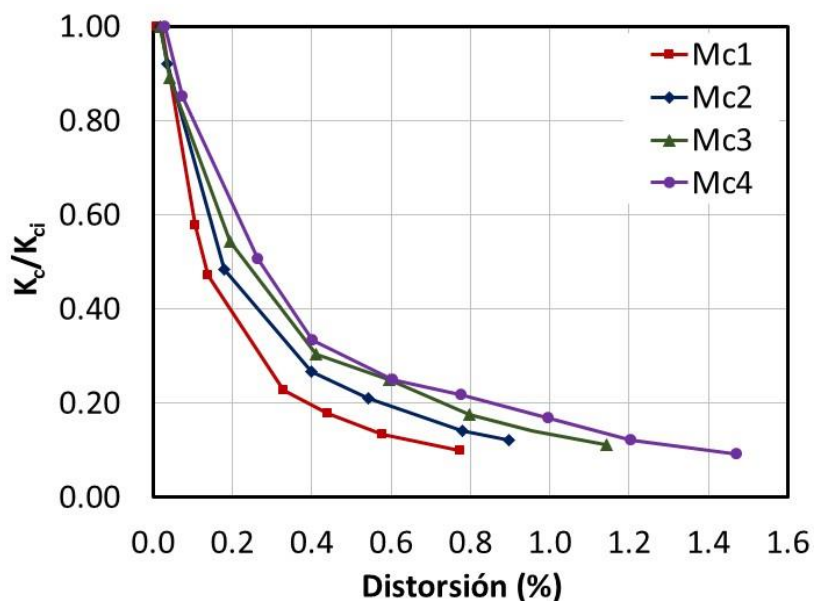


Figura 5.5 Curva de degradación de rigidez de ciclo normalizada

En la figura 5.6 se presenta en el eje horizontal el desplazamiento normalizado (Δ/Δ_a) y eje vertical la rigidez de ciclo normalizada con la rigidez del primer ciclo. Se observa que cada muro presenta un comportamiento similar. La degradación rigidez fue de aproximadamente 45% (línea amarilla discontinua) cuando se produjo el agrietamiento por cortante y la degradación de rigidez del muro fue de aproximadamente 80% (línea naranja discontinua) cuando se alcanzó la carga máxima. Se realizó el ajuste de una curva exponencial de los datos experimentales por el método de los mínimos cuadrados y se obtuvo la ecuación (5.1), que relaciona la degradación de rigidez de ciclo normalizada en función del desplazamiento normalizado (Δ/Δ_a).

$$\frac{K_c}{K_{ci}} = e^{\left[0.04\left(\frac{\Delta}{\Delta_a}\right)^2 - 0.7\left(\frac{\Delta}{\Delta_a}\right)\right]} \quad (5.1)$$

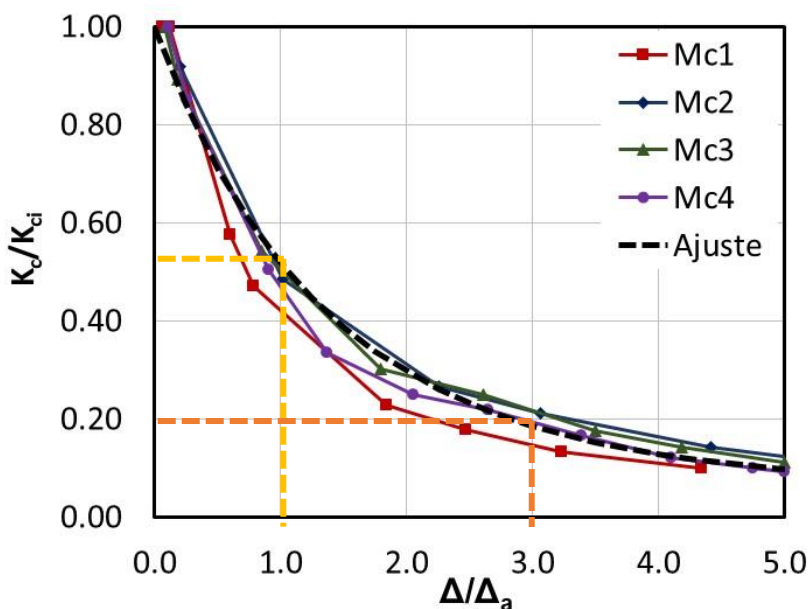


Figura 5.6 Curva degradación de rigidez de ciclo normalizada vs desplazamiento normalizado (Δ/Δ_a).

5.4 Energía disipada

La energía disipada (ED) se calculó como el área contenida en un lazo histerético de la curva carga lateral-desplazamiento. La energía disipada acumulada es la suma de las áreas contenidas en los lazos histeréticos hasta el ciclo (n) estudiado y se correlaciona con el nivel de daño en los muros (Pérez Gavilán y Manzano, 2011). En la Figura 5.7 se presenta la comparación de la energía disipada acumulada de cada uno de los muros (Mc1 – Mc4). Se observa que antes del agrietamiento la energía disipada acumulada por cada uno de los muros es nula. Posterior al agrietamiento y para un mismo número de ciclos se observa que la energía disipada acumulada aumenta conforme disminuye la relación de aspecto. Esto es, debido a que la resistencia de los muros aumenta conforme la relación de aspecto disminuye lo que provoca que las áreas contenidas en los lazos histeréticos sean mayores.

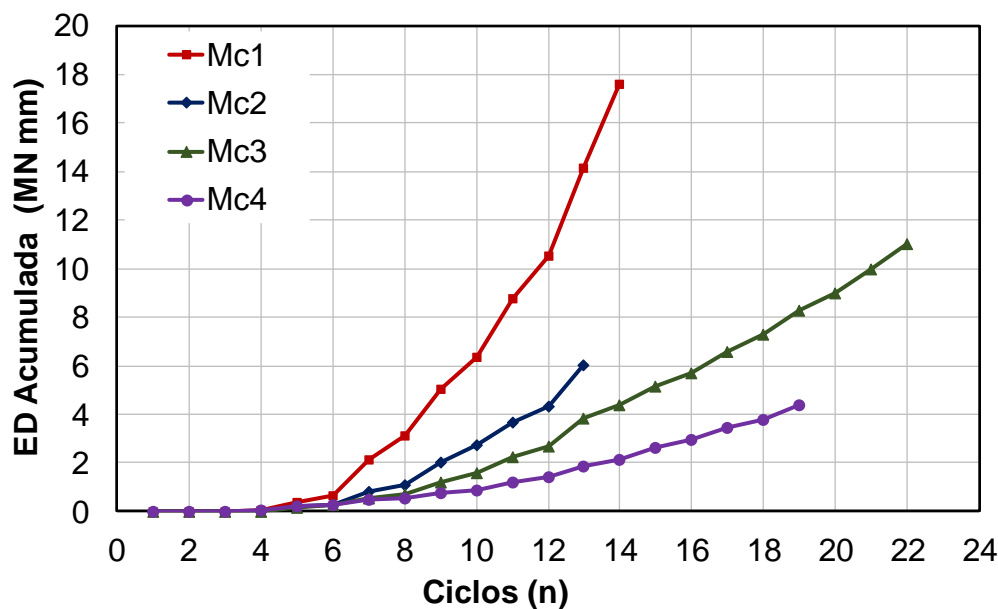


Figura 5.7 Curvas de ED acumulada de los muros Mc1 – Mc4

5.5 Modelo de histéresis

En general las curvas carga lateral-desplazamiento no fueron simétricas debido a que el daño generado en un sentido de carga afectó el comportamiento del otro. Por lo tanto, los parámetros del modelo de histéresis se calibraron en ambos sentidos de aplicación de carga. Dos valores de la rigidez inicial fueron calculados para cada uno de los muros (Mc1 a Mc4), uno considerando la sección gruesa del muro (K_{ig}) y otro considerando la sección la sección transformada no agrietada del muro (K_{it}), sin acero de refuerzo. En ambos casos se empleó un valor de E_{CCA} igual a 2139 MPa (21809 kg/cm²) y un valor de G_{CCA} igual a 891 MPa (9087 kg/cm²). El valor de E_{CCA} se calculó mediante la ecuación (2.2) utilizando el valor de f_{CCA} igual a 4.33 MPa (44.13kg/cm²), obtenido experimentalmente en este trabajo. El valor de G_{CCA} se calculó considerando una relación de Poisson de 0.2, con base en recomendaciones del RILEM (1993).

La relación entre la rigidez tangente (K_t) con la rigidez inicial calculada para cada uno de los muros se presenta en la tabla 5.3. Se observa que el coeficiente de variación en la relación de la rigidez tangente entre la rigidez inicial es menor cuando ésta se calcula considerando la sección transformada. Por lo tanto, se utilizó la sección transformada en cálculos posteriores.

Tabla 5.3 Rigidez inicial calculada para los muros Mc1 a Mc4

Muro	K_{ig} kN/mm (kg/cm)	K_{it} kN/mm (kg/cm)	K_t kN/mm (kg/cm)	K_t/K_{ig}	K_t/K_{it}
Mc1	91.27 (93072)	138.94 (141678)	97.84 (99767)	1.07	0.70
Mc2	25.73 (26235)	57.62 (58758)	44.29 (45160)	1.72	0.77
Mc3	9.28 (9461)	28.87 (29443)	19.37 (19755)	2.09	0.67
Mc4	3.96 (4040)	15.38 (15683)	10.7 (10913)	2.70	0.70
			Promedio	1.90	0.71
			CV	0.36	0.06

En la tabla 5.4 se presenta la rigidez secante al primer agrietamiento experimental correspondiente a los sentidos positivo y negativo (K_s y K'_s , respectivamente), y su relación con la rigidez inicial (K_{it}). De la relación K_s/K_{it} se obtuvo el factor α para ajustar la rigidez inicial a la rigidez secante al primer agrietamiento.

Tabla 5.4 Relación de la rigidez secante experimental y la rigidez inicial

Muro	K_s kN/mm (kg/cm)	K_s/K_{it}	K'_s kN/mm (kg/cm)	K'_s/K_{it}
Mc1	55.43 (56528)	0.40	76.67 (78178)	0.55
Mc2	21 (21410)	0.36	19.88 (20271)	0.34
Mc3	10.92 (11136)	0.38	10.56 (10764)	0.37
Mc4	5.21 (5313)	0.34	5.84 (5952)	0.38
	Promedio	0.37	Promedio	0.41
	CV	0.07	CV	0.23

La rigidez posterior al agrietamiento experimental en los sentidos positivo y negativo (K_{pe} y K'_{pe} , respectivamente) se calculó como la pendiente de la recta que pasa por los puntos dados por la carga del primer agrietamiento experimental y la carga máxima (figura 5.8 a 5.11). La rigidez posterior al agrietamiento analítica (K_p) se calcula con la ecuación 3.10. Para la cual se determinó el factor γ como el cociente K_{pe}/K_s . El valor del parámetro γ se presenta en la tabla 5.5.

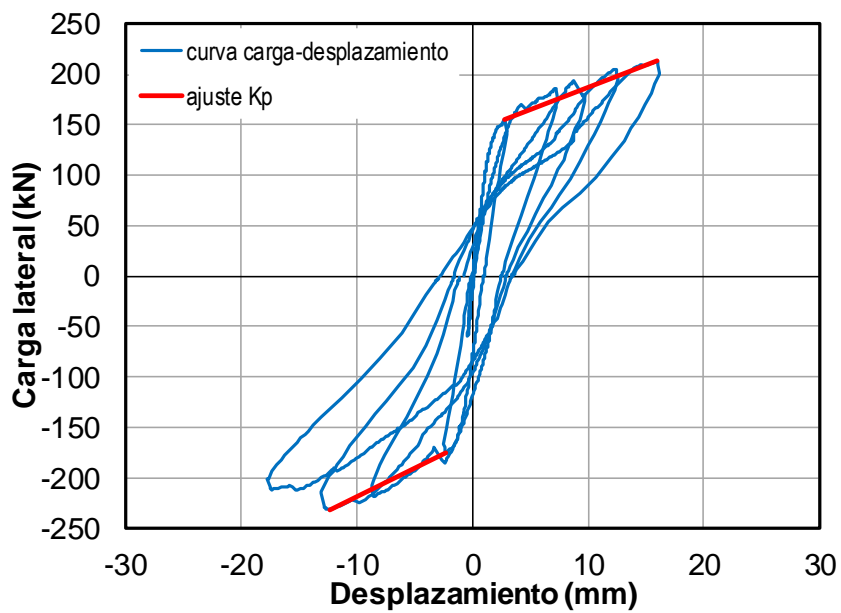


Figura 5.8 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc1

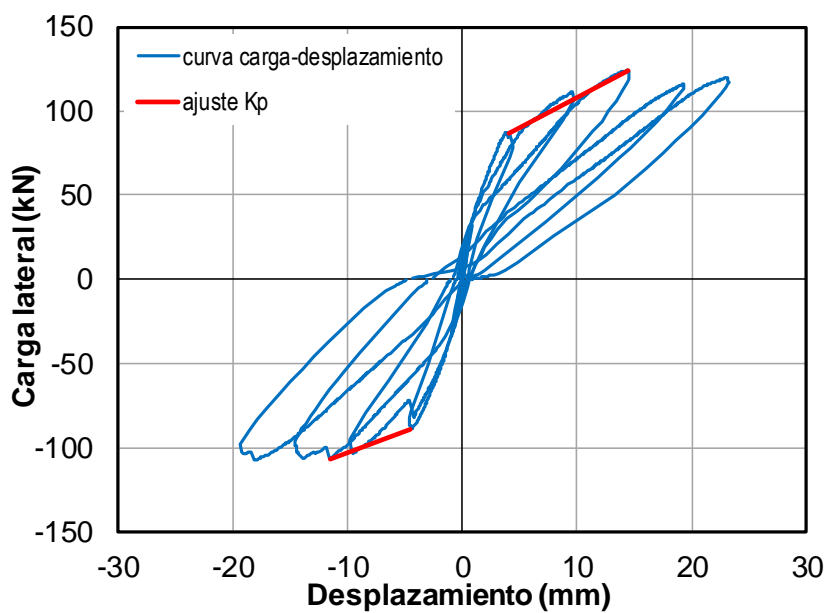


Figura 5.9 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc2

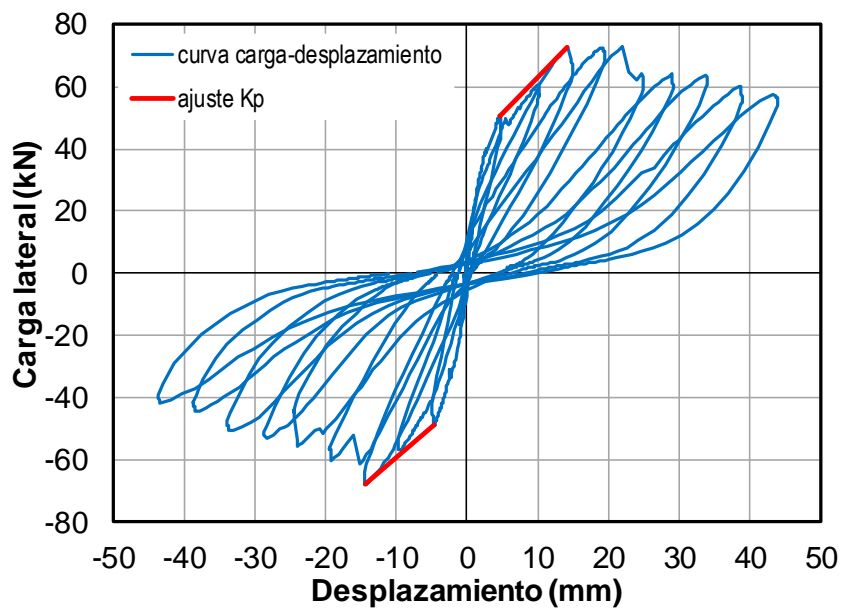


Figura 5.10 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc3

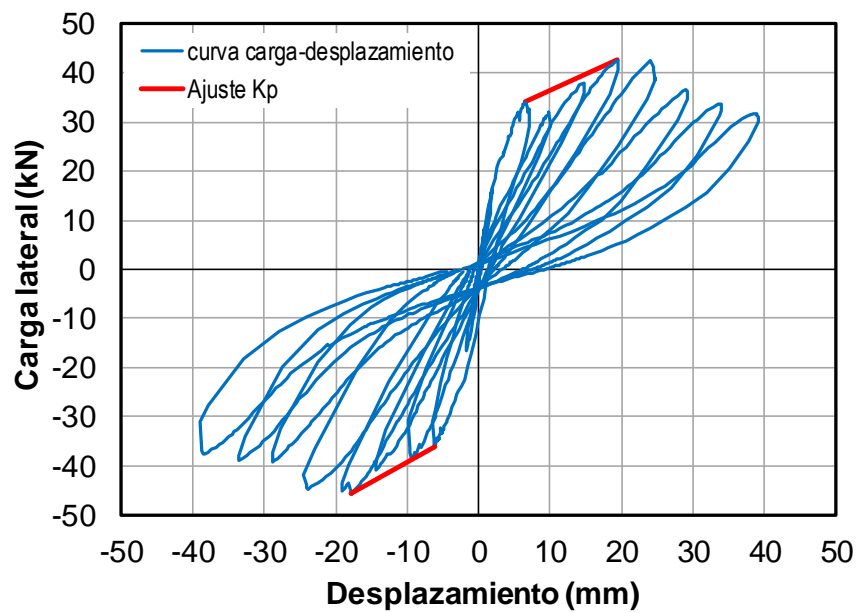


Figura 5.11 Rigidez posterior al agrietamiento para el muro Mc4

Tabla 5.5 valores del factor γ

Muro	K_{pe} kN/mm (kg/cm)	γ	K'_{pe} kN/mm (kg/cm)	γ'
Mc1	4.4 (4489)	0.08	5.53 (5641)	0.07
Mc2	3.66 (3730)	0.17	2.52 (2569)	0.13
Mc3	2.29 (2331)	0.21	1.96 (1996)	0.19
Mc4	0.66 (677)	0.13	0.84 (859)	0.14
	Promedio	0.15	Promedio	0.13
	CV	0.38	CV	0.36

En las curvas carga-desplazamiento lateral de los muros Mc1 a Mc4 se ajustó la recta U-U' para limitar la descarga elástica (figura 5.12 a 5.15). La pendiente de dicha recta se definió en la ecuación (3.12). Los valores del parámetro de ajuste de la recta U-U' se presentan en la tabla 5.6.

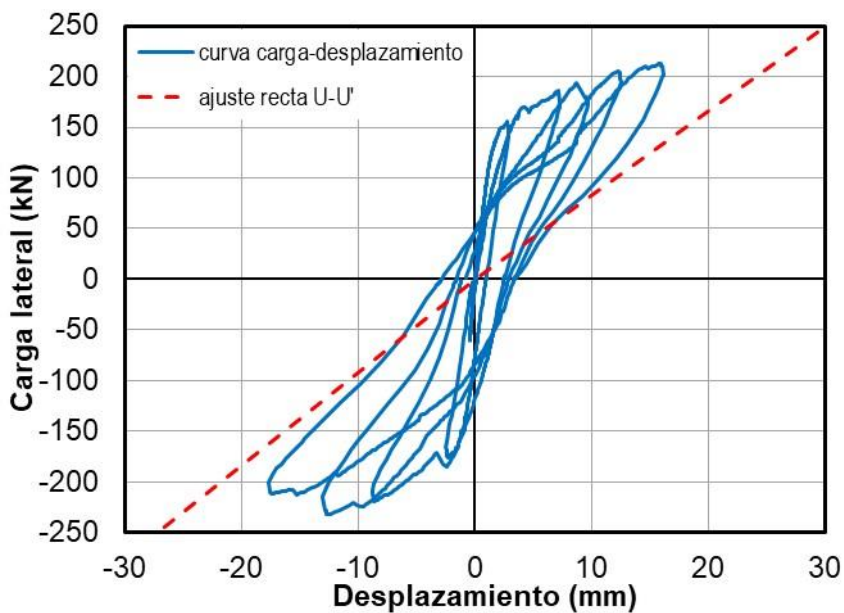


Figura 5.12 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc1

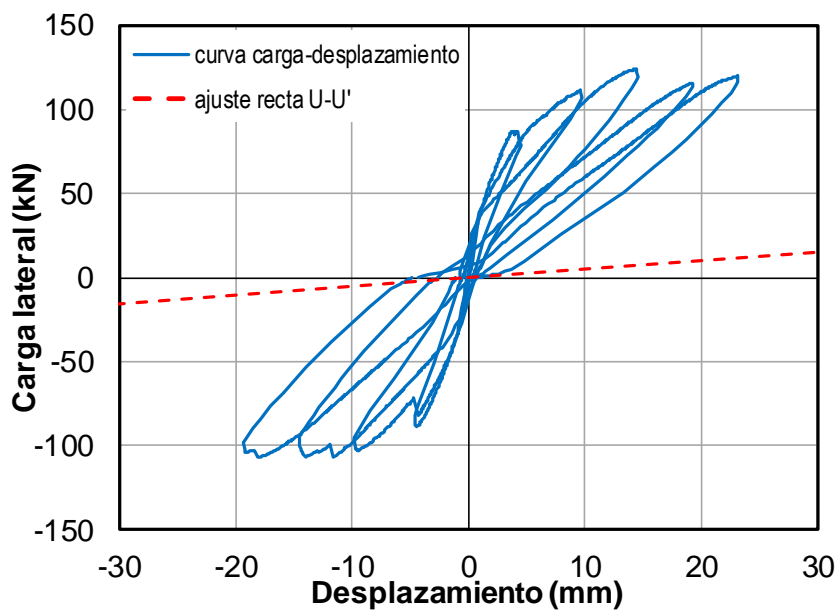


Figura 5.13 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc2

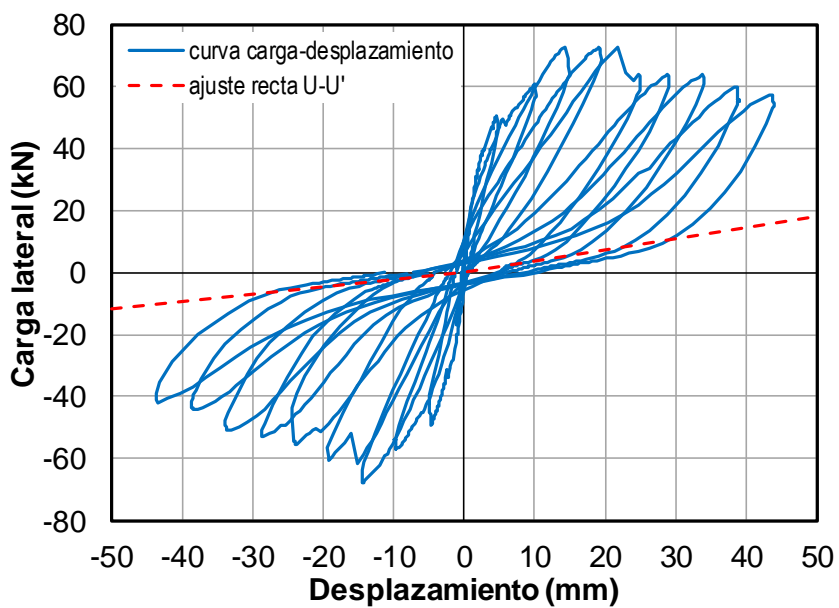


Figura 5.14 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc3

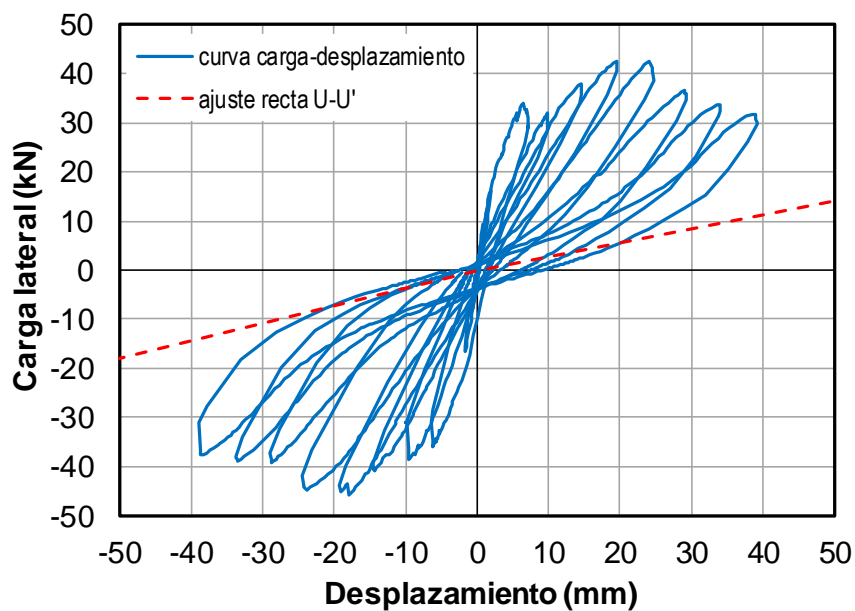


Figura 5.15 Ajuste de la recta U-U' para el muro Mc4

Tabla 5.6 Valores del parámetro δ

Muro	H/L	δ (%)	δ' (%)
Mc1	0.71	15.00	12.00
Mc2	1.30	2.44	2.58
Mc3	1.94	3.37	2.21
Mc4	2.64	5.39	6.19

La rigidez de descarga (K_u) se definió en la ecuación (3.11). En las curvas carga-desplazamiento lateral de los muros Mc1 a Mc4 (figura 5.16 a 5.29) se presenta el ajuste de la rigidez de descarga (K_u). Los valores del parámetro de ajuste Φ se presentan en la tabla 5.7.

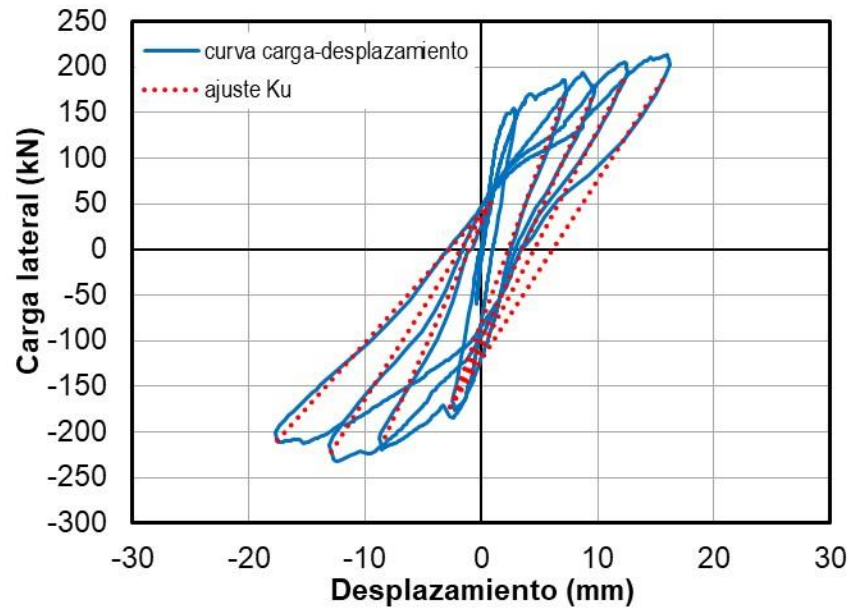


Figura 5.16 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc1

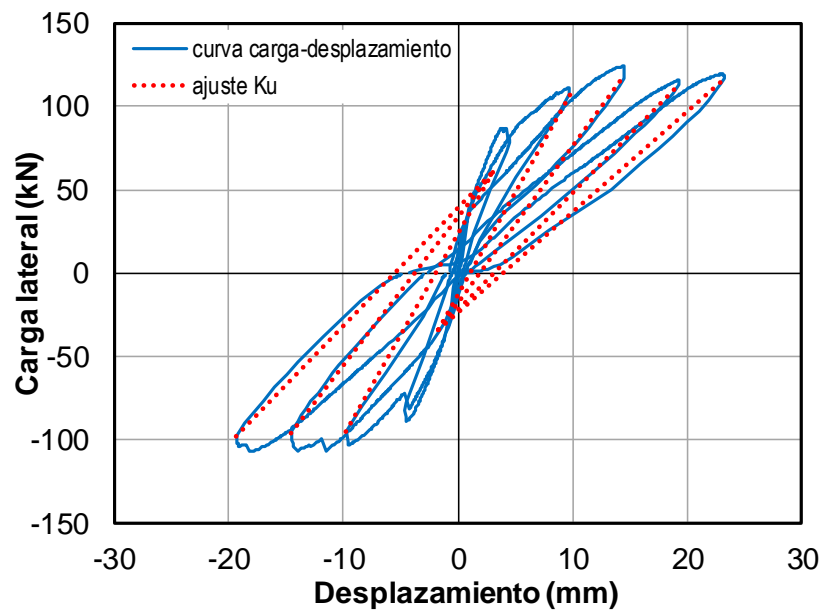


Figura 5.17 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc2

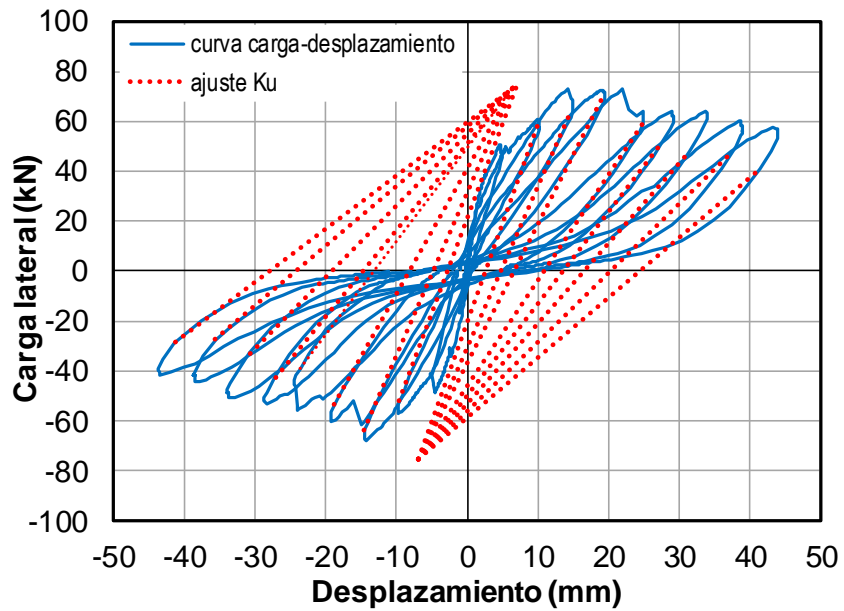


Figura 5.18 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc3

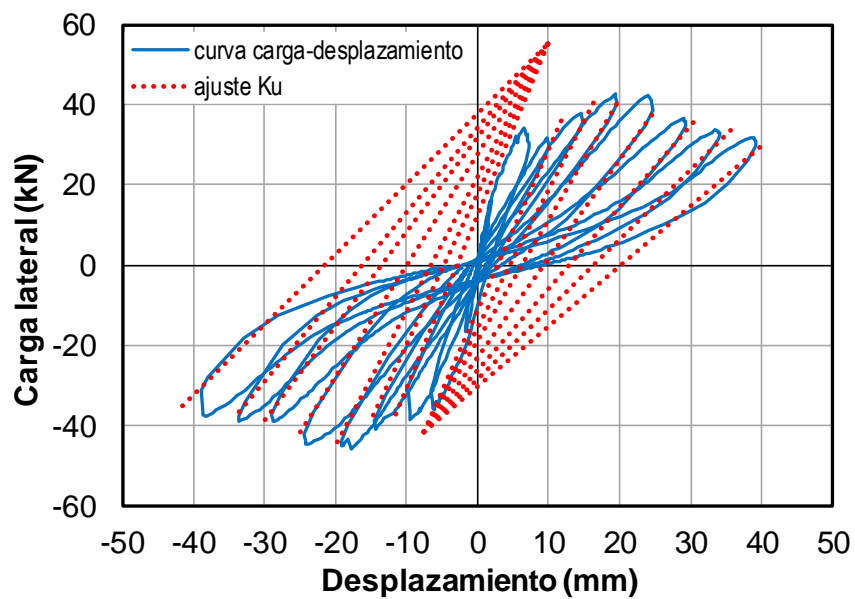


Figura 5.19 Ajuste de la rigidez K_U para el muro Mc4

Tabla 5.7 Valores del parámetro Φ

Muro	H/L	Φ	Φ'
Mc1	0.71	1.01	0.27
Mc2	1.30	0.39	0.69
Mc3	1.94	1.48	1.49
Mc4	2.64	1.22	1.54

La degradación de resistencia en el modelo de histéresis se definió en la ecuación 3.13, la cual es función de dos parámetros, uno asociado a la energía disipada (λ_e) y otro asociado a la capacidad de deformación (λ_u). Por simplicidad se consideró nulo el valor del primer parámetro (λ_e), por lo tanto, la degradación de la resistencia se relacionó únicamente con segundo parámetro (λ_u). Por lo tanto, se utilizó la ecuación (5.2) para calcular la degradación de rigidez. En la tabla 5.8, se presentan los valores del parámetro λ_u .

$$\bar{V}_{max} = V_{max} \left[1 - \lambda_u \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right] \quad (5.2)$$

Tabla 5.8 valores del parámetro λ_u .

Muro	μ	\bar{V}_m/V_m	λ_u	μ'	\bar{V}'_m/V'_m	λ'_u
Mc1	4.72	0.986	0.02	5.75	0.923	0.09
Mc2	4.91	0.918	0.10	3.42	0.934	0.09
Mc3	6.14	0.910	0.11	5.64	0.904	0.12
Mc4	2.49	0.935	0.11	5.08	0.908	0.11

El efecto de ablandamiento en la rigidez posterior al agrietamiento se definió en la ecuación (3.14). La cual es función de la rigidez posterior al agrietamiento, de la capacidad de deformación y del parámetro λ_3 . En la tabla 5.9 se presentan los valores del parámetro λ_3 .

Tabla 5.9 valores del parámetro λ_3

Muro	μ	\bar{K}_{pe}/K_{pe}	λ_3	μ'	\bar{K}'_{pe}/K'_{pe}	λ'_3
Mc1	2.81	1.00	0.00	3.65	0.56	0.61
Mc2	4.91	0.61	0.49	3.42	0.49	0.71
Mc3	5.58	0.36	0.79	5.68	0.19	0.98
Mc4	5.06	0.60	0.50	5.08	0.45	0.68

El estrangulamiento de los ciclos de histéresis se definió en las ecuaciones 3.15 y 3.16, mediante los parámetros ε y λ_s . El parámetro ε relaciona el desplazamiento donde finaliza el estrangulamiento respecto el desplazamiento alcanzado en la descarga elástica y el parámetro λ_s relaciona la carga máxima del ciclo anterior con la carga V_e hacia la que se dirige la recarga. En las tablas 5.10 y 5.11, se presentan los valores

del parámetro ϵ y λ_s , respectivamente. En los muros con mayor relación de aspecto (Mc3 y Mc4) se observó que el daño se distribuye sobre varias grietas a diferencia de los muros de menor relación de aspecto (Mc1 y Mc2) donde el daño se concentró sobre una grieta principal (figura 5.20). Por lo tanto, se observó un mayor estrangulamiento en los muros con mayor relación de aspecto.

Tabla 5.10 Valores del parámetro ϵ

Muro	H/L	Δ_u	Δ_e	ϵ	Δ'_u	Δ'_e	ϵ'
Mc1	0.71	0.76	0	0.00	-1.01	0.00	0.00
Mc2	1.30	0.60	0.05	0.09	-0.71	-0.25	0.35
Mc3	1.94	1.75	1.33	0.76	-2.07	-1.71	0.83
Mc4	2.64	1.56	1.40	0.90	-1.97	-2.05	1.00

Tabla 5.11 Valores del parámetro λ_s

Muro	H/L	V_e	V_m	$\delta K_i \Delta_m$	λ_s	V'_e	V'_m	$\delta'K'_i \Delta'_m$	λ'_s
Mc1	0.71	19852	19852	11202	1.00	-21496	-21496	-16454	1.00
Mc2	1.30	8592	10720	1721	0.76	-5849	-9903	-1743	0.50
Mc3	1.94	2565	6276	720	0.33	-1920	-5144	-623	0.29
Mc4	2.64	1388	3412	670	0.26	-1981	-3633	-1141	0.34



a) Muro Mc1



b) Muro Mc3

Figura 5.20 Comparación del patrón de agrietamiento de los muros Mc1 y Mc3

En las figuras 5.21 a 5.24 se presenta la comparación entre la curva carga lateral-desplazamiento y del modelo de histéresis propuesto. Se emplearon parámetros independientes para cada muro, se observa que el modelo propuesto representa adecuadamente el comportamiento histérico del muro.

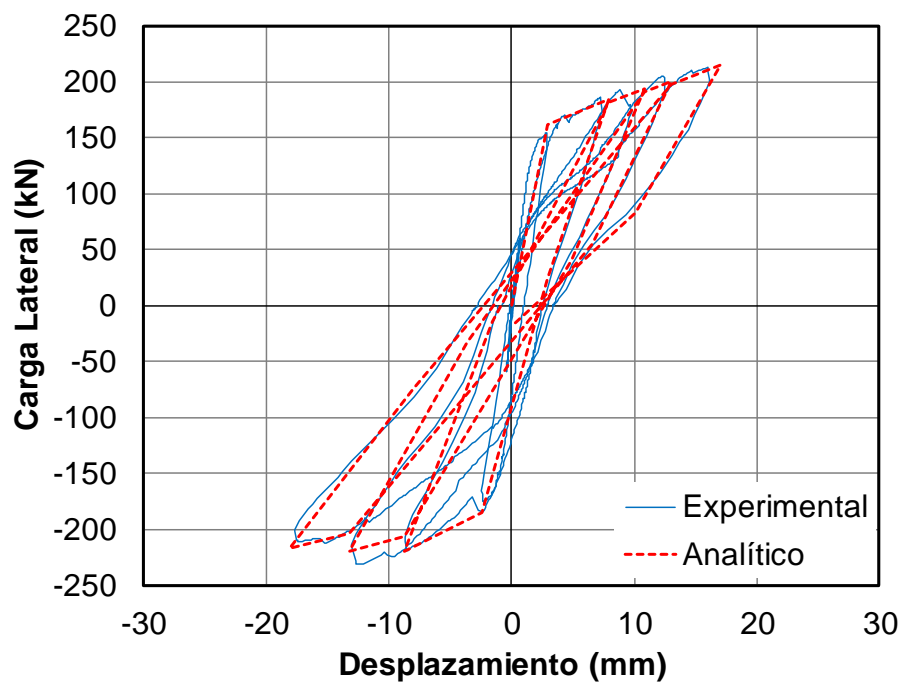


Figura 5.21 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc1

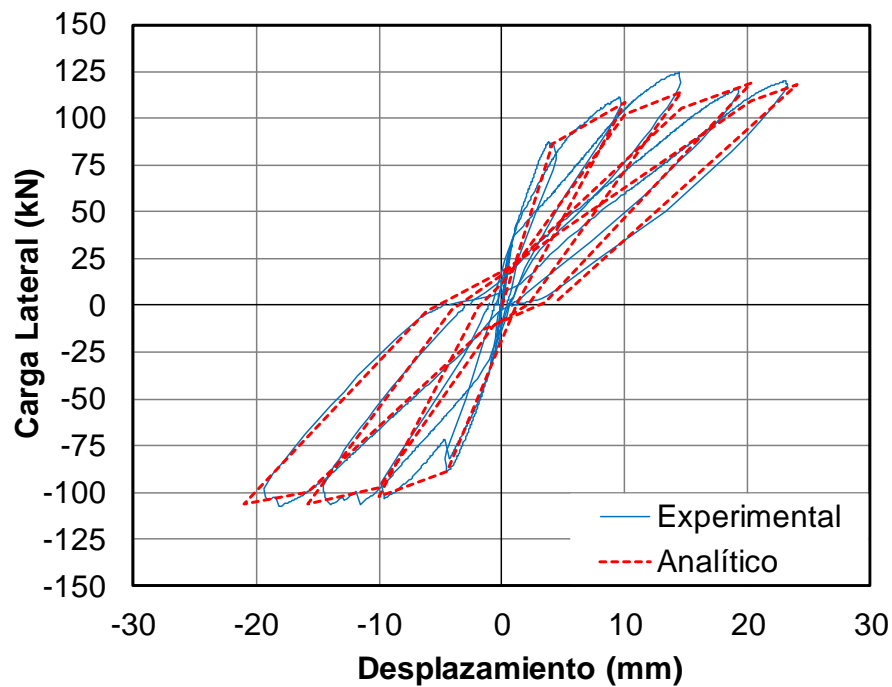


Figura 5.22 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc2

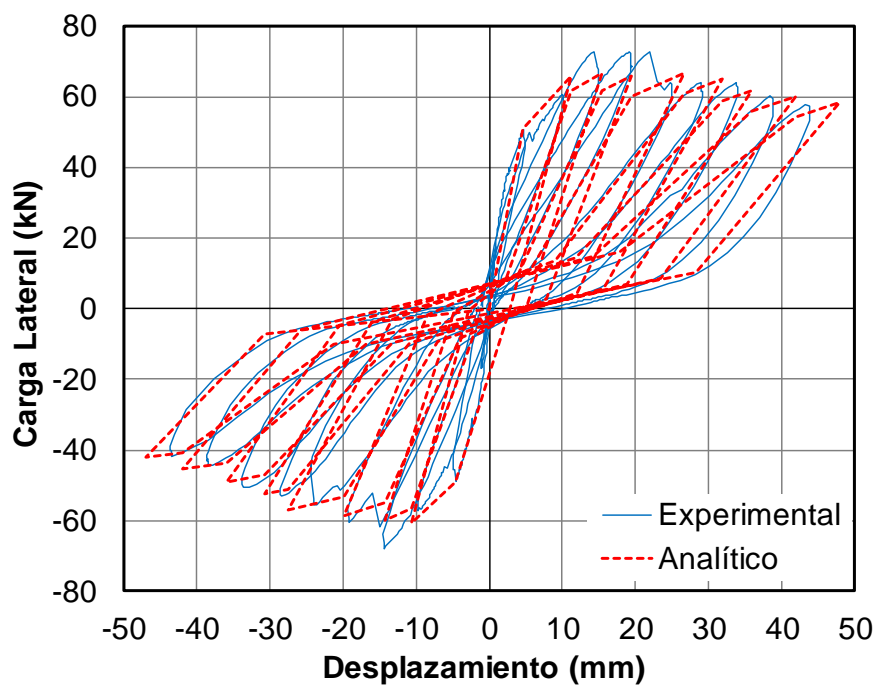


Figura 5.23 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc3

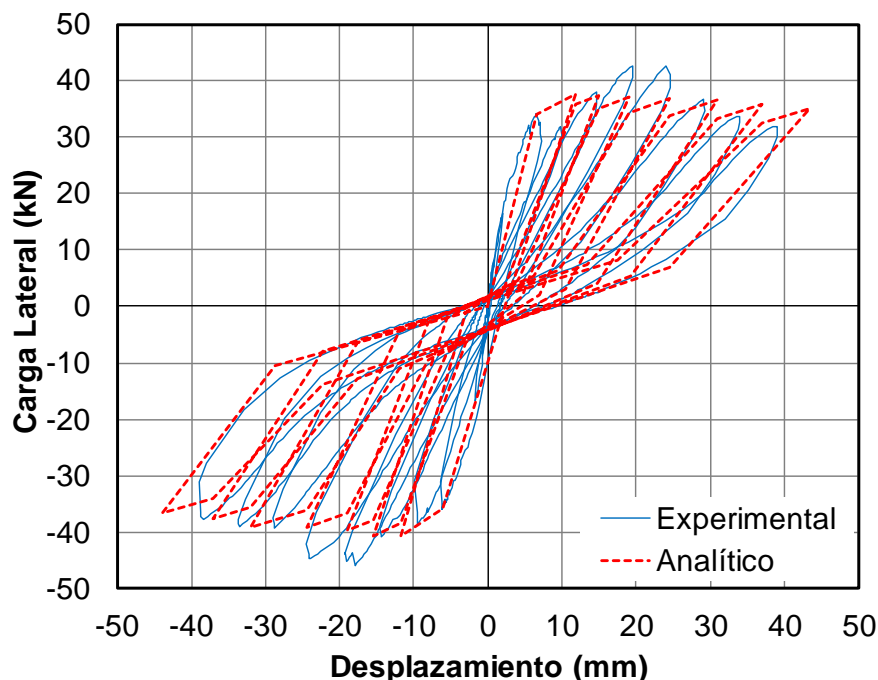


Figura 5.24 Curva carga-desplazamiento lateral experimental y analítico del muro Mc4

5.6 Criterios de aceptación

En el apéndice normativo A - criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo de las NTCM (GDF, 2004) se establecen criterios para considerar como satisfactorio el desempeño de los muros ensayados. A continuación, se presentan dichos criterios:

- 1) El muro alcanza una resistencia máxima (V_{max}), igual o superior a la calculada (V_a) para una distorsión menor o igual a 0.6% para piezas macizas.
- 2) La resistencia máxima experimental V_{maxe} , sea menor que λV_a , donde λ es el factor de sobrerresistencia para las conexiones (unión entre castillos y cadenas). El valor mínimo de λ es 1.3.
- 3) Las características de la repetición del ciclo a una distorsión de 0.6%, para piezas macizas satisfacen:
 - a) La carga de la repetición ($V_{maxe-rep}$) sea al menos igual a $0.8V_{maxe}$ en el mismo sentido de carga.
 - b) La energía disipada equivalente no sea menor que 0.15

- c) La degradación de rigidez de ciclo no sea menor de 0.1 veces la rigidez de ciclo, calculada a partir del primer ciclo aplicado en el ensaye.

En la tabla 5.12 se presenta la resistencia a cortante (V_c) calculada con la ecuación (5.3) propuesta por Alcocer (2017), la resistencia a cortante máxima experimental (V_{maxe}), el producto de la sobrerresistencia por la resistencia a cortante calculada (λV_c), la distorsión máxima experimental (θ_{maxe}), la distorsión máxima para muros con piezas macizas de acuerdo a las NTCM ($\theta_{maxe-NTCM}$), y una evaluación del cumplimiento de los criterios 1 y 2.

$$V_c = \left(0.85 - 0.15 \frac{H}{L} \right) (f_{tCCA} L t + 0.3 P) \quad (5.3)$$

Tabla 5.12 Criterios 1 y 2 del apéndice normativo A de las NTCM

Muro	V_c kN (kg)	V_{maxe} kN (kg)	λV_c kN (kg)	θ_{maxe}	$\theta_{maxe-NTCM}$	Criterio 1	Criterio 2
Mc1	179.01 (18254)	231.64 (23621)	232.71 (23730)	0.52	0.60	SI	SI
Mc2	87.25 (8897)	106.75 (10885)	113.42 (11566)	0.48	0.60	SI	SI
Mc3	49.88 (5086)	72.73 (7416)	64.84 (6612)	0.59	0.60	SI	NO
Mc4	30.42 (3102)	42.72 (4356)	39.55 (4033)	0.81	0.60	NO	NO

Se observa en la tabla 5.12 que todos los muros cumplen el criterio 1, con excepción del muro Mc4, debido a que este criterio ha sido establecido para muros con relaciones de aspecto cercanas a 1. Debido a que la carga máxima de los especímenes fue en promedio 1.35 veces la carga de agrietamiento por cortante, se observa que solo dos muros cumplen con el criterio 2. Por lo tanto, el valor del factor de sobrerresistencia para el diseño de conexiones (λ) debe ser mayor al mínimo.

En la tabla 5.13 se presentan las cargas máximas correspondiente al ciclo de carga máxima (V_{maxe}) y a su repetición ($V_{maxe-rep}$), la energía disipada equivalente (EDE) y la degradación de la rigidez de ciclo asociados al ciclo de carga máxima (K_c/K_{ci}), adicionalmente se presenta la evaluación del cumplimiento del criterio 3 de las NTCM. La EDE se calculó como el área contenida en un lazo histerético de la curva carga lateral-desplazamiento entre el área circunscrita por el paralelogramo definido

por la carga y desplazamiento máximos de dicho lazo y la rigidez del primer ciclo (figura 5.25).

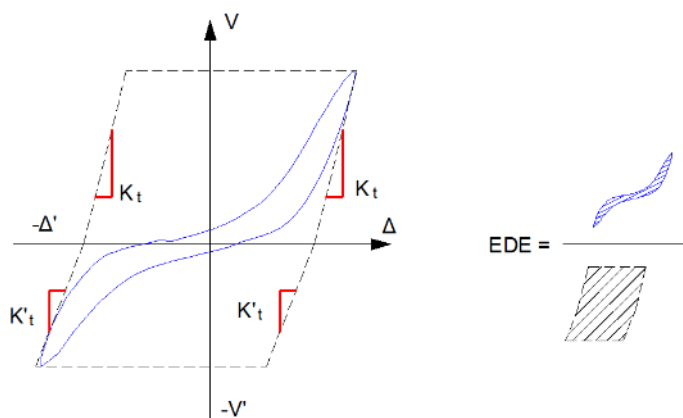


Figura 5.25 Criterio para el cálculo de la EDE (NTCM, 2004)

Tabla 5.13 Criterio 3 del apéndice normativo A de las NTCM

Muro	V_{maxe} kN (kg)	$0.8V_{maxe}$ kN (kg)	$V_{maxe-rep}$ kN (kg)	θ_{maxe}	EDE	K_c/K_{ci}	Criterio 3		
							a	b	c
Mc1	231.64 (23621)	185.31 (18897)	212.11 (21629)	0.52	0.19	0.18	SI	SI	SI
Mc2	106.75 (10885)	85.4 (8708)	97.64 (9957)	0.60	0.15	0.21	SI	SI	SI
Mc3	72.73 (7416)	58.18 (5933)	66.52 (6783)	0.59	0.12	0.25	SI	NO	SI
Mc4	42.72 (4356)	34.18 (3485)	37.75 (3849)	0.81	0.08	0.22	SI	NO	SI

Se observa en la tabla 5.12 que en general los muros cumplen con el criterio 3. Sin embargo, la EDE de los muros para la repetición del ciclo de carga máxima se encontró cerca del valor mínimo establecido (0.15).

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

En este trabajo se evalúa el comportamiento a cortante de muros de mampostería confinada de CCA sujetos a cargas laterales cíclicas reversibles con diferente relación de aspecto, mediante el ensaye de muros a escala natural y el desarrollo de un modelo de histéresis. Se diseñaron, construyeron y ensayaron dos muros a escala natural con relaciones de aspecto de 1.94 y 2.64 (Mc3 y Mc4) y altura constante de 2.40 m. Con base en los resultados experimentales de los muros ensayados en este trabajo y por Alcocer (2017), se propuso un modelo de histéresis para representar el comportamiento a cortante de dichos muros. A partir de los resultados experimentales y analíticos se formulan las siguientes conclusiones:

- El primer agrietamiento en los muros ensayados en este trabajo está asociado a una falla por flexo-cortante, el cual es inducido por el agrietamiento horizontal de los castillos. El agrietamiento por cortante se presentó en el ciclo posterior a un nivel carga similar al del agrietamiento por flexo-cortante.
- El patrón de agrietamiento final fue en forma de “X”. Las grietas se presentaron en los bloques de CCA, no se observaron grietas en las juntas de mortero de pared delgada, ni entre el panel de mampostería y los castillos, como se ha observado en muros de bloques huecos de concreto. La prueba se detuvo cuando se dañaron significativamente los castillos al propagarse el agrietamiento diagonal del muro.
- En general, la degradación de la resistencia posterior a la carga máxima es pequeña (menor al 20%) y la capacidad de deformación es mayor a 5 para todos los muros.
- La rigidez, la carga de agrietamiento por cortante y la carga máxima incrementan conforme la relación de aspecto disminuye. La carga máxima es aproximadamente 1.35 veces la carga de agrietamiento por cortante.
- El desplazamiento de agrietamiento por cortante aumenta conforme la relación de aspecto se incrementa.
- La degradación de rigidez es función del desplazamiento normalizado (Δ/Δ_a) y se propone una ecuación para su cálculo. Sin embargo, debido a que el

desplazamiento (o distorsión) de agrietamiento por cortante incrementa conforme la relación de aspecto aumenta, se observa que para un mismo nivel de desplazamiento (o distorsión), la degradación de rigidez disminuye conforme la relación de aspecto aumenta. Este concepto es muy útil al analizar un entrepiso de un edificio sujeto a una distorsión y conformado con muros de diferente relación de aspecto.

- La energía disipada de los muros incrementa conforme la relación de aspecto disminuye, debido que la resistencia también se incrementa, lo que provoca que el área en los ciclos de histéresis sea mayor.
- Se propone calcular la rigidez inicial utilizando la sección transformada no agrietada, sin considerar el acero de refuerzo y el factor $\alpha = 0.37$. Este factor se aplica a los términos de la rigidez asociados con las deformaciones por flexión y por cortante.
- Debido a que el daño producido en un sentido afecta el comportamiento del sentido opuesto, se observó que la curva de histéresis es asimétrica. Por lo tanto, se recomienda utilizar parámetros para cada sentido de aplicación de carga para el modelo de histéresis.
- De la calibración de los parámetros $\delta, \Phi, \lambda_u, \lambda_3, \varepsilon$ y λ_s para el modelo de histéresis se observó que:
 - Para muros con el mismo esfuerzo axial, la rigidez posterior al agrietamiento es en promedio 0.14 veces la rigidez secante al primer agrietamiento.
 - Los parámetros δ, Φ, λ_u y λ_3 presentaron una gran dispersión.
 - Para muros con el mismo esfuerzo axial, al aumentar la relación de aspecto el valor del parámetro ε incrementa.
 - Para muros con el mismo esfuerzo axial, al aumentar la relación de aspecto el valor del parámetro λ_s disminuye.
- El modelo de histéresis propuesto en este trabajo ajusta adecuadamente el comportamiento a cortante de los muros confinados de CCA ensayados.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI. 2013. Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (TMS 402-13 / ACI 530-13 / ASCE 5-13; TMS 602-13 / ACI 530.1-13 / ASCE 6-13). 2013 edition. Farmington Hills, MI.
2. Alcocer R.A. (2017). Ecuaciones de diseño por cortante para muros confinados de CCA. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.
3. Argudo J. (2003). Evaluation and synthesis of experimental data for autoclaved aerated concrete. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.
4. ASTM - American Society for Testing and Materials, Standard Specification for Autoclaved Aerated Concrete (AAC), ASTM C 1693 (2011)
5. ASTM - American Society for Testing and Materials, Standard Specification for Precast Autoclaved Aerated Concrete (PAAC) Wall Construction Units, ASTM C 1386 (2007), West Conshohocken, PA, 2007.
6. ASTM - American Society for Testing and Materials, Standard Specification for Splitting Tensile Strength of Masonry Units, ASTM C 1006 (2001), West Conshohocken, PA, 2001.
7. ASTM - American Society for Testing and Materials, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, ASTM E 519(2002), West Conshohocken, PA, 2002.
8. Bose, S., Rai DC. (2014) Behavior of AAC infilled RC frame under lateral loading. In Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, July 21-25.
9. CANNY (1996). 3-Dimensional Nonlinear Static / Dynamic Structural Analysis Computer Program. Technical Manual.
10. Chim R.U. (2017). Comportamiento a cortante en muros confinados de concreto celular de autoclave: Efecto de la relación de aspecto. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.

11. D. Ferretti, E. M. (2015). Cracking in autoclaved aerated concrete: Experimental investigation and XFEM modeling. "Cement and concrete research" (67), 156-167.
12. Drysdale G. Robert, Hamid A. Hamid (2008). Masonry Structures, Behavior and Design, 3° edición, The Masonry Society, Boulder Colorado.
13. Ferguson et al. (1998). Reinforced concrete fundamentals. John Wiley & Sons, New York, USA.
14. Flores L. E., Mendoza J. A., Reyes C. (2004). Ensayo de muros de mampostería con y sin refuerzo alrededor de la abertura. En "Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, México.
15. Hernández M., García L. (2015). Block Celular AAC4 y AAC6. México, D. F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. (Informe Técnico No. 222/223)
16. K. Parker, J. E. (2007). Evaluation of ASTM Methods to Determine Splitting Tensile Strength in Concrete, Masonry, and Autoclaved Aerated Concrete. Journal of ASTM International, 4(2), 1-12.
17. Mandirola Martina, Penna Andrea, Rota Maria, Magenes Guido (2012) Experimental Assessment of the Shear Response of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Masonry with Flat Truss Bed-Join Reinforcement. In Proceedings of the 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianopolis, Brasil, June 03-06.
18. Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., Dai, J., Farsi, M., Hart, T., Mebarki, A., Moghadam, A.S., Wujiun, D., Tomazevic, M., and Yamin, L. (2011). Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland CA.
19. Mousa Magda I. (2015). Factors Affecting Bond between Repairing Concrete and Concrete Substrate. International Journal of Engineering and Innovative Technology, Volume 4, Issue 11, 47-56, May.
20. N. Narayanan, K. R. (2000). Structure and properties of aerated concrete: a review. "Cement & Concrete Composites" (22), 321-329.

21. NTCM - Gobierno del Distrito Federal (2004), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, "Gaceta Oficial del Distrito Federal", México.
22. ONNCCE - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C. (1997a), Industria de la construcción-Agregados para concreto - Análisis granulométrico-Método de prueba", NMXC-077-ONNCCE-1997, Diario Oficial de la Federación. Distrito Federal, México.
23. ONNCCE - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación. S. C. (2002) Industria de la construcción - Concreto-Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto - Método de prueba", NMX-C-083-ONNCCE-2014, Diario Oficial de la Federación. Distrito Federal, México.
24. Penna Andrea, Magenes Guido, Calvi G. Michele, Costa Alexandre A. (2008) Seismic Performance of AAC Infill and Bearing Walls with Different Reinforcement Solutions. In Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, Australia, February 17-20.
25. Pérez Gavilán J. J., Manzano A., Bravo G. R. (2011). Interacción Momento Cortante en Muros de Mampostería Confinada: Un Estudio Piloto. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
26. Pérez Gavilán J., Flores L., and Alcocer S. (2015). An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratio. Earthquake Spectra, 31(2): 945-968.
27. Quiroz, L., Maruyama, Y., and Zavala, C. 2014. Cyclic behavior of Peruvian confined masonry walls and calibration of numerical model using genetic algorithms. ELSEVIER Journal of Engineering Structures, 75: 561-576
28. Ravichandran Shiv Shanker, Richard E: Klingner (2012) Behavior of Steel Moment Frames with Autoclaved Aerated Concrete Infills. ACI Structural Journal, Volume 109, Issue 1, 83-90, January
29. Raygoza L.E. (2012). Muros de mampostería confinada de bloques huecos de 15 cm, con relación de aspecto mayor a uno, sujetos a cargas laterales. Tesis

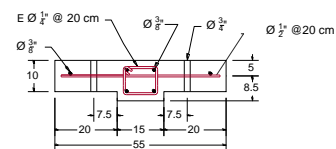
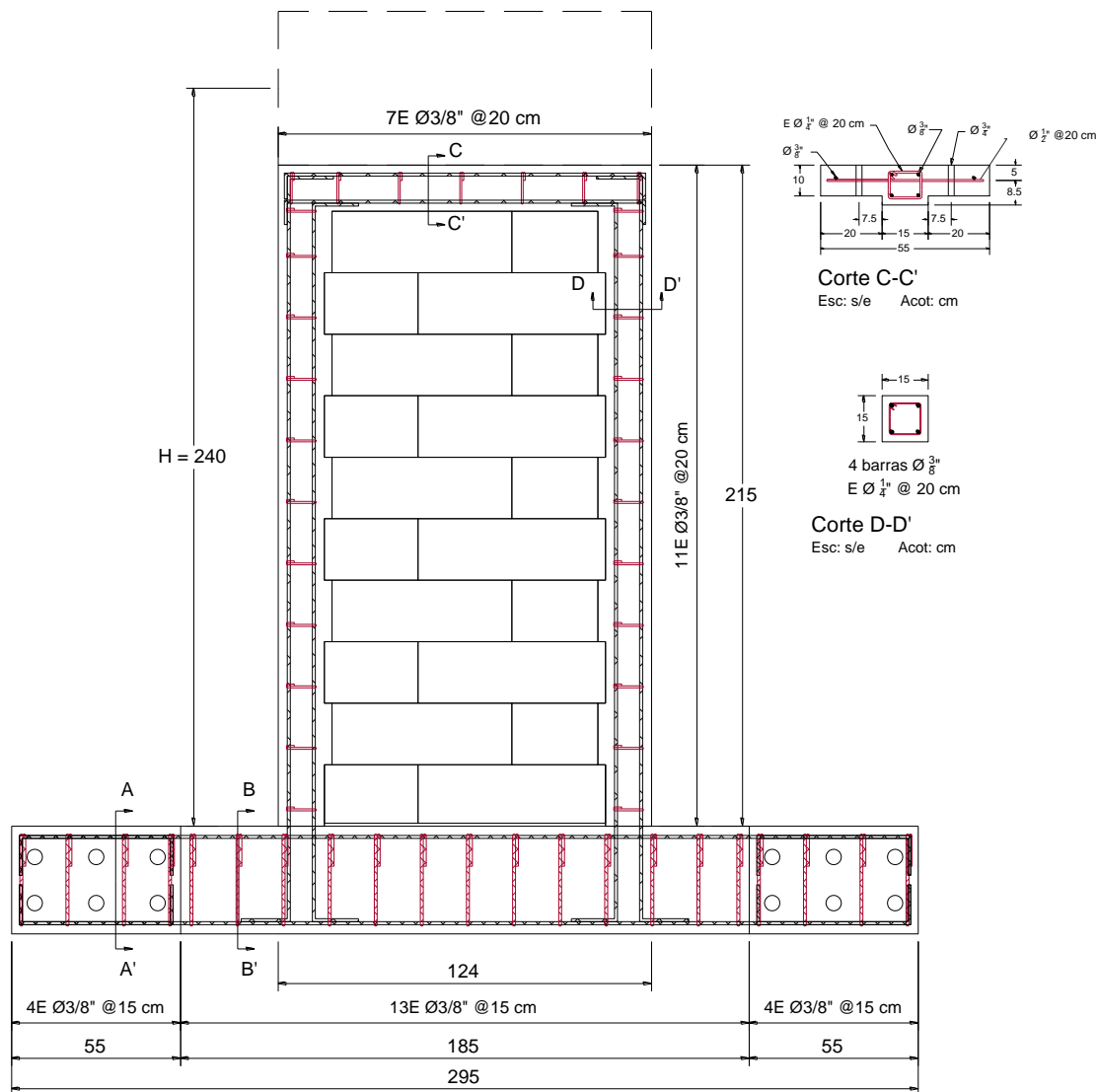
- de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.
30. Ricalde J. L. (2017). Flexión en muros confinados de concreto celular de autoclave: Efecto de la carga axial. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.
 31. RILEM 1993: Autoclaved Aerated Concrete: Properties, Testing and Design, RILEM Recommended Practice, RILEM Technical Committees 78- MCA and 51-ALC, E & FN Spon, London
 32. Rodríguez M., Botero J. C. (1996). Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. "Publicación Series Instituto de Ingeniería-UNAM", 575.
 33. San Bartolomé, A., and Quiun, D. 2010. Diseño sísmico de edificaciones de albañilería confinada. Revista Ciencia, 13(2):161-185.
 34. San Bartolomé, A., Quiun, D. y Torrealva, D. (1992). Seismic behaviour of a three-story scale confined masonry Structure. Tenth world Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Países Bajos.
 35. Solís E. (2014). Rehabilitación y reforzamiento de muros de mampostería confinada con relación de aspecto mayor a uno, sujetos a cargas en el plano. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.
 36. Sosa M.I. (2013). Comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto, sujetos a cargas laterales en su plano. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.
 37. Tanner 2003: Tanner, J. E., Design Provisions for Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Structural Systems. Ph.D. dissertation, Dept. of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, May 2003.
 38. Tanner Jennifer E., Varela Jorge L., Klinger Richard E. (2005 b) Design and Seismic Testing of Two-Story, Full Scale Autoclaved Aerated Concrete

- Assemblage Specimen. ACI Structural Journal, Volume 102, Issue 1, 114-119, January 1.
39. Tanner Jennifer E., Varela Jorge L., Klinger Richard E., Brightman Matthew J. (2005 a) Seismic Testing of Autoclaved Aerated Concrete Shearwalls: A Comprehensive Review. ACI Structural Journal, Volume 102, Issue 3, 374-382, May 1.
40. Tena, A., Juárez, A., and Salinas, V.H. (2009). Cyclic behavior of combined and confined masonry walls. Journal of Engineering Structures, 31(1):240-259.
41. Tomazevic Miha, Gams Matija (2012) Shaking table study and modelling of seismic behavior of confined AAC masonry buildings. Bull Earthquake Eng. Volume 10, 863-893.
42. Treviño, E.L., Alcocer, S.M., and Flores, L.E. 2004. Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles reforzados con acero de grados 60 y 42. In Proceedings of the XIV National Congress of Structural Engineering, Acapulco, Mexico, 29 Oct - 1 Nov 2004. Mexican Society of Structural Engineering, Mexico D.F.
43. Urzúa Pineda, D.A. Padilla Mora R. Loza Jaramillo R. (2001). Influencia de la Carga Vertical en la Resistencia sísmica de muros de mampostería confinada con materiales típicos de Guadalajara, Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Mexico, 31 Oct - 3 Nov 2001. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México D.F.
44. Varela J. L., Tanner Jennifer E., Klingner Richard E. (2006) Development of seismic force reduction and displacement amplification factors for autoclaved aerated concrete structures. Earthquake Spectra, Volume 22, No. 1, "67-286.
45. Ventura I. (2015). Resistencia a cortante de muros especiales de mampostería confinada. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Mérida, Yucatán, México.
46. Xella mexicana. Disponible en <http://www.hebel.mx> Recuperado el 15 de julio de 2017

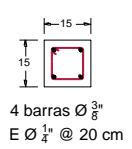
47. Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroky, M., Liu, L., and Ma, L. 2000. Effect of wall reinforcements, applied lateral forces and vertical axial loads on seismic behavior of confined concrete masonry walls. In Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, 30 Jan - 4 Feb 2000; International Association for Earthquake Engineering, Tokyo Japan. Paper No. 984.
48. Yu Jinghai, Cao Jianfeg, Fei Tianhui (2013) Experimental Study on Improving Seismic Behavior of Load-Bearing Masonry Wall Made of Autoclaved Aerated Concrete. Transaction of Tianjin University, Volume 19, Issue 6, 419-424, December.

APÉNDICE A. PLANOS ESTRUCTURALES

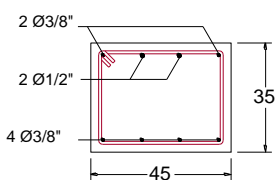
A.1 Muro Mc3



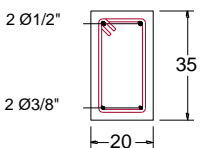
Corte C-C'
Esc: s/e Acot: cm



Corte D-D'
Esc: s/e Acot: cm

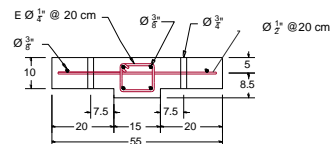
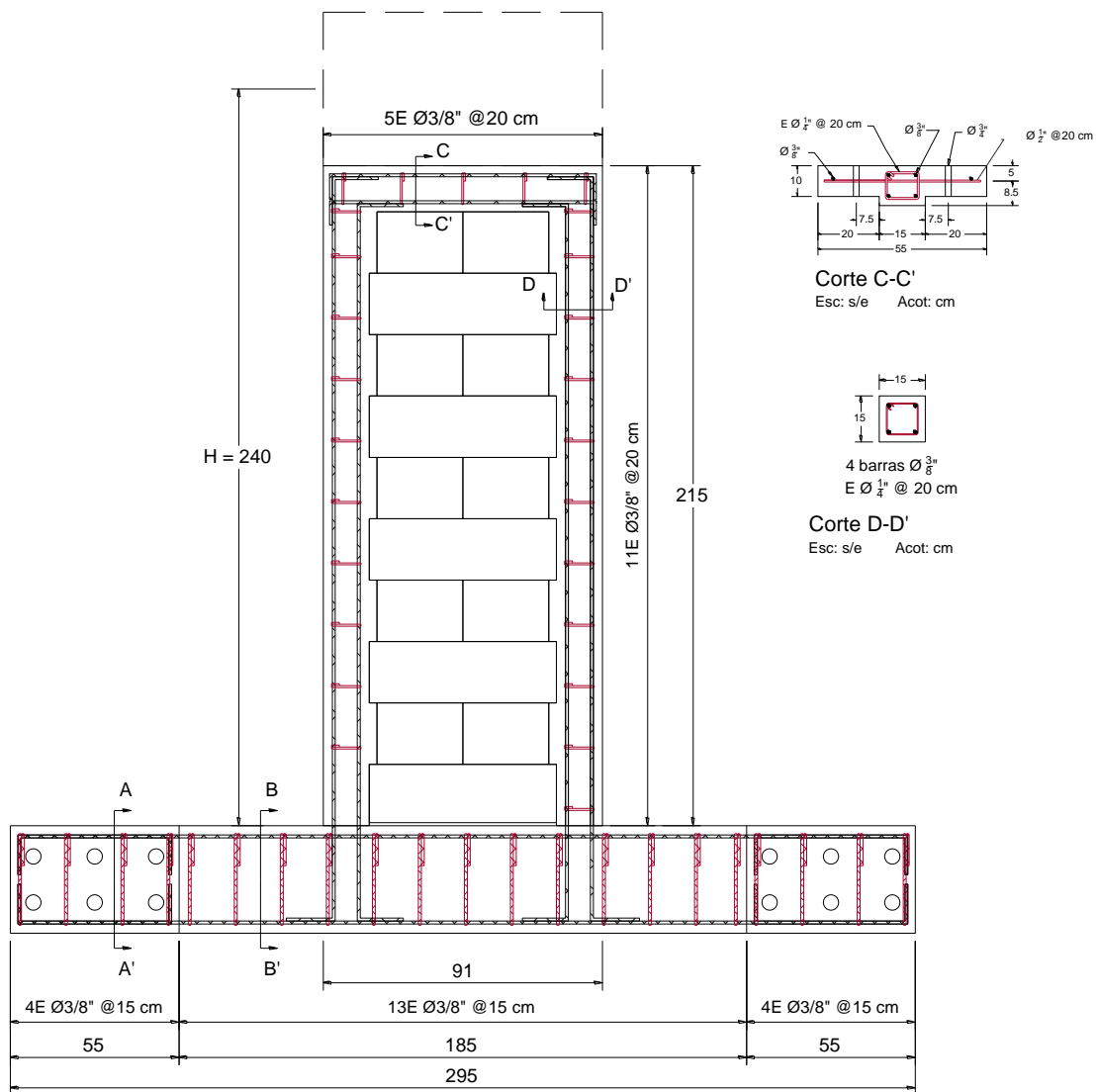


E Ø3/8" @ 15 cm
Corte A-A'
Esc: s/e Acot: cm



E Ø3/8" @ 15 cm
Corte B-B'
Esc: s/e Acot: cm

A.2 Muro Mc4

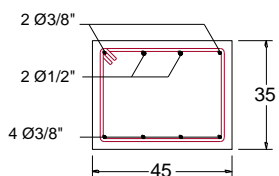


Corte C-C'
Esc: s/e Acot: cm

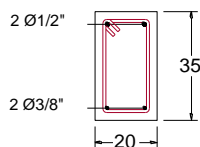


4 barras $\varnothing 3/8''$
 $E \text{ } \varnothing 1/4'' @ 20 \text{ cm}$

Corte D-D'
Esc: s/e Acot: cm



$E \text{ } \varnothing 3/8'' @ 15 \text{ cm}$
Corte A-A'
Esc: s/e Acot: cm



$E \text{ } \varnothing 3/8'' @ 15 \text{ cm}$
Corte B-B'
Esc: s/e Acot: cm