



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

**CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO HORIZONTAL A LA RESISTENCIA DE MUROS DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA**

**TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
ANA ISSA CRUZ OLAYO**

**TUTOR
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE
INSTITUTO DE INGENIERÍA**

MÉXICO, D. F. AGOSTO 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. MELI PIRALLA ROBERTO

Secretario: DR. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR ALBERTO

Vocal: DR. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE JUAN JOSÉ

1^{er}. Suplente: M.I. JEAN PERRILLIAT RAÚL

2^{do}. Suplente: DR. PEÑA MONDRAGÓN FERNANDO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM Y CENAPRED

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

FIRMA

Resumen

Se presenta un estudio experimental sobre la resistencia a cortante y desempeño sísmico de muros de mampostería confinada en función de la cuantía de acero horizontal. Se ensayaron 6 muros construidos con piezas multiperforadas de concreto con distintas cuantías de refuerzo horizontal en las juntas. Los datos experimentales obtenidos se comparan con los de otros ensayos de muros hechos con distintas piezas para conocer las diferencias en la resistencia y capacidad de deformación. Se revisa la expresión de diseño de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería del 2004 para calcular el cortante resistente de muros confinados, en particular el factor conocido como eficiencia. Se propone una alternativa de cálculo de la resistencia a cortante de los muros confinados que involucra la participación del acero horizontal y la resistencia de la mampostería en el momento en que se alcanza la resistencia máxima. En la nueva propuesta se relaciona la resistencia a corte de los muros con un factor de eficiencia que es constante con respecto a la cuantía de refuerzo y depende de la resistencia a la compresión de la mampostería.

Abstract

This work presents an experimental study about the in-plane shear resistance and seismic performance of confined masonry walls as a function of the built-in horizontal steel. Six walls were built with multiperforated concrete units with different amounts of horizontal joint reinforcement. The experimental data is compared with other tests of walls made with clay units to know the differences in shear resistance and deformation capability. The shear design expression for confined walls of the 2004 Masonry Mexican Code is reviewed, specifically in the factor called efficiency. An alternative for calculating the shear strength of confined walls is proposed involving the participation of the horizontal steel and the compressive strength of the masonry when the maximum resistance is achieved. The new proposal relates the shear resistance of the walls considering constant the efficiency factor with the joint horizontal steel and dependent on the compressive strength of masonry.

Dedicatorias

A Dios por todas sus bendiciones y guiarme en los momentos difíciles

A mi Papá por todo el apoyo y cariño, por ser mi ejemplo, maestro y héroe

A mi Mamá por ser una gran mujer, por su fuerza, amor, apapachos y consejos

A Ariana por ser tú, por tu gran corazón, tu compañía, comprensión, compañerismo y apoyo incondicional

A Sabrina porque ahora te comprendo mejor y aunque siempre estás conmigo, me sigues haciendo falta

A mi Tío Beto y Tía Bety por recibirme con los brazos abiertos en su casa y en su corazón

A mis amigos y familia que hicieron de esta etapa una gran aventura

She's a brick house, she's mighty mighty

The Commodores, Brick House 1977

Agradecimientos

Este trabajo ha sido un esfuerzo compartido de varias personas e instituciones de las cuales sin su apoyo, no se hubiera logrado. En esta sección se le da el reconocimiento a cada una de ellas.

A CONACYT por el apoyo que me permitió ingresar y continuar con este programa de maestría.

Al Gobierno del Distrito Federal por el financiamiento de este proyecto.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres por todas las facilidades de utilizar sus instalaciones y equipo para la elaboración de este proyecto, así como el apoyo del personal de Ingeniería y del Laboratorio de Estructuras Grandes.

Al Instituto de Ingeniería y al Posgrado de Ingeniería de la UNAM por la posibilidad de la gestión de recursos para el proyecto, por la preparación y la oportunidad de realizar este trabajo de investigación.

A los miembros del Comité de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Mampostería así como a la revisión del Jurado de Titulación por su aportación y asesoría en el trabajo.

A la empresa Industrial Bloquera Mexicana - Stonecrete por su apoyo tanto en donación de material como con el préstamo de personal para la construcción y prueba de los especímenes.

A mi asesor el Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante por haberme dado la oportunidad de ser responsable de este proyecto, por creer en mí, por su valioso apoyo, aportación y asesoramiento en cada etapa. También porque siempre tiene las puertas abiertas de su cubículo y una amable atención para todas las personas que buscamos su opinión.

Al Dr. Oscar López Bátiz por su supervisión, observaciones, paciencia y por sus sabios consejos dentro y fuera del laboratorio. Al M.I. Leonardo Flores Corona por su guía, contribución, apoyo y sugerencias.

A los trabajadores de Industrial Bloquera Mexicana: Benito Rangel Álvarez, Gerardo García y Geovanny Aguilar por sus esfuerzos, ingenio, humor y extensas horas de trabajo, ustedes fueron las manos de este proyecto.

A los estudiantes de Servicio Social, Mario Sánchez Ruiz y Raymundo Sánchez Jacinto por el entusiasmo, alegría, creatividad, destreza, trabajo arduo y constancia que le aportaron al proyecto. También se agradece a la Lic. Estrella Armenta Verdugo por el esfuerzo y apoyo en los trámites que se llevaron a cabo en el Instituto Tecnológico de Tláhuac para que los estudiantes pudieran participar.

A los trabajadores de CENAPRED, especialmente a Carlos Olmos por su cooperación durante las pruebas de laboratorio, del departamento de Ingeniería estructural y Riesgos a los ingenieros Isabel Díaz por su invaluable ayuda y compañía, a Joel Aragón y Felipe Bennetts por su amistad, sus consejos y apoyo durante la etapa experimental y posterior a ella.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería de la UNAM por su amistad y a José Francisco Lizárraga Pereda por la capacitación y tutoría durante el comienzo de la etapa en laboratorio. Y por último a mi papá Guillermo Cruz, por todas las horas que invirtió en ayudarme a revisar una y otra vez el texto.

Contenido

Resumen.....	2
Notación	12
Introducción	14
Capítulo 1. Antecedentes	16
1.1. Investigaciones en México	16
1.1.1. R. Meli y G. Salgado (1969).....	16
1.1.2. O. Hernández y R. Meli (1976)	16
1.1.3. T. Sánchez et al (1992, 1994).....	17
1.1.4. G. Aguilar y S.M. Alcocer (2001).....	17
1.1.5. S.M. Alcocer et al (1997)	18
1.1.6. J. Pineda y S.M. Alcocer (2004)	19
1.1.7. Aspectos importantes del comportamiento de muros confinados con refuerzo horizontal...	20
1.2. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México.....	23
1.2.1. Normas Técnicas Complementaria para el Diseño de Estructuras de Mampostería del año 1987 (NTCM 1987)	23
1.2.2. Normas Técnicas Complementaria para el Diseño de Estructuras de Mampostería del año 2004 (NTCM 2004)	24
1.2.3. Observaciones y análisis de la fórmula para calcular cortante resistente de muros en las NTCM 2004.....	26
1.3. Investigaciones Internacionales	29
1.3.1. Matsumura (1988).....	29
1.3.2. Shing (1989) y (1990).....	30
1.3.3. Anderson y Priestley (1992)	30
1.3.4. MSJC (2011) y NEHRP (1997).....	31
1.3.5. Canadian Standards Association S304.1-04 (2004).....	31
1.3.6. Voon e Ingham (2006 y 2007)	32
1.3.7. Baezinger and Porter (2010)	32
1.4. Conclusiones del capítulo.....	32
Capítulo 2. Programa Experimental.....	34
2.1. Descripción de los especímenes.....	34

2.1.1.	Materiales.....	34
2.1.2.	Elementos confinantes.....	35
2.2.	Modelos de ensaye	35
2.2.1.	Criterios de Diseño	37
2.2.2.	Construcción.....	37
2.3.	Dispositivos de Aplicación de Carga.....	39
2.4.	Instrumentación	40
2.4.1.	Instrumentación interna.....	40
2.4.2.	Instrumentación externa.....	41
2.4.3.	Adquisición de Datos.....	41
2.4.4.	Pruebas de material	41
Capítulo 3.	Comportamiento de los muros	44
3.1.	Consideraciones	44
3.2.	Descripción de ensayos	44
3.2.1.	MB-0 ($ph = 0\%$ y $ph\ fyh = 0\text{ kg/cm}^2$)	44
3.2.2.	MB-1 ($ph = 0.04\%$ y $ph\ fyh = 2.3\text{ kg/cm}^2$)	47
3.2.3.	MB-2 ($ph = 0.1\%$ y $ph\ fyh = 6.2\text{ kg/cm}^2$)	49
3.2.4.	MB-3 ($ph = 0.15\%$ y $ph\ fyh = 9.2\text{ kg/cm}^2$)	52
3.2.5.	MB-4 ($ph = 0.21\%$ y $ph\ fyh = 12.3\text{ kg/cm}^2$).....	54
3.2.6.	MB-5 ($ph = 0.26\%$ y $ph\ fyh = 15.8\text{ kg/cm}^2$).....	57
3.3.	Resultados de la serie.....	59
3.4.	Conclusiones del comportamiento de los especímenes	62
Capítulo 4.	Comportamiento del refuerzo horizontal	64
4.1.	Propiedades mecánicas de las varillas de refuerzo horizontal	64
4.2.	Consideraciones del análisis del Refuerzo horizontal	66
4.2.1.	Obtención de deformaciones del acero horizontal.....	66
4.2.2.	Obtención de Fuerza Cortante del refuerzo horizontal	66
4.2.3.	Deformaciones del refuerzo horizontal	67
4.2.4.	Fuerza cortante debida a la mampostería	68
4.3.	Componentes de la fuerza cortante total de los muros.....	68
4.4.	Eficiencia.....	71
4.5.	Influencia de la cuantía de refuerzo horizontal en los componentes de fuerza cortante	74

4.6.	Comparación de resistencia experimental y calculada con NTCM 2004	75
4.7.	Conclusiones del comportamiento del refuerzo horizontal.....	78
Capítulo 5.	Análisis de Resultados	80
5.1.	Esfuerzo cortante máximo de los muros.....	80
5.2.	Esfuerzo cortante del acero de refuerzo horizontal	84
5.2.1.	Eficiencia.....	84
5.2.2.	Esfuerzo cortante del acero horizontal	86
5.2.3.	Cuantía límite del acero horizontal	87
5.3.	Esfuerzo cortante resistente de la mampostería	88
5.3.1.	Esfuerzo cortante de la mampostería	88
5.3.2.	Degradación del esfuerzo cortante de la mampostería	89
5.4.	Propuesta de cálculo de cortante resistente de muros con refuerzo horizontal	89
5.4.1.	Fuerza cortante máxima del muro de mampostería.....	89
5.4.2.	Fuerza cortante del acero horizontal	90
5.4.3.	Fuerza cortante de la mampostería	90
5.5.	Límites de cuantía de acero.....	92
5.5.1.	Cuantía mínima	92
5.5.2.	Cuantía máxima.....	92
5.5.3.	Evaluación de límites de cuantías	93
5.6.	Cálculo de resistencia a cortante	94
5.6.1.	Muros de Bloque de Concreto Multiperforado (Serie MB).....	95
5.6.2.	Muros de Tabique Rojo Recocido (Serie M).....	96
5.6.3.	Muros de Tabique de Arcilla Extruida (Serie N)	97
Capítulo 6.	Conclusiones y Observaciones	100
	Estudios futuros:	101
	Referencias.....	102
Anexo A –	Propiedades de los Materiales de Construcción.....	105
A.1.	Mampostería	105
	Pilas.....	105
A.2.	Muretes.....	106
A.3.	Mortero	106
A.4.	Acero de Refuerzo	108

Acero grado 4200 y grado 6000	108
Anexo B - Fotografías y Gráficas.....	109
B.1. Estado final del daño	112
B.2. Comportamiento histerético.....	113
Listado de Figuras.....	114
Listado de Tablas	115

Notación

A_{sh}	Área de acero de refuerzo horizontal
A_T	Área transversal del muro
f'_c	Resistencia de diseño a compresión del concreto
f_m	Resistencia promedio a compresión de la mampostería (pilas)
f_m^*	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería
f_{si}	Esfuerzo registrado en el alambre horizontal i-ésimo
f_{yh}	Esfuerzo de fluencia del acero horizontal
F_R	Factor de reducción
P	Carga vertical en el muro
	Cuantía de acero horizontal
p_h	Se calcula $p_h = \frac{A_{sh}}{s_h \times t}$
$p_h f_{yh}$	Cuantía por esfuerzo de fluencia del acero horizontal
s_h	Separación entre refuerzo horizontal
t	Espesor del muro
v_m	Resistencia promedio a compresión diagonal de la mampostería (muretes)
v_m^*	Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería
P	Carga axial aplicada al muro
V_0	Fuerza cortante experimental de la mampostería, se calcula $V_0 = V_{m\acute{a}x} - V_s$
V_{agr}	Fuerza cortante de agrietamiento experimental
V_{falla}	Fuerza cortante de falla experimental, se calcula $V_{falla} = 0.8 V_{m\acute{a}x}$
V_{mR}	Fuerza cortante resistida por la mampostería (NTCM 2004)
$V_{m\acute{a}x}$	Fuerza cortante máxima experimental

V_R	Fuerza cortante resistida por el muro (NTCM 2004)
V_S	Fuerza cortante experimental resistida por el refuerzo horizontal
V_{SR}	Fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal (NTCM 2004)
V_S^*	Fuerza cortante medido por las deformímetros eléctricos
V_u	Fuerza cortante última experimental
γ_{agr}	Distorsión de agrietamiento experimental
γ_{falla}	Distorsión de falla experimental asociada a V_{falla}
$\gamma_{V_{máx}}$	Distorsión experimental asociada a $V_{máx}$
γ_u	Distorsión experimental última
η	Factor de eficiencia del refuerzo horizontal
σ	Esfuerzo vertical
τ_R	Esfuerzo cortante resistente
τ_m	Esfuerzo cortante de la mampostería
τ_S	Esfuerzo cortante del acero

Introducción

El sistema estructural a base de muros de mampostería es el sistema más utilizado en nuestro país para edificaciones con uso de vivienda debido a su bajo costo y facilidad de construcción. Anteriormente se había considerado a este sistema estructural como poco apropiado para resistir cargas sísmicas, ya que la mampostería tradicional es un material frágil y de resistencia reducida. Se han estudiado distintas alternativas de construcción para mejorar la resistencia y capacidad de deformación de los muros de mampostería ante cargas en su plano. Según estudios desarrollados en México que se describen en el Capítulo 1, los muros que han demostrado incrementar su desempeño ante cargas laterales reversibles son los que cuentan con elementos de concreto reforzado en sus extremos como castillos y dadas que lo confinan y que, adicionalmente, poseen refuerzo horizontal en las juntas de las piezas.

A partir de estas investigaciones se ha llegado a expresiones de diseño en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM 2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) cuyo objetivo es aportar un comportamiento confiable de estructuras de muros confinados ante posibles eventos sísmicos. Sin embargo, todavía quedan algunas interrogantes de las que se desea conocer más al respecto, como la participación del acero de refuerzo horizontal en la resistencia a cortante máxima y en distintas distorsiones a las que pudiera estar sometido el muro. Uno de los inconvenientes de la actual norma, que se discute en la sección 1.2.3, es que favorece en algunos casos el uso de mampostería de menor resistencia a la compresión en lugar de fomentar la utilización de una de mejor calidad. Es necesario contar con mayor información experimental para llegar a un mejor entendimiento del desempeño de este sistema, y así generar nuevas formulaciones para diseños sismoresistentes eficientes y que a la vez se impulse el mejoramiento de materiales y prácticas constructivas.

En los muros de mampostería confinada se utilizan como refuerzo horizontal las varillas corrugadas de alta resistencia de acero estirado en frío con resistencia a la fluencia de diseño f_{yh} de 6000 kg/cm² (alta resistencia), con diámetro menor o igual a 6.35 mm (1/4") y colocado en las juntas con un espaciamiento vertical uniforme. El requisito fundamental de colocación del refuerzo horizontal es que no tenga traslapes a lo largo del muro. Su anclaje en los extremos es con ganchos de 90° dentro del armado de los castillos de modo que queden embebidos en el concreto, de manera que pueda desarrollarse el esfuerzo a tensión de las varillas que actúan posteriormente al primer agrietamiento diagonal. La función es actuar como tirantes en el interior del muro para restringir el agrietamiento concentrado en las diagonales de los muros. Se ha observado que el daño se distribuye más uniformemente en el muro, se incrementa la capacidad de deformación, la disipación de energía y la estabilidad del muro en la etapa de comportamiento inelástico.

Un factor que ha influido notablemente en el desempeño de las construcciones de mampostería es la calidad de las piezas que se utilizan. En México existen distintos tipos de piezas en el mercado, cada uno tiene características mecánicas distintas que se deben tomar en cuenta para el diseño como las resistencias a compresión simple f_m^* y a compresión diagonal v_m^* . Existen piezas de producción artesanal elaboradas localmente con sistemas tradicionales como el tabique rojo recocido. En los últimos años se han elaborado piezas de fabricación industrializada como el tabique de arcilla extruida y bloques de concreto cuya resistencia es aproximadamente tres veces mayor que la del tabique rojo. Estas piezas de mampostería

deben cumplir con lo establecido en las normas de calidad como la NMX-C-404-ONNCCE-2012 y la NMX-C-464-ONNCCE-2010 para la materia prima utilizada, los procesos de producción y las propiedades mecánicas del producto final.

La mampostería es un material competitivo para la construcción de vivienda. En conjunto, la utilización de piezas de alta calidad, los beneficios del refuerzo horizontal y los elementos confinantes de concreto reforzado, dan a las estructuras de mampostería una ductilidad y resistencia a cargas laterales que permiten la construcción de edificios de varios niveles en zonas de alta sismicidad.

Para explorar la interacción de éstos factores en el comportamiento de muros con cargas laterales se realizó un estudio experimental que se presenta en este trabajo y que se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Se ensayaron 6 muros de mampostería confinada a escala natural sometidos a la acción de carga lateral reversible en el plano del muro y carga axial constante. Cada espécimen contó con distinta cuantía de acero de refuerzo horizontal en las juntas. Se utilizaron bloques de concreto de paredes exteriores lisas y multiperforados en el interior, debido a que son piezas de alta resistencia de uso convencional que no se han probado experimentalmente en especímenes a escala real con refuerzo horizontal. Su resistencia a compresión de diseño f_m^* es de aproximadamente 85 kg/cm² y a compresión diagonal de diseño v_m^* de 8.5 kg/cm².

El objetivo principal de esta investigación es estudiar experimentalmente la resistencia a corte y la capacidad de distorsión de seis muros confinados sometidos a cargas laterales hechos con piezas de block liso multiperforado de concreto variando la cuantía del acero de refuerzo horizontal.

Los objetivos específicos son:

1. Conocer la eficiencia η del acero de refuerzo horizontal de los especímenes con su cuantía respectiva y comparar las diferencias entre los resultados experimentales con los calculados con la expresión de diseño de la NTCM 2004.
2. Con base en los resultados obtenidos, revisar los límites de cuantía de refuerzo mínimo y máximo permitidos para el caso de mampostería hecha a base de piezas de block de concreto.
3. Al comparar con los resultados de estudios previos en los que se utilizaron otros materiales, determinar la posible relación entre la resistencia a compresión de la mampostería, la eficiencia y con los límites mínimo y máximo de cuantía de acero horizontal.
4. De acuerdo con lo observado en la etapa experimental, proponer una alternativa de procedimiento de cálculo simple, que determine la resistencia a carga lateral de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

Capítulo 1. Antecedentes

En este capítulo se hace una reseña de algunos estudios realizados por otros autores sobre el comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería con refuerzo horizontal, se mencionan sus principales resultados. Se presenta una descripción general de las especificaciones de diseño de la contribución del acero horizontal a la resistencia a cortante de las NTCM 2004, de estudios experimentales de otros autores y de reglamentos de construcción de distintos países.

1.1. Investigaciones en México

Las principales investigaciones en México en materia del efecto del refuerzo horizontal en la mampostería se dividen en dos etapas, la primera se integra de las investigaciones de Salgado y Meli (1969) y Hernández y Meli (1976) realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM en las décadas de los sesentas y setentas; cuyo propósito fue emitir normativas con relación a las técnicas de construcción, calidad de piezas y materiales utilizados en el país en esa época. La segunda etapa fue desarrollada en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) de México con los estudios de Sánchez et al (1994), Aguilar y Alcocer (2001), Alcocer et al (1997) y Pineda y Alcocer (1994) elaborados en la década de los noventas estudiando la seguridad sísmica de estructuras de mampostería para valorar el desempeño de los materiales y formas de refuerzo. En el Capítulo 6 se comparan los resultados de esos estudios con los resultados obtenidos en este trabajo.

1.1.1. R. Meli y G. Salgado (1969)

En este trabajo se estudió el comportamiento de muros de mampostería sometidos a carga lateral para conocer su resistencia y rigidez, se generaron propuestas de cálculo y se estableció un método de análisis y diseño. Se ensayaron muros de mampostería de distintos tipos de piezas ante cargas laterales alternadas, la mayoría consistieron en muros reforzados interiormente. Las variables principales fueron el tipo de pieza: bloque de concreto, tabique hueco precomprimido y tabique de barro recocido; se varió también la cantidad de refuerzo en el interior de las piezas huecas y la carga vertical a la que los muros estuvieron sometidos. Estas investigaciones son la base de las NTCM 2004 que aunque han sufrido modificaciones conforme se ha seguido investigando, el cuerpo principal sigue basándose en estos resultados.

1.1.2. O. Hernández y R. Meli (1976)

Estos autores estudiaron distintas modalidades de refuerzo en la mampostería para aumentar su ductilidad y resistencia a cargas laterales, los especímenes ensayados fueron muros confinados con castillos exteriores e interiores, reforzados con acero horizontal en las juntas y mortero de alta adherencia. Se calculó la cuantía de refuerzo que necesita un muro para resistir cargas laterales alternadas para desarrollar capacidad de deformación, también se propusieron factores de reducción por ductilidad para los distintos tipos de materiales y refuerzo. Se observó que el primer agrietamiento diagonal de un muro depende solamente de las propiedades de la mampostería, pero la resistencia y ductilidad posteriores sí dependen del refuerzo en los castillos y del refuerzo horizontal.

1.1.3. T. Sánchez et al (1992, 1994)

En este estudio experimental se ensayaron dos muros acoplados o ligados por una dala y una losa simulando la abertura de una puerta, fueron hechos de tabique rojo de arcilla recocida sometidos a cargas laterales cíclicas con una carga vertical constante. Se estudiaron tres especímenes con distinta modalidad de refuerzo horizontal; el primer modelo denominado **WBW** fue el espécimen de control sin refuerzo horizontal, el modelo **WBW-B** tuvo barras de alta resistencia corrugadas entre las juntas y el modelo **WBW-E** se reforzó con escalerilla de acero.

Durante las pruebas se notó que el refuerzo con escalerilla no participó en la resistencia a la carga lateral pues falló prematuramente en los puntos de soldadura, en cambio, las barras corrugadas de alta resistencia en el modelo **WBW-B** ayudaron a que el muro presentara una distribución más uniforme del agrietamiento diagonal y resistencia 79% mayor a la de los otros dos modelos; se presenta en la Figura 1.1 el estado final de agrietamiento de los especímenes de dichos ensayos.

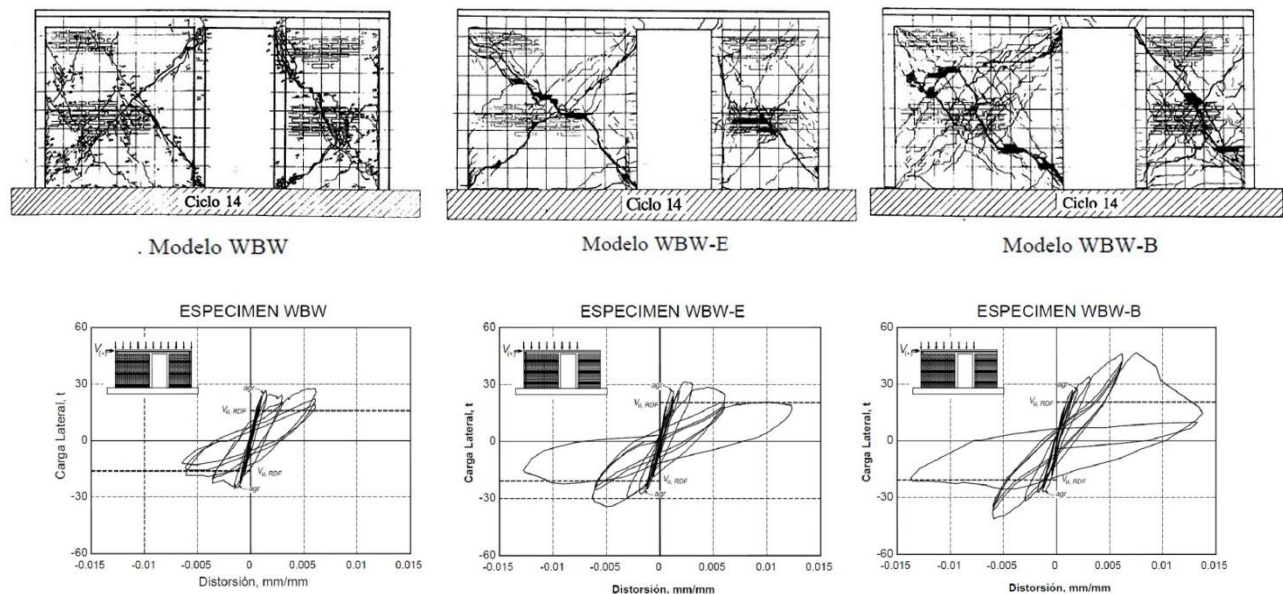


Figura 1.1 - Estado final y curvas histeréticas de especímenes ensayados por Sánchez et al (1992)

1.1.4. G. Aguilar y S.M. Alcocer (2001)

En esta investigación los autores se concentraron en el efecto producido por el tipo de refuerzo vertical y transversal en los castillos, combinado con la cuantía de acero horizontal en las juntas. Se ensayaron muros de mampostería confinada con relación de aspecto unitaria de dimensiones de 2.5 por 2.5 m, las piezas utilizadas fueron de barro rojo recocido y el esfuerzo vertical en los muros fue constante de 5 kg/cm^2 , el cual se consideró representativo de un muro de planta baja en una edificación típica multifamiliar de 5 niveles. Los especímenes fueron sometidos a cargas laterales cíclicas en direcciones alternadas para conocer la participación del acero de refuerzo horizontal en la resistencia y capacidad de deformación inelástica. Las características de los especímenes fueron: el modelo **M1 (M-3/8-Z6)** tenía refuerzo en los castillos en forma de zunchos y refuerzo horizontal, el **M2 (M-0-E6)** fue el espécimen de control sin refuerzo horizontal y estribos en los extremos de los castillos con separación de 6 cm, el **M3 (M-5/32-E20)** tenía refuerzo

horizontal y estribos en los castillos espaciados a cada 20 cm; por último el modelo **M4 (M-1/4-E6)** tenía cuantía elevada de refuerzo horizontal y estribos en los castillos con separaciones de 6 cm en los extremos superior e inferior.

Se concluyó que la separación reducida recomendada por Díaz y Vázquez del Mercado (1995) acerca de los estribos en los extremos de los castillos incrementa su resistencia a las fuerzas cortantes debido al puntal de compresión que se forma en los muros, puesto que restringe el desplazamiento lateral de las varillas de refuerzo vertical aumentando su trabajo por acción de dovela. Además, el refuerzo horizontal resulta en un aumento en la resistencia a cargas laterales y a la deformación, la Figura 1.2 presenta el estado final de agrietamiento de los especímenes de esta investigación.

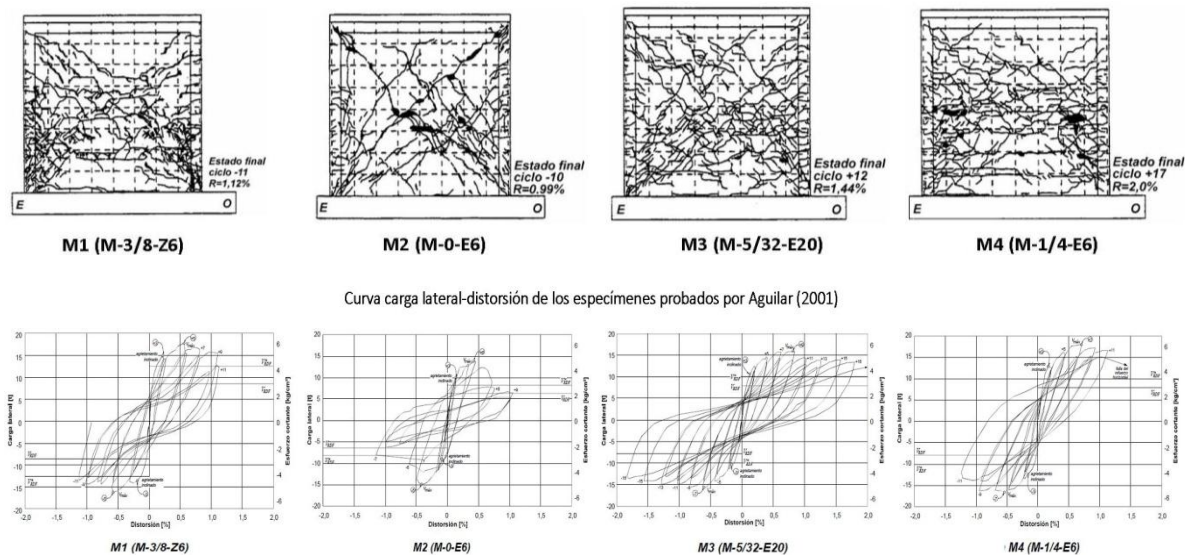


Figura 1.2 - Estado final y curvas histeréticas de especímenes ensayados por Aguilar y Alcocer (2001)

1.1.5. S.M. Alcocer et al (1997)

En este trabajo se estudió el refuerzo horizontal en muros hechos con piezas multiperforadas de arcilla extruida tipo Vintex y Multex (Figura 1.3.a), las variables fueron la cuantía de refuerzo horizontal y el tipo de castillos internos o externos. Se ensayaron cuatro muros sometidos a un esfuerzo vertical uniforme de 4 kg/cm² y carga lateral cíclica reversible: el **N1** fue el modelo de control sin refuerzo horizontal con castillos internos, el segundo **N2** y tercero **N3** se reforzaron con una cuantía baja de dos varillas de 5/32" de diámetro con castillos internos y externos respectivamente; el último **N4** se probó con una cuantía alta de dos varillas de 1/4" de diámetro con castillos internos. Una de las conclusiones fue que los castillos externos contribuyen a una mayor capacidad de deformación del muro en comparación con el que se obtiene con castillos internos, también que para cuantías grandes de acero el tipo de falla cambia de cortante a aplastamiento de las piezas. Se muestra el agrietamiento final de los especímenes de esta investigación en la Figura 1.3.b.

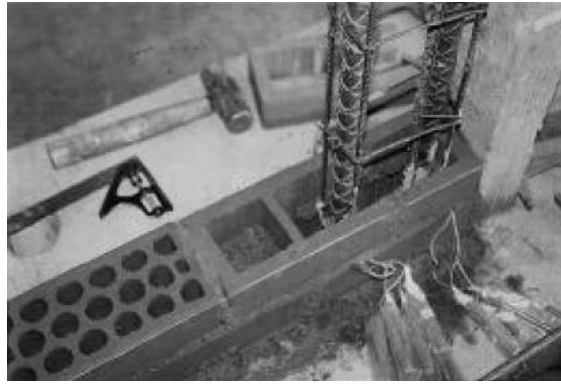


Figura 1.3.a - Fotografía de piezas Multex y Vintex de Alcocer et al (1997)

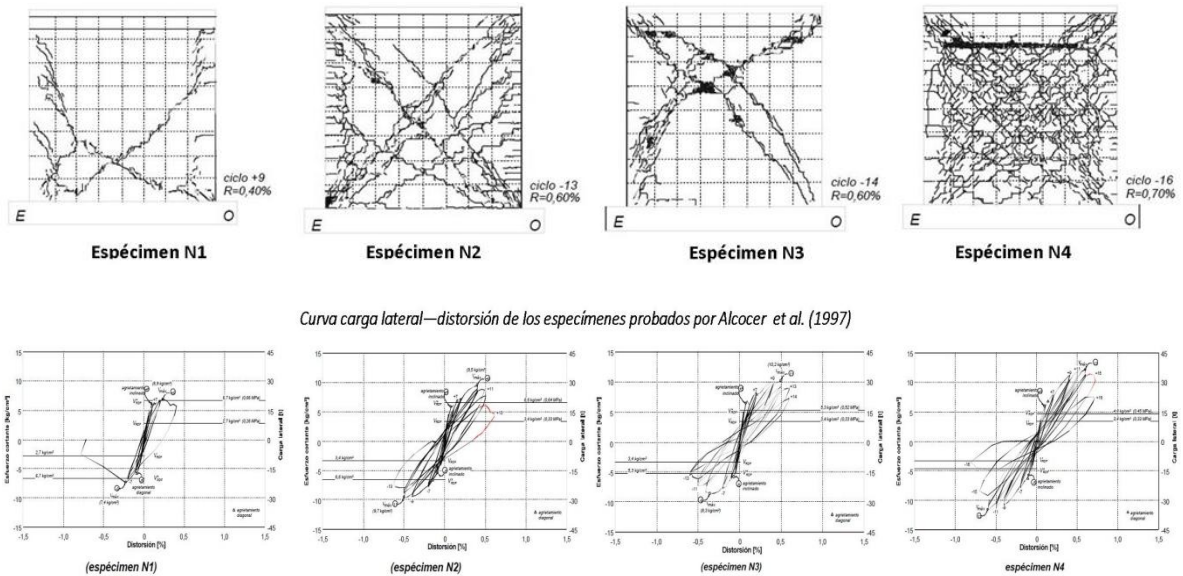


Figura 1.3.b - Estado final y curvas histeréticas de especímenes ensayados por Alcocer et al (1997)

1.1.6. J. Pineda y S.M. Alcocer (2004)

Se estudió el refuerzo de muros cuadrados de 2.5 m por 2.5 m de mampostería confinada como una técnica de rehabilitación, con encamisado de malla de alambre electrosoldada y aplanado de mortero. Se ensayaron cuatro muros sometidos a cargas laterales cíclicas alternadas y esfuerzo vertical constante de 5 kg/cm². El modelo **M-250** fue hecho de concreto reforzado con la cuantía mínima permitida y ese mismo muro fue rehabilitado y posteriormente probado, identificado como **M-250R**. Los tres muros restantes fueron de mampostería confinada hechos con piezas de arcilla roja recocida, cuyos nombres fueron **M-072**, **M-147** y **M-211**. El número hace referencia a la cuantía de refuerzo horizontal que aportó la malla de distinto calibre que les fue instalada, se varió la forma de conectar la malla al muro y el espesor de los alambres de la malla de refuerzo.

Con el trabajo experimental se llegó a la conclusión que con el refuerzo horizontal que aportaron las mallas electrosoldadas y el mortero que las recubrió se incrementa la resistencia de los muros ante cargas laterales y aumenta también su capacidad de deformación. Se desarrollaron recomendaciones para este tipo de rehabilitación utilizando como parámetros la cuantía, la resistencia del mortero de recubrimiento y el

anclaje de la malla al muro. Se presenta en la Figura 1.4 el estado final de agrietamiento de los especímenes de estos ensayos.

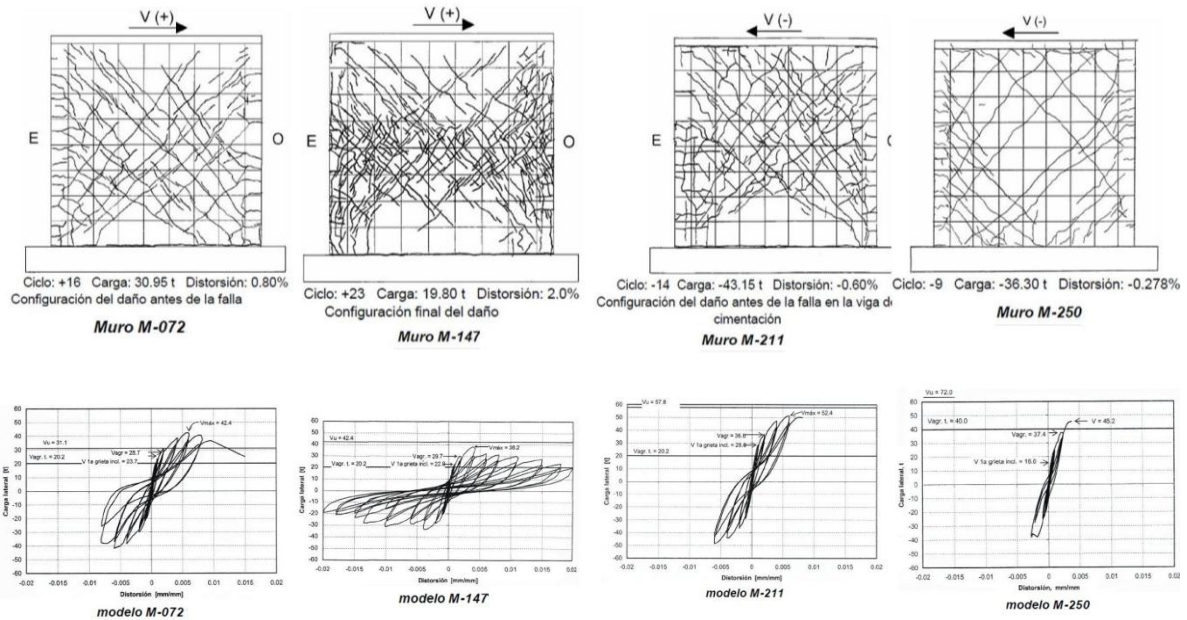


Figura 1.4 - Estado final y curvas histeréticas de los especímenes ensayados por Pineda y Alcocer (2004)

1.1.7. Aspectos importantes del comportamiento de muros confinados con refuerzo horizontal

En las investigaciones antes mencionadas se identificaron tres etapas en el comportamiento de los muros que pueden distinguirse en las envolventes de respuesta de los modelos: la primera es la etapa elástica lineal que termina con la aparición del primer agrietamiento diagonal, la segunda etapa termina en la resistencia máxima y la tercera se identifica por el descenso de la resistencia con el aumento de la distorsión (Figura 1.5.a). En la Figura 1.5.b se muestra el modelo propuesto por Flores y Alcocer (2001) que toma en cuenta la rigidez inicial y la influencia del refuerzo horizontal para el cálculo de la envolvente del comportamiento histerético de muros de mampostería.

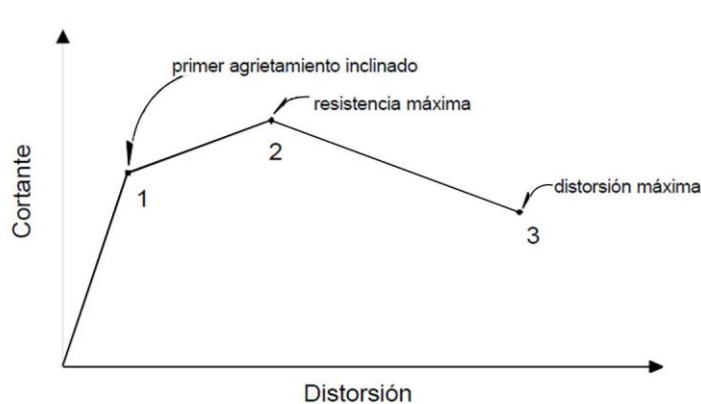


Figura 1.5.a - Forma típica del envolvente de la respuesta histerética (Flores y Alcocer 2001)

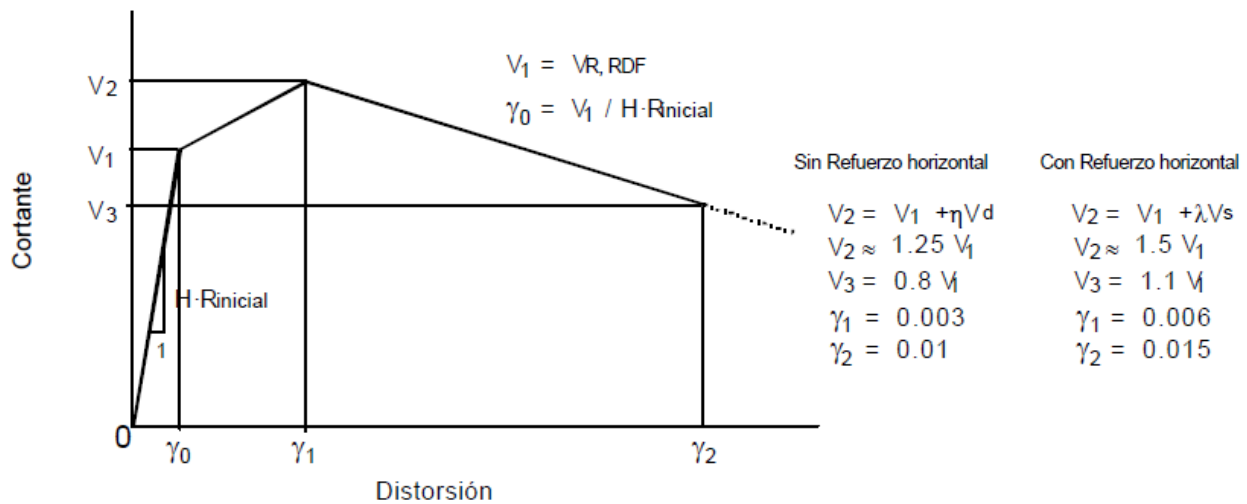


Figura 1.5.b - Envolvente para modelos histeréticos (Flores y Alcocer 2001)

El refuerzo horizontal comienza a actuar de mayor manera en la resistencia a cortante cuando el muro incursiona en el comportamiento plástico a partir de la aparición del primer agrietamiento diagonal, la inclusión del acero en las juntas provoca una distribución más uniforme del agrietamiento inclinado en los tableros limitando la anchura de las grietas, la diferencia se puede apreciar gráficamente en las Figuras 1.1 a 1.4. Las varillas horizontales generalmente se plastifican en los puntos donde coinciden con la trayectoria de las grietas predominantes. Para cuantías bajas de acero el tipo de falla que se presentó en los muros fue de cortante con la ruptura de los alambres horizontales, y en cuantías elevadas predominó la flexión redundando en el aplastamiento de las piezas con falla por compresión-cortante.

En el estudio de Alcocer et al (1997) se hace una comparación mostrada en la Figura 1.6 entre las envolventes de los ciclos histeréticos positivos de las pruebas de los muros de piezas de arcilla extruida **N1**, **N2**, **N3** y **N4** con los de tabique rojo recocido **M2**, **M3** y **M4** de Aguilar y Alcocer (2001). Se observa que los modelos de cada serie que tuvieron mayor cuantía de refuerzo horizontal como **N4** y **M4**, ambos reforzados con varilla de 1/4" y cuantía $p_h = 0.19\%$, mostraron un incremento notable en el esfuerzo cortante y en la capacidad de deformación respectivamente. Otra aspecto importante de la Figura 1.6 es que los modelos de arcilla extruida tuvieron mayor esfuerzo cortante resistente pero menor capacidad de deformación que los de barro artesanal, en el capítulo 5 se realiza un análisis de la diferencia que aporta el tipo de pieza al comportamiento de los muros y los detalles de refuerzo de los modelos se esbozan en la Tabla B.1 en el Anexo B.

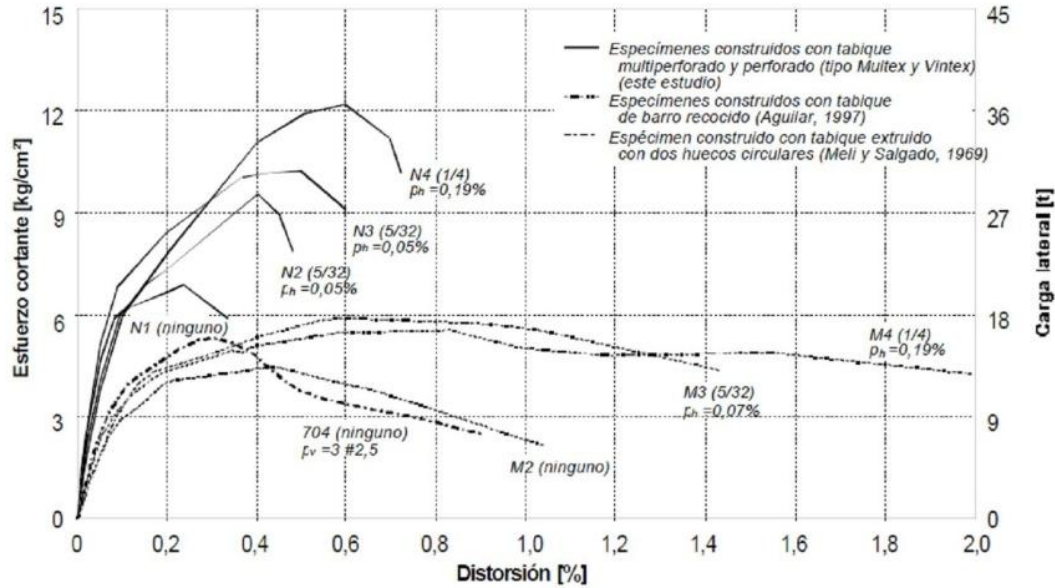


Figura 1.6 - Envolventes de respuesta de especímenes con distintos tipos de pieza. (Alcocer et al 1997)

1.1.7.1. Cuantía de acero horizontal y vertical

La cuantía de acero horizontal se calcula con la Ecuación 1.1 donde A_{sh} es el área de acero horizontal, t es el espesor del muro, s_h es la separación del refuerzo horizontal, que no debe exceder a 60 cm.

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h \times t} \quad (1.1)$$

En el caso de muros con refuerzo interior, este se encuentra dentro de las celdas internas a un espaciamiento mínimo de $6t$ u 80 cm, la cuantía de acero vertical p_v debe ser mayor a 0.0007 y la suma de $p_h + p_v \geq 0.002$. En muros que cumplen con las características de tipo confinado, el acero vertical en los castillos de concreto es formado por lo menos con tres barras de acero con área menor o igual a $A_{s_v} = 0.2 (f'_c / f_{yv}) t^2$.

1.1.7.2. Concepto de eficiencia

En los estudios realizados en el CENAPRED se calculó la participación del refuerzo horizontal en la resistencia a cortante de los muros, denominada V_s^* . Este valor se obtuvo con las mediciones de deformación de los instrumentos conocidos como deformímetros o strain gages colocados en las varillas horizontales de refuerzo sobre las diagonales principales del muro donde se localizaron los puntos con más probabilidad de fluencia debido a la coincidencia con la ubicación de las grietas predominantes a 45° . Se utilizó una relación entre la fuerza V_s^* medida a distintas distorsiones en la prueba y la fuerza total V_s que se presentaría si todos los alambres fluyeran simultáneamente (con factor de reducción unitario). Esta relación fue llamada eficiencia, caracterizada con η , usada en la Ecuación 1.2 para calcular qué porcentaje de fuerza en el acero se ejerció durante el punto máximo.

$$\eta = \frac{V_S^*}{V_S} = \frac{A_{sh} \sum_i f_{si}}{p_h f_{yh} A_T} \quad (1.2)$$

Donde A_{sh} es el Área de acero de refuerzo horizontal y f_{si} es el esfuerzo registrado en el alambre i -ésimo obtenido a partir de la relación de esfuerzo-deformación correspondiente a un modelo de comportamiento cíclico elastoplástico. La eficiencia fue calculada para los picos de los ciclos positivos del historial de carga-distorsión de los distintos modelos. Los resultados de los estudios anteriores se muestran en la Figura 1.7, donde se observa la eficiencia en función de la distorsión que experimentaron los modelos.

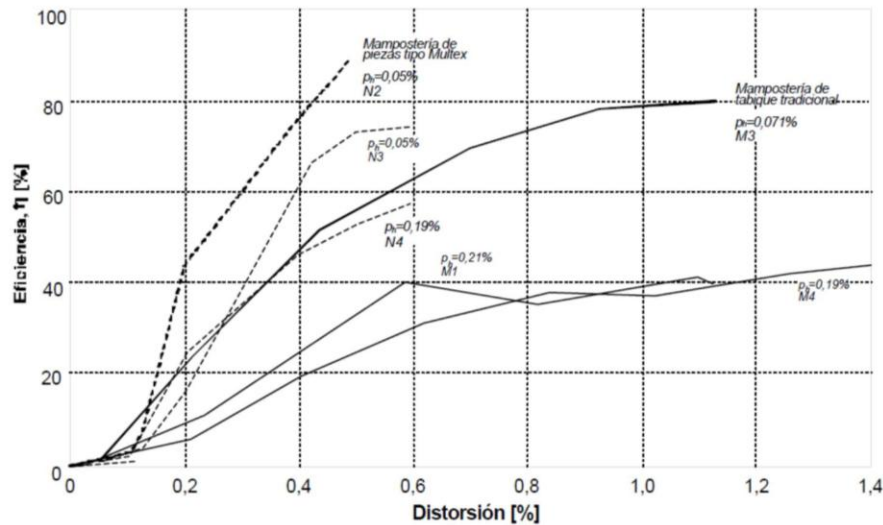


Figura 1.7 - Envoltentes de la eficiencia de refuerzo horizontal de estudios previos (Alcocer et al 1997)

En la tabla B.2 del Anexo B se muestran las fuerzas cortantes, distorsiones y eficiencia del acero horizontal al agrietamiento y a la resistencia máxima del muro.

1.2. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México.

A continuación se presenta un análisis de la evolución de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Mampostería (NTCM del RCDF) en cuanto al cálculo de fuerza cortante resistente y la utilización de refuerzo horizontal de los muros.

1.2.1. Normas Técnicas Complementaria para el Diseño de Estructuras de Mampostería del año 1987 (NTCM 1987)

Las NTCM del año 1987 ya contemplaban el refuerzo horizontal para muros confinados y reforzados interiormente. La fuerza cortante resistida por la mampostería V_{mR} que indica el primer agrietamiento

diagonal y fin de la etapa elástica se calcula con la Ecuación 1.3 y F_R es el factor de reducción que es 0.7 si el muro cuenta con refuerzo y 0.4 si no lo tiene.

$$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T \quad (1.3)$$

Se especificaba en ese entonces una cuantía mínima de acero que no fuera menor a 0.0005, calculada con la Ecuación 1.4 tanto para muros confinados y reforzados interiormente, que corresponde a una cuantía que evite una falla frágil del muro y proporcione cierta capacidad de deformación. Donde p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, v_m^* es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería, P es la carga axial aplicada al muro, A_T es el área transversal del muro y f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, la cuantía máxima no se regulaba.

$$p_h = 0.0002 v_m^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v_m^* A_T} \right) \frac{4200}{f_{yh}} \quad (1.4)$$

Para muros con refuerzo horizontal se podía incrementar la fuerza cortante en 25% con la condición que el muro cumpliera con las siguientes características: El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado a sus extremos de acuerdo a los requisitos de anclaje de concreto reforzado, aparte de cumplir con las especificaciones de elementos confinantes o de refuerzo interior en sus apartados 3.3 y 3.4.

En los comentarios a estas normas hechos por Meli (1992) se menciona que en la mampostería confinada, los castillos y las dalas no contribuyen significativamente a la carga de agrietamiento de los muros pero sí les proporcionan ductilidad. El requisito de cuantía menor de la Ecuación 1.4 corresponde a una relación $p_h f_{yh} = 0.84 v_m^* + 0.168 P/A_T$ que difiere del esfuerzo de agrietamiento de la Ecuación 1.3 en los factores que multiplican al esfuerzo por tensión diagonal de la mampostería y a la carga vertical.

1.2.2. Normas Técnicas Complementaria para el Diseño de Estructuras de Mampostería del año 2004 (NTCM 2004)

En las NTCM de 2004 se agregaron parámetros de diseño de muros ante cargas laterales de acuerdo con los trabajos realizados en CENAPRED, en estas se incluyeron requisitos respecto al refuerzo horizontal como el tipo de acero de refuerzo horizontal que consistirá en barras o alambres corrugado laminados en frío con resistencia de 6000 kg/cm² y no se permite el uso de escalerillas para resistir fuerzas cortantes por sismo. Se especifican detalles de anclaje y colocación, los límites de cuantías, separación máxima en la altura del muro de seis hiladas o 60 cm y se introduce el factor de eficiencia. También se mencionan requisitos para el uso de malla electrosoldada como opción de rehabilitación.

Se estableció que en caso de que las piezas de los muros tengan una resistencia a la tensión diagonal v_m^* mayor a 6 kg/cm², se deben utilizar estribos con menor espaciamiento debido a que el daño en muros confinados ante cargas laterales se presenta con grietas diagonales que penetran en los extremos superior e inferior de los castillos provocando que falle el acero mediante un mecanismo de dovela.

Algunas especificaciones incluidas en las NTCM 2004 respecto a la resistencia a cortante de muros confinados que surgieron de las investigaciones se la sección 1.1 son

Respecto a los límites de cuantía del acero de refuerzo horizontal se estableció:

- La cuantía mínima no debe ser menor a los valores que resulten de la Ecuación 1.5, donde la primera se refiere a una cuantía de 0.0005 si se usa refuerzo de resistencia a la fluencia con 6000 kg/cm² y la segunda tiene el propósito de que el acero horizontal mínimo que se le coloque al muro resista por lo menos la carga de agrietamiento calculada para la mampostería y de esta manera evitar una falla frágil:

$$p_h \text{ mín} = \frac{3}{f_{yh}} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ó} \quad p_h \text{ mín} = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \quad (1.5)$$

- La cuantía máxima no debe ser mayor que las expresiones calculadas con la Ecuación 1.6, donde la primera considera el esfuerzo límite de aplastamiento en el puntal de compresión y el segundo criterio corresponde a una cuantía de 0.002 y 0.0015 para piezas macizas y huecas respectivamente:

$$p_h \text{ máx} = 0.3 \frac{f_m^*}{f_{yh}} \quad \text{y} \quad \left\{ \begin{array}{l} p_h \text{ máx} = \frac{12}{f_{yh}} \text{ para piezas macizas} \\ p_h \text{ máx} = \frac{9}{f_{yh}} \text{ para piezas huecas} \end{array} \right. \quad (1.6)$$

El cálculo de la resistencia a cargas laterales de un muro de mampostería se obtiene como la suma de dos componentes (Ecuación 1.7). La primera es la fuerza cortante resistida por la mampostería V_{mR} que se calcula con la Ecuación 1.3. La segunda es la fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal V_{sR} que se calcula con la Ecuación 1.8:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (1.7)$$

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (1.8)$$

En la Ecuación de V_{sR} se incluye el factor η que representa la eficiencia de la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de fuerza cortante, el cual se determina como función del producto $p_h f_{yh}$ de la cuantía de acero de refuerzo horizontal por el esfuerzo de fluencia del mismo. La eficiencia η tiene el valor de 0.6 si $p_h f_{yh}$ es menor a 0.6 MPa (6 kg/cm²) y 0.2 si es mayor a 0.9 MPa (9 kg/cm²). En caso de que el producto resulte entre esos dos valores se interpola linealmente como se muestra en la Figura 1.8. El valor del factor de eficiencia η depende solamente de $p_h f_{yh}$.

La cuantía mínima por esfuerzo de fluencia f_{yh} se estima de modo que el acero de refuerzo pueda mantener la carga de agrietamiento, suponiendo un factor de eficiencia unitario con $V_{mR} / (F_R A_T)$. El límite máximo de $p_h f_{yh}$ debe tomarse como el menor de dos valores, $0.3 f_m^*$ y 1.2 MPa (12 kg/cm²) para piezas sólidas (con área bruta mayor al 75%), ó $0.3 f_m^*$ y 0.9 MPa (9 kg/cm²) para piezas huecas. La relación

de una cuantía mínima no necesariamente tiene que estar relacionada con la carga de agrietamiento del muro sino con la ductilidad del muro, dependiendo si en él se presenta una articulación plástica como en el caso de muros de planta baja que poseen mayor desplazamiento ante cargas cortantes.

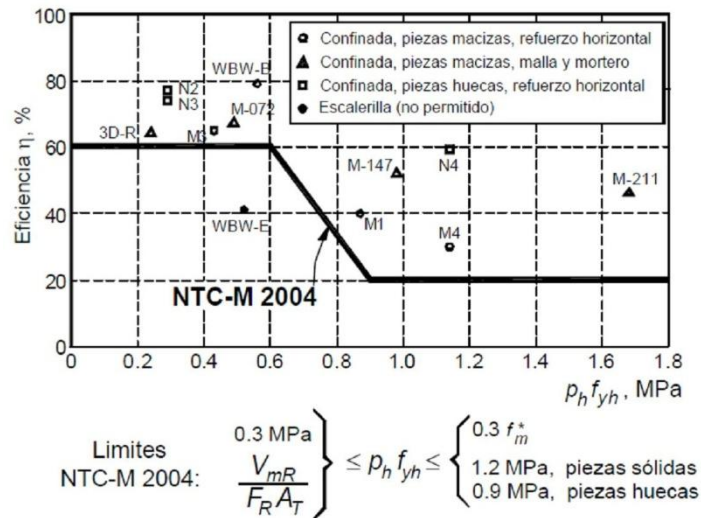


Figura 1.8 - Factor de eficiencia η de las NTCM 2004. Fuente: Pineda y Alcocer (2004)

1.2.3. Observaciones y análisis de la fórmula para calcular cortante resistente de muros en las NTCM 2004

En esta sección se hace un ejemplo de cómo el uso de las expresiones contenidas en las NTCM 2004 dan lugar a resultados que favorecen el uso de mampostería con baja resistencia a compresión (mala calidad) y se comentan de dichos resultados, se concluye la sección describiendo las características deseables de una forma de cálculo de la resistencia debida al refuerzo.

Para facilitar la explicación se definen tres mamposterías A, B y C correspondientes a resistencia a la compresión de 20, 60 y 100 kg/cm² respectivamente. Se utiliza un esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal $f_{yh} = 6000 \text{ kg/cm}^2$ y los muros son afectados por un esfuerzo vertical de P/A constante de $\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$. Con objeto de contar con una sola variable se calcula v_m^* como $0.6\sqrt{f_m^*}$, se usa el factor de reducción de 0.6 para tomar en cuenta que la resistencia a tensión diagonal de la mampostería no sólo depende de f_m^* sino también del tipo de pieza, sus dimensiones y de la adherencia con el mortero. Las resistencias se expresan en términos del esfuerzo cortante denominados τ_R , τ_m y τ_s correspondientes a muro, mampostería y acero.

1.2.3.1. Límites de esfuerzo correspondiente a la cuantía

En la Figura 1.9 se presentan los límites de las cuantías de acuerdo a la resistencia a compresión de la mampostería. El $p_h f_{yh}$ mínimo y máximo se calcularon con la Ecuación 1.5 y 1.6 respectivamente, en el caso del máximo se ejemplifica para piezas sólidas y huecas.

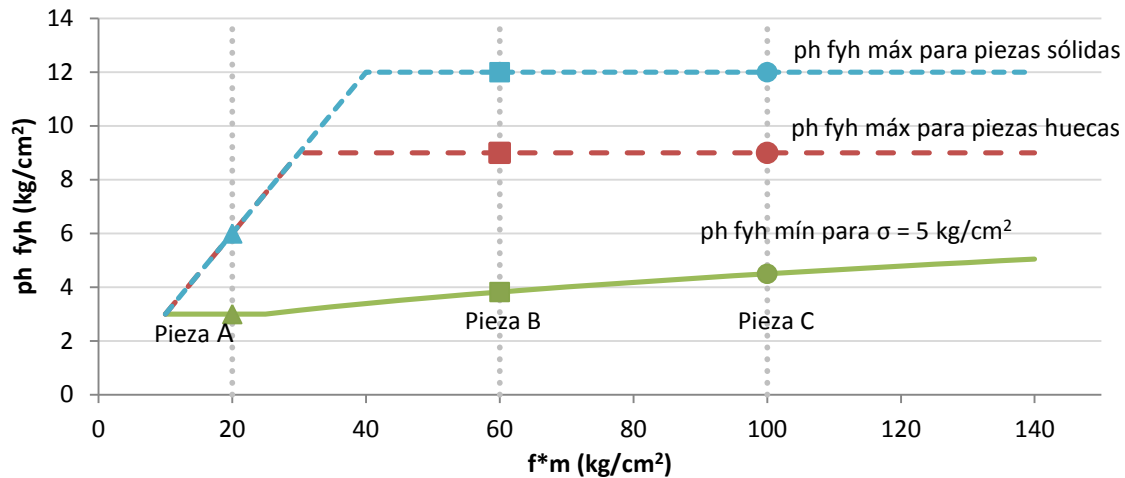


Figura 1.9 - Límites de cuantía de refuerzo horizontal en relación con f_m^* de acuerdo con NTCM (2004)

La cuantía multiplicada por el esfuerzo de fluencia $p_h f_{yh}$ del refuerzo horizontal se debería ubicar debajo de la línea del máximo, según la pieza (líneas azul y roja), y arriba de la línea continua correspondiente a $p_h f_{yh}$ mínimo (línea verde). Se observa que para f_m^* mayores a 30 kg/cm² para piezas huecas y 40 kg/cm² para sólidas, los límites máximos son constantes debido a los criterios fijos con respecto a la resistencia a compresión de la mampostería de la Ecuación 1.6. El límite mínimo es de 3 kg/cm² para f_m^* menores a 25 kg/cm² y posteriormente se eleva a la misma razón que se incrementa el esfuerzo de agrietamiento del muro τ_m haciendo que para resistencias altas de mampostería resulte elevada la cuantía mínima. Por esto es necesario asignar un criterio de límite mínimo de acero horizontal que corresponda a una aportación de ductilidad posterior al primer agrietamiento diagonal de acuerdo al comportamiento sísmico de diseño del sistema de mampostería. En la sección 5.5 se discuten con más detalle estos criterios.

1.2.3.2. Esfuerzo cortante resistente que aporta el acero horizontal

El esfuerzo resistente debido al acero de refuerzo horizontal τ_s se muestra en la Figura 1.10 para las cuantías mínima y máximas de la sección anterior. Se realizó el cálculo con la Ecuación 1.8 utilizando un factor de reducción y área transversal unitarios, esto es, se estimó como el producto $\eta p_h f_{yh}$. La eficiencia se asignó de acuerdo a los criterios de la Figura 1.8 en función de la cuantía de cada curva, se distinguen los valores para las piezas A, B y C.

En el caso de la cuantía máxima, que se muestra con líneas punteadas azul y roja, el esfuerzo cortante resistente del acero en muros de f_m^* desde 20 a 40 kg/cm² muestra variaciones abruptas que dan lugar a inconsistencias debido a la combinación del factor de eficiencia variable y a límites máximos fijos como se verá más adelante. La línea continua color verde corresponde al esfuerzo del acero si se colocara la cuantía mínima que es fija hasta 30 kg/cm² de f_m^* , para valores mayores se incrementa constantemente. Se observa que si se colocara la cuantía máxima permisible de acuerdo a las expresiones vigentes, el esfuerzo cortante aportado por el acero, es mayor si se usa mampostería con baja resistencia a la compresión como en el caso de la pieza A que resiste 3.5 kg/cm², que si se utilizara mampostería de mejor calidad como la pieza sólida tipo C donde el esfuerzo sería de 2.4 kg/cm². Otra contradicción se ejemplifica con la pieza C de f_m^* de 100 kg/cm², en donde la aportación del acero es mayor con la cuantía mínima (según la Figura 1.9 con $p_h f_{yh}$ de 4.5 kg/cm²) que con la máxima ($p_h f_{yh}$ de 12 kg/cm²).

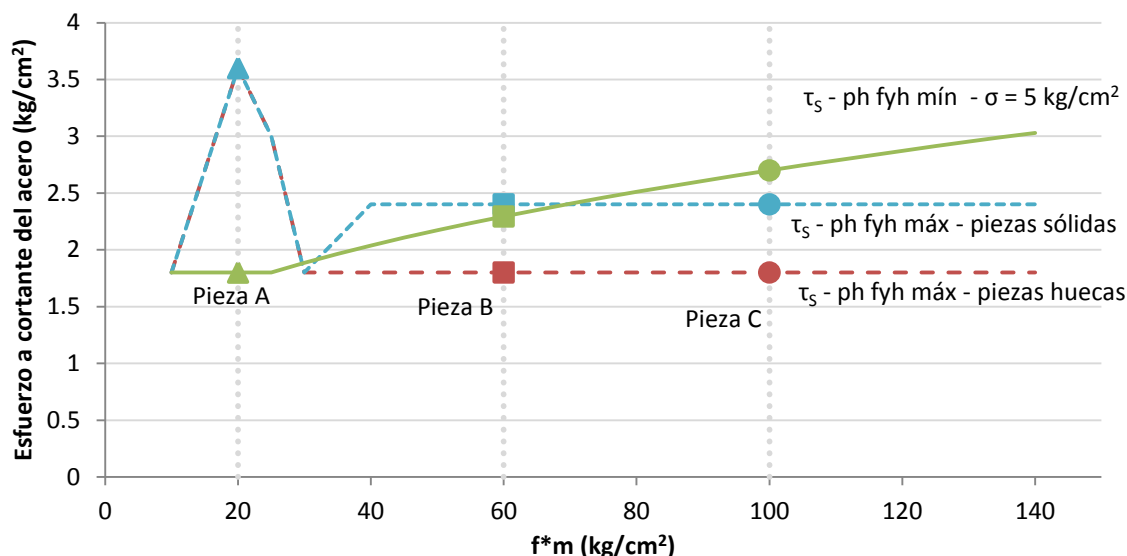


Figura 1.10 - Esfuerzo cortante del acero relacionado con $f \cdot m$ calculado con NTCM 2004

1.2.3.3. Esfuerzo cortante resistente del muro

Para el cálculo de la resistencia total del muro se muestra la Figura 1.1, en la que la línea naranja con guion y punto y de esfuerzos más bajos, representa el esfuerzo cortante de la mampostería sin refuerzo τ_m que aumenta consistentemente conforme aumenta la resistencia a compresión. Las líneas superiores corresponden a la resistencia total sumando la contribución del acero y mampostería. La reducción en el esfuerzo del acero para la cuantía máxima se refleja también en esta gráfica. La proporción de la resistencia debida al refuerzo, comparada con la resistencia total, es mayor en el caso de mampostería con baja resistencia a compresión, que para el caso de mampostería de mayor calidad.

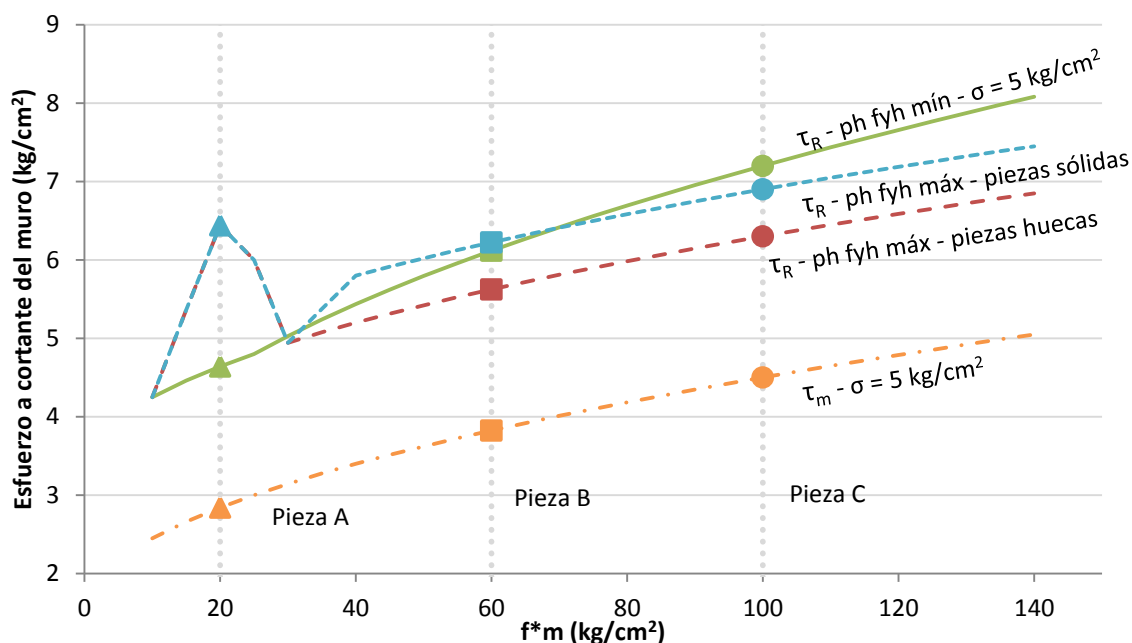


Figura 1.11 - Esfuerzo cortante del muro relacionado con $f \cdot m$ calculado con NTCM 2004

Las piezas que se usan en estructuras de mampostería tienen una gran variabilidad de resistencia dependiendo del material y forma de fabricación. Por ejemplo, una pieza clasificada como hueca puede resistir más que una pieza sólida, o dos tipos de piezas sólidas pueden tener comportamientos distintos y resistencias diferentes como en el caso de un tabique de barro y una pieza de concreto de alta resistencia. Los resultados del ejemplo muestran que la relación entre la cuantía máxima y la resistencia que puede alcanzarse no es consistente con la resistencia a compresión de la mampostería f_m^* , y no parece haber una razón física que explique dicha discrepancia en comportamiento.

El estudio que aquí se presenta está encaminado a estimar la resistencia a corte de muros con refuerzo horizontal, que tome en cuenta la resistencia a la compresión y de tensión diagonal de la mampostería, evitando las inconsistencias descritas anteriormente para que no se subestime la resistencia de piezas de alta resistencia. A estos últimos aspectos se presta mayor atención en el trabajo experimental para mayor comprensión de la eficiencia η . Adicionalmente, es necesario estudiar la eficiencia del refuerzo al variar la relación de aspecto, este tema sin embargo no será tratado en esta investigación dado que los ensayos se han propuesto con muros con relación de aspecto igual a uno.

1.3. Investigaciones Internacionales

Se describen algunos trabajos de investigación que se han desarrollado internacionalmente referentes a la resistencia de muros de mampostería con refuerzo horizontal. Cada investigación se enfoca al tipo de pieza y sistemas constructivos que se utilizan predominantemente en el lugar de origen del estudio, lo cual permite tener una visión amplia de las prácticas de análisis y constructivas en otros países.

1.3.1. Matsumura (1988)

Esta investigación tuvo lugar en Japón donde se probaron 60 muros de mampostería de bloques de concreto y 30 muros de tabique de arcilla que se sometieron a cargas verticales y laterales, los resultados de los ensayos se utilizaron para el desarrollo de una ecuación para estimar la resistencia a cortante de muros de mampostería reforzada. Se ensayaron especímenes construidos con piezas de concreto y arcilla con relleno completo o parcial de mortero en las celdas, la ecuación desarrollada (Ec. 1.9) predice la carga de agrietamiento de los muros y la resistencia cortante máxima.

$$V_n = \left\{ k_u k_p \left(\frac{0.76}{(h/d)+0.7} + 0.012 \right) \sqrt{f'_m} + 0.2 \sigma_n + 0.18 \gamma \delta \sqrt{\rho_h f_{yh} f'_m} \right\} x (0.875 t d) \quad [\text{en kN}] \quad (1.9)$$

Donde $k_u = 1$ y $\gamma = 1$ para piezas macizas o con todas las celdas rellenas de concreto, $k_u = 0.64$ y $\gamma = 0.6$ para mampostería parcialmente rellena, $k_p = 1.16 \rho_v^{0.3}$ y $\delta = 1.0$ para flexión en curvatura doble y $\delta = 0.6$ para flexión en voladizo o curvatura simple. Es de destacar que la resistencia de la mampostería toma en cuenta que la relación de aspecto, y la resistencia debida al refuerzo depende la resistencia a compresión de la mampostería f'_m .

1.3.2. Shing (1989) y (1990)

En la Universidad de Colorado en Estados Unidos se llevó a cabo un programa experimental que consistió en probar 22 especímenes con refuerzo interno, 16 de piezas huecas de concreto y 6 de arcilla también hueca. En el trabajo elaborado por Shing (1989) se analiza el comportamiento inelástico de los muros de mampostería de concreto sometidos a cortante. Se estudió la aplicación de carga vertical y la cuantía de refuerzo vertical y horizontal en los muros y su influencia en la resistencia, los mecanismos de falla que se presentan, ductilidad y la capacidad del muro para disipar energía. Se mostró que la capacidad de los muros para resistir cargas alternadas es suficiente para considerarlos en la construcción de sistemas sismoresistentes, siempre y cuando se acaten los lineamientos de refuerzo.

Los datos obtenidos sobre la influencia del refuerzo horizontal en la resistencia a cortante no fueron consistentes para establecer una tendencia, sin embargo, los muros con refuerzo por cortante exhibieron una mejor ductilidad y capacidad para disipar energía. Se demostró que la cuantía de refuerzo horizontal puede cambiar el comportamiento inelástico de una falla frágil a un modo de falla por flexión y por otro lado, aumentar la carga vertical influye más en el comportamiento a flexión que en el de cortante.

En la publicación de Shing (1990) se propone una fórmula que de acuerdo a los resultados experimentales se acerca más a la predicción de la resistencia a cortante de los muros en función de la cuantía de acero de cortante y la carga vertical. Para calcular la resistencia a cargas laterales de la mampostería V_m se utiliza la Ecuación 1.10 que toma en cuenta la participación del acero vertical y el esfuerzo axial σ_c donde ρ_v es la cuantía de acero vertical y f_{yv} su esfuerzo de fluencia. La resistencia del acero de refuerzo horizontal V_s se plantea con la expresión 11 donde l es la longitud del muro, d' es la distancia del acero vertical en el extremo desde la orilla del muro, s es el espaciamiento vertical del refuerzo horizontal y A_h es el área de la barra de acero horizontal, después se suman, al igual que en la Ecuación 1.7. Se toma el criterio que los alambres colocados en la parte superior e inferior del muro no desarrollan los mismos esfuerzos que los alambres del centro.

$$V_m = [0.0018(\rho_v f_{yv} + \sigma_c) + 2] A \sqrt{f'_m} \quad [\text{en kips, } 1 \text{ kip} = 4.45 \text{ kN}] \quad (1.10)$$

$$V_s = \left(\frac{l - 2d'}{s} - 1 \right) A_h f_y \quad (1.11)$$

1.3.3. Anderson y Priestley (1992)

Estos autores desarrollaron una ecuación significativamente simplificada para predecir la resistencia última a cortante de muros de mampostería. Se toma en cuenta la degradación de la resistencia a cortante cuando el muro está sujeto a carga cíclica en el rango inelástico tomando en cuenta la ductilidad de desplazamiento de los muros, representado por el factor k como se observa en la Ecuación 1.12.

$$V_n = C_{ap} k A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 \sigma_n A_n + 0.5 A_h f_{yh} d/s_h \quad (1.12)$$

Se desarrolló la ecuación haciendo un ajuste de datos estadísticos de varias pruebas y se llegó a la conclusión de que la contribución del refuerzo a cortante es la mitad de la adoptada para elementos de

concreto reforzado. Así mismo, los autores propusieron que dentro de las zonas de articulación plástica, el factor k es igual a 1 para una relación de ductilidad a flexión de 2 que posteriormente decrece linealmente a cero hasta una relación de ductilidad de 4. El término C_{ap} es para tomar en cuenta el tipo de mampostería usada que se toma como 0.24 y 0.12 para concreto y tabiques de arcilla, respectivamente.

1.3.4. MSJC (2011) y NEHRP (1997)

El MSJC es un reglamento estadounidense que contiene los requerimientos y especificaciones para la construcción de estructuras de mampostería. El código fue desarrollado por el Comité Conjunto de Normas de Mampostería (MSJC) expedido en el año 2011. El reglamento que también contiene estas expresiones proviene del FEMA-306 Programa Nacional de Reducción de Riesgo Sísmico de Estados Unidos (NEHRP). En este reglamento, el término V_m de la Ecuación 1.13 se modificó para incluir el parámetro M/VL que toma en cuenta el efecto de la relación de aspecto. La expresión no contempla la resistencia a cortante dentro de regiones de articulaciones plásticas.

$$V_n = 0.083 \left[4.0 - 1.75 \frac{M}{VL} \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 \sigma_n A_n + 0.5 A_h f_{yh} d/s_h \quad [\text{en N}] \quad (1.13)$$

Dependiendo de la magnitud de M/VL , la resistencia a cortante máxima total se restringe con la Ecuación 1.14 y se hace una interpolación lineal para valores intermedios de M/VL .

$$V_{n(\max)} = \begin{cases} 0.5 A_n \sqrt{f'_m} & \text{para } M/VL \leq 0.25 \text{ o} \\ 0.33 A_n \sqrt{f'_m} & \text{para } M/VL \geq 1.00 \end{cases} \quad (1.14)$$

1.3.5. Canadian Standards Association S304.1-04 (2004)

Este es el reglamento que rige la construcción de estructuras de mampostería en Canadá (ecs. 1.15, 1.16 y 1.17). La expresión es parecida a la usada por el reglamento MSJC de Estados Unidos excepto que usa el factor γ_g que representa el efecto del relleno en las celdas de las piezas. Se toma 1 para mampostería completamente rellena y para mampostería parcialmente rellena se usa el valor de la relación entre el área rellena y el área total transversal del muro. Las unidades de estas expresiones están en Newtons.

$$V_m = \phi_m \left(0.16 \left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v} \right) \sqrt{f'_m} b_w d_v + 0.25 P_d \right) \gamma_g \quad (1.15)$$

$$V_s = 0.6 \phi_s A_v f_y \frac{d_v}{s} \quad (1.16)$$

Pero no mayor a:

$$0.4 \phi_m \sqrt{f'_m} b_w d_v \gamma_g \quad (1.17)$$

1.3.6. Voon e Ingham (2006 y 2007)

En la publicación hecha por Voon e Ingham (2006) se presentan los resultados del ensaye de diez muros hechos de piezas de concreto. Se confirmó el aumento de la resistencia ante cargas laterales que proporcionan la carga vertical aplicada a los muros y el refuerzo horizontal uniformemente distribuido. Se observa el efecto perjudicial a la resistencia a cortante conforme la relación de aspecto aumenta, y la disminución en la resistencia, cuando las celdas de las piezas no son rellenas con concreto. Se revisan los resultados conforme a la norma de Nueva Zelanda del año 1990.

En 2007, Voon e Ingham revisaron las expresiones de predicción de cortante obtenidas en los trabajos de investigación antes mencionados de Shing et al (1990), Matsumura (1988), Anderson y Priestley (1992) y NEHRP (1997) para actualizar las expresiones del Reglamento Neozelandés del año 2004. Se presentó la expresión 1.18 que se muestra a continuación:

$$V_n = (C_1 + C_2)v_{bm}b_wd + 0.9 \sigma_n A_n \tan \alpha + 0.8 A_h f_{yh}d/s_h \quad (1.18)$$

De la Ecuación 1.18 destaca la contribución del término independiente de la resistencia, proporcionada por la carga axial, tomando en cuenta la tangente del ángulo α dependiendo del puntal de compresión que se forma en el muro, si está en voladizo o en doble curvatura. En el primer término correspondiente a la resistencia de la mampostería se usa $C_1 = 33p_v f_y/300$ para incluir la resistencia proporcionada por el acero vertical tal como lo hace Shing (1990). El término C_2 varía de 1.5 a 1 y se utiliza para tomar en cuenta la relación de aspecto para distintos M/VL . El término v_{bm} se refiere al cortante básico provisto por la mampostería y su valor depende de $\sqrt{f'_m}$, que es afectado por un factor k que depende de la ductilidad de desplazamiento requerida para el muro. Este factor es más conservador que el de Anderson y Priestley (1996) pues comienza a disminuir ante una ductilidad de 1.25. Para limitar V_n se toman los mismos valores máximos de la Ecuación 1.14 de la sección 1.3.4.

1.3.7. Baezinger and Porter (2010)

Se realizó un trabajo experimental en el que se ensayaron distintos muros ante carga lateral, Se utilizaron dos relaciones de aspecto, se utilizó relleno total y parcial de las celdas interiores con concreto fluido. Se tenían dos modalidades de refuerzo horizontal: una con refuerzo en una viga de amarre (bond beam), que se coloca en piezas especiales en forma de U con un canal interno para colocar las varillas de refuerzo embebidas en concreto, y otra con refuerzo en las juntas proporcionado con escalerilla o alambre colado en frío. Se concluyó que el refuerzo en las juntas se comportó más satisfactoriamente que las vigas de amarre pues el daño fue más uniforme.

1.4. Conclusiones del capítulo

De acuerdo con las investigaciones desarrolladas en el resto del mundo se puede observar que la mayoría de los sistemas de muros son a base de piezas huecas reforzadas interiormente, con acero vertical colado con concreto fluido dentro de las celdas y refuerzo horizontal colocado en vigas de amarre coladas en piezas de tipo canal o en las juntas de mortero. Muchas de las expresiones varían dependiendo de que las celdas estén parcial o totalmente llenas. También se hace hincapié en que hace falta estudiar la combinación de los parámetros de relación de aspecto y refuerzo horizontal. En la mayoría de las expresiones aquí presentadas,

la eficiencia del acero de refuerzo horizontal se mantiene con un factor fijo al predecir la resistencia máxima, asumiendo que todas las cuantías tienen la misma eficiencia a excepción de las NTCM 2004 que usan el factor de eficiencia que varía con respecto al parámetro de esfuerzo equivalente asociado a la cuantía $p_h f_{yh}$.

Estas investigaciones han sido hechas con los materiales y procesos constructivos típicos del lugar de estudio. En el caso de México y algunos países de Latinoamérica, la mampostería con elementos confinantes externos es una práctica típica de construcción que no se acostumbra en otros lugares del mundo y que ha dado buenos resultados en comportamiento a cortante por lo que vale la pena profundizar en el conocimiento de este particular sistema estructural.

Capítulo 2. Programa Experimental

En esta sección se presentan los detalles del programa experimental que se desarrolló en este trabajo, se describen los especímenes de ensaye y las características de instrumentación interna y externa.

2.1. Descripción de los especímenes

La etapa de construcción y ensaye de los especímenes se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. El programa experimental se integra por 6 especímenes de muros confinados con castillos exteriores hechos con bloques lisos multiperforados de concreto con la misma configuración geométrica. Los muros son del tipo confinado con dimensiones de 2.56 m de ancho y 2.56 m de alto, es decir son cuadrados y con una relación de aspecto igual a 1. La variable principal de los ensayos es la cuantía de acero de refuerzo horizontal colocada entre las juntas de mortero con el objetivo de comparar los efectos del refuerzo horizontal en muros.

2.1.1. Materiales

El tipo de pieza que integran los muros es bloque liso multiperforado de concreto con dimensiones nominales de 11.9 x 11.9 x 24 cm. La pieza tiene 12 celdas pero de acuerdo a la relación de área efectiva contra el área bruta mayor al 75% se considera pieza maciza; cuenta con una resistencia de diseño a compresión f_m^* de 85 kg/cm² y resistencia a compresión diagonal v_m^* mayor a 8.5 kg/cm². Se optó por utilizar un material tan competente debido a que es una pieza que no se ha probado en ensayos de muros a escala natural para conocer su desempeño ante cargas laterales, además cumple con las normas de calidad y se encuentra disponible en el mercado. El mortero para pegar las piezas es tipo I con una relación cemento:cal:arena de 1:1/4:3, hecho con cemento de tipo CPC-40 y arena empaquetada en sacos con granulometría controlada. La cantidad de agua que se incluyó fue a consideración del maestro de construcción.

El concreto para los castillos, la dala y la losa se dosificó para obtener una resistencia de diseño a compresión f_c' de 250 kg/cm², con tamaño máximo de agregado de 3/4". En los últimos cuatro muros (**MB-2** a **MB-5**) se incluyó un aditivo fluidificante de concreto ya que el acero horizontal anclado en los castillos formaba trampas a distintas alturas que no permitían al concreto distribuirse correctamente a menos que fuera muy fluido, se utilizó un revenimiento de 20 a 24 cm.

El acero de refuerzo longitudinal utilizado en los castillos, dalas y trabes fue con varillas de 3/8" (9.5 mm) y 6/8" (19 mm) con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200$ kg/cm² y estribos de 1/4" de alambre recocido de 2530 kg/cm². El acero de refuerzo horizontal que se usó tenía un esfuerzo de fluencia $f_{yh} = 6000$ kg/cm² en varillas de diámetro de 5/32" (3.97 mm), 3/16" (4.76 mm) y 1/4" (6.35 mm). La descripción de los armados y la colocación de acero horizontal se hacen en las secciones 2.1.2 y 2.2.

Para conocer las propiedades mecánicas de los materiales de construcción se hicieron probetas de varillas, varillas de alta resistencia, cilindros de concreto de los castillos y losa, y de cada muro se obtuvieron nueve cubos de mortero, tres pilas y tres muretes.

2.1.2. Elementos confinantes

En el diseño sismoresistente de estructuras es preferible que la falla que se presente primero en los muros sea por flexión, ya que generalmente presenta mayor ductilidad en la etapa inelástica en comparación con la falla a cortante que se considera de tipo frágil. En éste caso, debido a que se desea conocer la resistencia de los modelos a cortante, se diseñaron los castillos para asegurar que la falla a cortante se presentara antes que la de flexión en el modelo con mayor cuantía de refuerzo en el caso de que tuviera 100% de eficiencia y apreciar la diferencia entre la resistencia a corte de los muros con las distintas cuantías de refuerzo.

Los castillos tuvieron dimensiones de 15 cm de ancho por 12 cm de espesor con refuerzo longitudinal de 4 barras del #6 (19 mm) y como refuerzo transversal se usaron estribos dobles del #2 (6.35 mm) a cada 9 cm en los extremos y a cada 18 cm en la sección central. La dala fue de 25 cm de peralte y 12 cm de espesor con refuerzo longitudinal de 4 #3 (9.5 mm) y estribos del #2 (6.35 mm) a cada 18 cm. Cuenta con una losa maciza de concreto reforzado de 40 cm de ancho y 10 cm de espesor para transmitir las cargas de manera uniforme de los dispositivos de carga al muro con refuerzo de ganchos de #3 (9.5 mm) a cada 18 cm, como se muestra en la Figura 2.1.

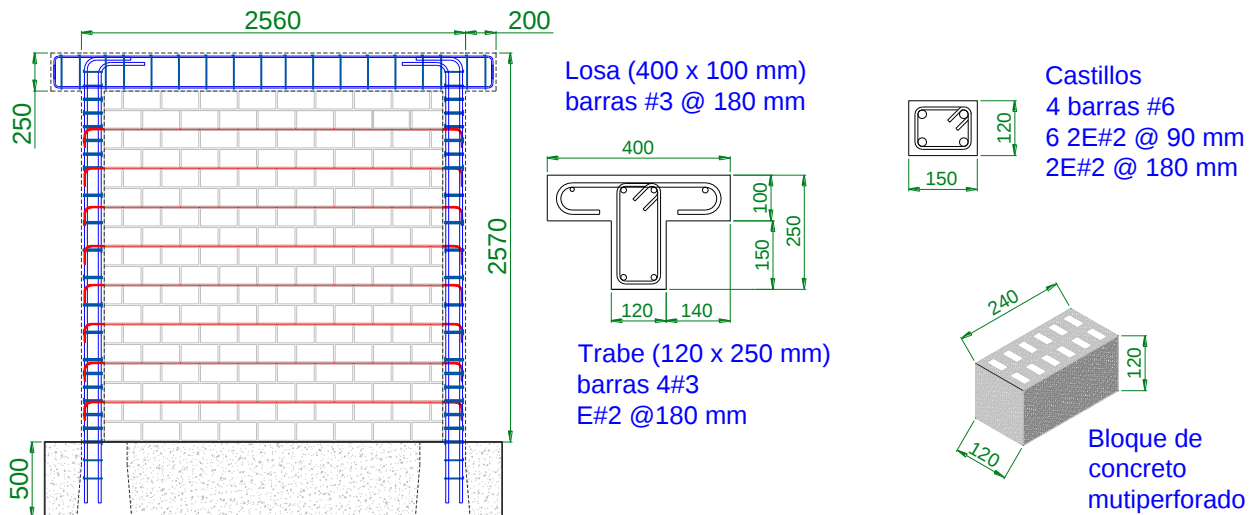


Figura 2.1 - Características de los modelos de ensayo

2.2. Modelos de ensayo

El nombre que se le asignó a los especímenes se relaciona principalmente con la cuantía de acero horizontal que tienen. Es decir va de 0 a 5 donde el muro **MB-0** no posee refuerzo horizontal y el muro **MB-5** posee más refuerzo que todos. Las pruebas se realizaron en el mismo orden. La distribución de la cuantía de los modelos se diseñó de manera que se pudiera comparar el porcentaje de eficiencia reglamentado por la NTCM 2004 con el porcentaje realmente desarrollado. Cabe mencionar que el espaciamiento entre hiladas con refuerzo fue el mismo para todos los muros. Se colocaron en total ocho juegos de alambres en cada muro con espaciamiento de dos hiladas ó 26 cm.

A continuación se hace una breve descripción de las características de los muros de ésta serie. Se contó con un modelo de control nombrado **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) cuya función es representar el comportamiento ante cargas laterales de un muro sin refuerzo horizontal. Al muro **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) se le colocó una varilla de 5/32" para observar qué pasa con una cuantía menor a la mínima establecida. Con propósito de ver el cambio entre las eficiencias, se colocaron dos modelos (**MB-2** y **MB-3**) en los puntos de inflexión de la Figura 1.8 y 2.1. El espécimen **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) se reforzó con una varilla de 1/4", que es una cuantía muy cercana a la mínima con eficiencia calculada de 58%. En el muro **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) se usaron dos varillas de 3/16" y una de 5/32" para representar el descenso a 20% de η . El modelo **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) se reforzó con dos varillas de 1/4" para representar una cuantía cercana a la máxima. Por último, el muro **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) se incluyó en la serie para observar qué era lo que pasaba con el efecto que se había registrado como aplastamiento en las piezas al exceder la cuantía máxima reglamentada. En la Figura 2.2 se presenta la eficiencia calculada donde se indica cuáles modelos están dentro y fuera de los límites de la cuantía. En la Tabla 2.1 se muestran los niveles propuestos de cuantía de acero y una figura de la colocación de las varillas en cada modelo.

Tabla 2.1 - Características del refuerzo horizontal de los modelos de ensaye

	Espécimen	Barras de refuerzo horizontal	Área de acero horizontal $A_{sh} \text{ (cm}^2\text{)}$	Separación $S_h \text{ (cm)}$	$p_h \text{ (%)}$	$p_h f_{yh} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
	MB-0	-	0	-	0	0.00
	MB-1	5/32"	0.12	26	0.0385	2.31
	MB-2	1/4"	0.32	26	0.1026	6.15
	MB-3	2*3/16" + 5/32"	0.48	26	0.1538	9.23
	MB-4	2*1/4"	0.64	26	0.2051	12.31
	MB-5	2*1/4" + 3/16"	0.82	26	0.2628	15.77

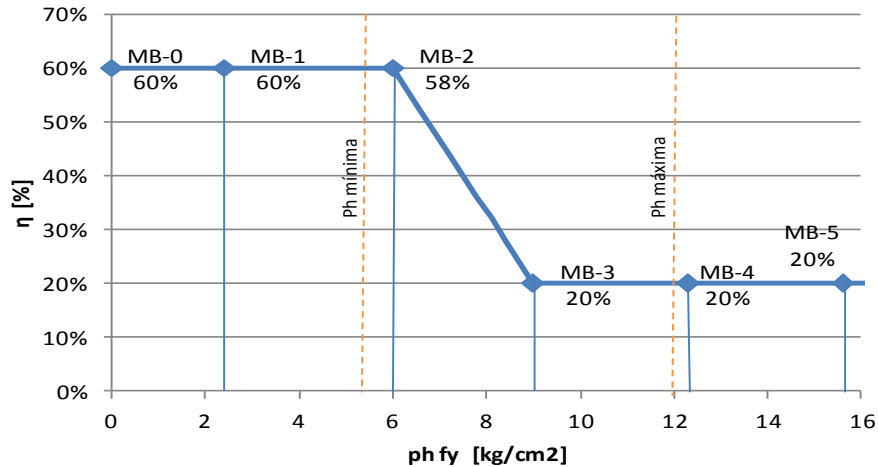


Figura 2.2 - Distribución de los especímenes en la gráfica de eficiencia en función de $p_h f_{yh}$ de las NTCM 2004

2.2.1. Criterios de Diseño

El cálculo del cortante resistente de los especímenes se representa en la Figura 2.3 con valores de diseño de v_m^* de 8 kg/cm². Se observa que la resistencia calculada no aumenta linealmente con la cuantía de acero pues desciende a partir de $p_h f_{yh} = 6$ kg/cm² y vuelve a subir después de 9 kg/cm². Estos cambios en la tendencia de las resistencias se deben a los distintos valores de eficiencia η del refuerzo horizontal que se estipulan en las normas.

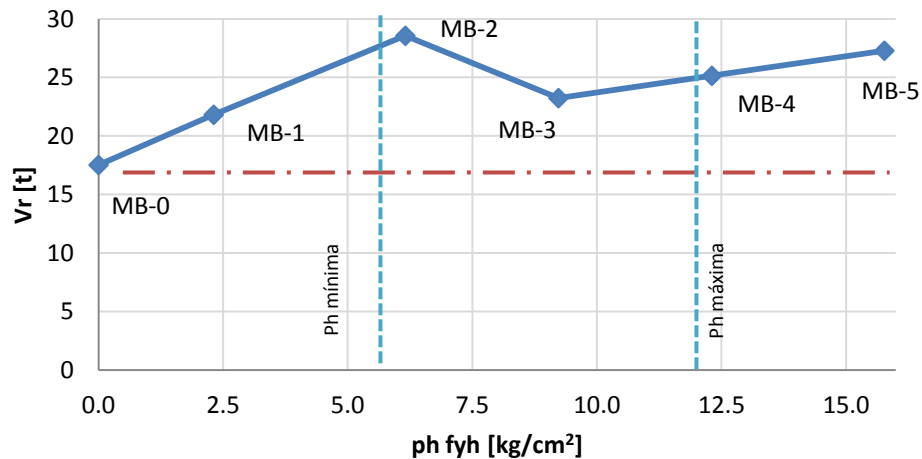


Figura 2.3 - Fuerza cortante resistente de diseño por las NTCM de los muros de ensaye

2.2.2. Construcción

Los especímenes se construyeron en series de dos debido a la disponibilidad de espacio del laboratorio y para hacer más eficientes los colados de concreto. Inicialmente se cortaron y doblaron las piezas del acero de los castillos, trabe y losa. Las secciones que iban a ser instrumentadas se prepararon, se instrumentaron con pequeños deformímetros adheridos al acero y se protegieron con bulbos de fibra de vidrio para que al

momento del contacto con el concreto fresco no se dañaran. Se abunda más en el tema de instrumentación en la Sección 2.4.

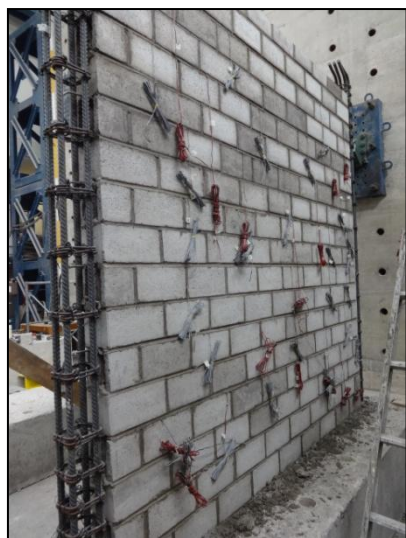
Los castillos se colaron en bases de concreto prefabricadas de 50 x 80 x 300 cm, hechas especialmente para modelos de laboratorio pues tienen los espacios para cimentar los castillos. Éstas poseen los orificios necesarios para anclar los modelos a la losa de reacción del laboratorio de manera que no se deslice el modelo durante la prueba.

Posteriormente se fueron colocando las hiladas de bloques con mortero colocando a cada dos hiladas la varilla de refuerzo horizontal ya instrumentada y protegida, cuidando que quedaran debidamente colocados los extremos del refuerzo en el interior del armado de los castillos. En el caso donde se encontraba un bulbo de protección de los deformímetros, se desbastó un poco la pieza con el disco de corte para hacer un pequeño canal de manera que el bulbo no creara inestabilidad en la hilada superior debido a la diferencia de niveles en su apoyo. En los casos donde se colocó varilla de 1/4", la junta creció de 12 mm a 15 mm.

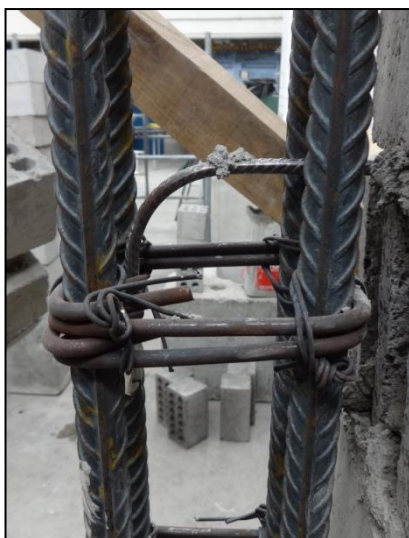
El mortero para pegar piezas se colocó en toda la superficie del ancho del muro, para que al colocar la pieza superior hubiera penetración de la mezcla dentro de los alveolos de la pieza inferior y si la hilada tenía refuerzo horizontal, cubriera completamente las varillas. Durante el proceso de construcción del muro se fueron separando piezas del lote para elaborar las probetas con las mismas mezclas de mortero con que se construyó el muro. Se hicieron tres muretes y tres pilas representativos de cada espécimen.

Después se colocó la cimbra para los castillos, a la cual se le hicieron 3 orificios a distintas alturas para que se pudiera introducir un vibrador pequeño de concreto que ayudara a que el concreto fluyera y se distribuyera correctamente hasta la base. En los casos de los muros **MB-2** a **MB-5**, las varillas de acero horizontal en los castillos generaron una especie de trampa que dificultaba que el concreto descendiera. Para resolver esto, al concreto de los castillos se le agregó un aditivo reductor de agua y fluidificante que ayudó a que la mezcla fuera más trabajable y pudiera bajar a través de las trampas de acero horizontal. El concreto se curó por la sección abierta de la cimbra de la parte superior. Se obtuvieron cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura para conocer las propiedades mecánicas del concreto.

Finalmente se colocó el armado y la cimbra de la dala y la losa para colarlas juntas. El concreto de estas secciones no llevó aditivo y la preparación de la cimbra tuvo que realizarse para que la losa tuviera los orificios requeridos para anclar con tornillos la viga de acero que se utilizó para distribuir la carga. El curado también fue superficial.



a) Vista de muro previo al colado de los castillos de confinamiento



b) Refuerzo longitudinal de los castillos y anclaje del acero horizontal con ganchos de 90°



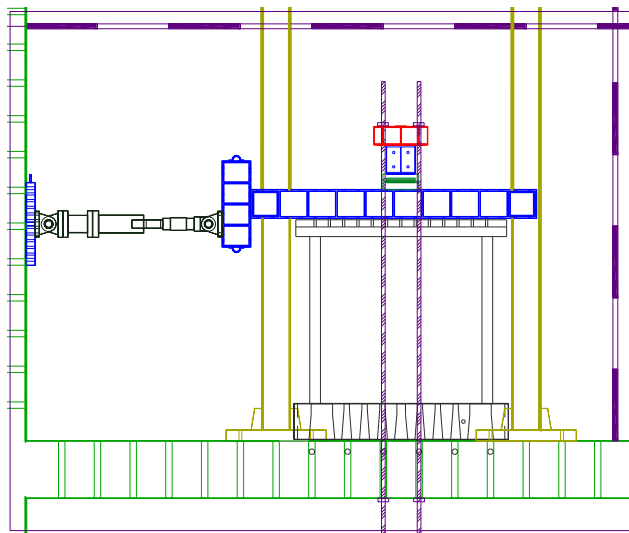
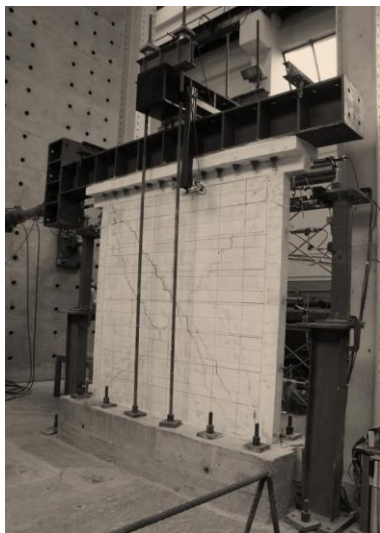
c) Tres varillas de refuerzo horizontal en la junta. La varilla de la izquierda esta instrumentada.

Figura 2.4 - Fotografías del proceso constructivo

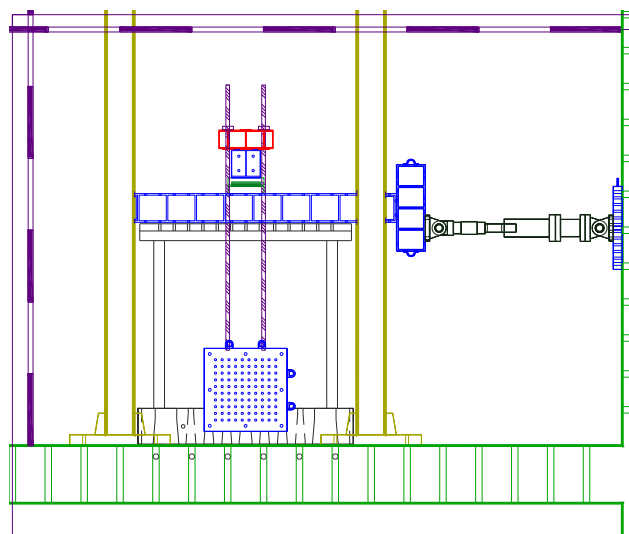
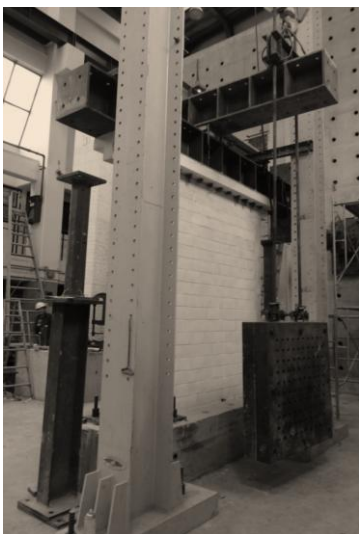
2.3. Dispositivos de Aplicación de Carga

La carga vertical se aplicó de manera que los muros recibieran un esfuerzo vertical constante de 4.7 kg/cm^2 (0.47 MPa). Se suspendió del muro la carga muerta dada por dos placas de acero atornilladas entre sí, con peso de 1300 kg cada una, mediante un yugo de acero, sobre una viga colocada transversalmente al plano del muro a una distancia de 105 cm del eje del muro como se observa en la Figura 2.5 b. La viga transversal se apoyó en una rótula para simular un apoyo simple entre la carga y el muro, y no transmitiera momento. Este arreglo se colocó en la parte superior de la viga de acero que repartía la carga a lo largo del muro como se muestra en la Figura 2.5.

La carga lateral o a cortante se aplicó mediante un gato hidráulico de 100 t que transmite su fuerza al muro mediante una viga de acero atornillada a la losa. El gato hidráulico fue manejado por un operador especializado mediante una bomba manual. La historia de carga de los ensayos se realizó de acuerdo con el apéndice A de las NTCM 2004, que divide la secuencia de carga en dos etapas. La primera controlada por carga hasta el primer agrietamiento diagonal, y la segunda etapa controlada por desplazamiento con aumento en los ciclos de 0.002 mm/mm haciendo un incremento y una repetición de cada ciclo.



a) Vista frontal del marco de carga



b) Vista trasera del marco de carga

Figura 2.5 - Arreglo de marco de carga y espécimen para las pruebas

2.4. Instrumentación

2.4.1. Instrumentación interna

Los alambres de refuerzo horizontal se instrumentaron con deformímetros eléctricos, también conocidos por strain gauges, que fueron distribuidos con un patrón de malla diagonal, con la intención de que fuera posible localizar las zonas críticas en las que falla el refuerzo. En la diagonal principal en ambos sentidos se colocaron deformímetros de alta deformación y en los demás puntos se usaron de tipo estándar. En los modelos que contaron con más de una varilla en la misma hilada, se instrumentó la que tuviera el diámetro más grande, pues se asume que las varillas de la misma hilada sufren la misma deformación

independientemente de su diámetro. Se instrumentaron también los castillos en sus extremos inferior y superior para monitorear su comportamiento durante la prueba; en la Sección 4.1 y 4.2 se hace una descripción del proceso de la información obtenida de los deformímetros.

2.4.2. Instrumentación externa

Para conocer los desplazamientos y deformaciones del muro, por la parte exterior se colocaron transductores de desplazamiento o LVDTs de 5, 10, 50, 100 y 200 mm de carrera del vástago. Para medir los desplazamientos del muro completo se usaron transductores apoyados en un marco que se instaló ajeno al muro, hecho con perfiles de acero. Para medir los desplazamientos relativos entre puntos del muro se usaron dos tubos, uno de diámetro mayor al otro que se deslizaban entre sí cuyos extremos fueron atornillados al muro con la ayuda de espárragos anclados. A los tubos se les colocó un lubricante para que deslizaran fácilmente y se fijaron los LVDTs entre el tubo exterior y el interior, adicionalmente, se colocaron celdas de carga para registrar y monitorear la carga lateral y las cargas verticales durante la prueba. La configuración de los aparatos se presenta en la Figura 2.6.

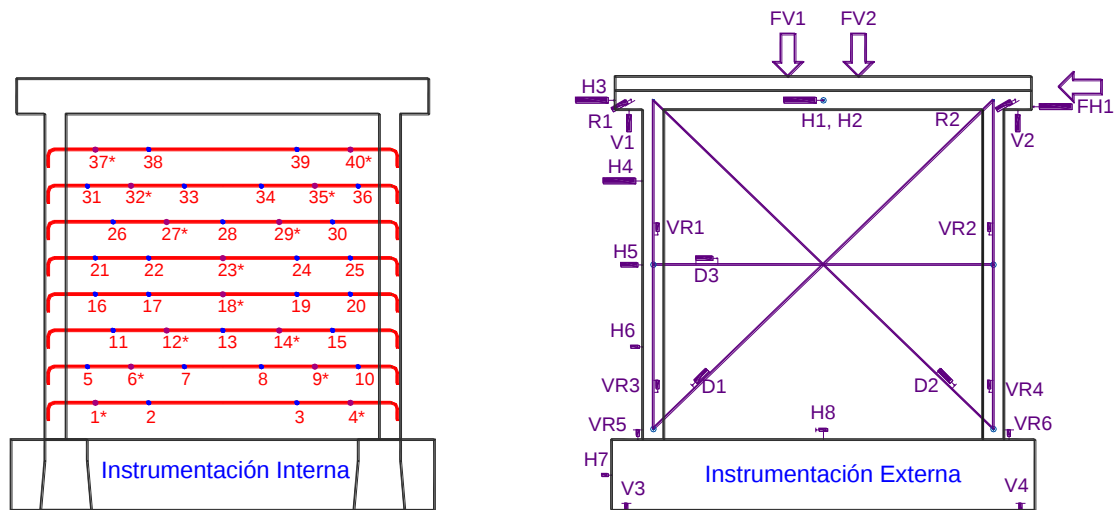


Figura 2.6 - Instrumentación de los especímenes.

2.4.3. Adquisición de Datos

La adquisición de datos se realizó a través de un registrador TDS acoplado a dos consolas para conectar los 91 canales que incluyen las celdas de carga, los LVDTs y los deformímetros del acero a una computadora de escritorio. A través de un programa de adquisición de datos se fue registrando el experimento en un archivo de datos.

2.4.4. Pruebas de material

Se realizaron pruebas a los materiales de construcción en la máquina universal del Laboratorio de estructuras grandes de CENAPRED. Los materiales consistieron en:

- 18 pilas y 18 muretes de los cuales tres son representativos de cada muro
- 40 cubos de mortero

- 80 cilindros de concreto
- 12 probetas de varillas de distinto diámetro

En la Tabla 2.2 se presentan las resistencias nominales de los muros calculadas con las fórmulas de las NTCM 2004; los valores de f_m y de v_m se obtuvieron del promedio de las tres probetas que se hicieron de cada muro. Estos valores se muestran en el Anexo A.

Tabla 2.2 - Resistencias nominales calculadas con los esfuerzos promedio de las probetas del material

Muro	p_h (%)	$p_h f_y$ (kg/cm ²)	f_m (kg/cm ²)	v_m (kg/cm ²)	V_m (t)	η	V_s (t)	V_R (t)
MB-0	0	0.00	111.77	11.88	22.58	-	-	22.58
MB-1	0.0385	2.31	114.90	8.97	18.10	0.6	4.25	22.36
MB-2	0.1026	6.15	119.28	12.11	22.93	0.58	10.95	33.88
MB-3	0.1538	9.23	118.29	11.59	22.13	0.2	5.67	27.81
MB-4	0.2051	12.31	156.72	12.12	22.94	0.2	7.56	30.50
MB-5	0.2628	15.77	109.03	12.40	23.38	0.2	9.69	33.06

Capítulo 3. Comportamiento de los muros

Se presenta una descripción del comportamiento histerético durante la prueba a carga cíclica alternada de cada modelo según su cuantía de acero horizontal. La evolución del daño que se presentó durante las pruebas se describe detalladamente mediante fotografías ya que para los distintos modelos la distribución del daño fue diferente. Se presenta un resumen de los resultados del primer agrietamiento diagonal, resistencia máxima, de falla y última de los especímenes y la comparación global entre los modelos del experimento.

3.1. Consideraciones

Los parámetros principales que se utilizaron para medir el comportamiento de los especímenes fueron la carga cortante que se obtuvo a través de una celda de carga colocada en el gato hidráulico de 100 t. La distorsión es la relación del desplazamiento medido en el transductor colocado al centro del muro en la parte inferior de la trabe de concreto y la altura del aparato respecto a la base del muro. En cuestiones de unidades de desplazamiento se usan mm/mm en porcentaje. La comparación de las envolventes se hace al final del capítulo.

El punto de agrietamiento diagonal se obtuvo de concertar tres criterios: el primero es el momento en que el acero horizontal comenzó a deformarse, el segundo es el agrietamiento físico en el muro obtenido de las fotografías de la prueba y finalmente con el ciclo histerético donde el lazo del incremento de carga cambió de pendiente. La resistencia máxima de los muros se obtuvo del punto más alto de las curvas histeréticas, la resistencia a la falla se consideró como $V_{falla} = 0.8 V_{máx}$ y se encontró mediante una interpolación de puntos en la envolvente positiva del diagrama histerético. La resistencia última se interpretó como el último pico del ciclo en el que la prueba todavía era estable.

3.2. Descripción de ensayos

3.2.1. MB-0 ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.1.1. Comportamiento histerético de MB-0

El primer muro en probarse fue el muro control **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$), que no contó con refuerzo horizontal. La importancia de éste muro es que permite analizar el comportamiento del sistema confinado para saber cuál es la carga y desplazamiento máximo al que llegan los muros sin la ayuda del refuerzo horizontal, además de comparar el tipo de daño que presentó con el de los demás muros.

La curva histerética de este espécimen (Figura 3.1) muestra una fuerza cortante de agrietamiento diagonal V_{agr} de 16.6 t a una distorsión γ_{agr} del 0.046%, aunque desde 9.95 t se presentaron agrietamientos en la esquina inferior izquierda que no alteraron significativamente la curva envolvente y por lo mismo, no se consideró en ese punto el primer de primer agrietamiento diagonal. El cortante máximo $V_{máx}$ fue de 30.7 t a una distorsión $\gamma_{V_{máx}}$ de 0.37%. Los picos de los ciclos posteriores fueron disminuyendo de carga; la fuerza cortante de falla V_{falla} resultó de 24.6 t a una distorsión γ_{falla} de 0.72%. Se continuó la prueba hasta llegar a 0.8%, aunque el último punto registrado para la envolvente fue con desplazamiento γ_u de 0.88% donde la

resistencia V_u disminuyó a 20.7 t que se considera la carga última. En los ciclos de carga positivos el muro resistió 6.3 t más que en los ciclos negativos, en donde la resistencia máxima alcanzada fue de 24.4 t. La asimetría en las resistencias de los ciclos positivos y negativos se debe a que el agrietamiento que se presentó en los ciclos positivos no recuperó su posición original provocando fricción entre las grietas en los ciclos consecuentes debilitando el material y reduciendo la resistencia en los ciclos negativos.

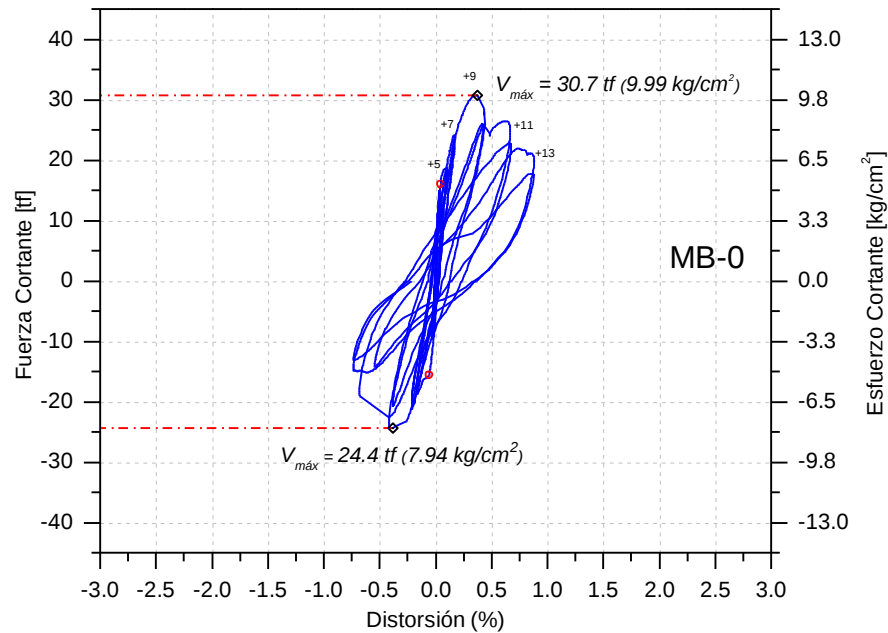


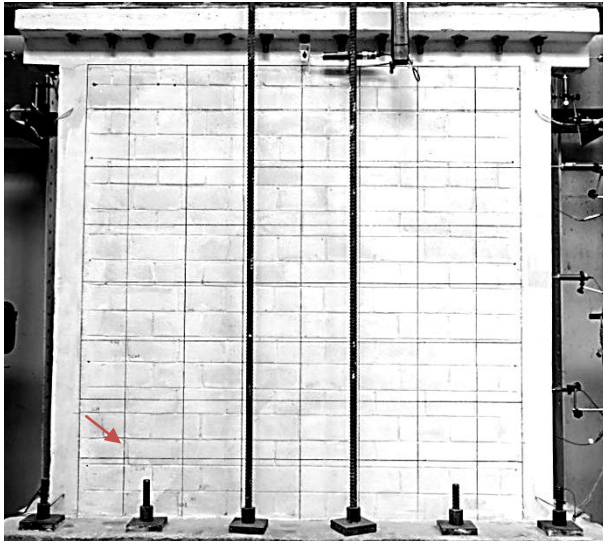
Figura 3.1 - Curvas de Histéresis de MB-0 ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.1.2. Evolución del daño de MB-0

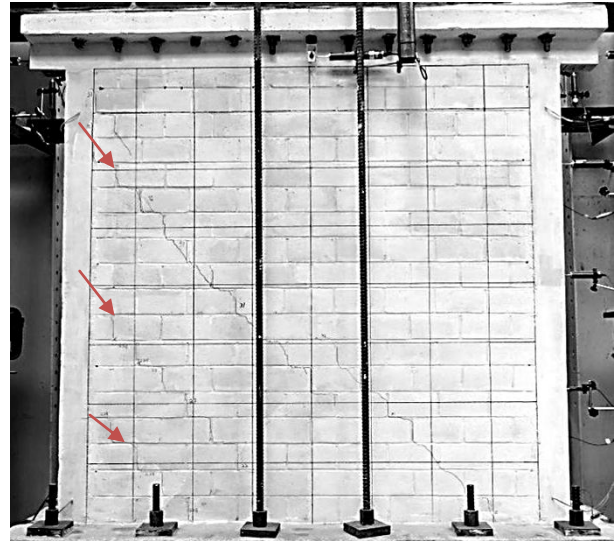
Con el modelo control **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) sin refuerzo horizontal, la primera grieta se presentó en la esquina inferior izquierda siguiendo las juntas de mortero (Figura 3.2.a). En el momento del agrietamiento diagonal, el muro tenía tres grietas paralelas desde el extremo superior izquierdo al inferior derecho, donde la grieta superior fue a través de las piezas (Figura 3.2.b). Las grietas iban apareciendo conforme se incrementaba la deformación en el muro, inicialmente por las juntas y posteriormente atravesando las piezas de concreto. El mayor espesor de grietas se presentaba en el pico de los ciclos llegó a ser hasta de 10 mm, al descargar el muro, las grietas disminuían su espesor, pero todavía permanecían abiertas hasta 4 mm.

Cuando el muro alcanzó la resistencia máxima, tenía dos grietas paralelas diagonales en sentido positivo que pasaron por las piezas y una grieta diagonal para el sentido negativo que en la parte superior pasaba por las juntas pero en la parte inferior por las piezas. El daño comenzaba a penetrar en los extremos de los castillos que ya presentaban pequeñas grietas horizontales de flexión (Figura 3.2.c). En ciclos posteriores a la resistencia máxima, el muro tuvo una degradación estable de la resistencia. El daño en el panel se incrementó a lo largo de las grietas diagonales en forma de equis, y con ellas el muro se dividió en cuatro bloques en forma de triángulo cada uno. Los bloques superior e inferior tuvieron poco daño, que se distribuyó principalmente en los bloques laterales, en contacto con los castillos. En estas secciones se

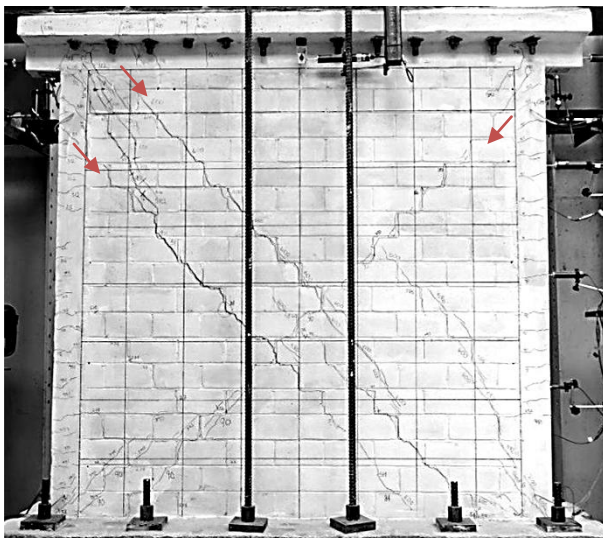
presentaron grietas verticales a media pieza de distancia de los castillos. La falla final fue con las dos grietas a 45° en cada sentido de esquina a esquina que degradaron las piezas y penetraron en el concreto de los extremos inferiores de los castillos (Figura 3.2.d).



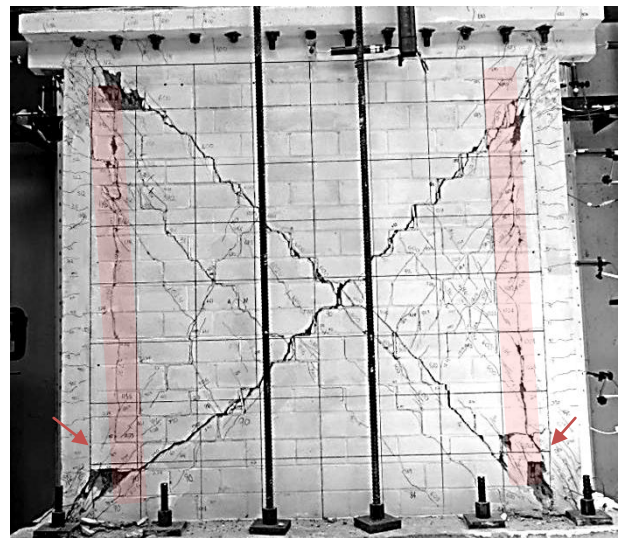
a) Primer agrietamiento inclinado



b) Primer agrietamiento diagonal



c) Resistencia máxima



d) Estado final

Figura 3.2 - Fotografías de estados de daño del muro MB-0 en distintas etapas de la prueba

3.2.2. MB-1 ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.2.1. Comportamiento histerético de MB-1

La cuantía de acero del modelo **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) fue menor a la mínima permitida por las NTCM 2004, como refuerzo horizontal sólo se colocó una varilla de 5/32" cada dos hiladas; el comportamiento histerético se muestra en la Figura 3.3. El agrietamiento diagonal se presentó a V_{agr} de 17.6 t a distorsión γ_{agr} de 0.069%. La carga cortante máxima $V_{m\acute{a}x}$ que resistió el muro fue de 32.2 t en $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ de 0.58%, en el incremento negativo sufrió una falla que no permitió continuar la prueba para no dañar los instrumentos de medición colocados en el muro. En este caso no se calculó cortante o distorsión de falla y último; pues no hubo ciclos posteriores a la carga máxima por lo que se considera que la distorsión última γ_u que se registró fue la misma que $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$.

El comportamiento del muro **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) fue más frágil que **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$), pues no tuvo mucha capacidad de deformación. Sin embargo, en la curva de histéresis (Figura 3.3) se distingue que las cargas en ciclos positivos y negativos fueron casi simétricas con una carga máxima negativa de 30.2 t, es decir, el muro tenía una resistencia parecida en ambos sentidos de la carga alternada, situación que el muro **MB-0** no desarrolló.

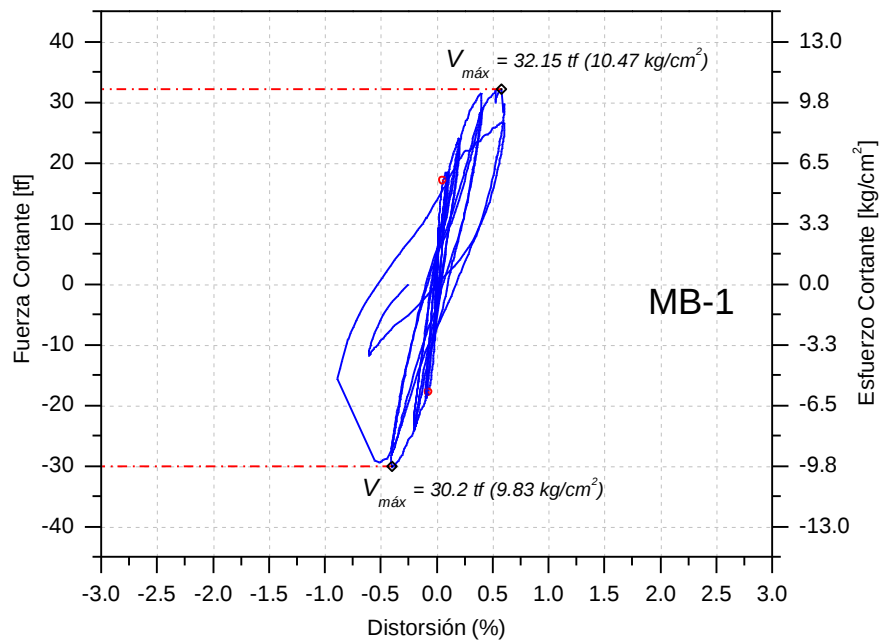


Figura 3.3 - Curvas de Histéresis de MB-1 ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.2.2. Evolución del daño de MB-1

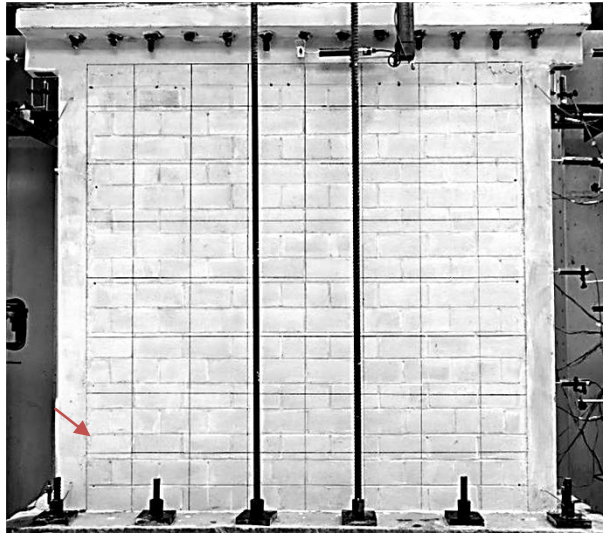
En el caso **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$), la primera grieta inclinada apareció en la esquina inferior izquierda por las juntas al igual que en **MB-0**, mostrada en la Figura 3.4.a. El primer agrietamiento diagonal se presentó de la esquina superior izquierda a la esquina inferior derecha, siguiendo las juntas en la parte superior y a través de las piezas en la parte inferior (Figura 3.4.b). La distribución del daño comenzó

más distribuida en el área del panel del muro con grietas a 45° en diferentes alturas. Se observó que en los picos de ciclo donde la carga era mayor, las grietas se ensanchaban hasta 4 mm y reducían recuperando su forma parcialmente al descargar con un espesor de 0.5 mm.

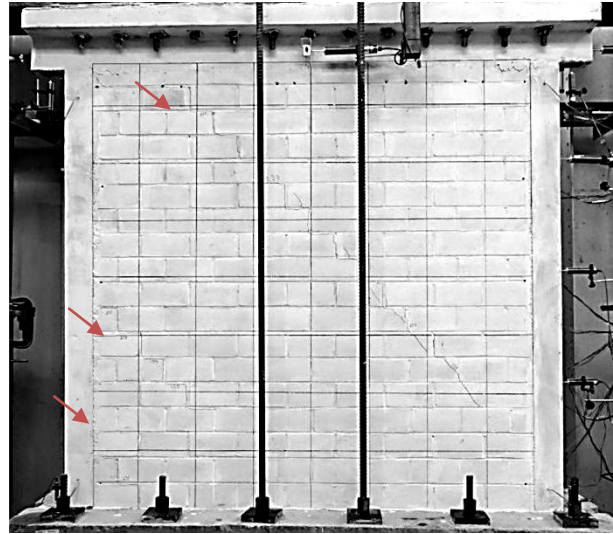
En la resistencia máxima del muro se formaron dos grietas diagonales predominantes de extremo superior por las juntas a extremo inferior del muro por las piezas de 5 mm de espesor, donde se concentró el daño y también aparecieron algunas grietas de flexión en los castillos (Figura 3.4.c). En el incremento negativo a la distorsión de 0.6% fallaron algunas varillas, y durante el ciclo de repetición positivo la abertura de las grietas fue suficiente para provocar la ruptura en cadena de las varillas de refuerzo a distintas alturas, provocando que la grieta diagonal principal se abriera abruptamente desde la esquina superior derecha a la inferior izquierda. Al final de la prueba, el daño en la mampostería se concentró en la esquina superior derecha del muro donde hubo un desprendimiento de las paredes externas del block de concreto. La falla por ruptura del acero horizontal de este espécimen se considera de tipo frágil. Se dio por terminado el ensaye debido a que la anchura de grieta del muro sin carga fue de 14 mm (Figura 3.4.d).

El daño dividió el muro en cuatro bloques principales de manera similar al muro control, donde los triángulos en contacto con los castillos se dañaron más en comparación con los triángulos inferior y superior del muro, aunque el triángulo superior redujo su área debido al daño de las esquinas superiores. En el análisis de los deformímetros adheridos al acero de refuerzo horizontal, se obtuvo que en la distorsión del muro a 0.4% los alambres llegaron a la deformación de fluencia, y en el siguiente incremento a 0.6%, la deformación se incrementó aún más para provocar la ruptura. Aunque en este caso, la fuerza necesaria para la falla del alambre es relativamente pequeña (720 kg aprox.).

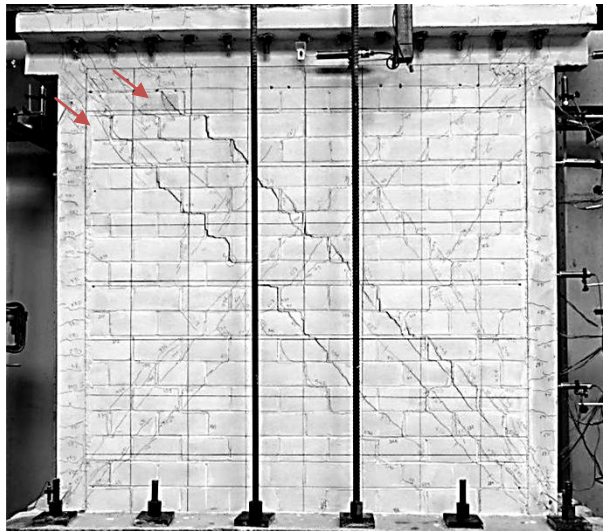
En la demolición del muro se notó que los puntos de ruptura de los 8 alambres coincidieron con la diagonal de carga positiva en el muro. El séptimo alambre de refuerzo localizado a 182 cm de la base del muro se rompió en los dos puntos que coincidieron con las grietas diagonales principales, en la Figura 3.4 d se indican con círculos los puntos de ruptura de esa varilla. Los registros de los deformímetros cercanos a los dos puntos de ruptura muestran deformaciones independientes entre sí. Este hecho se podría atribuir a que si la mampostería no tiene daño intermedio entre dos puntos de una varilla de refuerzo horizontal, a una distancia determinada, que en este caso fue de aproximadamente 60 cm; la deformación de estos al coincidir con un agrietamiento, es localizada y por lo tanto es independiente de deformaciones en otros puntos de la misma varilla. Se interpreta entonces que las varillas desarrollaron fuerzas por combinación de adherencia con el mortero en la junta y la carga vertical en el muro, sin embargo no se tiene una estimación al respecto. Este fenómeno en combinación con otros factores lo utiliza Schultz (1996) para establecer un criterio de cuantía de refuerzo horizontal mínimo para muros de mampostería reforzada.



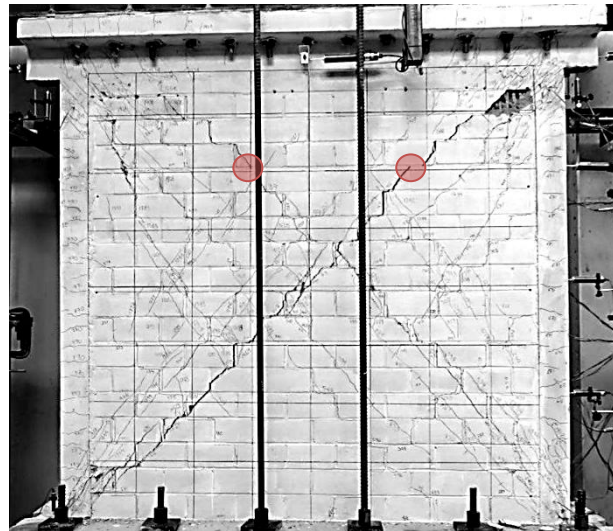
a) Primer agrietamiento inclinado



b) Primer agrietamiento diagonal



c) Resistencia máxima



d) Estado final

Figura 3.4 - Fotografías de estados de daño del muro MB-1 en distintas etapas de la prueba

3.2.3. MB-2 ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.3.1. Comportamiento histerético de MB-2

La cuantía con la que contó el espécimen **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) corresponde a la mínima permisible por el reglamento NTCM 2004. Se le colocó una varilla de 1/4" cada dos hiladas. El problema constructivo que se presentó al colocar la varilla fue que el espesor máximo de la junta de 12 mm permitido por la NTCM no fue suficiente para darle estabilidad a la pieza en el pegado con mortero debido a

los bulbos de protección de los deformímetros eléctricos, por lo que se tuvo que incrementar el ancho de junta a 14 mm en las que llevaban refuerzo.

El primer agrietamiento diagonal fue ante una carga V_{agr} de 20.2 t a una distorsión γ_{agr} de 0.064%. La resistencia máxima $V_{m\acute{a}x}$ que se alcanzó fue de 37.7 t a distorsión $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ de 0.78%. La carga cortante de falla al 80% de la máxima V_{falla} fue de 30.2 t en γ_{falla} de 1.39%. Al final de la prueba se registró una distorsión máxima γ_u de 1.67% con una carga lateral última V_u de 25.8 t como se muestra en la Figura 3.5.

El cambio con el comportamiento del modelo anterior **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) es considerable, pues con 3.8 kg/cm^2 más de cuantía alcanzó 1.08% más de distorsión y resistió 5.7 t adicionales. La carga máxima en ciclos positivos y negativos es similar con 3.7 t y 37.2 t respectivamente; en los ciclos de repetición se muestran trayectorias muy parecidas a las de los ciclos de incremento en las ramas de descarga.

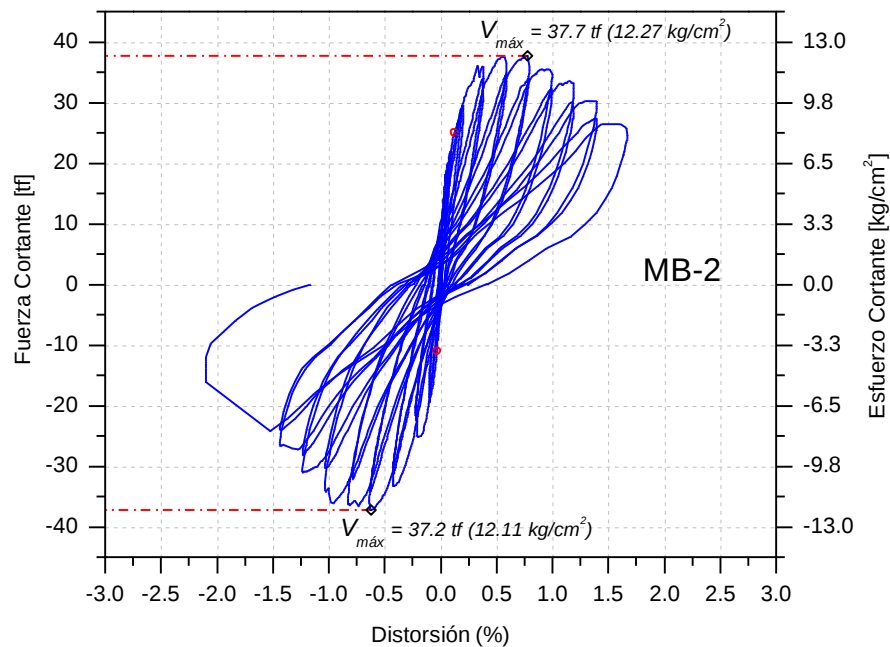
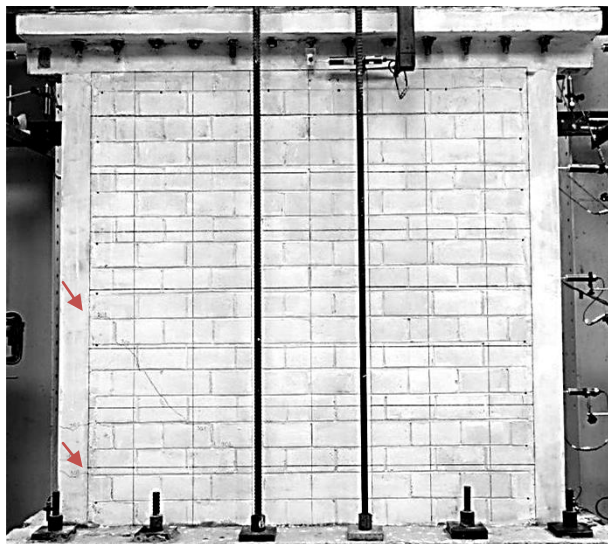


Figura 3.5 - Curvas de Histéresis de MB-2 ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$)

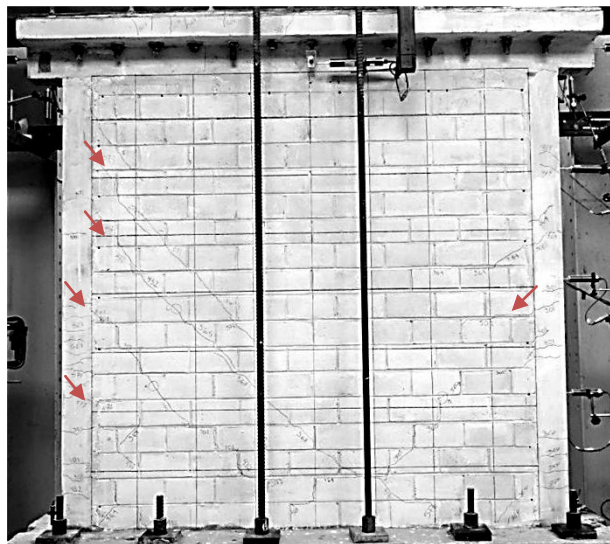
3.2.3.2. Evolución del daño de MB-2

En el modelo **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$), el daño comenzó con una grieta de 0.5 mm en la esquina inferior izquierda, el agrietamiento diagonal no fue de esquina a esquina porque surgieron varias grietas diagonales de hasta 0.8 mm de espesor a distintas alturas del muro que se detuvieron al centro (Figura 3.6.a y b).

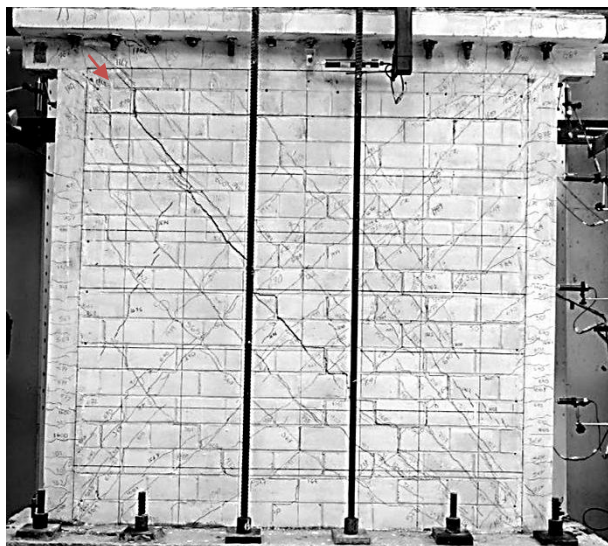
Conforme se fue incrementando la carga, aparecieron grietas paralelas a la principal que sí llegaron hasta la esquina. Visualmente se aprecia que el campo de compresión extiende su espesor haciendo el puntal más ancho en el centro del muro, aunque en las cercanías de las esquinas inferiores se vuelve a concentrar. La evolución del daño se distribuyó paulatinamente en el resto del panel con grietas pequeñas, que se cerraban hasta ser casi imperceptibles con 0.15 mm cuando el muro no tenía carga.



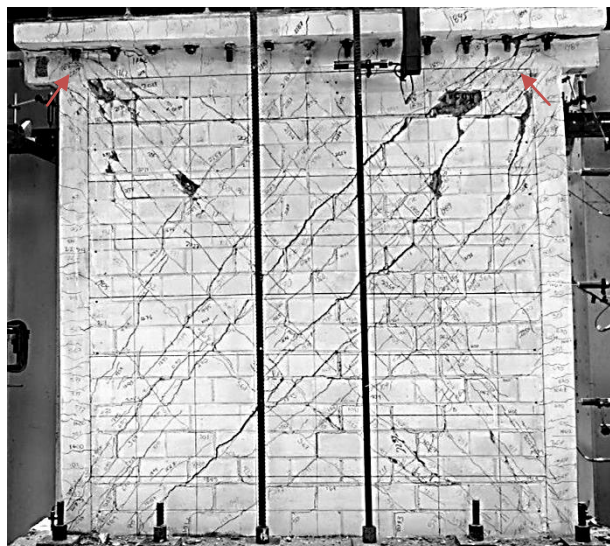
a) Primer agrietamiento inclinado



b) Primer agrietamiento diagonal



c) Resistencia máxima



d) Estado final

Figura 3.6 - Fotografías de estados de daño del muro MB-2 en distintas etapas de la prueba

En los picos de los ciclos de carga, siempre hay una grieta predominante que se abre más que las demás que no siempre es la misma que en el pico anterior, y con el avance de la prueba, el punto más ancho de las grietas generalmente se iba recorriendo cada ciclo hacia la parte superior del muro, en la carga máxima la grieta tenía 6 mm de espesor (Figura 3.6.c). A comparación de los modelos anteriores, el comportamiento del muro **MB-2** fue más estable en la prueba. Una característica que se observó fue un agrietamiento en la unión de la dala con la losa, y en los últimos ciclos, ese daño se hizo mayor al unirse con el de los castillos en la parte superior hasta llegar a 11 mm (Figura 3.6 d). Esto puede ser indicador de un diseño deficiente para el armado de la dala en la cual no se proporcionó espaciado menor entre los estribos de los extremos provocando que el daño se concentrara en estas zonas. En el caso de los castillos, el daño en la base fue menor en comparación con el de la trabe. Un factor que pudo originar este cambio es que a partir de este

espécimen se le colocó al concreto un aditivo fluidificante para que lograra pasar entre las obstrucciones que forma el anclaje del refuerzo horizontal.

A partir de la distorsión de 0.8%, las piezas se comenzaron a degradar en las cercanías de las intersecciones de las grietas, las cuales ya tenían un espesor de 10 mm. Al final de la prueba, en la mampostería se presentó daño en forma de aplastamiento de las piezas en la parte superior del muro. Las grietas de flexión en los castillos se incrementaron en toda la altura (Figura 3.6.d). Los resultados muestran que el refuerzo que tuvo menor deformación fue el de la primera posición a partir de la base del muro, y los que mostraron mayores deformaciones fueron las varillas de la cuarta posición en adelante. El refuerzo de la octava posición y el más elevado comenzó a fluir a partir de distorsión de 0.6%. Al final de la prueba, los refuerzos en todas las posiciones habían fluido.

3.2.4. MB-3 ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.4.1. Comportamiento histerético de MB-3

El muro **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) tuvo refuerzo de 2 varillas de 3/16" y una de 5/32". La cuantía asignada a este muro está dentro de los límites establecidos por las NTCM 2004, aunque las normas prevén que para esa cuantía la eficiencia η sería del 20%. El primer agrietamiento diagonal V_{agr} se presentó a 20.2 t con una distorsión γ_{agr} del 0.064%. El modelo **MB-3** fue el más resistente a carga cortante de esta serie de muros ya que la carga máxima $V_{m\acute{a}x}$ que resistió fue de 43 t en el ciclo de incremento positivo a un desplazamiento $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ de 0.81%. La carga de falla V_{falla} que se calculó resultó ser de 34.4 t a una distorsión γ_{falla} de 1.48%. Se consideró que el muro había alcanzado su resistencia última a una distorsión máxima γ_u de 1.62%. con resistencia V_u de 29.4 t. Al igual que **MB-2**, la resistencia máxima de los ciclos positivos fue parecida con 43 t y 41.6 t, respectivamente (Figura 3.7).

Después de haber alcanzado la resistencia máxima, el muro tuvo una degradación estable de la resistencia. La distribución del daño se incrementó en el área del panel comparado con los muros **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) a **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$). Se discute en el Capítulo 5 que la resistencia experimental de este modelo fue la más subestimado en cálculo de las NTCM 2004.

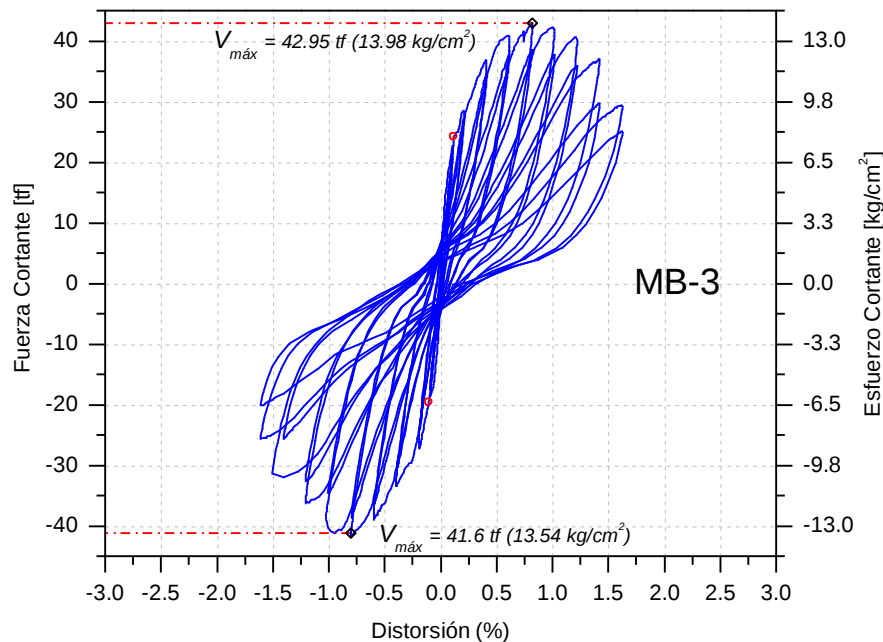
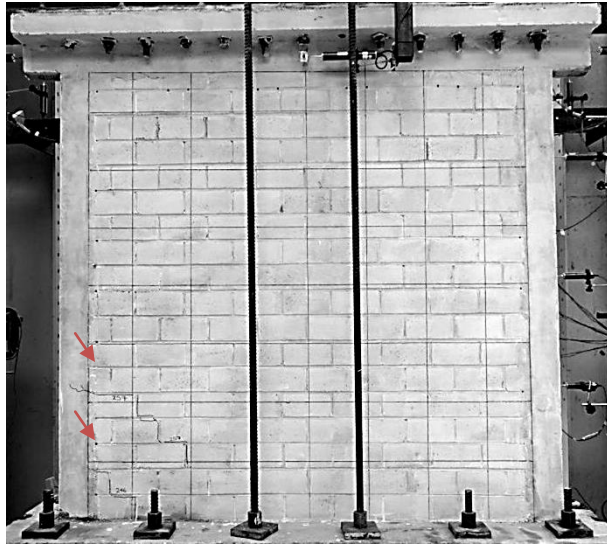


Figura 3.7 - Curvas de Histéresis de MB-3 ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$)

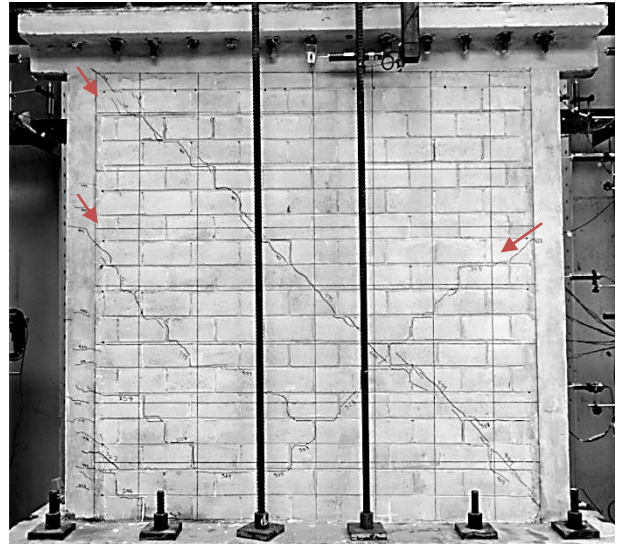
3.2.4.2. Evolución del daño de MB-3

La evolución del daño en **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) fue parecida a la del muro **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$). Como en los casos anteriores, el primer agrietamiento se presentó en la esquina inferior izquierda (Figura 3.8.a) y la primera grieta diagonal fue de esquina a esquina del panel a través de las piezas del muro, con otras grietas paralelas en la parte inferior en las juntas de mortero (Figura 3.8.b). Las grietas se presentaron en los ciclos de incremento de desplazamiento y en los ciclos de repetición solamente se abrían hasta 0.8 mm y extendían su longitud y ramificaciones. La recuperación del posición de las grietas en los ciclos de descarga fue casi al 100% en las primeras etapas de la prueba con espesores de 0.1 mm.

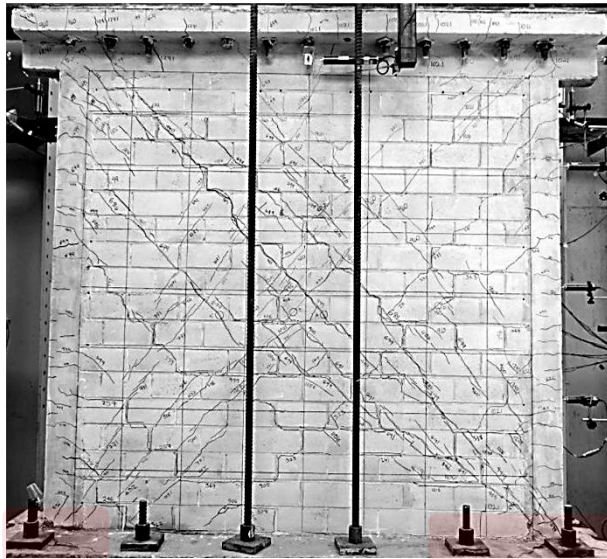
El daño se fue presentando con espaciado constante entre grietas paralelas que atravesaron las piezas, aunque se concentraba en los extremos inferiores del panel; en la carga máxima del ciclo positivo, el espesor registrado de grieta fue de 3 mm y en ciclo negativo de 10 mm (Figura 3.8.c). La grietas llegaron a la trabe y losa incluso dañando severamente la unión entre éstas. Al final de la prueba, el muro presentaba aplastamiento de piezas en las zonas donde la trayectoria de las grietas coincidía por el mismo lugar. En el tercio medio del muro se dañaron tanto las piezas, que se formaron agujeros de hasta 15 cm donde se veía de un lado a otro del muro. Incluso se veían los alambres de refuerzo, que al parecer ayudaban a sostener las hiladas de arriba del agujero. La base en la que se desplantaron los muros también presentó daño superficial en la zona de unión de la base con fisura en promedio de 10 mm alrededor del castillo. (Figura 3.8.c y d).



a) Primer agrietamiento inclinado



b) Primer agrietamiento diagonal



c) Resistencia máxima



d) Estado final

Figura 3.8 - Fotografías de estados de daño del muro MB-3 en distintas etapas de la prueba

3.2.5. MB-4 ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.5.1. Comportamiento histerético de MB-4

El modelo **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) se reforzó con dos varillas de 1/4", su cuantía excede en 0.31 kg/cm^2 del límite máximo para piezas sólidas de las NTCM 2004. La resistencia a compresión de las pilas representativas de este muro resultó considerablemente mayor a la de los otros especímenes. En la bitácora de construcción se asentó que las piezas tenían una mayor humedad que en el resto de los

muros debido a que habían estado expuestas a la lluvia y no habían secado totalmente al momento de la construcción del muro. Esta condición de humedad de las piezas pudiera explicar la variación en la resistencia de las pilas. El primer agrietamiento diagonal se presentó cuando la carga V_{agr} fue de 18.1 t con distorsión γ_{agr} de 0.076%. Durante el experimento, la carga máxima que se registró fue de $V_{m\acute{a}x}$ 39.5 t para ciclos positivos a distorsión $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ de 1.02%. En este caso, la resistencia V_{falla} fue de 31.6 t con distorsión γ_{falla} de 2.06%.

Se dio por terminada la prueba en el ciclo con desplazamiento objetivo a 2.2%; después de alcanzar las 28.5 t con distorsión de 2%, donde el muro tuvo un desplazamiento excesivo de tal forma que el operador de la bomba que manipula el gato hidráulico no pudo retirar la carga. Se llegó a una distorsión máxima de 2.58% donde la carga fue de 28.05 t. Este evento se distingue en la Figura 3.9 por la última curva amplia del diagrama en los ciclos positivos. Debido a esto se considera que la carga y distorsión última coinciden con los de falla y no se toma en cuenta el último pico de ciclo.

En comparación con el muro **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$), la carga máxima fue 3.5 t menor, lo que quiere decir que la resistencia disminuyó a pesar de que la cuantía de **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) fue mayor. Sin embargo, la capacidad de deformación de falla del muro sí aumentó, en 0.58% de distorsión. El comportamiento durante la prueba fue distinto al de los otros modelos ya que se percibieron fallas por tensión diagonal y también por deslizamiento en las juntas. La distorsión máxima que presentó este espécimen excede a los de toda la serie. La carga máxima de los ciclos positivos y negativos son similares, salvo el momento en que se presenta la carga máxima negativa a distorsión de 0.6% y la positiva a 1%.

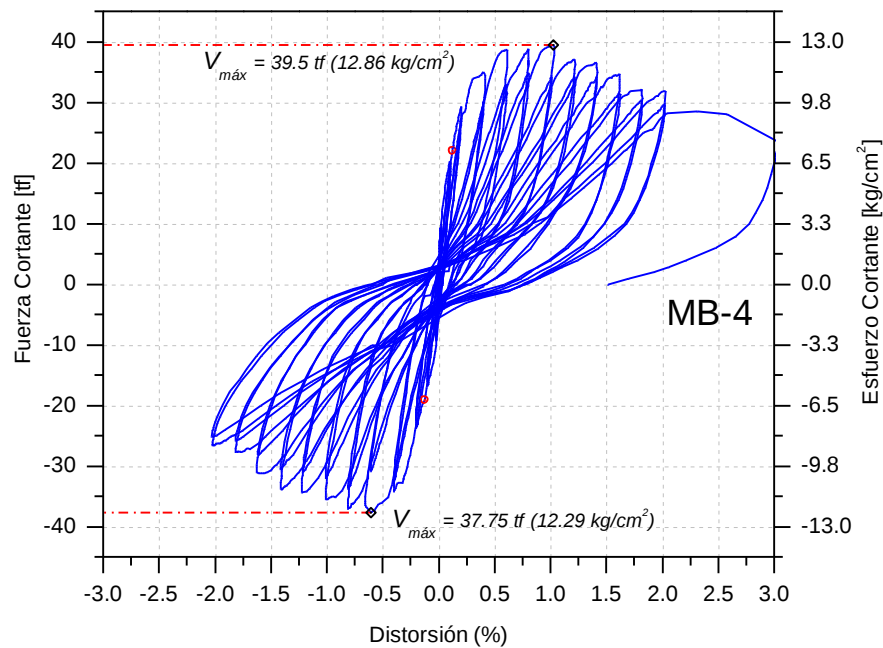
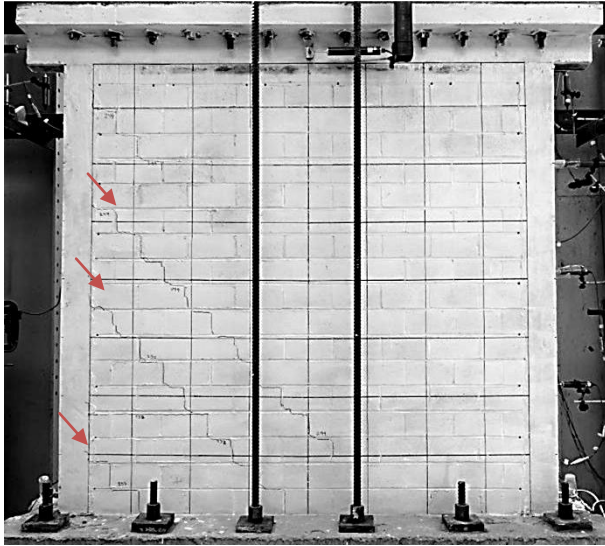
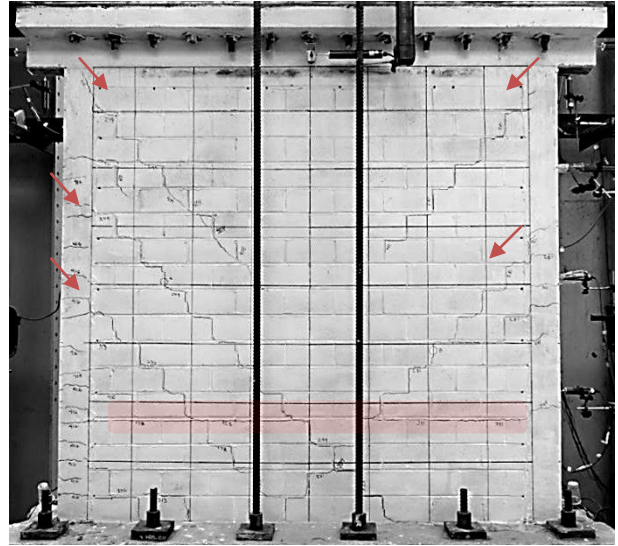


Figura 3.9- Curvas de Histéresis de MB-4 ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$)

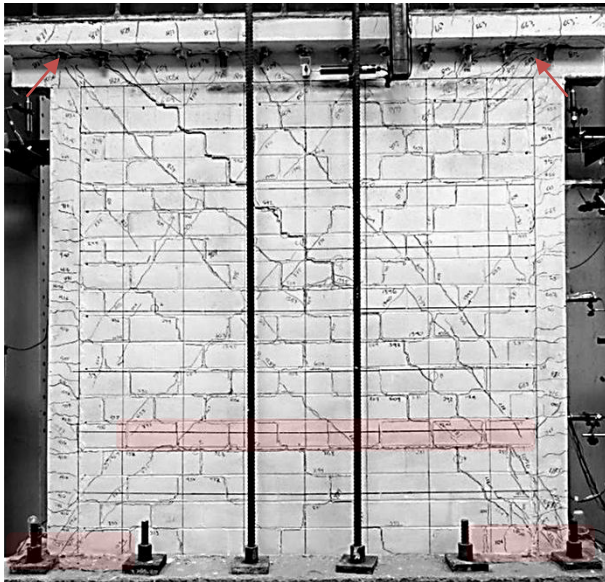
3.2.5.2. Evolución del daño de MB-4



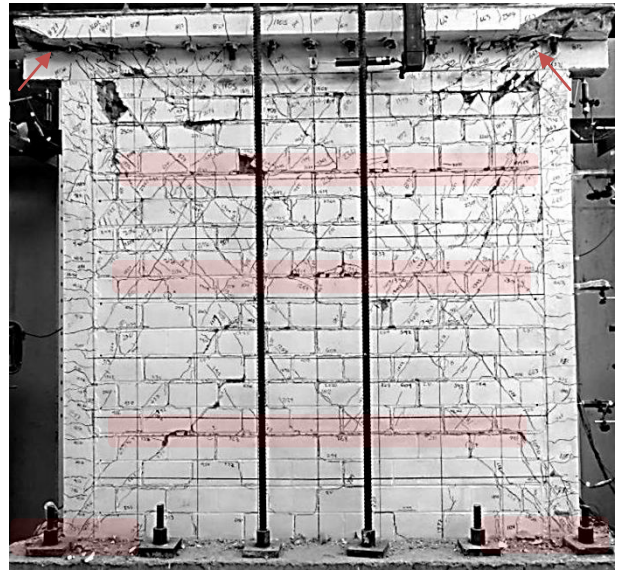
a) Primer agrietamiento inclinado



b) Primer agrietamiento diagonal



c) Resistencia máxima



d) Estado final

Figura 3.10 - Fotografías de estados de daño del muro MB-4 en distintas etapas de la prueba

El comportamiento del muro **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) fue distinto al de los demás de la serie, en parte debido a lo antes mencionado que las piezas estaban mojadas durante su construcción. El primer agrietamiento inclinado se presentó por las juntas en tres grietas paralelas de la esquina (Figura 3.10.a). El agrietamiento diagonal fue de espesor de 0.4 mm y no fue de esquina a esquina sino que se detuvo en el centro. En ciclos posteriores al agrietamiento diagonal se fue formando una grieta completamente horizontal en la parte superior de la cuarta hilada, a la altura de la posición del segundo refuerzo horizontal (ver sombreado en la Figura 3.10.b y c) que comenzó por los extremos opuestos y, en el punto de la carga máxima en ciclos negativos a distorsión de 0.6% (Figura 3.9), se juntaron las grietas

haciendo un plano de falla por deslizamiento con un desplazamiento relativo de hasta 6 mm. Esta falla coincide en altura con la del cambio de espaciamiento de los estribos del castillo. (Figura 3.10.a y b). En la resistencia máxima, la mayoría de las grietas del muro fue escalonada por las juntas y muy pocas por las piezas, la grieta principal tuvo un espesor de 7.5 mm (Figura 10.c).

En ciclos posteriores a la carga máxima, el panel no presentó aplastamiento de las piezas y la mayoría de las grietas se concentraron en las juntas de mortero con espesores de 10 mm, solamente en los ciclos con distorsiones mayores a 1.4% del muro las grietas atravesaron las piezas (Figura 3.10.d). El daño también se extendió hacia la dala, losa y en la unión de los castillos con la base de cimentación. Se presentaron otros dos planos de deslizamiento aproximadamente al final de la hilada 10 (5º refuerzo) y de la hilada 14 (7º refuerzo) dividiendo el muro en cuatro bloques. En la Figura 3.10.d se ve la diferencia entre el daño del primer bloque desde la base hasta la hilada 4 que es casi nulo, el del bloque intermedio de la hilada 4 a la hilada 10 que sí tiene daño aunque concentrado en ciertas grietas, el tercer y cuarto bloque de la hilada 10 a la 14 y de la 14 a la parte superior del muro respectivamente, en el que el daño se generalizó provocando grietas en la losa, incluso en la parte central.

3.2.6. MB-5 ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$)

3.2.6.1. Comportamiento histerético

El muro **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) contiene como refuerzo horizontal dos varillas de 1/4" y una de 3/16", la cuantía excede en 3.77 kg/cm^2 la cuantía máxima de las normas NTCM. El propósito de éste modelo fue examinar lo que sucedía con la resistencia a cortante al colocar una alta cuantía de acero para el tipo de piezas de block de concreto. El primer agrietamiento se presentó a V_{agr} 23.7 t con distorsión γ_{agr} de 0.12%. Las grietas que se presentaron fueron por tensión diagonal y por las juntas.

La resistencia máxima que se presentó en los ciclos positivos $V_{m\acute{a}x}$ fue de 39.6 t con distorsión $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ de 1.01%, la cual es muy parecida a la del modelo **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$). La resistencia de falla V_{falla} se calculó de 31.7 t y la distorsión γ_{falla} de 1.55%. Al final de la prueba, el espécimen tuvo una distorsión última γ_u de 1.8%, y la carga V_u de 23.4 t. Aunque para efectos de comparaciones en este trabajo, sólo se toman los valores de los ciclos positivos, es importante mencionar que este muro fue el único en el cual la resistencia máxima se presentó en el ciclo negativo a 40.6 t en el incremento hacia 0.6%.

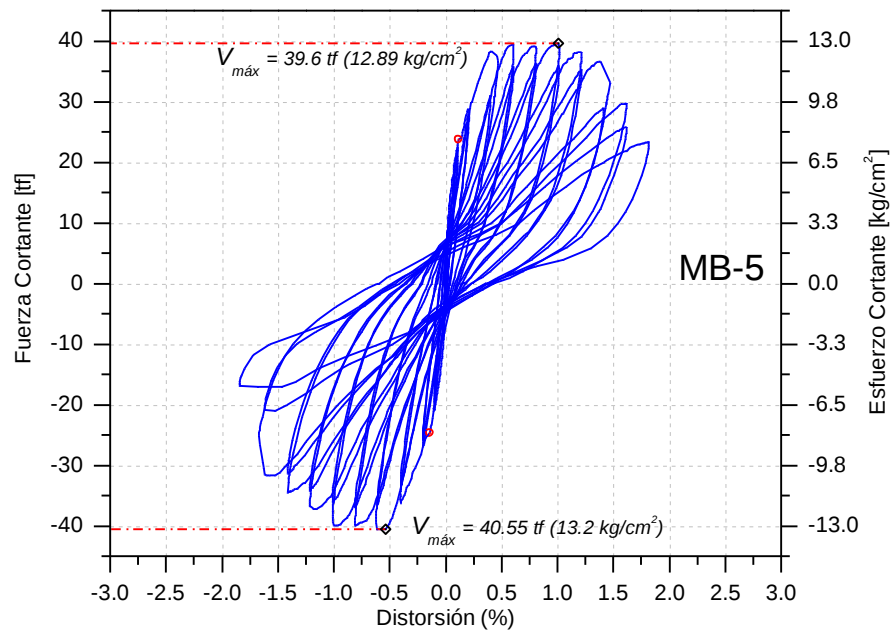
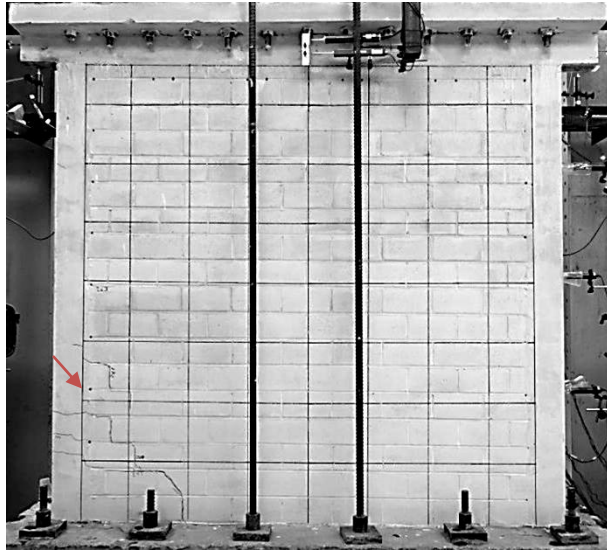


Figura 3.11 - Curvas de Histéresis de MB-5 ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$)

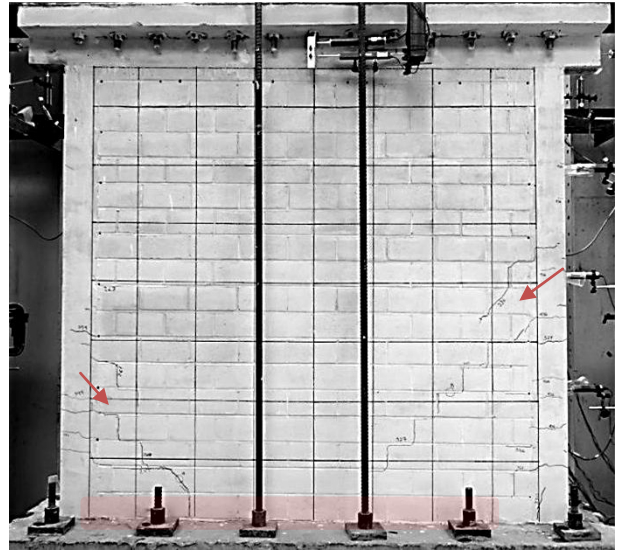
3.2.6.2. Evolución del daño

En éste último modelo **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$), el comportamiento cambió un poco, aunque el primer agrietamiento inclinado también fue en la esquina, durante este ciclo se formó una grieta horizontal exactamente en la unión de la base con el muro antes de la primera hilada. Es por eso que cuando se detectó un cambio en la pendiente del lazo histérico, en el muro todavía no se había presentado la grieta principal, las grietas que aparecieron en las esquinas fueron por las juntas con espesor de 0.8 mm (Figura 3.12.a y b).

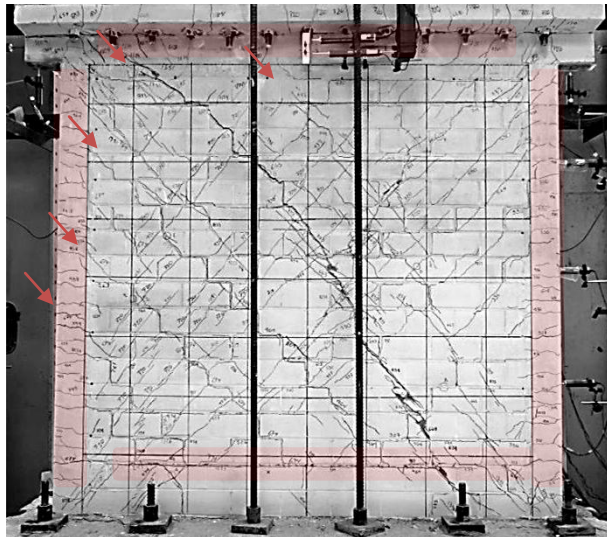
Posteriormente los castillos tuvieron grietas de flexión, pequeñas y cercanas; el muro comenzó a tener grietas diagonales en el panel. La distribución de grietas en sentido positivo (de izquierda a derecha en la Figura 3.12.c) fue con espaciado uniforme atravesando las piezas, tuvieron espesor de 0.8 mm y aparecían en el incremento de carga de los ciclos y también en la repetición; en los ciclos negativos (de derecha a izquierda de la Figura 3.12.c), las grietas no fueron tan distribuidas, se concentraron en cinco principales pasando por las juntas y las piezas con espesor máximo de 1.5 mm antes de la carga máxima. Se observaron grietas en ambos sentidos en el área del panel, incluso en las esquinas contrarias a la carga. La losa y la trabe se dañaron pero no tan severamente como en **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) y **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$). En los ciclos finales de la prueba las grietas en sentido positivo fueron de 8 mm y en sentido negativo de 14 mm, también se presentó un aplastamiento considerable de las piezas en las esquinas superiores y en la región central inferior del muro con 70 cm de espesor en su lado más ancho. El agujero que apareció fue aún más grande que el de **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$), y gracias a eso se pudo observar que el acero sirvió para confinar las hiladas encima del muro para que no se desprendieran tan abruptamente (Figura 3.12.d). La densidad del daño provocado por las grietas en el muro aumentó con la cuantía de acero, haciendo éste modelo el que presentó más daño de la serie por aplastamiento de piezas en el estado final.



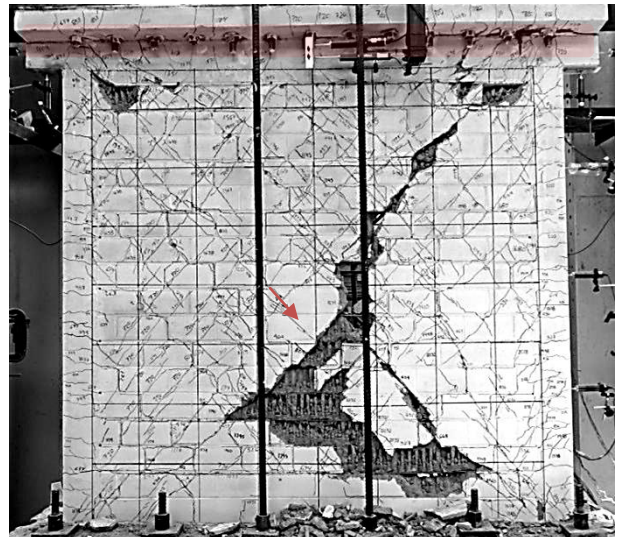
a) Primer agrietamiento inclinado



b) Primer agrietamiento diagonal



c) Resistencia máxima



d) Estado final

Figura 3.12 - Fotografías de estados de daño del muro MB-5 en distintas etapas de la prueba

3.3. Resultados de la serie

Las piezas de concreto multiperforado tienen la ventaja de ser más ligeras y manejables. En un análisis posterior a las pruebas de los modelos ya dañados, se observó que las llaves mecánicas que se forman entre el mortero y los orificios de las piezas no tienen influencia benéfica en la resistencia del muro debido a que con el cuatrapeado estándar, los orificios de la pieza inferior no coinciden con la superior y además; al ser colocada la pieza superior en la cama de mortero fresco, este cae en los orificios de la pieza inferior por gravedad. Las perforaciones también influyeron en el aplastamiento de las piezas, que con el daño se dividieron en tres secciones, las dos paredes externas cayeron primero en pedazos grandes y después, la

sección interna se fue desmoronando. También, en las hiladas que tuvieron refuerzo horizontal, el área de adherencia entre la pieza y mortero se redujo conforme aumentó el área de acero en los modelos. Se asume que en el caso de que las piezas no tuvieran las perforaciones, la resistencia de la mampostería y la adherencia de las piezas con el mortero serían mayores, el aplastamiento sería más lento; pero la manejabilidad de las piezas sería más complicada y el muro sería más pesado.

En las Tablas 3.1 y 3.2 se resumen los valores de cortante y distorsión respectivamente; para el punto de agrietamiento diagonal, la resistencia máxima, el cortante de falla y cortante último. En la Figura 3.7 se presentan las envolventes de los ciclos histeréticos positivos de la serie de muros.

Tabla 3.1 - Valores de Fuerza Cortante de los especímenes

Muro	$p_h f_{yh}$ [kg/cm ²]	V_{agr} [t]	$V_{m\acute{a}x}$ [t]	V_{falla} ($0.8V_{m\acute{a}x}$) [t]	V_u [t]	$\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{agr}}$	$\frac{V_{falla}}{V_{agr}}$
MB-0	0.0	16.6	30.7	24.56	20.7	1.85	1.48
MB-1	2.3	17.6	32.15	32.15	32.15	1.83	1.83
MB-2	6.2	20.15	37.7	30.16	25.8	1.87	1.50
MB-3	9.2	24.25	42.95	34.36	29.35	1.77	1.42
MB-4	12.3	18.05	39.5	31.6	31.6	2.19	1.75
MB-5	15.8	23.7	39.6	31.68	23.35	1.67	1.34

Tabla 3.2 - Valores de Distorsión de los especímenes

Muro	$p_h f_{yh}$ [kg/cm ²]	γ_{agr} [%]	$\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ [%]	γ_{falla} [%]	γ_u [%]	$\frac{\gamma_{V_{m\acute{a}x}}}{\gamma_{agr}}$	$\frac{\gamma_{falla}}{\gamma_{agr}}$
MB-0	0.0	0.046	0.375	0.718	0.880	8.15	15.61
MB-1	2.3	0.069	0.584	0.584	0.584	8.46	8.46
MB-2	6.2	0.064	0.777	1.39	1.665	12.14	21.72
MB-3	9.2	0.110	0.808	1.48	1.615	7.35	13.45
MB-4	12.3	0.076	1.024	2.06	2.06	13.47	27.11
MB-5	15.8	0.116	1.012	1.55	1.818	8.72	13.36

El cortante de agrietamiento V_{agr} menor fue en **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0$ kg/cm²) con 16.6 t, la carga de agrietamiento fue aumentando con la cuantía hasta llegar a la de **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2$ kg/cm²) que fue la más grande con 24.5 t. El muro que presentó el agrietamiento diagonal a la distorsión γ_{agr} más grande fue **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8$ kg/cm²) a 0.116%.

El espécimen que presentó menor resistencia máxima $V_{m\acute{a}x}$ fue el muro sin refuerzo **MB-0** con 30.7 t que se presentó también a la distorsión $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ más pequeña de 0.375, el más resistente fue **MB-3** con 42.95 t. En la Figura 3.13 se ilustran las cargas cortantes máximas respecto a $p_h f_{yh}$ de cada muro. Se observa que los modelos **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3$ kg/cm²) y **MB-5** tuvieron cargas muy parecidas, sin embargo,

no lograron sobrepasar la fuerza que alcanzó **MB-3**. En la Figura 3.14 se ejemplifican la tendencia ascendente de las distorsiones a las que se presentó la carga máxima de los muros con respecto a su cuantía. Las distorsiones en la carga máxima son importantes para efectos de análisis por desplazamiento de las estructuras de mampostería, así como para identificar sus desplazamientos permisibles.

El criterio de carga de falla está relacionado con la carga máxima por el factor de 0.8, por lo tanto tiene la misma tendencia, sin embargo lo interesante de este criterio es la distorsión a la que se presenta. La distorsión de falla γ_{falla} menor es del modelo **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) a 0.58% con la ruptura de las varillas y la más grande corresponde a **MB-4** con 2.06%.

En las Tablas 3.1 y 3.2 se hace una relación entre los valores de resistencia máxima y de falla con los de agrietamiento. La sobrerresistencia más grande se presentó en el modelo **MB-4** con 119% de la carga de agrietamiento, en el modelo **MB-0** fue de 85%. En cuanto a la distorsión de falla con la de agrietamiento, la relación más grande fue en **MB-4** que fue 27.11 veces mayor.

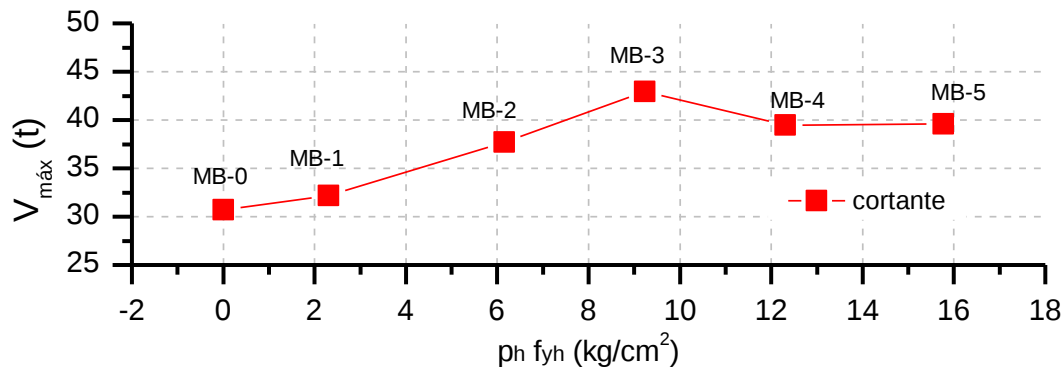


Figura 3.13 - Cortante máxima en función de la cuantía de los modelos de la serie

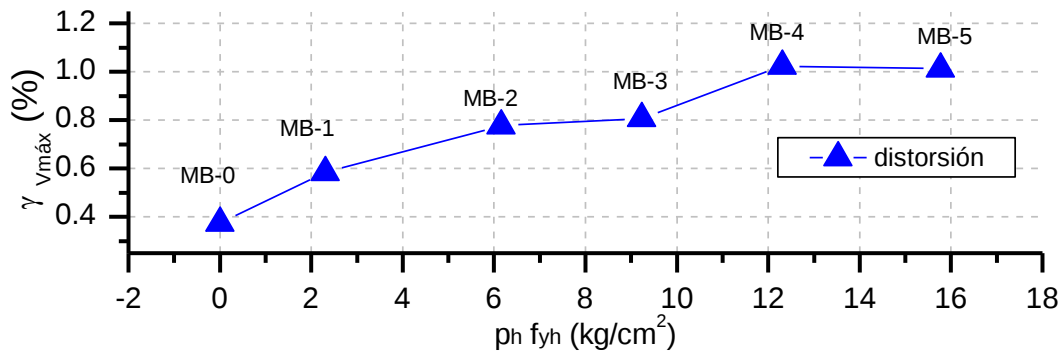


Figura 3.14 - Distorsión máxima en función de la cuantía de los modelos de la serie.

La comparación de envolventes de la Figura 3.15 muestra la diferencia entre el comportamiento de cada modelo, todos los modelos tuvieron un comportamiento similar en la etapa elástica y después del agrietamiento diagonal, la curva de cada muro tiene una tendencia distinta. Se puede apreciar que los muros **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) y **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) se encuentran por debajo de la envolvente de los 4 muros restantes desde **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) al

MB-5 ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$). En el eje del lado derecho se usan unidades de Fuerza en toneladas y en el izquierdo las unidades de esfuerzo (kg/cm^2) para que sea posible la comparación con otros modelos hechos con distintas piezas sin depender de la longitud del muro como se hace en el Capítulo 5.

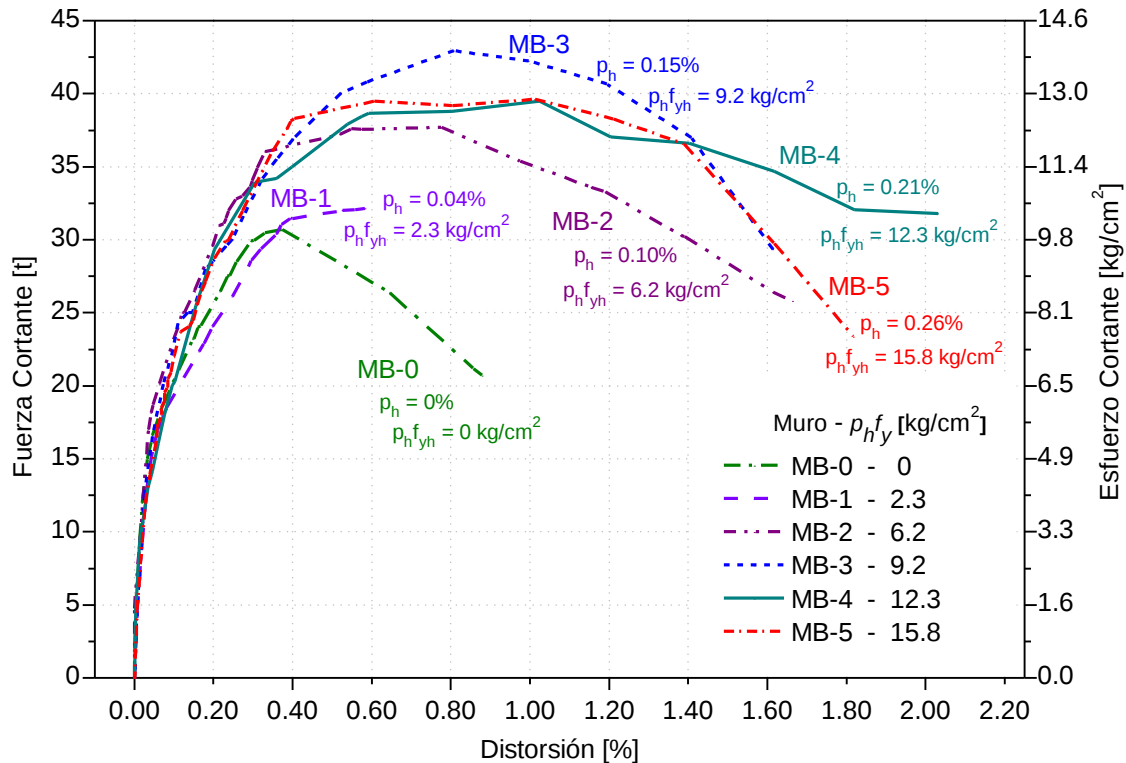


Figura 3.15 - Envolturas positivas de las curvas de histéresis

3.4. Conclusiones del comportamiento de los especímenes

- Con la cuantía de refuerzo horizontal:
Hay una distribución del daño menos concentrada y más dispersa en el área del muro con grietas de menor espesor
Aumenta la carga de agrietamiento diagonal
Aumenta la distorsión a la que se presenta la cuantía máxima
Disminuye el espesor de las grietas
- La carga máxima de los especímenes aumentó con el refuerzo horizontal hasta **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) de 42.95 t, en cuantías más altas no logró superarla pero se mantuvo en 39.5 t.
- A partir de **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$), los especímenes presentaron una falla en la unión de la losa con la dala, y para distorsiones arriba de 0.8% la dala se dañó severamente en los extremos indicando que para muros con refuerzo horizontal es necesario un diseño más elaborado del refuerzo en la dala y losa. También la base de cimentación de los modelos presentó daño.

- A partir del muro **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) se presentaron grietas horizontales en los muros que se deben a deslizamiento.
- En los muros **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) y **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$), la falla por el agrietamiento diagonal principal fue predominante. El muro **MB-1** tuvo una falla frágil al romperse todas las varillas en los puntos que coincidían con la grieta diagonal principal. El séptimo refuerzo tuvo dos rupturas indicando la posibilidad de fuerzas de adherencia entre el mortero y la varilla.
- El muro **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) se comportó distinto a todos los demás modelos. Una posible explicación de este particular comportamiento es la humedad de las piezas en la etapa de construcción debido a la lluvia. Este modelo tuvo las distorsiones más grandes y el daño en el muro se concentró en las juntas de mortero y no por aplastamiento de las piezas.
- Desde el modelo **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) en adelante (a excepción de **MB-4**) se presentó daño severo en las piezas debido a la concurrencia y movimiento de las grietas que degradaron las piezas hasta que se formaron agujeros en la parte central del muro.
- El muro con estado final más dañado en el panel fue **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) que fue al que se le colocó más acero de la serie.
- Las curvas histeréticas fueron casi simétricas para ciclos positivos y negativos en los modelos que contaron con refuerzo horizontal con lazos estables en los ciclos de incremento y repetición.
- La relación entre la distorsión de falla y la de agrietamiento observados durante el experimento en todos los modelos es mayor a 8 (Tabla 3.2).

Capítulo 4. Comportamiento del refuerzo horizontal

Una interrogante en la resistencia de muros de mampostería ante cargas laterales, es que en la mayoría de los estudios mencionados en la sección 1.3 no se ha medido la contribución del acero durante las pruebas, sino que se ha evaluado como la diferencia entre la resistencia máxima total de los modelos obtenida para distintas cuantías de acero, dejando de lado la redistribución de resistencias entre el acero horizontal y la mampostería (Seif Eldin y Galal, 2015). Algunos estudios en los que sí se ha medido esta contribución han sido los de Aguilar y Alcocer (2001), Alcocer et al (1997), que llegaron al concepto de eficiencia actualmente en las NTCM 2004, y Nolph y ElGawady (2011) que hicieron pruebas para mampostería parcialmente rellena. En este capítulo se analiza la información de los deformímetros adheridos a las varillas de refuerzo horizontal en los muros durante los experimentos para conocer las deformaciones que sufrieron en su posición a distintas alturas del muro durante el proceso de prueba.

4.1. Propiedades mecánicas de las varillas de refuerzo horizontal

Para conocer el comportamiento de las varillas de alta resistencia de acero laminado en frío se realizaron pruebas monotónicas al material en la máquina universal del laboratorio para medir sus propiedades mecánicas a tensión. En los muros se utilizaron tres diámetros distintos que son 5/32" (3.97 mm), 3/16" (4.76 mm) y 1/4" (6.35 mm). Se ensayaron tres probetas de cada diámetro de varilla, dos de ellas instrumentadas con deformímetros de alta deformación tipo **EP-08-125BT** y en la tercera se usó de deformación estándar de tipo **FLK-2-11**. La deformación se mide en cambio de longitud por unidad de longitud (mm/mm ó μ) o en porcentaje.

En la Figura 4.1 se muestran las curvas de esfuerzo-deformación de las probetas en colores rojo, azul y verde. En algunas probetas no se registró la deformación de la última etapa de las pruebas debido a que los deformímetros se despegaron prematuramente. En estos casos se efectuó una proyección de las deformaciones finales tomando como referencia la tendencia que presentó la probeta con mayor deformación, esta se indica con líneas punteadas como continuación de las curvas. De las tres probetas ensayadas se obtuvo, para cada deformación, el promedio de los esfuerzos y una curva promedio que se muestra en color negro.

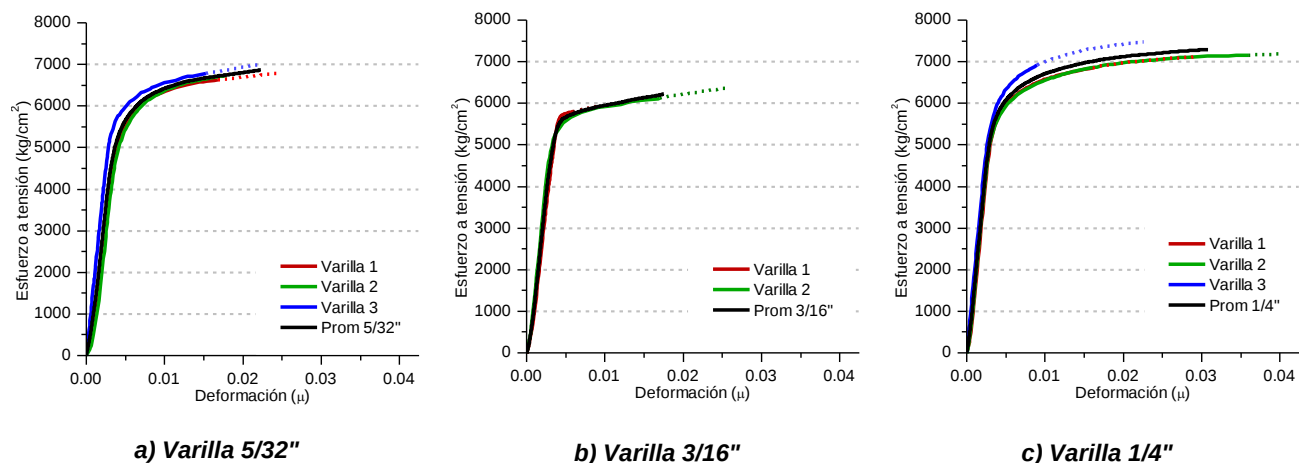


Figura 4.1 - Curvas esfuerzo-deformación de las varillas de 5/32", 3/16" y 1/4" y su curva promedio

En la Tabla 4.1 se muestran los valores promedio obtenidos del análisis de las pruebas de varillas. Debido a que estas varillas no presentan endurecimiento por deformación, los valores de fluencia se obtuvieron por el método de deformación permanente o también llamado "offset" descrito en la norma **NMX-B-310-1981** y **NMX-B-072-CANACERO-2008** en el que se considera que la deformación es permanente al 0.2%. Estos valores se ocuparon para el cálculo de la eficiencia que se describe en la sección 4.4.

Tabla 4.1 - Tabla de propiedades mecánicas promedio de las probetas de varilla de alta resistencia.

Diámetro de varilla	Esfuerzo máximo [kg/cm ²]	Esfuerzo fluencia [kg/cm ²]	Deformación fluencia [mm/mm]	Esfuerzo máximo proyectado [kg/cm ²]	Deformación máxima proyectada [mm/mm]	Módulo de elasticidad E [kg/cm ²]
5/32" (3.97 mm)	6861	5845	0.0057	6861	0.0223	1745003
3/16" (4.76 mm)	6107	5666	0.0055	6161	0.0175	1926256
1/4" (6.35 mm)	7253	6113	0.0052	7259	0.0308	2069970

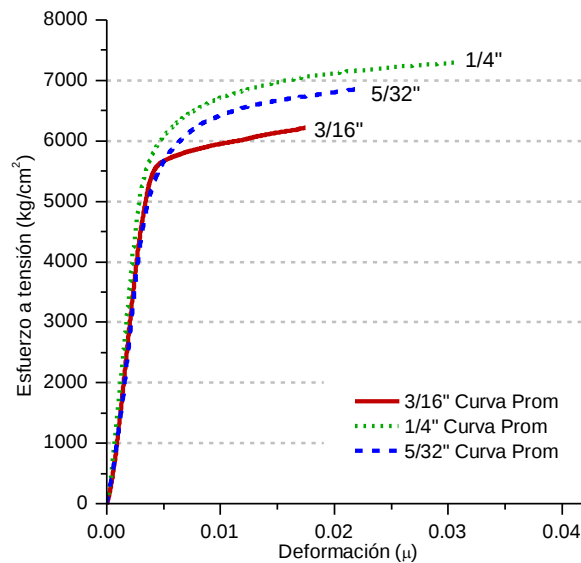


Figura 4.2 - Curvas esfuerzo deformación promedio de los diámetros utilizados

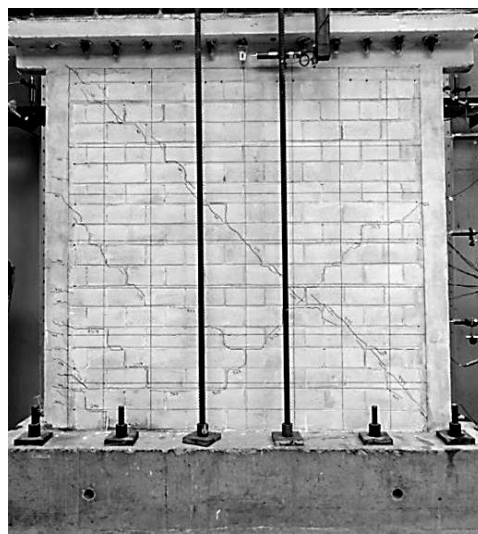
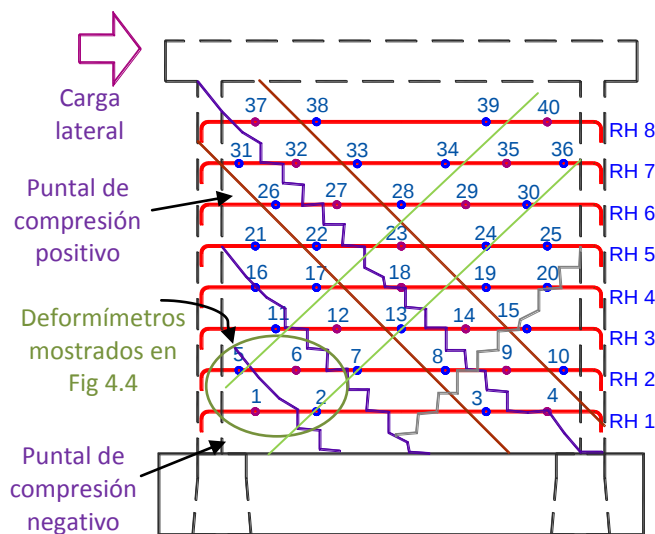
Los valores de la Tabla 4.1 y la Figura 4.2 indican que el esfuerzo de fluencia de las varillas sólo excede 6000 kg/cm² en la varilla de 1/4" (6.35 mm) la cual presenta también una deformación máxima de 0.0308 μ . La varilla de 3/16" (4.76 mm) resultó tener un esfuerzo de fluencia más pequeño con 5666 kg/cm². Estas diferencias pueden provocar una sobre estimación de la fuerza cortante cuando el valor de esfuerzo de fluencia real es menor al valor de diseño, y además afectan el cálculo de la eficiencia con la Ecuación 1.2.

4.2. Consideraciones del análisis del Refuerzo horizontal

En esta sección se describen las consideraciones que se realizaron para la obtención e interpretación de los datos para estimar la aportación de las varillas de refuerzo horizontal a la resistencia a cortante de los muros.

4.2.1. Obtención de deformaciones del acero horizontal

En este experimento se instalaron varios deformímetros en una misma varilla, de manera que hubiera una distribución de estos en toda el área del muro para obtener datos de deformaciones aún fuera del puntal de compresión principal como se muestra en la Figura 4.3, que ilustra la ubicación de algunas de las primeras grietas del muro **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) y los deformímetros aledaños a esas fisuras. Se obtuvo la información suficiente para tener resultados consistentes, aunque aproximadamente 5% de las deformímetros fallaron durante las pruebas. La sección 2.4.1 hace una descripción general de la instrumentación interna de los especímenes. En la Figura 4.3a se muestra la ubicación y el número que se le asignó a los deformímetros en el refuerzo horizontal, en total fueron 40 deformímetros de los cuales 14 fueron de alta deformación colocados en las diagonales principales y los restantes fueron de tipo estándar. La hiladas con refuerzo se numeran a partir de la base del muro hacia arriba de RH1 a RH8.



a) Esquema de ubicación de deformímetros en el puntal de compresión de los muros de la serie.

b) Fotografía del primer agrietamiento diagonal

Figura 4.3 - Esquema de posición de deformímetros en muros y Fotografía del muro MB3

4.2.2. Obtención de Fuerza Cortante del refuerzo horizontal

En los deformímetros del acero horizontal, la deformación registrada se relacionó con la curva esfuerzo-deformación promedio de la varilla para encontrar el esfuerzo correspondiente, y posteriormente, se multiplicó por el área transversal para convertir el esfuerzo en fuerza.

Debido a que no se elaboraron pruebas ante cargas alternadas a las probetas de varillas, las deformaciones se relacionan con las curvas esfuerzo-deformación promedio de las pruebas monotónicas para obtener los esfuerzos correspondientes, ya que dan una referencia idealizada del comportamiento de las varillas a tensión (Park y Paulay 1979). Por esta razón se elaboró el análisis sólo para las deformaciones obtenidas en los puntos de la envolvente superior de la curva histerética de los muros. Algunos autores como Alcocer et al (1997) y Nolph y ElGawady (2012) han utilizado un comportamiento elastoplástico para estimar los esfuerzos en las varillas, sin embargo este método no permite conocer con detalle el comportamiento posterior a la fluencia del acero.

En los casos de **MB-3** a **MB-5**, que tuvieron múltiples diámetros de varillas en las hiladas con refuerzo (Tabla 2.1), sólo una varilla de las de mayor diámetro estuvo instrumentada. Se asume que en el punto de medición, la deformación del acero es la misma en las distintas varillas; aunque el esfuerzo varía para cada diámetro. La fuerza desarrollada por cada varilla se determinó escogiendo la máxima fuerza medida de los múltiples puntos instrumentados. Para obtener el total de la fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal V_s , en los puntos de la envolvente, se obtuvieron las fuerzas de las varillas colocadas en cada hilada y posteriormente se sumaron las fuerzas de las ocho hiladas.

4.2.3. Deformaciones del refuerzo horizontal

Para comparar las deformaciones del refuerzo horizontal en los muros con mayor y menor cuantía de la serie, se muestra en la Figura 4.4 las deformaciones en cuatro puntos de la esquina inferior izquierda de los muros **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) inciso a y **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) en el inciso b. Los puntos de medición son los deformímetros denominados SG-1, 2, 5 y 6 que se señalan con un círculo en la Figura 4.3. Cada inciso de la figura tiene cuatro gráficas que representan la deformación del acero en el eje Y medida de acuerdo a la distorsión del muro durante la prueba en el eje X.

Las deformaciones del muro **MB-1** excedieron 0.015μ en los deformímetros SG-1 y 6 que se encontraban cercanas a la diagonal principal, en SG-5, que estaba cercana al castillo, excedió 0.010μ y para SG-2 se registraron cercanas a 0μ . La diferencia entre las mediciones se atribuye al daño concentrado en las grietas diagonales y en las vecindades del castillo, en el bloque superior e inferior casi no se presentó daño como lo mencionado en la sección 3.2.2.2.

En el inciso b correspondiente a **MB-5** se observa que las deformaciones de los cuatro deformímetros casi llegan a 0.0025μ y todavía pertenecen a un comportamiento elástico. Estas son seis veces menores a la máxima registrada en **MB-1**. Se interpreta que conforme fue aumentando la cuantía en los modelos, se fueron detectando deformaciones cada vez más pequeñas en puntos cada vez más alejados de las diagonales principales debido a que el daño fue más disperso en el área del muro. En el muro más reforzado, **MB-5**, se detectaron deformaciones muy parecidas entre sí en todos los puntos de medición en el acero.

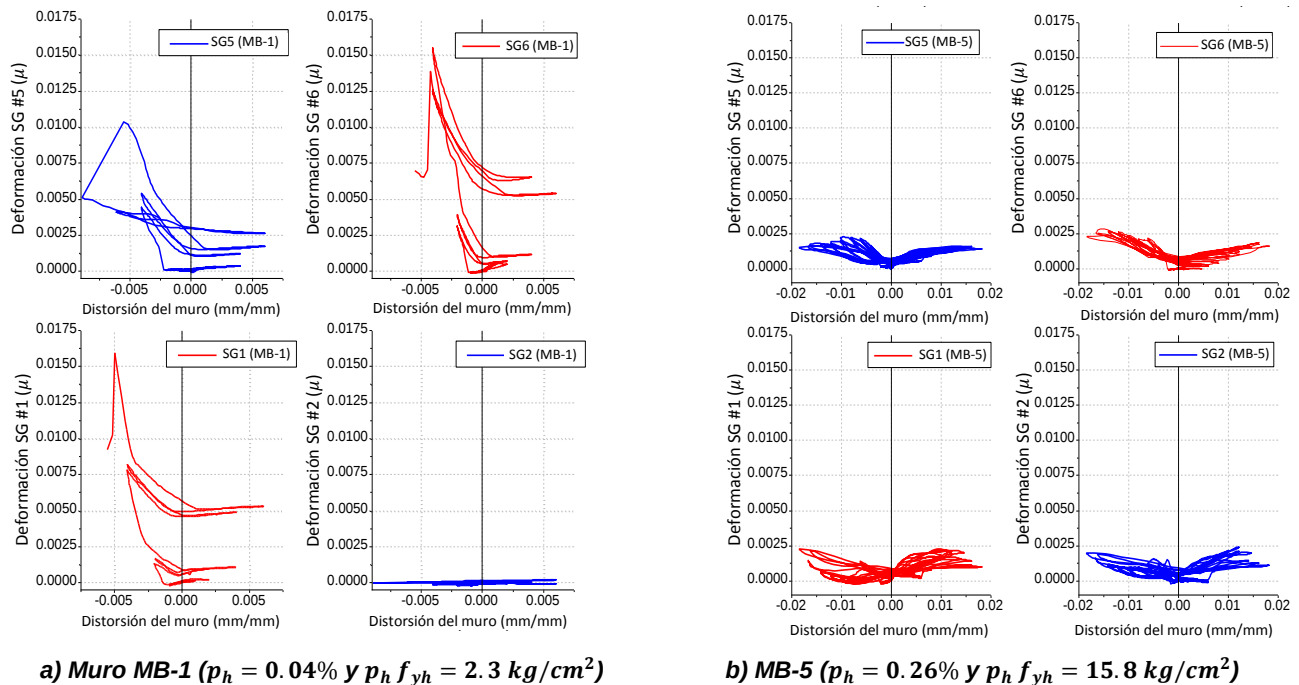


Figura 4.4 - Gráficas de deformación contra distorsión de los muros MB-1 y MB-5

4.2.4. Fuerza cortante debida a la mampostería

La fuerza cortante resistida por la mampostería en el i -ésimo punto de la envolvente V_{0i} se calculó como la diferencia entre la resistencia del muro V_i y la resistencia debida al refuerzo horizontal V_{S_i} . Esta fuerza no debe confundirse con V_{mR} de las NTCM 2004 de la Ecuación 1.3 que es un valor fijo, y representa la resistencia al primer agrietamiento diagonal, la resistencia V_{0i} en cambio, varía dependiendo de la distorsión en la que se encuentre la prueba.

Es importante mencionar que uno de los aspectos por el cual existen tantas incertidumbres en la predicción del cortante resistente de un muro de mampostería con refuerzo es porque se consideran fuerzas cortantes que ocurren en distorsiones distintas, es decir, la componente de la mampostería se calcula al primer agrietamiento a distorsiones pequeñas, y la del acero en la distorsión en la que ocurre la resistencia máxima de la prueba. Esta situación pasa en la fórmula de la NTCM 2004 y en casi todos los reglamentos de diseño de estructuras de mampostería.

4.3. Componentes de la fuerza cortante total de los muros

La fuerza cortante total que resistió cada muro se separó en las componentes de la mampostería y del refuerzo horizontal, con el procedimiento descrito en los párrafos anteriores. Los resultados de este análisis se muestran en la Tabla 4.2 para las etapas de agrietamiento, resistencia máxima y resistencia última; la Tabla 4.3 contiene las distorsiones a las que ocurrieron. Con estos datos se observa que la aportación del acero a la resistencia a cortante se incrementa con la distorsión del muro, cuestión que se muestra gráficamente con la Figura 4.5 donde se muestra cómo varía la aportación a la resistencia a cortante, tanto de la mampostería como la del refuerzo a distintas distorsiones de los muros.

Tabla 4.2 - Resistencia a cortante de muro y del acero en puntos de agrietamiento, máximo y último.

Muro	$p_h f_y$ [kg/cm ²]	Agrietamiento diagonal				Resistencia máxima				$V_{smáx}$ [t]	Resistencia última			
		V_{agr} [t]	V_{sagr} [t]	V_{0agr} [t]	$\frac{V_{sagr}}{V_{agr}}$ [%]	$V_{máx}$ [t]	$V_{svmáx}$ [t]	$V_{0vmáx}$ [%]	$\frac{V_{svmáx}}{V_{máx}}$ [%]		V_u [t]	V_{su} [t]	V_{0u} [%]	$\frac{V_{su}}{V_u}$ [%]
MB-0	0.0	16.6	0.0	16.6	0.0	30.7	0.0	30.7	0.0	0.00	20.7	0.0	20.7	0.0
MB-1	2.3	17.6	0.15	17.5	0.8	32.2	5.0	27.2	15.5	5.35	32.2	5.0	27.2	15.5
MB-2	6.2	20.2	0.2	20	1	37.7	14.9	22.8	39.6	16	25.8	8.4	17.4	32.4
MB-3	9.2	24.3	0.6	23.7	2.4	43.0	21.1	21.8	49.2	21.1	29.4	17.4	11.9	59.4
MB-4	12.3	18.1	0.5	17.5	2.8	39.5	30.4	9.1	77.0	31.1	31.8	30.0	1.8	94.2
MB-5	15.8	23.7	1.97	21.7	8.3	39.6	30.2	9.4	76.2	30.2	23.4	28.7	-5.4	123.1

La Figura 4.5 se compone de una gráfica por cada uno de los seis muros, cada gráfica contiene tres curvas: La primera y la más alta representa a la fuerza cortante V del muro, que es el envolvente de las curvas histeréticas y se representa con la línea punteada de color azul. La línea verde de guiones es la resistencia cortante del acero V_s , y la curva roja compuesta de guion y punto es la diferencia entre ambas que se atribuye a la resistencia de la mampostería V_o . Con estas curvas se comprueba que el desplazamiento en el que comienza a deformarse el acero coincide con el punto de agrietamiento diagonal que es donde se separan las trayectorias de las curvas V y V_o y se distinguen con un marcador de círculo en las curvas de V de los muros.

A medida que la distorsión se incrementa, la curva V_o de la mampostería va disminuyendo su aportación debido al incremento de daño en las piezas del espécimen, y la contribución del refuerzo, en cambio, aumenta debido a que resiste lo que pierde la mampostería. En los muros de la serie, la reducción de la resistencia de la mampostería en relación con el aumento de cuantía de acero horizontal debido a dos razones: El aumento de la distribución del daño y la reducción del área de contacto del mortero con las piezas debido a la presencia de las varillas horizontales. En la sección 4.5 se hace una comparación gráfica entre las componentes de cortante de la mampostería y el acero horizontal de la serie de muros.

Cabe mencionar que en los modelos, la distorsión donde el acero aportó más carga $V_{smáx}$ no necesariamente coincide con el de la resistencia máxima $V_{svmáx}$. En las gráficas de la Figura 4.5 se señala esta diferencia distinguiendo el punto donde se registró el máximo valor $V_{smáx}$ con un marcador cuadrado en la curva de V_s . Por ejemplo, el modelo **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) tuvo un $V_{smáx} = 5.4 \text{ t}$ que se presentó a una deformación de 0.37%, que es menor a la deformación para la cual se presentó $V_{máx} = 32.15 \text{ t}$ con 0.58%; en los siguientes modelos coincidió o se presentó después de $V_{máx}$. El modelo para el cual se obtuvo una mayor contribución del refuerzo horizontal fue el **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) la cual fue de 31.1 t a una distorsión de 1.2% (La carga máxima de este muro se presentó en 1%), en ese punto el acero resistió 85% del cortante total resistido por el muro. Esta diferencia se distingue mejor en las curvas de eficiencia que se muestran en la Sección 4.3.

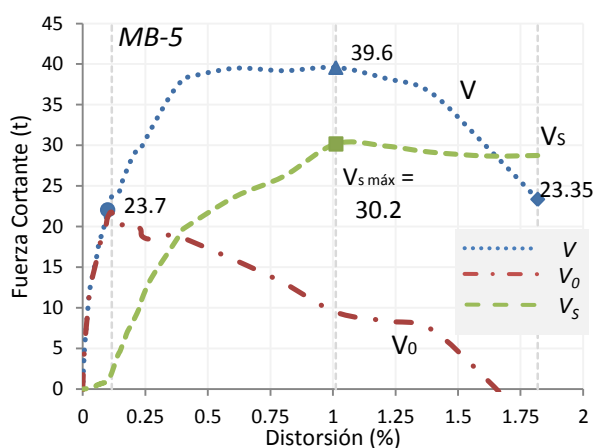
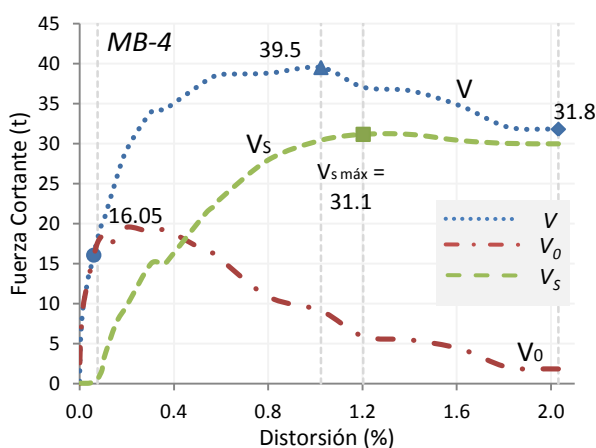
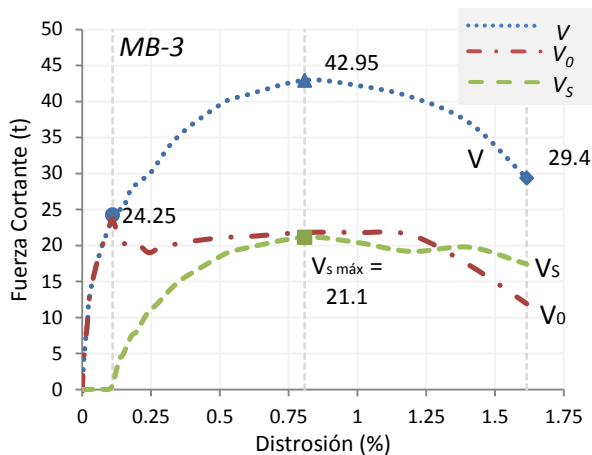
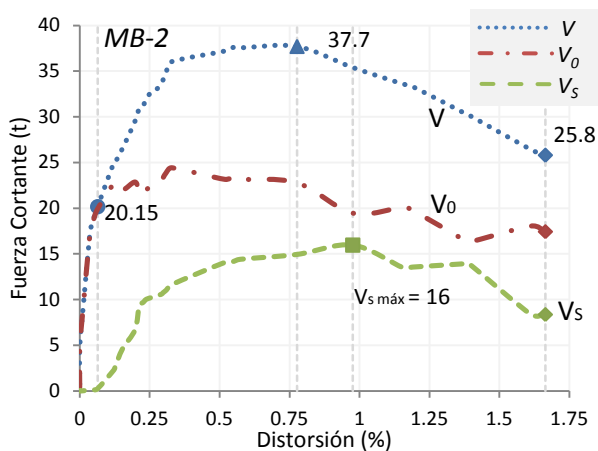
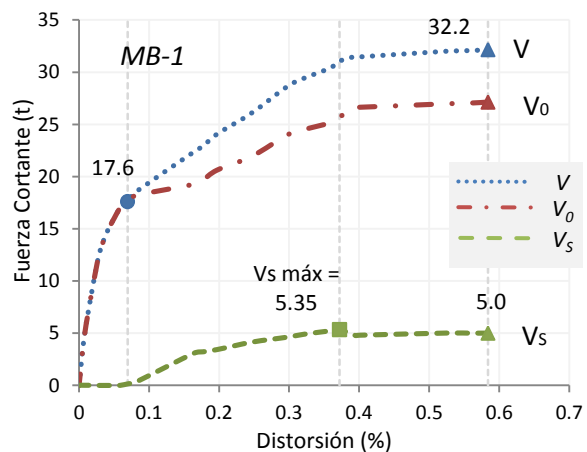
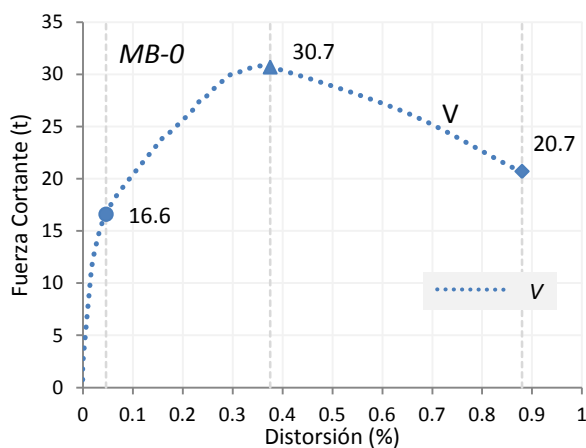


Figura 4.5 - Envoltantes de fuerza cortante del muro, del refuerzo Horizontal y de la mampostería

En el caso de **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$), en el final de la prueba, los orificios causados por el daño a la mampostería hicieron que el acero no sólo trabajara a tensión, sino que la varilla comenzó a doblarse de manera similar al efecto de dovela. En la Figura 4.6 se ilustran las resistencias a cortante de los muros, dependiendo de la cuantía de acero de cada modelo, calculadas a la distorsión de la resistencia máxima de las pruebas. Los puntos correspondientes a la carga máxima del muro $V_{m\acute{a}x}$ se identifican con marcadores cuadrados de color azul, al acero horizontal $V_{sV_{m\acute{a}x}}$ con rombos verdes y a la mampostería $V_{0V_{m\acute{a}x}}$ con triángulos rojos. Con línea punteada se representa la tendencia lineal de los resultados del acero y la mampostería, se observa que cuando la contribución del acero incrementa, la de la mampostería disminuye; el punto en el que se interceptan ambas líneas es la cuantía $p_h f_{yh}$ de 8.39 kg/cm^2 .

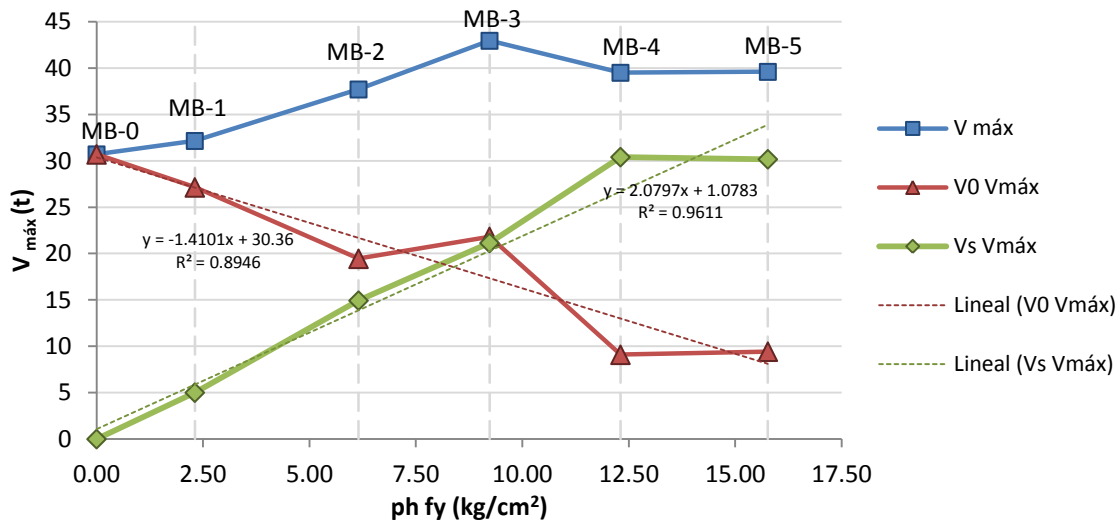


Figura 4.6 - Contribución en la resistencia máxima del acero y la mampostería

4.4. Eficiencia

Para el cálculo de la eficiencia del acero horizontal, la fuerza cortante total obtenida de las varillas se dividió entre el producto de $p_h f_y A_t$ para realizar el cálculo con la Ecuación 1.2 mencionada en el Capítulo 1.

En la Tabla 4.3 se despliegan los valores de la eficiencia, cortante y distorsión en las tres etapas características de agrietamiento, cortante máximo y falla. Una de las desventajas que se observan en la manera de calcular la eficiencia es que, aunque se presentara un caso hipotético máximo de que todos los alambres fluyeran al mismo tiempo, el cálculo no resulta en 100% sino en 80%, esto se debe a que en el denominador $p_h f_y$ se multiplica por el área transversal A_T que incluye el ancho de los dos castillos haciendo el producto más grande que el del numerador. La eficiencia del refuerzo en muros de distinta relación de aspecto ha sido poco estudiado, por lo cual es un tema que valdría la pena incluir en investigaciones futuras.

$$\eta = \frac{V_S^*}{V_S} = \frac{A_{sh} \sum_i f_{si}}{p_h f_y A_T} \quad (1.2)$$

Al igual que la fuerza cortante máxima del acero $V_{s\text{máx}}$, la eficiencia máxima $\eta_{\text{máx}}$ no ocurre en todos los casos en la distorsión del cortante máximo $V_{\text{máx}}$. A partir del muro **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) y en modelos posteriores más reforzados, se observó que el acero horizontal contribuyó al desarrollo estable de varios ciclos histeréticos posteriores a la resistencia máxima, con una lenta degradación de la resistencia. El acero horizontal sí mejora el comportamiento a cortante de los muros, siempre y cuando la cuantía sea suficiente para no fallar frágilmente y no tanta para debilitar en exceso la unión de la mampostería en las juntas.

Tabla 4.3 - Eficiencias en etapa de agrietamiento diagonal, resistencia máxima y última

		Agrietamiento diagonal			Resistencia máxima			Eficiencia máxima			Resistencia última		
	$p_h f_y$ [kg/cm ²]	η_{agr} [%]	V_{agr} [t]	γ_{agr} [%]	$\eta_{V\text{máx}}$ [%]	$V_{\text{máx}}$ [t]	$\gamma_{V\text{máx}}$ [%]	$\eta_{\text{máx}}$ [%]	$V_{\eta_{\text{máx}}}$ [t]	$\gamma_{\eta_{\text{máx}}}$ [%]	η_u [%]	V_u [t]	γ_u [%]
MB-0	0.0	0.0	16.6	0.05	0.0	30.7	0.38	0.00	0.0	0.00	0.0	21.2	0.88
MB-1	2.3	2.1	17.6	0.07	72.5	32.2	0.58	77.4	31.1	0.37	72.5	32.2	0.58
MB-2	6.2	1.2	20.2	0.06	77.5	37.7	0.78	<u>82.8</u>	35.4	0.98	43.4	25.8	1.67
MB-3	9.2	2.1	24.3	0.11	78.1	43.0	0.81	78.1	43.0	0.81	64.4	29.4	1.62
MB-4	12.3	1.3	18.1	0.08	<u>80.4</u>	39.5	1.02	82.4	37.1	1.20	79.3	31.6	2.06
MB-5	15.8	4.1	23.7	0.12	62.7	39.6	1.01	62.7	39.6	1.01	59.7	23.4	1.82

En la Figura 4.7 se muestran las curvas de eficiencia de los modelos, calculadas para la envolvente positiva de las curvas histeréticas. La ventaja de observar las curvas de eficiencia comparadas entre sí es que se pueden diferenciar las pendientes de las ramas ascendentes de los modelos, las distorsiones en las que alcanzan el máximo y también la tendencia de la rama descendente.

En el inicio de todas las curvas se aprecia que son horizontales desde el origen a la distorsión de 0.1% y posteriormente comienzan a subir, este fenómeno corresponde al primer agrietamiento diagonal que deriva en el comienzo de la elongación del refuerzo horizontal. En la rama ascendente cada curva presenta una pendiente distinta, siendo la de mayor pendiente la de **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) y la de menor pendiente la de **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$).

Los puntos en que se presentaron las eficiencias máximas $\eta_{\text{máx}}$ son denotados con un marcador en forma de cuadro. Las distorsiones en que ocurrieron están entre de 0.8 y 1.2% desde el muro **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) y muros posteriores, sólo con **MB-1** sucedió antes de 0.4%. La eficiencia máxima para el muro **MB-1** fue de 77.4% y su eficiencia en la resistencia máxima $\eta_{V\text{máx}}$ fue de 72.5%, sin embargo por la evidencia experimental al demoler los muros, se sabe que todos los alambres se rompieron, no simultáneamente pero sí en ciclos cercanos. Esta cuestión se debe de tomar en cuenta para la formulación de la expresión de diseño, que aunque todas las varillas se elongaron lo suficiente para romperse (una varilla se rompió en dos puntos), la eficiencia calculada no llegó al 100%. El muro que tuvo la eficiencia más grande fue **MB-2** con 82.8% y el que tuvo la menor eficiencia fue **MB-5** con 62.7%, lo que indica que la mampostería se degradó totalmente y el acero ya no alcanzó a fluir.

Se observa en las curvas de eficiencia que después de alcanzar una máxima, ocurre un descenso pronunciado y posteriormente se presenta un segundo incremento, aunque su eficiencia ya no llega a la del primer pico. Estos cambios de dirección son abruptos para el muro **MB-1** que tiene menor cuantía y se detecta levemente en los modelos posteriores hasta **MB-3**. Esto se debe a que después de la eficiencia máxima, el acero comienza a esforzarse en puntos distintos a la diagonal principal.

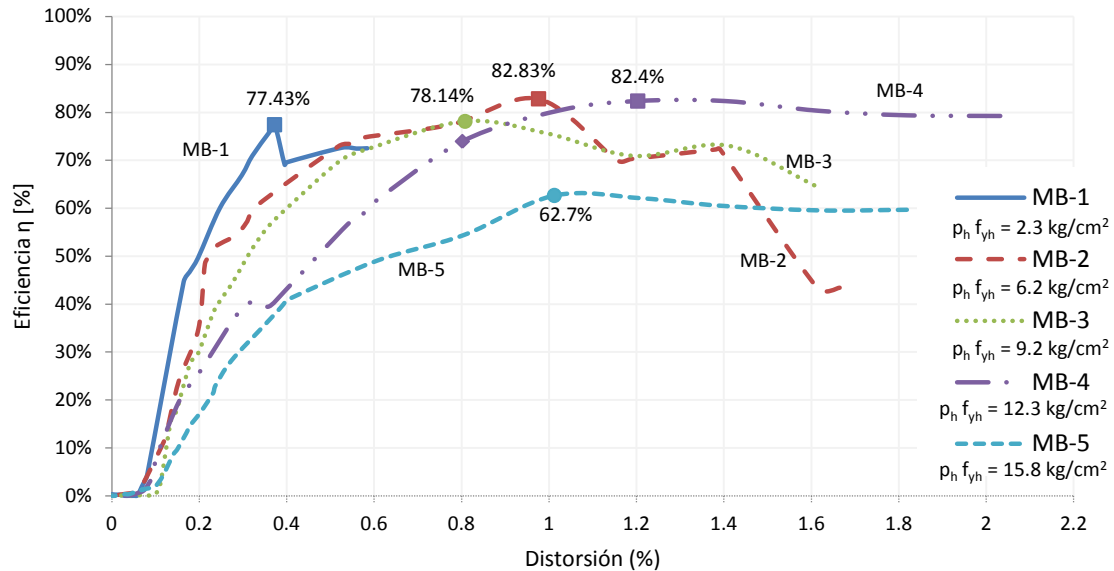


Figura 4.7 - Eficiencias calculadas con los envolventes de cada muro

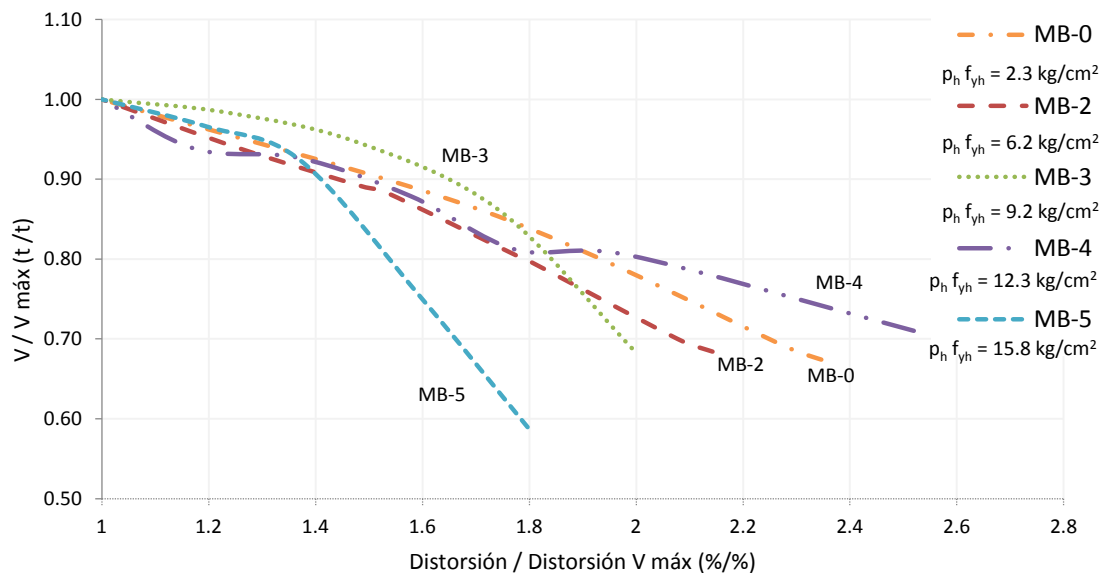


Figura 4.8 - Tendencia de degradación de la resistencia de cada muro a partir de $V_{m\acute{a}x}$

Para conocer la tendencia degradante de la fuerza cortante total V de los modelos, posterior a haber alcanzado la resistencia máxima $V_{m\acute{a}x}$, se hizo una comparación en donde se normaliza la rama descendente de los ciclos histeréticos respecto a $V_{m\acute{a}x}$ y $\gamma_{V_{m\acute{a}x}}$ ilustrado en la Figura 4.8. En esta se muestra que hasta 0.9

de $V_{m\acute{a}x}$ las tendencias de los muros son similares hasta alcanzar 40% de distorsi3n mayor a la de la carga m\acute{a}xima; a partir de tal punto, la tendencia de **MB-5** tiene un descenso m\acute{a}s pronunciado que los dem\acute{a}s, que siguen una trayectoria parecida. No se muestra **MB-1** debido a que no tuvo rama descendente para ciclos positivos.

4.5. Influencia de la cuant\acute{a} de refuerzo horizontal en los componentes de fuerza cortante

Se observa que independientemente de un punto de resistencia m\acute{a}ximo, el acero aporta al muro estabilidad, resistencia y capacidad de deformaci3n desde la etapa de agrietamiento hasta la de falla, caso contrario a la resistencia que aporta la mamposter\acute{a} que despu\acute{e}s del agrietamiento comienza su etapa de degradaci3n. Estos fen3menos se exponen gr\acute{a}ficamente en las Figuras 4.9 y 4.10 donde se contraponen las curvas de la resistencia al cortante de los modelos de la serie del acero V_s y la de la mamposter\acute{a} V_0 respectivamente.

Es importante mencionar que en las curvas de la resistencia del acero horizontal V_s (Figura 4.9) se distingue un orden creciente conforme aumenta la cuant\acute{a}, salvo por las \acute{u}ltimas dos curvas de **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) y **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) que se asemejan entre s\acute{ı}. Lo que indica que la carga m\acute{a}xima que el acero horizontal puede aportar al cortante del muro, tiene un l\acute{mite} en la cuant\acute{a} en donde deja de crecer, sin embargo, tampoco se reduce. Este efecto tambi\acute{e}n lo encontr3 Nolph y ElGawady (2011) en su experimento para mamposter\acute{a} parcialmente rellena con refuerzo interior.

En las curvas de resistencia de la mamposter\acute{a} V_0 de la Figura 4.10 se observa el caso contrario, que el muro **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) es el que tiene mayor resistencia pero menor distorsi3n y en modelos consecuentes la resistencia m\acute{a}xima decrece pero la distorsi3n aumenta. Lo que cambia entre las curvas es la trayectoria de cada curva y su degradaci3n o ca\cd{a}. Se observa con m\acute{a}s detalle el caso del muro **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) que a distorsiones mayores a 1.6% la resistencia comienza a ser negativa, que como se comentaba anteriormente, se debe a la degradaci3n excesiva de las piezas al punto de tener agujeros en el panel.

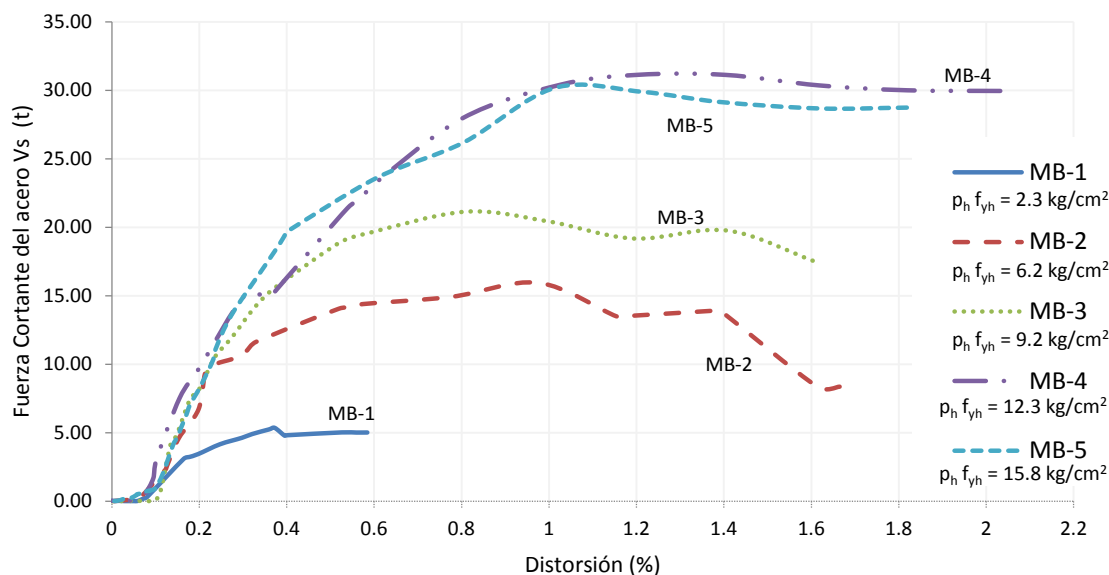


Figura 4.9 - Curvas de Resistencia a cortante del acero Vs de los modelos de la serie

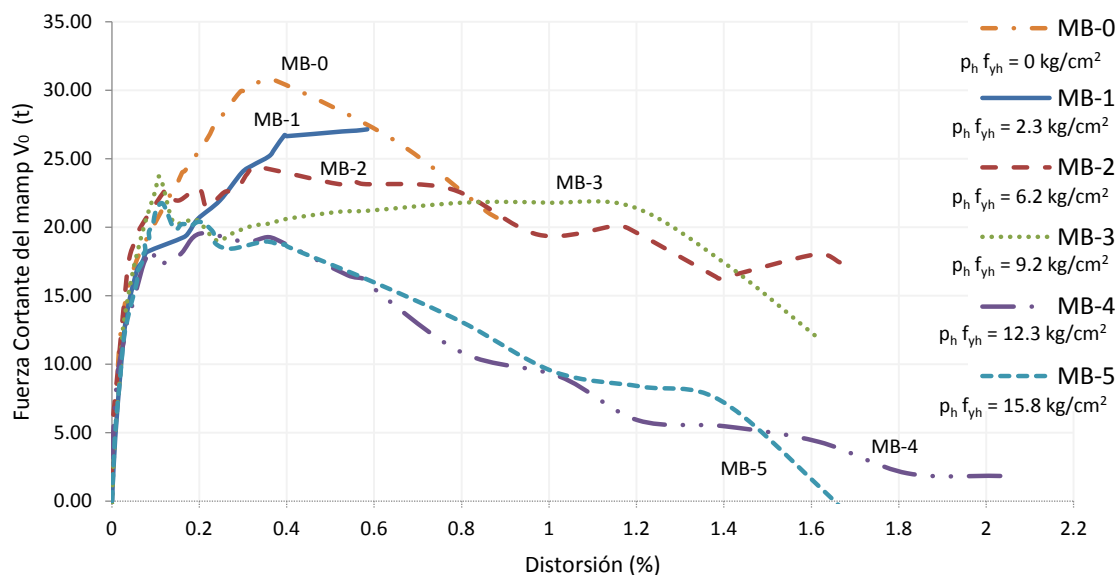


Figura 4.10 - Curvas de Resistencia a cortante de la mampostería Vo de los modelos de la serie

De acuerdo con los resultados que se mostraron en el capítulo anterior se hace un análisis comparativo con las normas actuales y con los resultados experimentales de otros estudios.

4.6. Comparación de resistencia experimental y calculada con NTCM 2004

En esta sección se hace una comparación entre las resistencias V_R de los muros con distinta cuantía que se calcularon con la fórmula de cortante las NTCM 2004 (Tabla 2.2), calculadas con las ecuaciones 1.4, 1.7 y 1.8 del Capítulo 1. El cálculo se hizo de manera nominal, es decir con factor de reducción unitario y en las propiedades mecánicas de la mampostería: f_m y v_m obtenidas del promedio de las probetas de pilas y

muretes de cada muro (Anexo A). La Figura 4.11 muestra una gráfica en la que se comparan la resistencia máxima experimental mostrada con línea continua (azul), con la resistencia nominal calculada con las fórmulas de las NTCM 2004 denotada con línea con guiones (roja).

En el muro control **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$), se muestra que hay una diferencia de 8.12 t entre el cortante máximo experimental y el nominal calculado por las NTCM 2004. Cabe mencionar que en las NTCM 2004 para muros sin refuerzo horizontal, se descarta la resistencia cortante adicional de la mampostería posterior al agrietamiento debido a que se ha preferido utilizar un valor conservador.

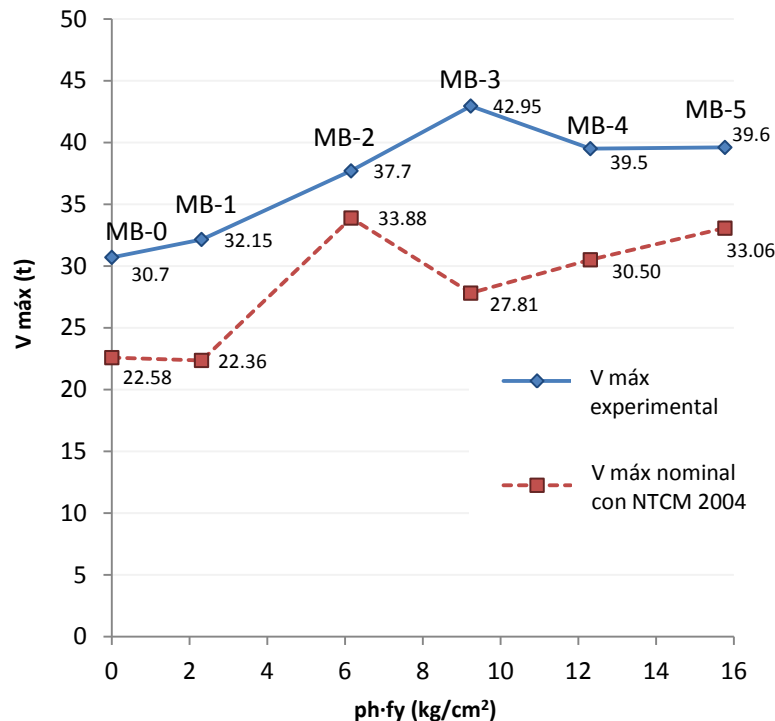


Figura 4.11 - Resistencia máxima experimental y nominal de los modelos

En el caso de las resistencias cortantes máximas calculadas con NTCM 2004, la resistencia del muro **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) no crece dado que el valor de v_m de las probetas fue menor, aunque experimentalmente sí hubo un aumento en la resistencia debido a la presencia del refuerzo. Del muro **MB-1** a **MB-2** se aprecia que la rapidez con que crece la resistencia nominal (la pendiente) en el caso de las NTCM 2004 es mayor que el experimental. Ese es un punto interesante, que más adelante toma en cuenta en el Capítulo 5, que el incremento en la resistencia total del muro es menor que el aumento de fuerza proporcionada por el refuerzo puesto que la resistencia de la mampostería se reduce con la cuantía. Para el muro **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) hay un incremento de la resistencia nominal calculada hasta 33.9 t porque el espécimen cuenta con una cuantía de refuerzo a la que le corresponde eficiencia de 0.58 (Tabla 2.2). La cual para **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) es de 0.2 por el decremento en la estimación de la eficiencia de las NTCM 2004, ya se supone una reducción importante en la eficiencia del refuerzo del muro **MB-2** al **MB-3** se presenta una reducción considerable de la resistencia total de 6.07 t. La

reducción de la resistencia en el caso experimental se observa de **MB-3** a **MB-4**, esto es, para cuantías mucho mayores la reducción fue menor, 3.45 t.

Este resultado parece confirmar que el límite fijo de 6 kg/cm^2 para empezar la reducción de la eficiencia, no parece adecuado y que quizá debería variar con la resistencia a la compresión de las piezas; considerando que dichos límites fueron calibrados con ensayos, en su mayoría, de muros con piezas de barro y barro extruido y que en el caso de estos ensayos se trata de piezas de concreto de alta resistencia.

Parece inexplicable que las NTCM 2004 consideren que vuelve a aumentar la resistencia después de 9 kg/cm^2 de refuerzo. Eso no ha sido debidamente explicado en la literatura. En el caso experimental, la resistencia ya no aumente de **MB-4** a **MB-5**.

Se observa que el cálculo de fuerza cortante de las normas NTCM 2004 resulta en un valor hasta 46% menor al de las pruebas, aunque la predicción debería parecerse lo más posible a la experimental usando valores nominales. Si se usa una Ecuación conservadora, la sobre resistencia de los muros será muy grande, y puede repercutir en un error al diseño de miembros estructurales que se conecten con ellos.

En la Tabla 4.4 se concentran los valores de diseño, experimentales y la relación entre ambos en las distintas etapas del comportamiento. Se observa en **MB-0** ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$) una sobre-resistencia del muro después de su agrietamiento diagonal que es aportada por la resistencia remanente de la mampostería. La diferencia entre la resistencia máxima y la de diseño fue de 36%. En el modelo **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$) la predicción del agrietamiento de la fórmula fue muy cercana, la diferencia entre la carga máxima y la experimental es de 44% ó 9.75 t. **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) es el modelo en el que la fórmula de diseño se acerca más a la experimental con sólo 11% de diferencia, en la Figura 4.11 son los puntos que se ven más cercanos.

Tabla 4.4 - Comparación de valores nominales calculados con NTCM 2004 y Valores experimentales

	Agrietamiento diagonal			Eficiencia de RH			Resistencia del acero RH			Resistencia del muro		
	$V_{mR_{RDF}}$ (t)	V_{agr} (t)	$\frac{V_{agr}}{V_{mR_{RDF}}}$	η_{RDF} (%)	$\eta_{V_{m\acute{a}x}}$ (%)	$\frac{\eta_{V_{m\acute{a}x}}}{\eta_{RDF}}$	V_{SRDF} (t)	$V_{SV_{m\acute{a}x}}$ (t)	$\frac{V_{SV_{m\acute{a}x}}}{V_{SRDF}}$	V_{RRDF} (t)	$V_{m\acute{a}x}$ (t)	$\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{RRDF}}$
MB-0	22.6	16.6	0.74	0	0	0.00	0	0.0	0.00	22.6	30.7	1.36
MB-1	18.1	17.6	0.97	60	73	1.21	4.3	5.0	1.18	22.4	32.15	1.44
MB-2	22.9	20.2	0.88	58	78	1.34	11.0	16.0	1.46	33.9	37.7	1.11
MB-3	22.1	24.3	1.10	20	78	3.91	5.7	21.1	3.73	27.8	42.95	<u>1.54</u>
MB-4	22.9	18.1	0.79	20	80	<u>4.02</u>	7.6	30.4	<u>4.02</u>	30.5	39.5	1.29
MB-5	23.4	23.7	1.01	20	63	3.13	9.7	30.2	3.11	33.1	39.6	1.20

Con **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) ocurrió la diferencia más grande entre resistencias máximas donde la experimental es 54% mayor ó 15.5 t. La diferencia se debe a que la eficiencia de diseño para ésta cuantía es de 20% cuando la medida fue de 78%. Para **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) la eficiencia medida fue de 80% por consecuencia, el cortante aportado por el acero fue

cuatro veces más grande que el calculado por el reglamento con una diferencia de 22.8 t. En **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$) la eficiencia comienza a bajar a 63% que todavía es 3 veces mayor al de la fórmula.

Uno de los factores que afectan éstas diferencias de la norma con lo experimental es que la fórmula de las NTCM 2004 no había contemplado piezas de alto desempeño como las de éste proyecto. Otro factor que dificulta la predicción de la resistencia $V_{m\acute{a}x}$, como se mencionó anteriormente, es que se suman las resistencias que ocurren en dos etapas distintas. La V_{mR} se idealiza en el final de la etapa elástica del muro y V_{sR} en la resistencia máxima, estos dos momentos no son simultáneos en muros con refuerzo horizontal. Se asume que el comportamiento de muros con refuerzo horizontal y éste tipo de piezas ya no es frágil por lo que es necesario analizar el comportamiento que presenta y adecuar las fórmulas de diseño.

4.7. Conclusiones del comportamiento del refuerzo horizontal

- Las varillas de acero colado en frío tienen una resistencia a tensión ligeramente distinta en la curva de esfuerzo deformación, dependiendo de su diámetro. La varilla de 3/16" fluye a un esfuerzo menor a 6000 kg/cm^2 .
- La resistencia total puede representarse como la suma de la resistencia debida a la mampostería y la debida al refuerzo.
- La resistencia debida a la mampostería que ocurre en la distorsión de la resistencia máxima del envolvente, se reduce con la cuantía de refuerzo (Figura 4.6). Voon e Ingham (2007) y Anderson y Priestley (1992) toman en cuenta este fenómeno con un factor de reducción k que depende de la ductilidad del muro.
- Las curvas de eficiencia del acero horizontal en los muros muestra que la distorsión donde ocurre la eficiencia máxima $\eta_{m\acute{a}x}$ no necesariamente coincide con la de la resistencia máxima $\eta_{V_{m\acute{a}x}}$, lo mismo ocurre con V_s . Se observa que cuando el máximo del acero ocurre antes que la resistencia máxima del muro la falla frágil ocurre como en el caso de **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$).
- La resistencia cortante del acero deja de crecer a partir de la cuantía del modelo **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) que se comprueba con que su curva de V_s es muy similar a la de **MB-5** ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$). Sin embargo la degradación de la curva V_o sigue creciendo, lo que demuestra que con el aumento de cuantía, la resistencia del acero ya no aumenta pero la mampostería sí se debilita.

Capítulo 5. Análisis de Resultados

En este capítulo se hace una comparación de los resultados de este estudio y estudios anteriores con el propósito de trasponer el desempeño de los muros de bloque de concreto multiperforado y refuerzo horizontal con el de muros con otros materiales y tipos de piezas.

Los estudios que se utilizan para hacer este análisis son los correspondientes a muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal y materiales construcción de origen mexicano, descritos en la Sección 1.1, cuyos datos se recopilieron de los informes citados y se presentan en el Anexo B. Se hace una comparación detallada con estudios de muros cuadrados con refuerzo horizontal donde se agrupan por serie de especímenes, por ejemplo, los muros de Aguilar y Alcocer (2001) con tabique de barro rojo recocido y de Alcocer et al (1997) con tabique de arcilla extruida, denominados como Serie **M** y Serie **N** respectivamente, los muros de la presente investigación, de bloque de concreto multiperforado, pertenecen a la serie **MB**. Para aspectos generales se incluye el estudio de Pineda y Alcocer (2004) cuyo refuerzo no es en las juntas sino con malla electrosoldada y el de Sánchez et al (1992) que son dos muros de distinta longitud con una viga de acoplamiento.

5.1. Esfuerzo cortante máximo de los muros

El primer aspecto que se analiza es el cortante máximo de los especímenes de los distintos experimentos, la comparación se realiza en términos de esfuerzo donde la fuerza cortante se divide entre el área transversal del muro con propósito de homologar los resultados que se presentan en la Figura 5.1. Se realiza de esta manera debido a que el tamaño de los especímenes varió dependiendo del tipo de estudio, por lo que la fuerza cortante en especímenes de distinta longitud o espesor no es comparable entre ellos. En la gráfica de la Figura 5.1.a, se compara para distintos muros, el esfuerzo máximo que resistió a cortante $\tau_{Vm\acute{a}x}$ cada modelo en función de la cuantía $p_h f_{yh}$. Cada estudio se distingue con un marcador distinto: con un rombo (azul) los muros con bloque de concreto, con un cuadrado (café claro) muros con piezas de arcilla extruida, con un círculo los muros de tabique rojo recocido (verde para la serie de Aguilar y Alcocer(2001) y morado sin relleno para los modelos de Sánchez et al (1992)), y con un triángulo (rojo) los muros reforzados externamente con malla electrosoldada.

Los muros con menor esfuerzo fueron los muros confinados de tabique rojo del estudio de Aguilar y Alcocer (2001) que son los modelos de la serie **M**, donde el máximo se aproxima a 6 kg/cm^2 con el modelo **M1**. Los muros intermedios fueron la serie **N** de Alcocer et al (1997) con piezas de arcilla extruida donde el que tuvo mayor esfuerzo fue **N4** cercano a 12 kg/cm^2 con cuantía de 11.4 kg/cm^2 . De la serie hecha con tabique rojo y reforzado con malla electrosoldada, el modelo **M-211** tuvo un esfuerzo máximo cercano al de **N4**, aunque su carga máxima fue de 52.4 t, el esfuerzo se redujo debido a que el espesor del muro incluyendo el recubrimiento de mortero fue de 17 cm haciendo esos modelos 5 cm más anchos que los demás especímenes que no tuvieron recubrimiento. Los modelos que resistieron mayor esfuerzo fueron los del presente estudio (serie **MB**) donde el máximo desempeño fue del modelo **MB-3** con casi 14 kg/cm^2 .

Cabe mencionar que la serie **MB** de este estudio fue diseñada específicamente para una sola variable que es la cuantía de refuerzo horizontal, y además no se varió el tipo de armado como en los estudios de la serie **M**

(tabique rojo recocido) y **N** (tabique de arcilla extruida) donde más variables de estudio se incluyeron en los especímenes como se describen en el Capítulo 1.

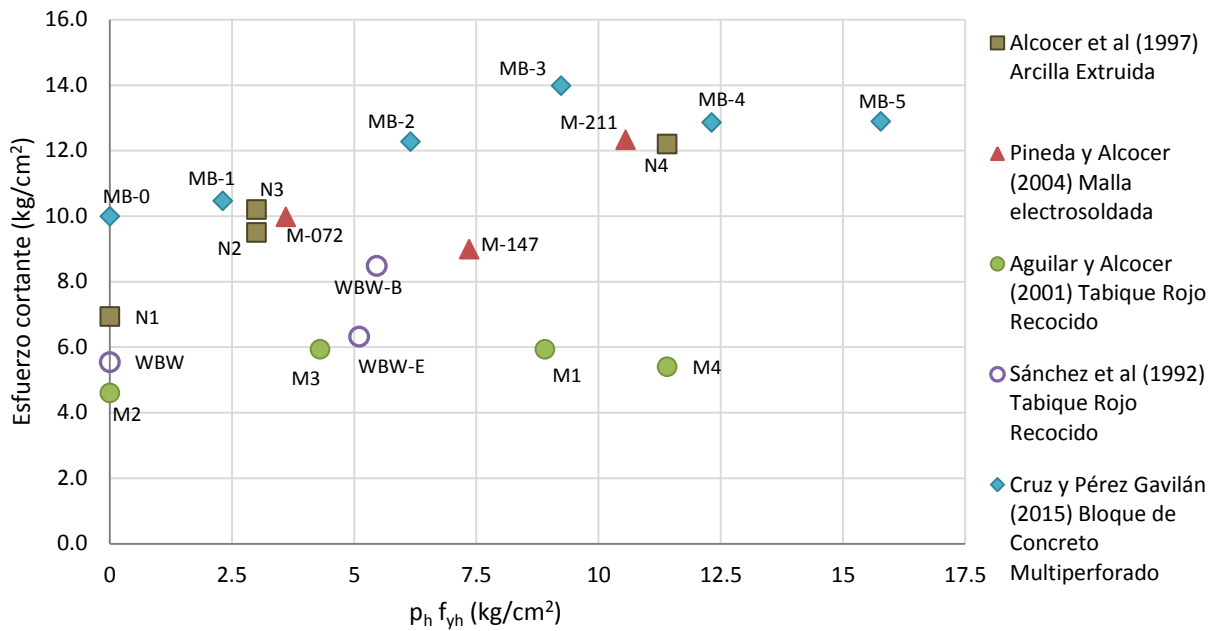


Figura 5.1 - Esfuerzo cortante respecto a la cuantía $p_h f_{yh}$ de especímenes probados en México

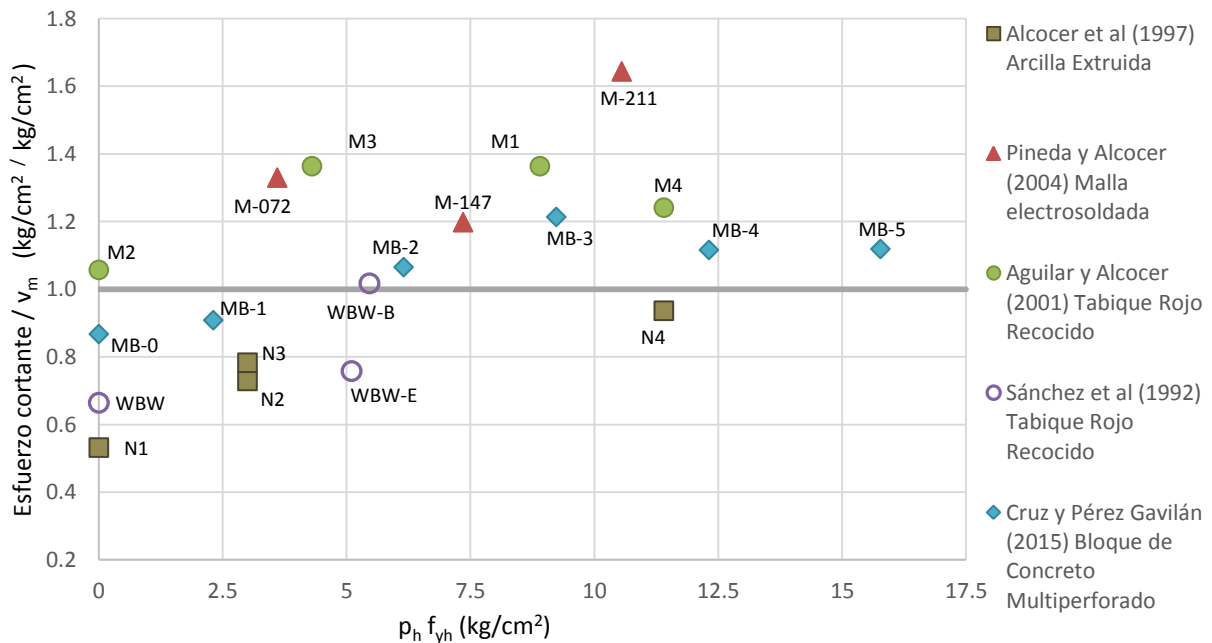


Figura 5.2 - Esfuerzo cortante normalizado respecto a v_m conforme a la cuantía $p_h f_{yh}$ de especímenes

Debido a que cada material tiene una resistencia distinta a la tensión diagonal, el esfuerzo cortante $\tau_{V_{m\acute{a}x}}$ se normalizó respecto al valor promedio de v_m de cada serie de la Tabla 5.1, estos resultados se presentan

en la Figura 5.2 respecto al producto $p_h f_{yh}$ del esfuerzo equivalente de la cuantía. Se observa que los muros de la serie **M** de tabique rojo, la serie con malla electrosoldada y los muros desde **MB-2** a **MB-5** de la serie **MB** son superiores a la unidad, es decir el esfuerzo a cortante de los muros tuvo un mejor desempeño de la mampostería que el medido en las probetas. En el caso de la serie **N**, los muros **WBW** y **WBW-E** de Sánchez y los muros **MB-0** a **MB-1** de bloque de concreto resultaron por debajo de uno que significa que los muros desarrollaron menores resistencias que las obtenidas en probetas.

La distorsión a la que se presentó la fuerza cortante máxima de los muros también tuvo variaciones respecto al tipo de material y a la cuantía de acero horizontal que se muestran en la Figura 5.3, donde los puntos que representan los ensayos tienen la misma geometría y colores que en la Figura 5.1. La historia de carga de estas pruebas cíclicas a cortante tienen un aumento de distorsión a cada 0.2%, razón por la cual los puntos se concentran o son cercanos a esas distorsiones pares. Se observa que en las series **M**, **N** y **MB** la distorsión en la que se presenta la cortante máximo aumenta con la cuantía de acero horizontal, y por lo menos la distorsión de los especímenes aumenta 0.2% de los modelos no reforzados. Para distinguir este aumento se colocó la recta de regresión lineal de los datos en color naranja.

En las normativas de cálculo de resistencia máxima de cortante de un muro normalmente la distorsión o la ductilidad no se especifica para la cual se calcula, sin embargo sí se limitan las distorsiones de entrepiso. El análisis de las resistencias de los muros a distintas distorsiones es un aspecto que es necesario tomar en cuenta en futuras investigaciones para obtener un enfoque más completo sobre el comportamiento de los muros a cortante.

Las envolventes de los ciclos histeréticos positivos se presentan en la Figura 5.4 para conocer las diferencias del comportamiento en función del esfuerzo cortante y distorsión de los estudios de la serie **MB**, **N** y **M**. Los modelos de tabique rojo recocido de la serie **M** denotados por líneas rojas punteadas tienen poca resistencia a cortante, pero su distorsión excede el 1% en todos los casos. Los de la serie **N** mostrados con líneas verdes con guiones que fueron hechos de arcilla extruida tuvieron una alta resistencia a cortante pero poca capacidad de distorsión, teniendo una rama descendente con pendiente pronunciada. Los muros del presente estudio de la serie **MB** distinguidos por una línea continua color azul, hechos con bloque de concreto multiperforado fueron los que tuvieron una combinación de alta resistencia y capacidad de deformación a partir del muro **MB-2** ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$) en adelante. Los modelos que tuvieron mayor capacidad de deformación fueron **MB-4** ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$) y de la serie **M** con tabique rojo el muro **M4** con $p_h f_{yh} = 11.4 \text{ kg/cm}^2$.

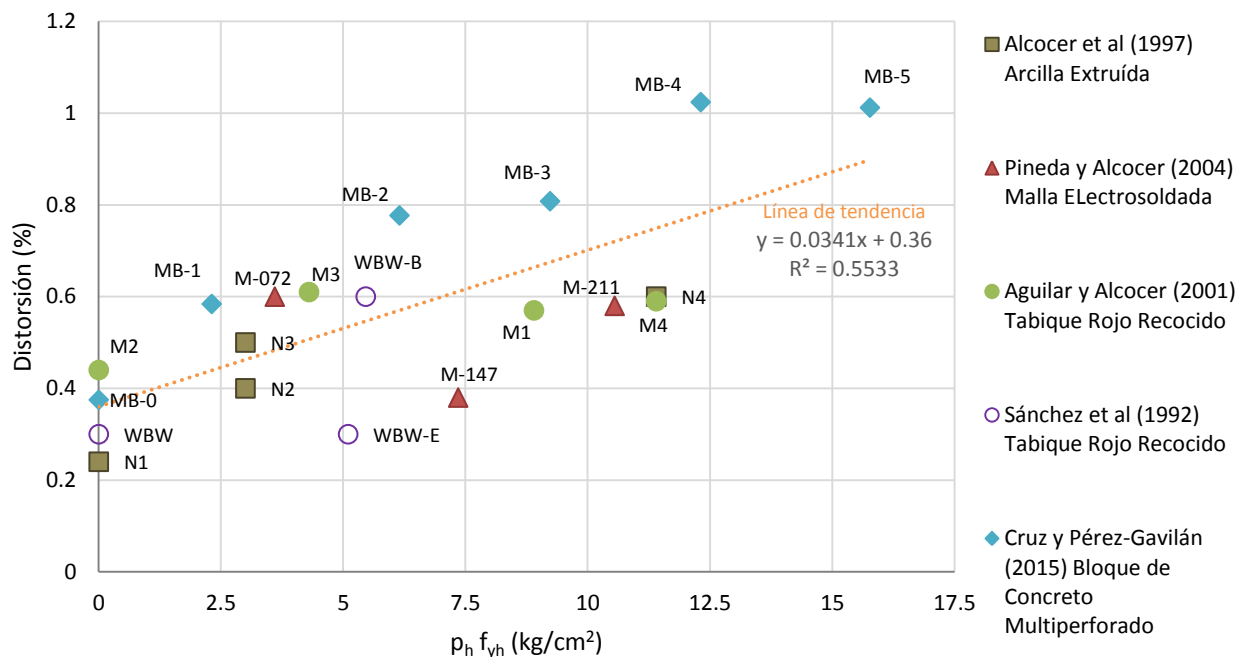


Figura 5.3 - Distorsión en el cortante máximo respecto a la cuantía $p_h f_{yh}$ de especímenes probados en México

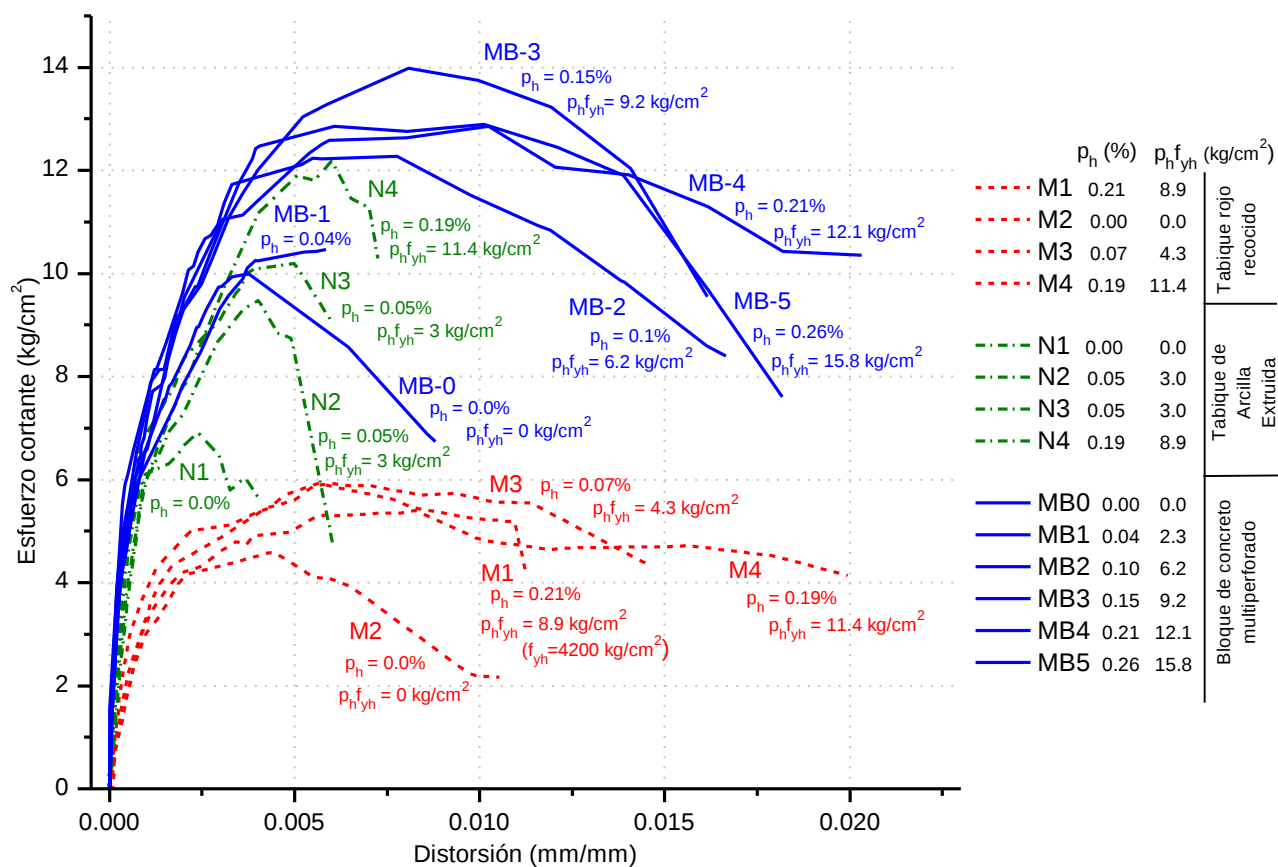


Figura 5.4 - Envolturas de curvas histeréticas de los muros con distintas piezas con refuerzo horizontal

5.2. Esfuerzo cortante del acero de refuerzo horizontal

5.2.1. Eficiencia

La eficiencia del acero en el punto de la resistencia máxima $\eta_{V_{m\acute{a}x}}$ se ilustra en la Figura 5.5 que es similar a la Figura 1.8, a diferencia que en ésta se incluyen los puntos de las eficiencias en la resistencia máxima de este estudio, y las líneas de tendencia de cada serie en su color representativo para comparar la pendiente a la que disminuye la eficiencia con la cuantía en las distintas series. Se aprecia que las eficiencias de los muros con bloque de concreto que tienen $p_h f_{yh}$ mayores a 9 kg/cm² aumentan hasta 80% en comparación del 20% de la norma denotada por la línea continua, lo que muestra que la mampostería de alta resistencia a la compresión en muros permite una mayor eficiencia del refuerzo, aun para cuantías elevadas. Para modelos de otros estudios con cuantías mayores a 8 kg/cm², la eficiencia experimental también es superior a la de la norma.

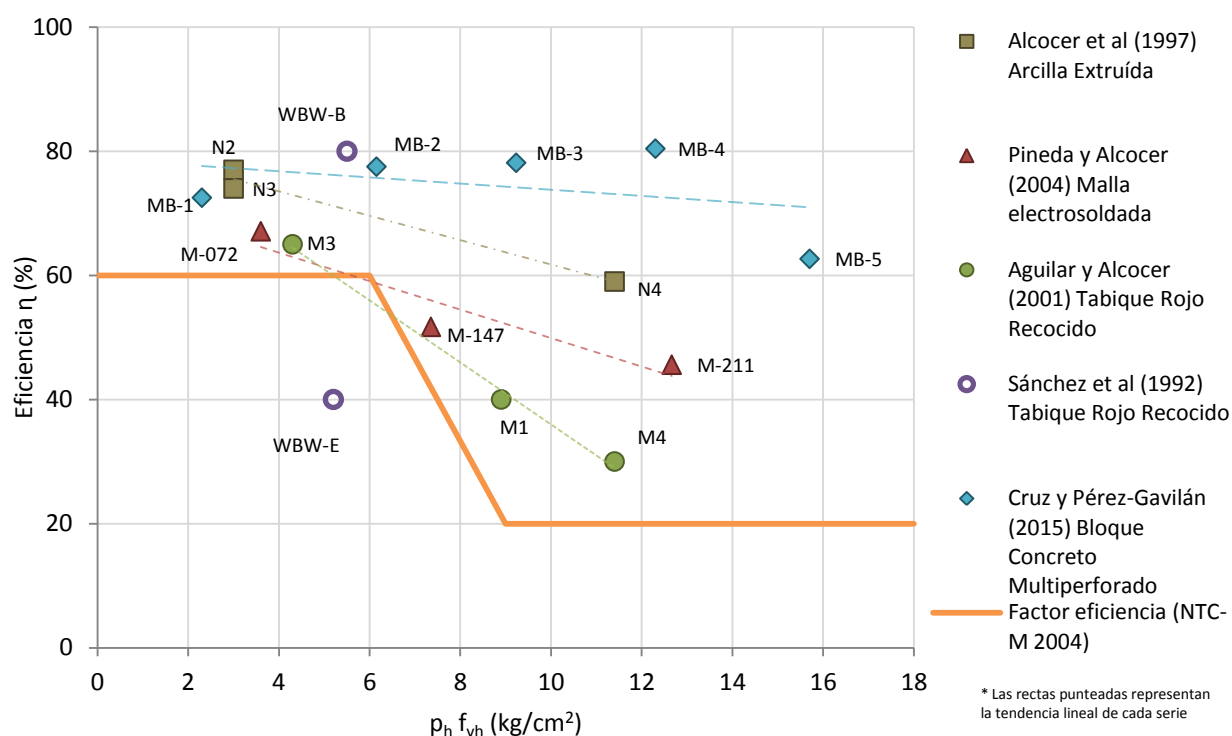


Figura 5.5 - Eficiencia de muros probados en México

De acuerdo con los resultados de la Figura 5.5 se observa que cada tipo de mampostería tiene una tendencia de eficiencias distinta, dependiendo del tipo de pieza y modalidad de refuerzo horizontal. Una alternativa para tomar un factor de eficiencia en cada caso por separado, es que dependa de la resistencia a compresión $\overline{f_m}$ de las mamposterías usando como referencia los resultados experimentales; esta posibilidad se ilustra en la Figura 5.6 bajo las condiciones mencionadas en la Tabla 5.1 con el promedio de las eficiencias de los ensayos. Con este análisis se observa que existe una relación lineal entre la eficiencia y $\overline{f_m}$ para la información disponible, sin embargo, los datos con los que se cuentan son limitados y es necesario realizar más pruebas a muros con distintas características para ajustar los parámetros de la regresión lineal.

Tabla 5.1 - Eficiencias promedio de estudios de refuerzo horizontal en México

Estudio	Aguilar y Alcocer (2001) Tabique rojo recocido	Alcocer et al (1997) Tabique de arcilla extruida	Cruz y Pérez Gavilán (2015) Bloque de concreto multiperforado	Pineda y Alcocer (2004) Tabique rojo recocido y malla electrosoldada	Sánchez et al (1992) Tabique rojo recocido, muro con abertura.
Eficiencia (%)	45	70	74.25	54.8	60
$V_{Svmáx}$ (t)	9.8	11.3	19.9	11.5	16
$\overline{f_m}$ (kg/cm ²)	38.8	160.3 ¹ (100)	121.7	52.4	56
$\overline{v_m}$ (kg/cm ²)	4.4	13.0	11.5	7.5	8.3

1 - Estudios de 2011 citados en las referencias de páginas web 1 y 2 correspondientes al fabricante, mencionan que para ensayos de laboratorio de tabiques de arcilla extruida de pilas hechas con piezas de dimensiones 6x12x24 cm tuvieron una resistencia de diseño a compresión de la mampostería f_m^* de 61.8 kg/cm² y para piezas de dimensiones 10x12x24 cm, el f_m^* fue de 81.0 kg/cm². Otros ensayos de la pieza se consultaron en Cruz (2010) donde se obtuvo $\overline{f_m}$ de 93.6 kg/cm². Para el cálculo que se hace en la siguiente sección se utilizará un valor más conservador de resistencia que fue obtenido de calcular un promedio de los resultados de esfuerzo de las pilas (sin reducciones de coeficiente de variación) de los primeros informes resultando en un valor de $\overline{f_m}$ de 100 kg/cm².

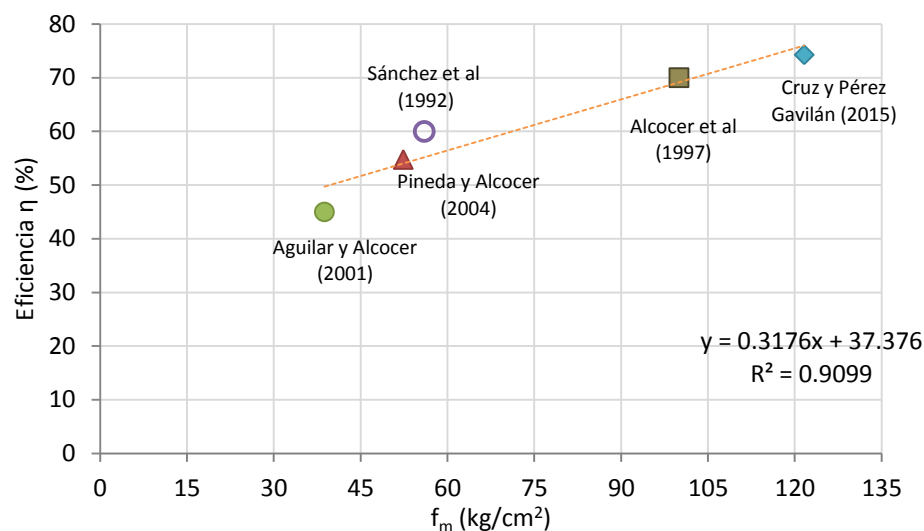


Figura 5.6 - Eficiencia promedio en función de la resistencia a compresión promedio de mampostería

Una propuesta de factores de eficiencia que dependen de la resistencia de la mampostería en forma de rangos de 30 kg/cm² basados en los valores promedio se muestran en la Tabla 5.2. Se utilizan de esta manera para que la eficiencia del cálculo del cortante del acero sea fija con respecto a la cuantía para calcular V_S y variable con la resistencia de la mampostería, además de que sean de sencilla interpretación. Para el caso de que f_m sea menor de 30 kg/cm² se usa cero debido a que sería mampostería pobre, que para cuestiones estructurales no es recomendable. Para refuerzo con malla electrosoldada se propone 50% de manera indicativa de acuerdo al promedio de los especímenes, aunque se debe de tomar en cuenta que el mecanismo de refuerzo externo funciona distinto al de refuerzo en las juntas, pues depende de otros factores como la fijación de la malla y el espesor del recubrimiento que no se estudian en esta investigación.

Tabla 5.2 - Eficiencias propuestas para el cálculo de V_s

Resistencia a compresión de la mampostería f_m (kg/cm ²)	Eficiencia del acero de refuerzo η [%]
Menor a 30	0
30 - 60	55
60 - 90	65
90 en adelante	75
Refuerzo con malla electrosoldada	50

5.2.2. Esfuerzo cortante del acero horizontal

Para conocer el esfuerzo cortante que aportó el acero en la resistencia máxima $\tau_{sV_{m\acute{a}x}}$ para los estudios de otros autores, se hizo un proceso inverso con los datos publicados en los informes del CENAPRED, es decir, conociendo las características de cada muro como la cuantía, sus dimensiones, la resistencia máxima y la eficiencia experimental del refuerzo para la resistencia máxima $\eta_{V_{m\acute{a}x}}$ (Figura 5.5), se calculó la resistencia debida al refuerzo $V_{sV_{m\acute{a}x}}$ en ese punto despejando V_s^* de la Ecuación 1.2 como $V_{sV_{m\acute{a}x}} = V_s^* = \eta p_h f_{yh} A_T$ y posteriormente se dividió entre el área transversal para convertirlo en esfuerzo.

En la Figura 5.7 se muestran los resultados de los ensayos en unidades de esfuerzo del acero horizontal con respecto a la cuantía. Se observa que el esfuerzo aumenta con la cuantía aunque para las series **M** y **MB** el esfuerzo baja para el espécimen más reforzado.

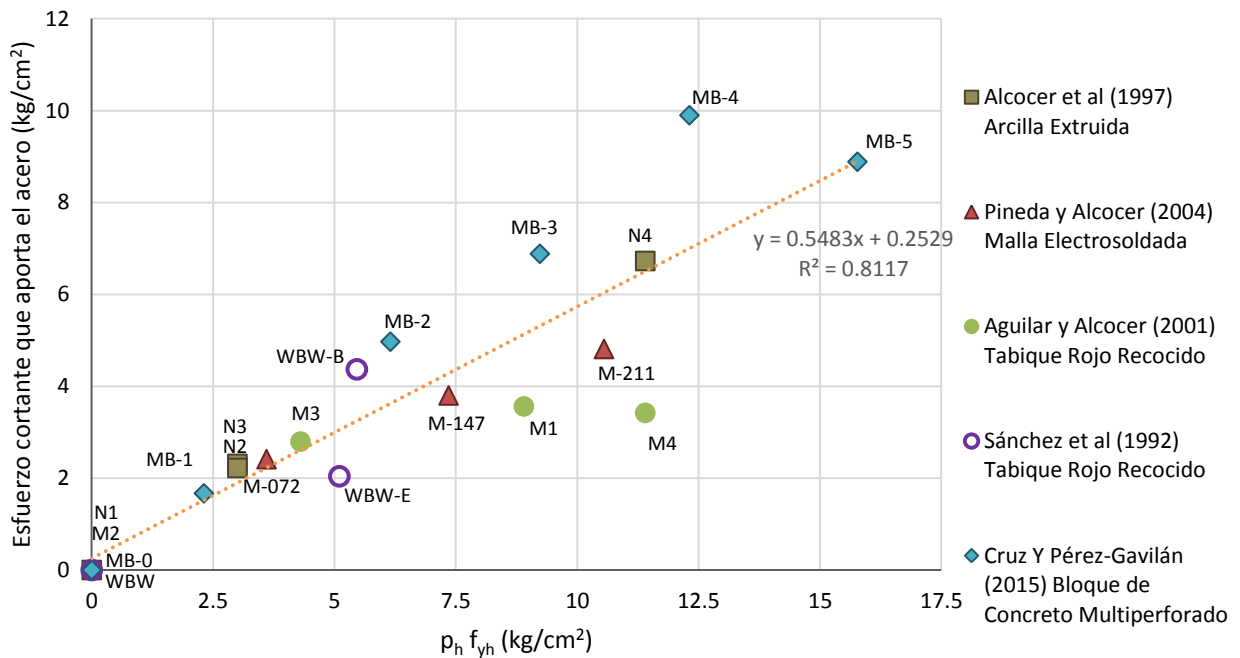


Figura 5.7 - Esfuerzo cortante del acero horizontal respecto a $p_h f_{yh}$ de especímenes probados en México

5.2.3. Cuantía límite del acero horizontal

En el comportamiento de los muros, se observa que la distribución del daño en los muros aumenta con la cuantía, sin embargo llega un punto en el que aunque la cuantía de acero aumente, el acero no llega a resistir el total de su capacidad pues ya la mampostería está demasiado dañada. Para los ensayos de la serie **M**, **N** y **MB**, es posible determinar una cuantía de refuerzo para la cual el esfuerzo cortante resistente $\tau_{svm\acute{a}x}$ del muro ya no aumenta.

Se le llamará a dicha cuantía, **cuantía límite**, que no necesariamente representa una cuantía máxima sino una última cuantía que todavía presenta eficiencia alta. En la Figura 5.8a, 5.8b y 5.8c se representan los puntos $(p_h f_{yh}, \tau_{svm\acute{a}x})$ correspondientes a los ensayos de las series **M**, **N** y **MB**, respectivamente. Con líneas punteadas se representa el ajuste de una curva bilineal a dichos puntos, con lo queda definida la cuantía límite como la abscisa del punto donde intersectan las ramas inclinada y horizontal de dichas curvas.

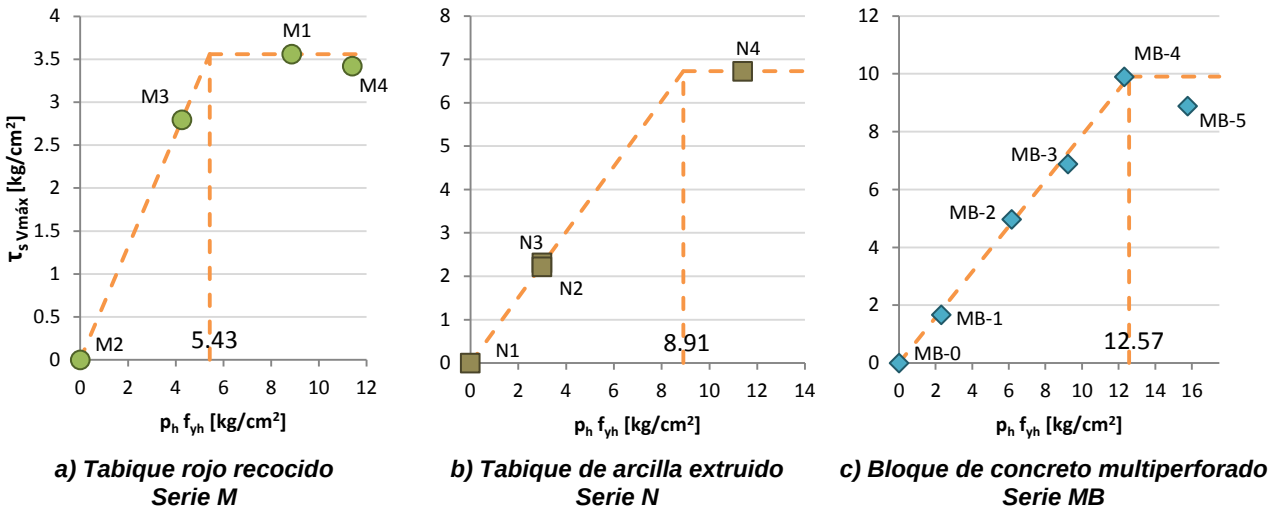


Figura 5.8 - Esfuerzo del acero y cuantía límite de las series M, N y MB

La cuantía límite depende de la resistencia a compresión de la mampostería. En la Figura 5.9 se grafica la cuantía límite y el correspondiente valor de la resistencia a compresión promedio de la mampostería $\bar{f}_m$ de acuerdo a la Tabla 5.1 para los ensayos de las series **M**, **N** y **MB**. La ecuación de la recta obtenida haciendo la regresión lineal de estos tres puntos se muestra en la misma figura donde el factor que multiplica a $\bar{f}_m$ se le llamará λ , aunque es necesario contar con más información para ajustar este parámetro.

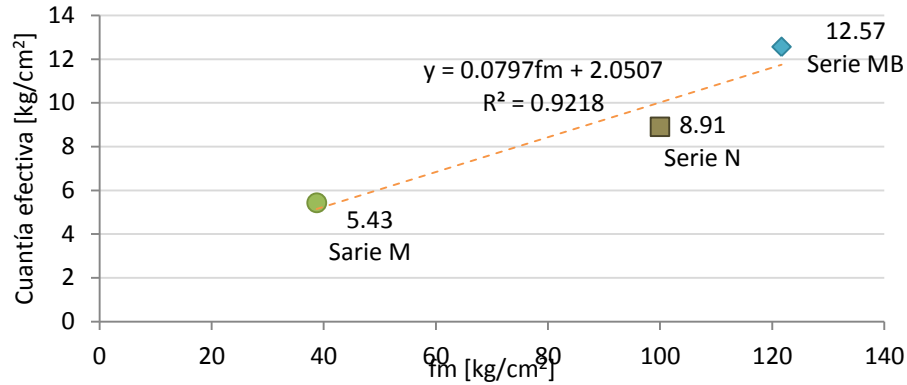


Figura 5.9 - Cuantía límite respecto a la resistencia a compresión de la serie M, N y MB

5.3. Esfuerzo cortante resistente de la mampostería

5.3.1. Esfuerzo cortante de la mampostería

Como se mencionó en el capítulo anterior, la mampostería pierde resistencia conforme aumenta la cuantía de refuerzo horizontal en el muro, como se muestra para la serie **MB** en la Figura 4.6. Se realizó un cálculo similar con los resultados de otros estudios para conocer la resistencia de la mampostería $V_{0V_{máx}}$ en el punto de la resistencia máxima $V_{máx}$. La resistencia debida a la mampostería, se calculó como $V_{0V_{máx}} = V_{máx} - V_{sV_{máx}}$ y posteriormente se convierte a esfuerzo $\tau_{0V_{máx}}$. Los resultados se muestran en la Figura 5.10, en este caso a cada serie se le coloca una línea de tendencia para visualizar la diferencia en la pendiente de la degradación de la mampostería con respecto a la cuantía, no se colocó línea de tendencia de la serie con malla electrosoldada de Pineda y Alcocer (2004) ya que se comportan distinto.

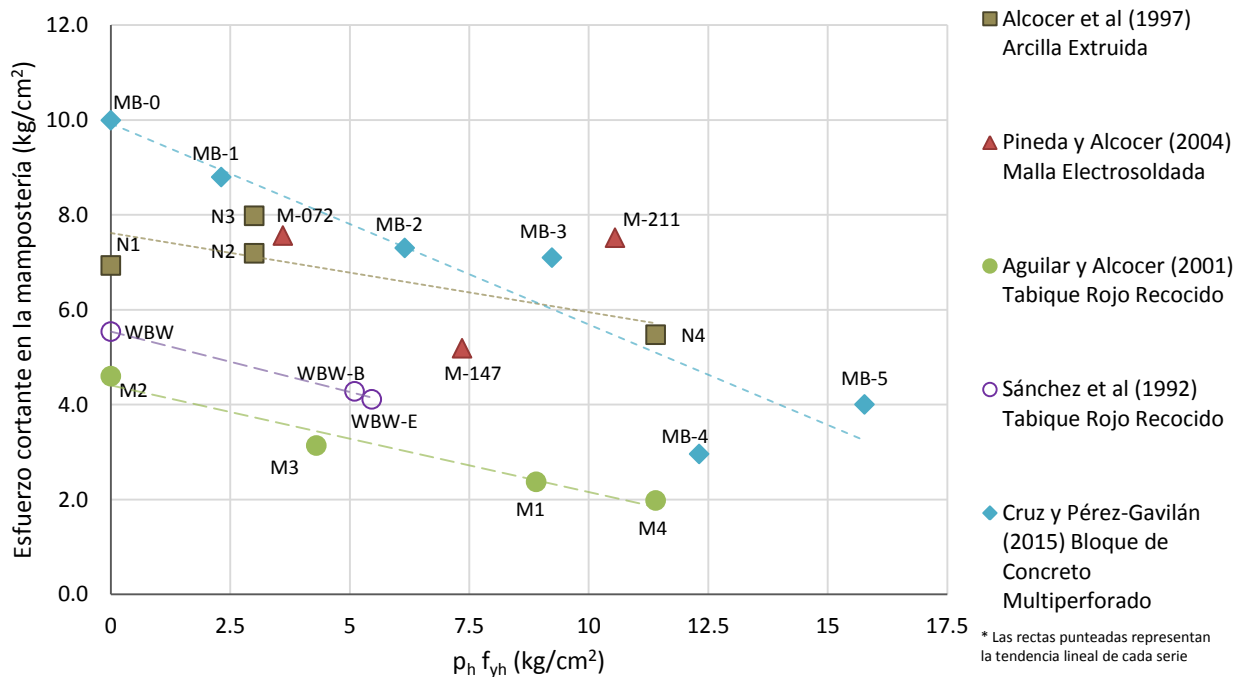


Figura 5.10 - Esfuerzo cortante de la mampostería respecto a $p_h f_{yh}$ de especímenes probados en México

5.3.2. Degradación del esfuerzo cortante de la mampostería

Para conocer la razón a la que decrece el esfuerzo resistente debido a la mampostería de cada serie por separado $\tau_{0V\max i}$, se normalizó con el esfuerzo resistente máximo de la mampostería cuando no se tiene refuerzo horizontal del modelo control, $\tau_{V\max phfy=0}$, Ec. 5.1, mostrado en la Figura 11.

$$\frac{(\tau_{V\max} - \tau_{sV\max})_i}{\tau_{V\max phfy=0}} = \frac{\tau_{0V\max i}}{\tau_{V\max phfy=0}} \quad (5.1)$$

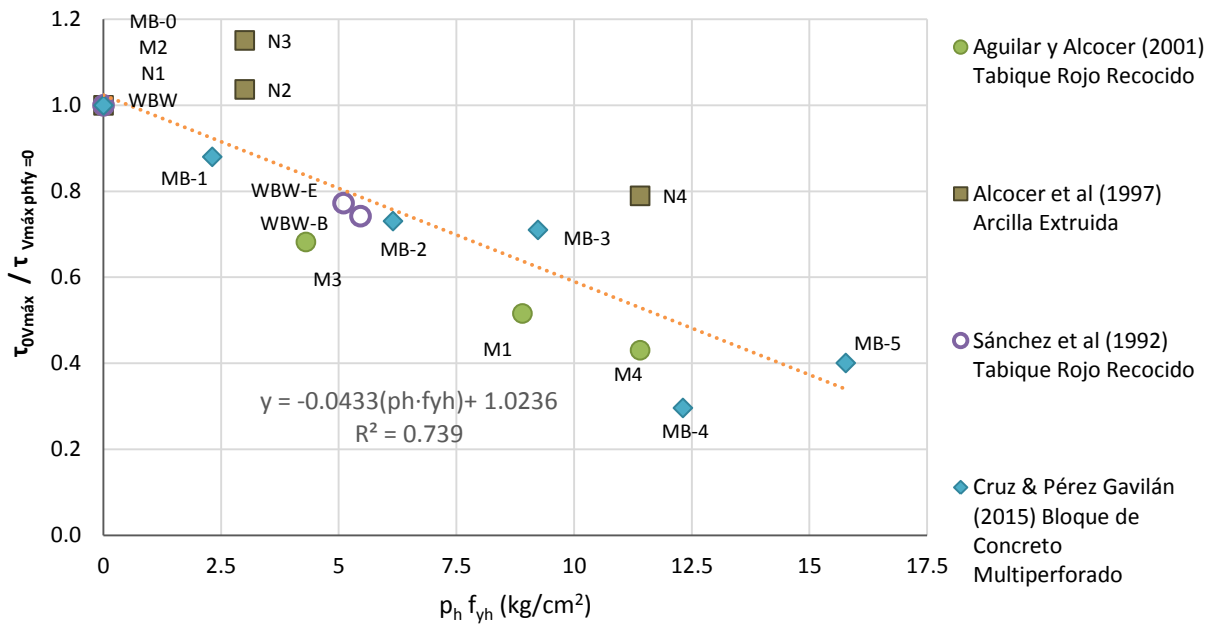


Figura 5.11 - Degradación del esfuerzo a cortante conforme aumenta la cuantía de refuerzo horizontal

Se observa que efectivamente hay una tendencia lineal en el descenso del esfuerzo resistente de la mampostería conforme aumenta la cuantía de refuerzo horizontal. En la gráfica se incluye la ecuación de la regresión lineal y que, en forma simplificada, se describe más adelante como el factor de reducción k_1 .

5.4. Propuesta de cálculo de cortante resistente de muros con refuerzo horizontal

5.4.1. Fuerza cortante máxima del muro de mampostería

En esta sección se describe una propuesta de cálculo de la fuerza cortante máxima que puede resistir un muro de mampostería confinada con refuerzo horizontal, tomando en cuenta que la componente del acero y la mampostería se calculan para la misma distorsión en la que ocurre la resistencia máxima del muro. La propuesta tiene la siguiente forma:

$$V_R = k_0 k_1 V_{agr} + V_{sR} \quad (5.2)$$

Donde V_{agr} es la resistencia de la mampostería al agrietamiento, k_0 es el factor para obtener la resistencia máxima (posterior al agrietamiento) de la mampostería sin refuerzo horizontal y k_1 es un factor para reducir la resistencia máxima de la mampostería en función de la cuantía del refuerzo horizontal. La variable V_{SR} es la resistencia debida al refuerzo horizontal.

5.4.2. Fuerza cortante del acero horizontal

La resistencia debida al refuerzo puede estimarse con la Ec. 5.3, el producto de la cuantía por el esfuerzo de fluencia del acero horizontal $p_h f_{yh}$ se denomina con la letra q . En esta propuesta existen dos tipos de cuantía, la **cuantía límite** q_l descrita en la sección 5.2.3, que es la cuantía para la cual la resistencia del acero ya no incrementa y se calcula con $q_l = \lambda f_m$, donde λ es una constante que se obtuvo de la regresión lineal de la Figura 5.9, originalmente tiene el valor de 0.08, aunque para utilizarla en una forma simplificada se aumenta hasta el valor de $\lambda = 0.1$. La segunda cuantía es llamada **cuantía efectiva** q_v definida por la Ec. 5.4, que es la expresión que limita el esfuerzo de la cuantía cuando sobrepasa la cuantía límite para el cálculo de la fuerza cortante del acero. La eficiencia η que se usa son los valores de la Tabla 5.2.

$$V_{SR} = A_t q_v \eta \quad (5.3)$$

$$q_v = \begin{cases} p_h f_{yh} & p_h f_{yh} \leq q_l \\ \lambda f_m & p_h f_{yh} > q_l \end{cases} \quad (5.4)$$

5.4.3. Fuerza cortante de la mampostería

La resistencia a corte de la mampostería parte de la resistencia en el muro sin refuerzo horizontal, que sería la más grande, y luego se reduce dependiendo de la cuantía de refuerzo. El primer paso es determinar la resistencia máxima de la mampostería sin refuerzo horizontal, de acuerdo a las NTCM 2004 esta resistencia se hace igual a la del agrietamiento. Sin embargo, es bien sabido que existe una resistencia adicional que no se toma en cuenta en el caso de no existir refuerzo. Por otro lado, cuando se tiene refuerzo horizontal, la expresión de las normas esta calibrada para estimar la resistencia máxima. La resistencia máxima de un muro de mampostería sin refuerzo fue estudiada por Riahi y Alcocer (2009) que con una base de datos establecieron que la resistencia está dada por

$$V_{m\acute{a}x_{p_h f_{yh}=0}} = V_{agr} \times k_0 \quad (5.5)$$

Donde $k_0 = 1.3$ es el valor esperado. Sin embargo en un estudio hecho por Pérez-Gavilán y otros (2013) se determinó que la resistencia de los muros esbeltos es igual a la del agrietamiento y que ésta se incrementa a medida que la relación de aspecto disminuye. Con base en dichos estudios, se propone la expresión

$$k_0 = \begin{cases} 1 & \frac{H}{L} > 1.5 \\ 1.3 & \frac{H}{L} \leq 1 \\ \text{se interpola} & 1.5 < \frac{H}{L} < 1 \end{cases} \quad (5.6)$$

El valor de la resistencia de la mampostería al agrietamiento está dada por

$$V_{agr} = (0.5v_m A_T + 0.3P) \cdot f - \frac{M_a}{H_k} \leq 1.5v_m A_T \cdot f \quad (5.7)$$

Donde f es un factor que toma en cuenta el efecto de la relación de aspecto en la resistencia al agrietamiento, dado por

$$\begin{aligned} f &= 1.55 & \frac{H_e}{L} < 0.2 \\ f &= 1.69 - 0.69 \frac{H_e}{L} & 0.2 \leq \frac{H_e}{L} \leq 1 \\ f &= 1 & \frac{H_e}{L} > 1 \end{aligned} \quad (5.8)$$

La variable M_a es el momento en el extremo superior del muro y H_k es una altura característica del muro dada por

$$H_k = \frac{2k_f + k_v}{3k_v} H \quad (5.9)$$

Donde $k_f = 3E_m I / H^3$ es la rigidez a flexión del muro y $k_v = G_m A_T / H$ es la rigidez a cortante del muro, E es el módulo de elasticidad del muro y G_m el módulo de cortante, que puede tomarse en forma aproximada como $G_m = 0.2E_m$, I es el momento de inercia de la sección transversal del muro.

El término M_a / H_k toma en cuenta la reducción de la resistencia al agrietamiento debida a la interacción momento-cortante. La Ec. 5.7 fue propuesta por Pérez Gavilán y otros (2013).

Para tomar en cuenta la degradación de la resistencia de la mampostería en la resistencia máxima debido a la cuantía de acero, descrita en la sección 5.3.2, se utiliza el factor de reducción k_1 que proviene de la regresión lineal de la Figura 5.11 y se calcula con la Ec. 5.10. La resistencia máxima de la mampostería sin refuerzo horizontal V_{mR} se reduce con el factor k_1 en donde participa la pendiente α que representa la rapidez de la degradación. Se usa un valor de $\alpha = 0.045$ fijo para todos los tipos de mampostería gracias a la normalización utilizada que afecta a la cuantía efectiva de acero horizontal que se le haya colocado al muro.

$$k_1 = 1 - \alpha q_v = 1 - 0.045 q_v \quad (5.10)$$

$$V_{mR} = k_0 k_1 V_{agr} \quad (5.11)$$

5.5. Límites de cuantía de acero

5.5.1. Cuantía mínima

El límite de cuantía mínima en reglamentos extranjeros (MSJN, CSA y SANZ) cuando es fijo de 0.07%, normalmente se refiere a una cuantía calculada para agrietamientos por cambio de volumen debido a la temperatura (Paulay y Priestley, 1992). Es necesario encontrar un criterio que asegure que la resistencia del muro con refuerzo horizontal exceda o por lo menos iguale la resistencia a la que aparece el agrietamiento diagonal (Schultz, 1996), en el caso de esta investigación se observó que si la cuantía no es suficiente puede ocurrir una falla repentina por ruptura de las varillas como el caso de **MB-1** ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$). Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en estudios próximos son los desplazamientos permitidos para este tipo de muros de acuerdo al factor de comportamiento sísmico asignado, de manera que la cuantía mínima por lo menos asegure la distorsión requerida. El límite de cuantía mínima se define por la Ecuación 5.12 para un valor fijo y queda pendiente en próximos estudios de revisarse para que el límite mínimo cumpla para aportar las ductilidades requeridas para muros de planta baja.

$$q_{\min} = p_{h_{\min}} f_{yh} = 4 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.12)$$

5.5.2. Cuantía máxima

La cuantía máxima de refuerzo tiene que ver con la resistencia a compresión de la mampostería y con límites físicos en cuanto a la cantidad de refuerzo que se puede colocar en una junta de mortero sin afectar la adherencia entre las piezas y que permita un colado adecuado del castillo. En los ensayos realizados en este estudio se observó que la resistencia llega a una cantidad máxima que no puede incrementarse aunque se aumente la cantidad de refuerzo horizontal. Esta cuantía no define la cantidad de refuerzo máxima, porque al incluir más refuerzo se consiguió aumentar la capacidad de distorsión del muro. Sin embargo llegó un punto en el que ya no se aumentó esa capacidad y el refuerzo ya no alcanzó a fluir (se redujo notablemente la eficiencia). Por otro lado, los muros con más refuerzo mostraron deslizamiento en algunas juntas, que se atribuye en parte, a que la cantidad de refuerzo en una sola junta obstruyó la adherencia entre las piezas. Tratando de tomar en cuenta los anteriores conceptos se propone como límite máximo de refuerzo, lo dispuesto por la Ec. 5.13

$$q_{\max} = p_{h \max} f_{yh} = 0.2 f_m \quad (5.13)$$

$$A_{s \max} \leq 0.05 A_j \quad A_j = (\text{espesor de la junta}) \times t$$

Donde A_j es el área de la junta. El espesor de la junta con refuerzo debe ser menor a 12 mm para piezas extruidas y menor a 15 mm para piezas artesanales. Con este planteamiento se proporciona un rango permisible de cuantía de acero lo suficientemente amplio para realizar distintas combinaciones de diámetros de varillas de acuerdo a las exigencias de diseño y de construcción. La tendencia de los límites mínimo y máximo se ilustra en la Figura 5.12.

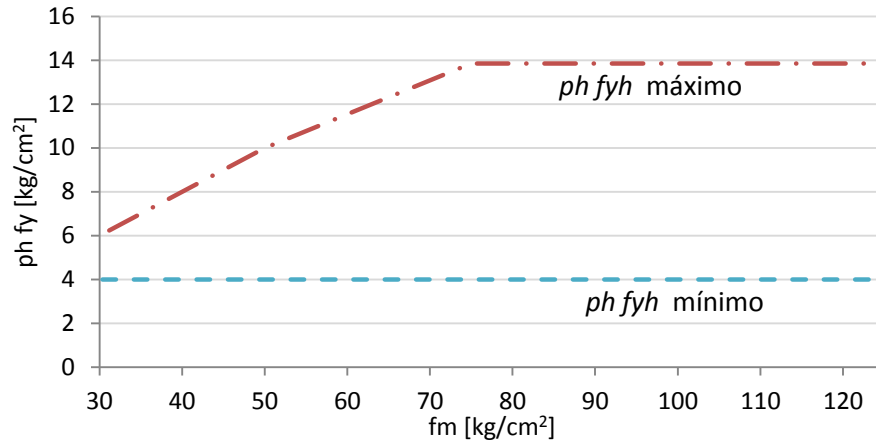


Figura 5.12 - Límites de cuantía de refuerzo horizontal que dependen de f_m

5.5.3. Evaluación de límites de cuantías

Con estos límites de cuantías se hace el mismo análisis que en la sección 1.2.3 para muros cuadrados con esfuerzo vertical de $\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$ y el valor de $v_m = 0.6 \sqrt{f_m}$ y se vuelven a indicar las piezas A, B y C. Los resultados del esfuerzo cortante del acero se muestran en la Figura 5.13, en este caso las cuantías máximas y mínimas se elevan en forma de escalones debido a la manera en que aumenta la eficiencia respecto a f_m paulatinamente, en esta propuesta, el esfuerzo calculado con la cuantía mínima en ningún caso es mayor al de la cuantía máxima, al contrario de lo que ocurre con las NTCM 2004 en la Figura 1.10.

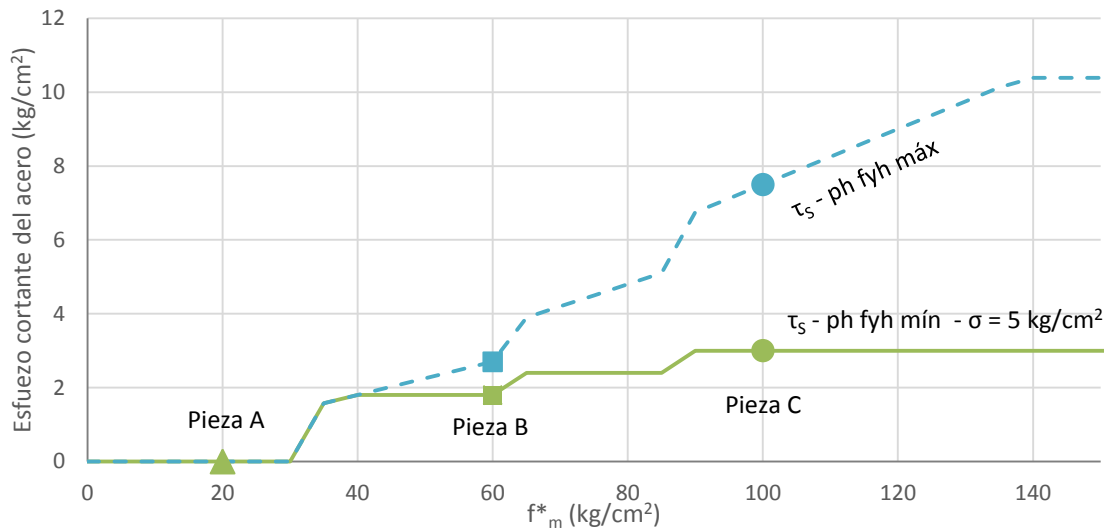


Figura 5.13 - Esfuerzo cortante del acero relacionado con f_m^* (propuesta)

El esfuerzo cortante total del muro se muestra en la Figura 5.14, se incluyen los esfuerzos de la mampostería para cuantías mínima y máxima. El esfuerzo de la mampostería para la cuantía máxima es menor que el de la mínima a causa de la disminución de la resistencia de la mampostería con el aumento de la cuantía de acero mencionada en la sección 5.3.2.

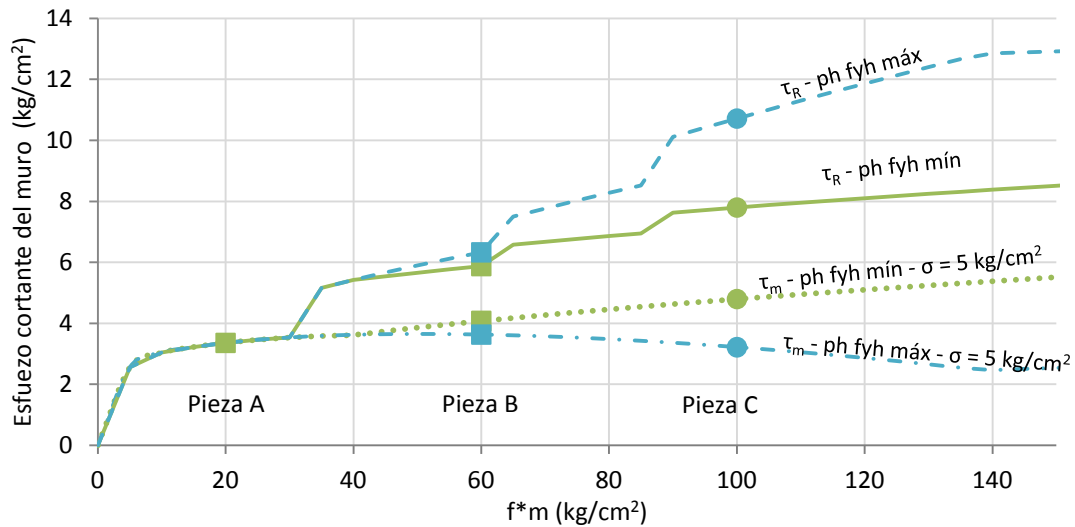


Figura 5.14 - Esfuerzo cortante del muro relacionado con $f \cdot m$ (propuesta)

5.6. Cálculo de resistencia a cortante

La alternativa de cálculo de fuerza cortante se evaluó para los modelos experimentales de las series **M**, **N** y **MB** que son hechos con distintas piezas comúnmente usadas en México, para el análisis se usaron las resistencias de materiales promedio de cada serie de la Tabla 5.1 para observar su aproximación a los valores experimentales.

Los resultados se muestran gráficamente en las Figuras 5.15, 5.16 y 5.17, la resistencia a cortante en función de la cuantía de acero se integra de la siguiente manera: Se indican con líneas verticales los límites de las cuantías $q_{\text{mín}}$ y $q_{\text{máx}}$ para definir el rango permisible. Los puntos que denotan las resistencias experimentales de los modelos se distinguen de la siguiente manera: las resistencias máximas $V_{\text{máx}}$ con marcadores cuadrados (verdes), con rombos las resistencias del acero V_s (azul) y con triángulos las de la mampostería V_0 (naranja).

Las líneas indican el cálculo con las fórmulas de la sección 5.5, la línea naranja con guión y punto representa a la resistencia de la mampostería calculada V_{mR} , la línea azul con guión y dos puntos representa la del acero horizontal V_{sR} y la línea verde punteada representa la resistencia total de la suma de ambos componentes V_R . Se utiliza una línea verde continua para representar la resistencia del muro $V_{R\text{lim}}$ tomando en cuenta los límites de cuantías y condiciones de la fórmula de esta propuesta, que básicamente es el factor de sobrerresistencia k_0 igual a uno cuando no se coloca refuerzo horizontal, por lo que permanece horizontal con el valor de cortante de agrietamiento hasta la cuantía mínima. Posterior a la cuantía mínima sigue la trayectoria de V_R hasta la cuantía máxima. Se observa también que a partir de la cuantía límite $q_v = \lambda f_m$ la resistencia deja de aumentar linealmente con la cuantía y se hace horizontal, y es a partir de este punto que el cálculo del cortante y la mampostería dejan de parecerse a los resultados experimentales. En las Tablas 5.3, 5.4 y 5.5 se hace una comparación de los valores experimentales y los calculados.

5.6.1. Muros de Bloque de Concreto Multiperforado (Serie MB)

La serie **MB** del presente estudio experimental de muros de bloque de concreto multiperforado es la que tiene más modelos y se muestra en la Figura 5.15. La tendencia de la resistencia a cortante calculada se asemeja a los puntos experimentales en la rama ascendente y también cuando se hace horizontal. La resistencia del muro **MB-3** ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$) resulta conservadora por 5 t resultando en 88% del valor experimental, pero en los demás modelos la relación no excede de 7% (Tabla 5.3). La trayectoria del cortante del acero y la mampostería también se asemejan a los puntos experimentales.

Tabla 5.3 - Cortante calculado y experimental de la serie MB de bloque de concreto multiperforado

Modelo	Resistencia de la Mampostería			Resistencia del Refuerzo Horizontal			Resistencia máxima del muro			Resistencia máxima (límites de cuantía)		
	V_0	V_{mR}	$\frac{V_{mR}}{V_0}$	V_s	V_{sR}	$\frac{V_{sR}}{V_s}$	$V_{m\acute{a}x}$	V_R	$\frac{V_R}{V_{m\acute{a}x}}$	$V_{m\acute{a}x}$	$V_{R\acute{m}i}$	$\frac{V_{R\acute{m}i}}{V_{m\acute{a}x}}$
MB-0	30.7	22.0	0.72	0.0	0.0	1	30.7	22.0	0.72	30.7	22.0	0.72
MB-1*	27.0	25.7	0.95	5.1	5.3	1.04	32.15	31.0	0.96	32.15*	22.0*	0.68*
MB-2	22.4	20.7	0.92	15.3	14.2	0.93	37.7	34.9	0.93	37.7	34.9	0.93
MB-3	21.8	16.7	0.77	21.1	21.3	1.01	42.95	38.0	0.88	42.95	38.0	0.88
MB-4	9.1	13.0	1.42	30.4	28.0	0.92	39.5	41.0	1.04	39.5	41.0	1.04
MB-5*	12.3	13.0	1.05	27.3	28.0	1.03	39.6	41.0	1.03	39.6*	41.0*	1.03*

*Fuera de los límites de cuantía de refuerzo horizontal.

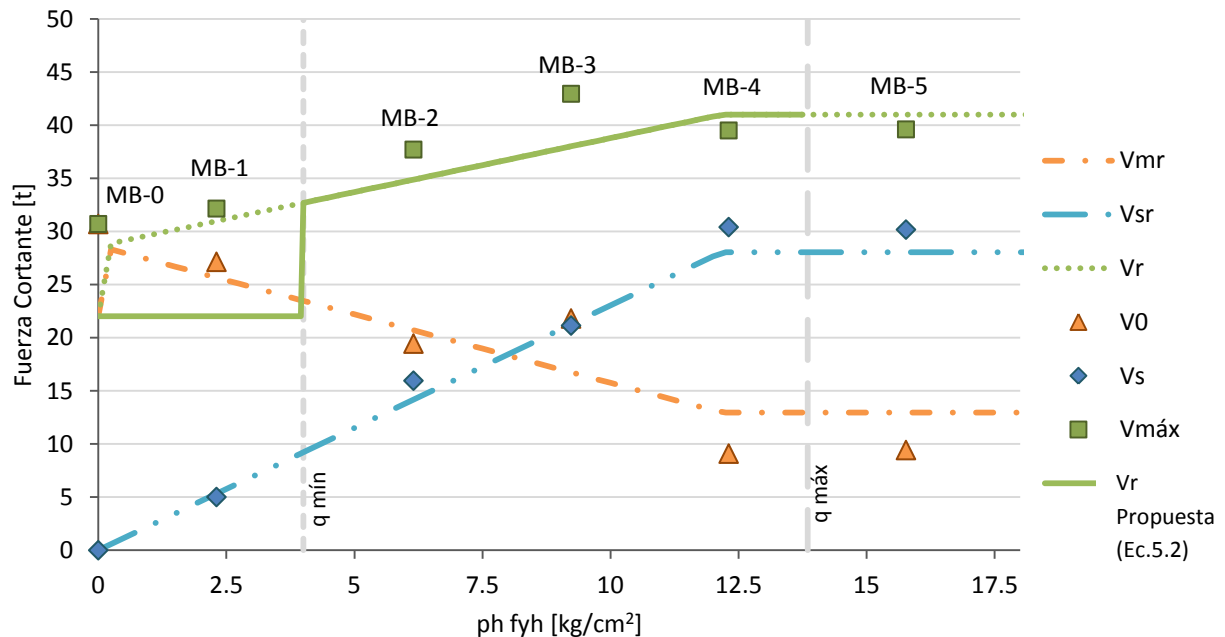


Figura 5.15 - Cálculo alternativo de V_{mr} , V_{sr} y V_r y resultados experimentales de la serie MB

5.6.2. Muros de Tabique Rojo Recocido (Serie M)

El estudio de Aguilar y Alcocer (2001) de muros con piezas de tabique rojo Recocido denotado por la serie **M** muestra algunas variantes debido a la resistencia reducida de sus piezas. El límite inferior de la cuantía se toma como 4 kg/cm^2 y el máximo de 7.75 kg/cm^2 quedando fuera los muros **M1** y **M4** pues de acuerdo a la Ecuación 5.13 domina el criterio de $q_{m\acute{a}x} = 0.2 f_m$. La relación entre el cálculo y el resultado experimental de los muros **M3** y **M1** es bastante cercana con 2% de diferencia.

Las trayectorias de la predicción de cortante y acero son prácticamente horizontales a partir de la cuantía mínima que coincide con la cuantía límite, por lo que la diferencia con el cálculo es en todos los casos mayor a 20%, sin embargo la predicción de la resistencia total es bastante acertada.

Tabla 5.4 - Cortante calculado y experimental de la serie M de tabique rojo recocido

Modelo	Resistencia de la Mampostería			Resistencia del Refuerzo Horizontal			Resistencia máxima del muro			Resistencia máxima (límites de cuantía)		
	V_0	V_{mR}	$\frac{V_{mR}}{V_0}$	V_s	V_{sR}	$\frac{V_{sR}}{V_s}$	$V_{m\acute{a}x}$	V_R	$\frac{V_R}{V_{m\acute{a}x}}$	$V_{m\acute{a}x}$	$V_{R\acute{m}\acute{o}n}$	$\frac{V_{R\acute{m}\acute{o}n}}{V_{m\acute{a}x}}$
M2	13.8	11.0	0.80	0.0	0.0	1	13.8	11.0	0.80	13.8	11.0	0.80
M3	9.4	11.8	1.26	8.4	6.4	0.76	17.8	18.2	1.02	17.8	18.2	1.02
M1*	7.1	11.8	1.66	10.7	6.4	0.60	17.8	18.2	1.02	17.8*	18.2*	1.02*
M4*	5.9	11.8	1.99	10.3	6.4	0.62	16.2	18.2	1.13	16.2*	18.2*	1.13*

*Fuera de los límites de cuantía de acero horizontal.

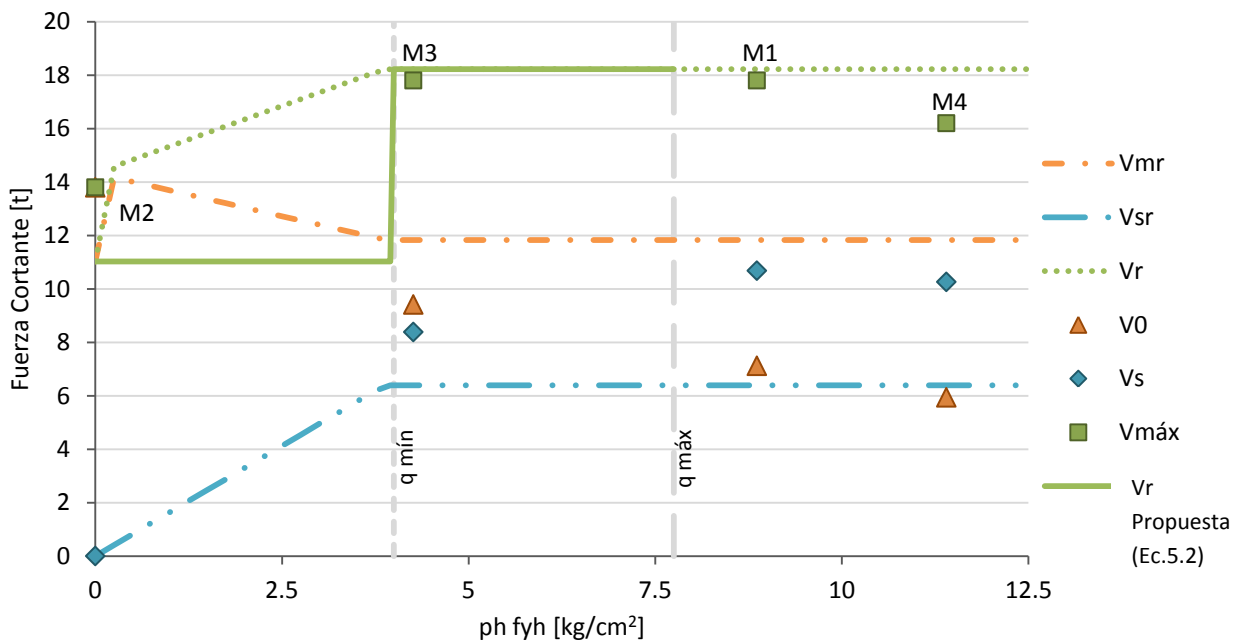


Figura 5.16 - Cálculo alternativo de V_{mr} , V_{sr} y V_r y resultados experimentales de la serie M

5.6.3. Muros de Tabique de Arcilla Extruida (Serie N)

La serie **N** de Alcocer et al (1997) de muros con piezas de arcilla extruida es la serie con menos puntos sobre el eje horizontal de las cuantías, por lo que el cálculo se comprueba sólo en el modelo **N4** dentro del rango de cuantías permisibles. En los modelos **N2** y **N3** sí coincide con la trayectoria propuesta aunque quedan debajo del límite mínimo de cuantía cuya intención también es proporcionar capacidad de desplazamiento.

Tabla 5.5 - Cortante calculado y experimental de la serie N de tabique de arcilla extruido

Modelo	Resistencia de la Mampostería			Resistencia del Refuerzo Horizontal			Resistencia máxima del muro			Resistencia máxima (límites de cuantía)		
	V_0	V_{mR}	$\frac{V_{mR}}{V_0}$	V_s	V_{sR}	$\frac{V_{sR}}{V_s}$	$V_{m\acute{a}x}$	V_R	$\frac{V_R}{V_{m\acute{a}x}}$	$V_{m\acute{a}x}$	$V_{l\acute{i}m}$	$\frac{V_{Rl\acute{i}m}}{V_{m\acute{a}x}}$
N1	20.8	25.0	1.20	0.0	0.0	1	20.8	25.0	1.20	20.8	19.2	0.92
N2*	21.6	21.6	1.00	6.9	6.8	0.97	28.5	28.3	0.99	28.5*	19.2*	0.67*
N3*	23.9	21.6	0.90	6.7	6.8	1.01	30.6	28.3	0.93	30.6*	19.2*	0.63*
N4	16.4	13.7	0.84	20.2	22.5	1.12	36.6	36.2	0.99	36.6	36.2	0.99

*Fuera de los límites de cuantía de acero horizontal.

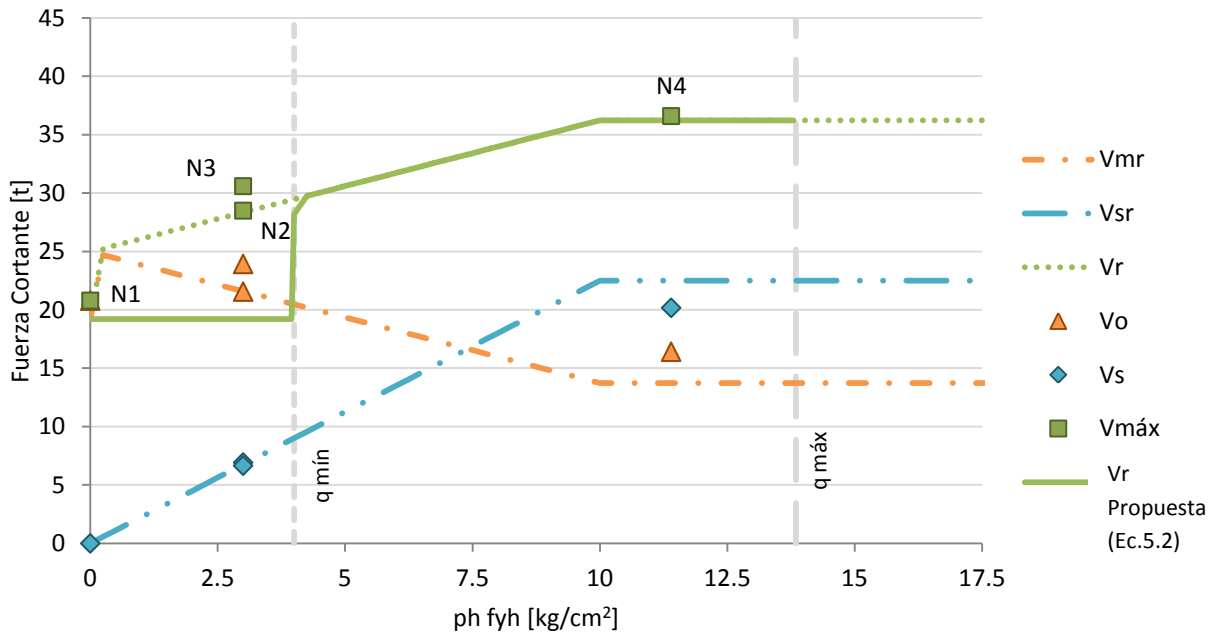


Figura 5.17 - Cálculo alternativo de V_{mr} , V_{sr} y V_r y resultados experimentales de la serie N

De esta serie, el único muro que fue confinado con castillos externos fue el modelo **N3** por lo que para este estudio queda la interrogante de si los parámetros propuestos coincidirían si los demás muros fueran confinados. De los datos disponibles, la diferencia del cálculo del cortante resistente en los muros reforzados coincidió en 99% para los muros **N2** y **N4** y con **N3** tuvo una diferencia de 7%, por lo que se

considera una aproximación válida para la información disponible, aunque habría que profundizar en su estudio con refuerzo horizontal y castillos exteriores. El cálculo de cortante cuyos parámetros dependen de la resistencia a compresión de la mampostería y que toma en cuenta la degradación de la mampostería es certero para los estudios de laboratorio analizados y ofrecen oportunidad de utilizar piezas de alta calidad con un rango de cuantías amplio.

Capítulo 6. Conclusiones y Observaciones

- El acero de refuerzo horizontal incrementa la resistencia a cortante de los muros confinados hasta cierta cuantía llamada cuantía límite y posteriormente deja de aumentar.
- La capacidad de desplazamiento de los muros también aumenta con la cuantía de acero, se observó que la distorsión a la que aparece la resistencia máxima también aumenta con la cuantía.
- La distribución del daño en los muros aumenta con la cuantía de refuerzo horizontal, lo cual provoca un aumento en el ancho del puntal de compresión. Se encontró que el acero horizontal actúa mejorando el comportamiento durante todas las etapas hasta la resistencia última.
- Con las lecturas de los deformímetros del acero horizontal se encontró que en la resistencia máxima de los muros se puede cuantificar la contribución del acero y de la mampostería dependiendo de su cuantía. Se identificó con una regresión lineal la pendiente de degradación de la mampostería respecto a la cuantía.
- La eficiencia del acero resultó ser considerablemente mayor a la propuesta por NTCM 2004 y se encontró que para las piezas de concreto multiperforado sí existe un descenso de eficiencia pero éste no se refleja en un descenso de resistencia a cortante. Se observa que la variación en la eficiencia respecto a la cuantía no es conveniente para resistencias a compresión altas de la mampostería, por lo que es más conveniente mantenerla fija respecto a la cuantía y variable respecto a la resistencia a compresión. Esta variación se resume en considerar 55, 65 y 75% de eficiencia para distintos valores de f_m .
- Se hizo una comparación con los resultados de otros estudios experimentales hechos con piezas elaboradas en México, de la cual se encontró que el comportamiento a cargas laterales de los muros confinados puede relacionarse con la resistencia a compresión de la mampostería con parámetros como eficiencia, cuantía efectiva y límites mínimo y máximo de cuantía de refuerzo horizontal.
- Se consideraron criterios adicionales para las cuantías mínimas y máximas permitidas de acero horizontal. La mínima es fija como en otros reglamentos, aunque se debe revisar también próximamente por ductilidad requerida. En la cuantía máxima se eliminó la clasificación de piezas sólidas y huecas, y se remplazó por un criterio de área de la junta para asegurar adherencia en las juntas y evitar deslizamiento.
- Se hace una propuesta de cálculo de resistencia a cortante de muros cuya premisa es la estimación de la participación de la mampostería y el acero que ocurren simultáneamente en el momento en el que se presenta el máximo de resistencia a cortante. Es necesario posteriormente analizar este comportamiento desde el punto de vista de la distorsión y por consiguiente la ductilidad de los muros. La calibración del cálculo resultó aproximada para los resultados experimentales de muros de bloque de concreto multiperforado, tabique rojo recocido y tabique de arcilla extruido con relación de aspecto unitaria. Las expresiones principales de esta propuesta son:

$$V_R = k_0 k_1 V_{agr} + V_{SR}$$

Resistencia a cortante del muro

$$V_{SR} = A_t q_v \eta$$

Resistencia a cortante del acero

$$V_{mR} = k_0 k_1 V_{agr}$$

Resistencia a cortante de la mampostería

Estudios futuros:

Se propone extender este estudio para muros con relaciones de aspecto distintas a uno, con distintas condiciones de carga vertical y en muros de mampostería con distintos paneles separados por castillos.

Referencias

- Aguilar, G., & Alcocer, S. M. (2001). *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales*. Sistema Nacional de Protección Civil, CENAPRED.
- Alcocer, S. M., Zepeda, J. A., & Ojeda, M. (1997). *Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica*. Sistema Nacional de Protección Civil, CENAPRED.
- Baenziger, G., & Porter, M. L. (2010) *In-Plane Structural Testing of Joint Reinforcement in Concrete Masonry Shear Walls*. Final Report. Civil Construction and Environmental Engineering, Iowa University.
- Canadian Standards Association (CSA), (2004) S304.1-04 *Design of Masonry Structures* [electronic Resource] (Reaffirmed 2010). Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association, 2004.
- Cruz, O. (2010) *Ensayos de 7 muros de mampostería confinada a escala natural, de distinta longitud y con piezas multiperforadas de arcilla*, Tesis de Maestría, UNAM, México, 124 pp.
- Díaz, R.R., y Vázquez del Mercado, R.R. (1995), *Comportamiento de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente*, Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 215 pp.
- Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (2001). *Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*. Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Hernández, O., & Meli, R. (1976). *Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería*. UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Masonry Standards Joint Committee (MSJC), (2011). *Building code requirements for masonry structures*. TMS 402-11, ACI 530-11, and ASCE 5-11, The Masonry Institute, Boulder, American Concrete Institute, ASCE, Farmington Hills, MI, Reston, VA.
- Meli, R. (1992). *Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*, DDF. UNAM. ES-4, Series del Instituto de Ingeniería.
- Meli, R., & Salgado, G. (1969). *Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral*. Informe Técnico, 237. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- NEHRP (1997) *Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures*. Building Seismic Safety Council, 2000.
- NMX-B-072-CANACERO-2008. Industria Siderúrgica – *Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto* – Especificaciones y Métodos de Prueba, (Cancela a la NMX-B -072-CANACERO-2008).
- NMX-B-310-1981. Norma Mexicana, Secretaría del comercio y fomento industrial - *Métodos de prueba a la tensión para productos de acero*
- NMX-C-404-ONNCCE-2012. Norma Mexicana, Industria de la construcción - Mampostería - *Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural* - Especificaciones y métodos de ensayo.
- NMX-C-464-ONNCCE-2010. Norma Mexicana, Industria de la construcción - Mampostería - *Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como la determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto - métodos de ensayo*.

Nolph, S. M., & ElGawady, M. A. (2011). *Static cyclic response of partially grouted masonry shear walls*. Journal of Structural Engineering, 138(7), 864-879.

NTCM (2004). *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. México, DF.

Park, R., Paulay, T., & Everest, S. F. (1979). *Estructuras De Concreto Reforzado*. Limusa.

Paulay, T. & Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY, 744 pp.

Pineda Cruz, J., & Alcocer Martínez de Castro, S. M. (2004). *Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada*. Reporte de Investigación, CENAPRED.

Pérez Gavilán, J.J., A. Manzano (2013), *Efecto del momento flexionante en la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal en muros de mampostería confinada*, Revista de Ingeniería Sísmica, 88, 1-22.

Pérez Gavilán, J.J., Flores, L. E., Manzano, A. (2014), *A new shear strength design formula for confined masonry walls: proposal to the Mexican code*, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage Alaska, DOI: 10.4231/D39G5GF1R

Pérez Gavilán, J.J., Flores, L. y Alcocer, S. (2015), *An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratio*, Earthquake Spectra, Vol. 31, No. 2 pp. 945-968 (publicado en forma electrónica desde el 2013)

Riahi, Z., Elwood, K. J., & Alcocer, S. M. (2009). *Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design*. Journal of Structural Engineering, 135(6), 644-654.

Sánchez T.A., Flores L., León F., Alcocer S.M. y Meli R. (1994), *Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión*, Cuaderno de Investigación 17: Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED

Sánchez, T. A., Flores, L., Alcocer, S. M., & Meli, R. (1992). *Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal*. Informe, CENAPRED

Schultz, A. E. (1996). *Minimum horizontal reinforcement requirements for seismic design of masonry walls*. The Masonry Society Journal, 14-1.

Seif ElDin, H.M., and Galal, K., (2015). *Survey of Design Equations for the In-Plane Shear Capacity of Reinforced Masonry Shear Walls*. Proceedings of the 12th North American Masonry Conference (C179).

Shing, P., Noland, J., Klammerus, E., and Spaeh, H. (1989). *Inelastic Behavior of Concrete Masonry Shear Walls*. J. Struct. Eng., 115(9), 2204-2225.

Shing, P., Schuller, M., and Hoskere, V. (1990). *In-Plane Resistance of Reinforced Masonry Shear Walls*. J. Struct. Eng., 116(3), 619-640.

Standards Association of New Zealand (SANZ) (2004). *Design of reinforced concrete masonry structures*. NZS 4230, Wellington, New Zealand.

Voon, K. C., & Ingham, J. M. (2006). *Experimental in-plane shear strength investigation of reinforced concrete masonry walls*. Journal of structural engineering, 132(3), 400-408.

Voon, K. C., & Ingham, J. M. (2007). *Design expression for the in-plane shear strength of reinforced concrete masonry*. Journal of Structural Engineering, 133(5), 706-713.

Páginas web

1 - Novaceramic S.A. de C.V., Información Técnica, Ensayes, Multex 6-12 [en línea] Ensayes IMCYC, 19 de septiembre de 2011. [Fecha de consulta: 24 de marzo de 2015]. Disponible en: <http://www.novaceramic.com.mx/archivos_PDF/ensayes/ES13_Multex_6-12.pdf>

2 - Novaceramic S.A. de C.V., Información Técnica, Ensayes, Multex 10-12 [en línea] Ensayes IMCYC, 07 de junio de 2011. [Fecha de consulta: 24 de marzo de 2015]. Disponible en: <http://www.novaceramic.com.mx/archivos_PDF/ensayes/ES14_Multex_10-12.pdf>

Anexo A – Propiedades de los Materiales de Construcción

Se presentan los resultados de las probetas que se obtuvieron de cada modelo para conocer las propiedades mecánicas de los materiales

A.1. Mampostería

Las pruebas se realizaron en la máquina universal del Laboratorio de Estructuras grandes conforme a lo especificado con la norma NMX-C-464-ONNCCE-2010.

Pilas							
Muro	Mezcla	Carga (kg)	Esf nominal f_m (kg/cm ²)	Promedio $\bar{f}_m$	C V	Esfuerzo de diseño f_m^*	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)
							50280
MB0	P0	30250	95.3				
MB0	P1	29200	101.2	111.8	0.232	70.792	
MB0	P2	26000	100.1				
MB0	P3	39050	150.4				
							61080
MB1	P1	30600	107.1				
MB1	P2	32750	114.7	114.904	0.100	91.923	63912
							82283
MB1	P3	35100	122.9				
							48902
MB2	P1	33150	116.1				
MB2	P2	35600	124.6	119.3	0.100	95.425	77501
							65249
MB2	P3	33450	117.1				
							64746
MB3	P1	33500	117.3				
MB3	P2	35000	122.5	118.289	0.100	94.631	58825
							59115
MB3	P3	32850	115.0				
							90873
MB4	P1	39860	139.6				
MB4	P2	47500	166.3	156.723	0.100	125.378	74851
							95376
MB4	P3	46920	164.3				
							79896
MB5	P1	31800	111.3				
MB5	P2	29300	102.6	109.034	0.100	87.227	60230
							53215
MB5	P3	32320	113.2				

A.2. Muretes

Muro	Murete	Carga máx [kg]	Falla	Esf nominal v_m (kg/cm ²)	Prom $\overline{v_m}$ (kg/cm ²)	C V	Esf de diseño v_m^* (kg/cm ²)
MB0	M0	6850	C	10.96			
MB0	M1	8620		13.80	11.88	0.139	8.8
MB0	M2	6800		10.88			
MB0	M3	5550		-			
MB1	M1	5325	C	8.61			
MB1	M2	5440	C	8.39	8.97	0.1	7.17
MB1	M3	6425	C	9.91			
MB2	M1	7620		12.13			
MB2	M2	7900	TD	10.59	12.11	0.1246	9.23
MB2	M3	8500	TD	13.61			
MB3	M1	7200	C	11.52			
MB3	M2	7450	C	11.92	11.59	0.1	9.27
MB3	M3	7275	C	11.32			
MB4	M1	13675	C	-			
MB4	M2	8650	C	13.95	12.12	0.214	7.89
MB4	M3	6300	C	10.28			
MB5	M1	7850	C	12.22			
MB5	M2	7900	C	12.29	12.40	0.1	9.9
MB5	M3	7925	TD	12.69			

C = Falla combinada

TD = Falla por tensión diagonal

A.3. Mortero

Muro	Mezcla	Cubo	L1 (ancho) [cm]	L2 (largo) [cm]	L3 (alto) [cm]	Área [cm ²]	Carga máx [kg]	Esfuerzo [kg/cm ²]	Esfuerzo Promedio [kg/cm ²]
MB0	M1	C1	50.8	49.8	51.1	25.2984	7440	294	
MB0	M1	C2	51.7	51.8	50.3	26.7806	6300	235	
MB0	M1	C3	51.2	50.5	50.3	25.856	6460	250	
MB0	M2	C1	51.3	50.4	51.2	25.8552	7550	292	
MB0	M2	C2	51.8	50.2	50.7	26.0036	5640	217	
MB0	M2	C3	51.3	50.5	50.8	25.9065	7250	280	
MB0	M3	C1	51.4	50.25	50.6	25.8285	5960	231	244
MB0	M3	C2	50.7	50.3	51.9	25.5021	6100	239	
MB0	M3	C3	51.4	50.75	50.5	26.0855	6430	246	
MB0	M4	C1	51.8	50.2	50.5	26.0036	5170	199	
MB0	M4	C2	51.75	50.5	51.9	26.13375	6050	232	
MB0	M4	C3	51.1	50.5	50.5	25.8055	5460	212	

MB1	M1	C1	51.1	50.5	50.25	25.8055	5080	197	
MB1	M1	C2	50.2	50.25	50.5	25.2255	4720	187	
MB1	M1	C3	51.5	51.6	51.95	26.574	5040	190	
MB1	M2	C1	51.75	51.8	50.9	26.8065	4520	169	
MB1	M2	C2	51.8	49.6	50.1	25.6928	4060	158	196
MB1	M2	C3	51.2	51.2	50.2	26.2144	4330	165	
MB1	M3	C1	50.9	51.4	51.8	26.1626	5560	213	
MB1	M3	C2	51.2	51.85	50.25	26.5472	6550	247	
MB1	M3	C3	51.8	51.1	50.1	26.4698	6330	239	
MB2	M1	C1	50.8	50.7	50.7	25.7556	6990	271	
MB2	M1	C2	51.1	51	50.6	26.061	6430	247	
MB2	M1	C3	51	51.1	51.5	26.061	6400	246	
MB2	M2	C1	51.3	51.3	51.1	26.3169	7070	269	
MB2	M2	C2	51.2	50.4	50.4	25.8048	6540	253	253
MB2	M2	C3	50.6	51.1	50.3	25.8566	5820	225	
MB2	M3	C1	50.9	50.3	50.5	25.6027	6210	243	
MB2	M3	C2	50.7	49.7	50.4	25.1979	6580	261	
MB2	M3	C3	50.4	50.6	51.3	25.5024	6640	260	
MB3	M1	C1	51	51.1	51.1	26.061	6240	239	
MB3	M1	C2	51.1	51	50.5	26.061	6320	243	
MB3	M1	C3	51.3	52	50.9	26.676	6380	239	
MB3	M2	C1	50.8	50.5	50.6	25.654	6800	265	
MB3	M2	C2	50.5	50.9	51.1	25.7045	6900	268	258
MB3	M2	C3	51.4	50.6	51	26.0084	7200	277	
MB3	M3	C1	50.7	50.6	51	25.6542	6740	263	
MB3	M3	C2	50.8	50	50.5	25.4	6480	255	
MB3	M3	C3	50.9	50.5	50	25.7045	7020	273	
MB4	M1	C1	51.3	51.3	51.7	26.3169	4320	164	
MB4	M1	C2	51.2	51.95	50.3	26.5984	5250	197	
MB4	M1	C3	51.9	51.4	51.1	26.6766	5040	189	
MB4	M2	C1	51.2	51.1	51.3	26.1632	4380	167	
MB4	M2	C2	50.6	51.1	51.3	25.8566	4360	169	159
MB4	M2	C3	51.3	51.6	51.1	26.4708	4330	164	
MB4	M3	C1	50.1	50	50.1	25.05	3005	120	
MB4	M3	C2	50.1	49.4	50	24.7494	2960	120	
MB4	M3	C3	50.2	50.6	51.3	25.4012	3660	144	
MB5	M1	C1	50.9	51.6	50	26.2644	3900	148	
MB5	M1	C2	50.05	50	50.3	25.025	3785	151	
MB5	M1	C3	50.8	50.4	50.4	25.6032	3835	150	
MB5	M2	C1	50.7	50.3	50.6	25.5021	4460	175	
MB5	M2	C2	50.8	50.1	50.5	25.4508	4420	174	160
MB5	M2	C3	50.1	51	51.2	25.551	4810	188	
MB5	M3	C1	51.4	51.6	51.1	26.5224	5040	190	
MB5	M3	C2	50.4	50.4	51.2	25.4016	4650	183	
MB5	M3	C3	50.9	50.3	51.2	25.6027	2090	82	

A.4. Acero de Refuerzo

Acero grado 4200 y grado 6000

Varilla	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	f_y predeterminado (kg/cm ²)	Carga máx (kg)	Esf Fluencia f_y (kg/cm ²)	Esf Máx (kg/cm ²)
V6	19	2.835	4200	20500	4285.28	7230.31
V3	9.5	0.709	4200	4550	4091.30	6419.10
1/4_1	6.35	0.317	6000	2275	0.00	7183.63
1/4_2	6.35	0.317	6000	2300	6157.40	7262.57
3/16_1	4.76	0.178	6000	1080	5619.48	6069.04
3/16_2	4.76	0.178	6000	1070	5844.26	6012.84
5/32_1	3.97	0.124	6000	815	6543.56	6583.95
5/32_2	3.97	0.124	6000	815	6543.56	6583.95

Varilla de 5/32"

		Alargamiento bajo carga				Def permanente					
Num	Tipo SG	Esf máx kg/cm ²	Def máx medida μ	Esf máx medida kg/cm ²	Esf fluencia μ	Def fluencia kg/cm ²	Esf fluencia kg/cm ²	Def fluencia μ	Módulo E kg/cm ²	Def máx proy μ	Esf máx proy kg/cm ²
1	EP	6792	0.016844	6627	5770	0.005743	5712	0.005535	1737837	0.02476	6792
2	EP	6792	0.017678	6726.75	5696	0.005996	5664	0.005658	1623809	0.02008	6792
3	FLK	7000	0.015413	6778	6160	0.005976	6160	0.005976	1873362	0.02210	7000
Promedio		6861	0.0166	6710.5340	5875.17 97	0.0059	5845.1	0.0057	1745002	0.02232	6861

Varilla de 3/16"

		Alargamiento bajo carga				Def permanente					
Num	Tipo SG	Esf máx kg/cm ²	Def máx medida μ	Esf máx medida kg/cm ²	Esf fluencia μ	Def fluencia kg/cm ²	Esf fluencia kg/cm ²	Def fluencia μ	Módulo E kg/cm ²	Def máx proy μ	Esf máx proy kg/cm ²
1	EP	6000	-	-	5556	-	5556	-	-	-	-
2	EP	5944	0.005959	5802	5879	0.004945	5774	0.00539	1723482	0.00928	5944
3	FLK	6378	0.016971	6128	5667	0.00569	5667	0.00569	2129031	0.02572	6378
Promedio		61078	0.0115	5965	5700	0.0053	5665.6	0.0055	1926256	0.01750	6161

Varilla de 5/32"

		Alargamiento bajo carga				Def permanente					
Num	Tipo SG	Esf máx kg/cm ²	Def máx medida μ	Esf máx medida kg/cm ²	Esf fluencia μ	Def fluencia kg/cm ²	Esf fluencia kg/cm ²	Def fluencia μ	Módulo E kg/cm ²	Def máx proy μ	Esf máx proy kg/cm ²
1	EP	7109	0.01605	6852	6151	0.00596	5994	0.005151	1977325	0.02946	7119
2	EP	7188	0.0360	7160	6113	0.005931	5984	0.005231	2103553	0.04	7188
3	FLK	7463	0.009251	6921	6521	0.005921	6360	0.005102	2129031	0.02255	7470
Promedio		7253	0.0204	6978	6262	0.005937	6113	0.0052	2069970	0.03081	7259

Anexo B - Fotografías y Gráficas

Tabla B.1 - Características de refuerzo de los especímenes probados en CENAPRED

Autor	Modelos	Tipo de Mampostería	Refuerzo en los castillos		Refuerzo horizontal		
			Longitudinal	Transversal ^{1 y 2}	Refuerzo horizontal	Cuantía p_h [%]	$p_h f_y$ [kg/cm ²] (Mpa)
Aguilar y Alcocer (2001)	M1 (M-3/8-Z6)	Tabique de barro rojo recocido	1#6 $p = 1.58\%$	C y Ex: zuncho #2 paso de 6cm	1#3 @ 4 hiladas	0.211	8.9 (0.87)
	M2 (M-0-E6)		4#3 $p = 1.58\%$	C: E 3#2 @20 cm Ex: 7 E #2 @ 6cm	0	0	0
	M3 (M-5/32-E20)		4#3 $p = 1.58\%$	C y Ex: E #2 @ 20cm	2 - 5/32" @ 4 hiladas	0.071	4.3 (0.42)
	M4 (M-1/4-E6)		4#3 $p = 1.58\%$	C: E 3#2 @20 cm Ex: 7 E #2 @ 6cm	2 - 1/4" @ 4 hiladas	0.19	11.4 (1.12)
Alcocer et al (1997)	N1 (s/r)	Tabique de arcilla extruido perforado (Vintex) y multiperforado (Multex)	4#5 $p = 6.19\%$	Ca Oeste: G #2 Ca Este: G - 5/32" @hilada	ninguno	0	0
	N2 (ref mín)		4#5 $p = 6.19\%$	Ca Oeste: G #2 Ca Este: G - 5/32" @hilada	1 - 5/32" @ 3 hiladas	0.05	3 (0.29)
	N3 (ref mín conf)		4#6 $p = 6.33\%$	Ca Oeste: C: E#2 @ 20cm Ex: 7E #2 @ 7cm Ca Este: C: E - 5/32" @7 cm y Ex: E - 5/32" @ 20cm	1 - 5/32" @ 3 hiladas	0.05	3 (0.29)
	N4 (ref máx)		2#8, 2#4 y 4 1/4" $p = 8.71\%$	Ca Oeste: G - 5/32" @ hilada Ca Este: E liso cal.8 @15.8 cm	2 - 1/4" @4 hiladas	0.19	11.4 (1.12)
Pineda y Alcocer (2004)	M-072	Tabique de barro rojo recocido	4 # 5 $p = 6.19\%$	C: E #2 @ 20 Ex: 10 E #2 @ 7 cm	Malla 6x6-10x10	0.072	3.6 (0.35)
	M-147		4 # 6 $p = 6.33\%$	C: E #2 @ 20 Ex: 10 E #2 @ 7 cm	Malla 6x6 - 6x6	0.147	7.35 (0.72)
	M-211		6 # 6	C: E #2 @ 20 Ex: 10 E #2 @ 7 cm	Malla 6x6 - 1/4 / 1/4	0.211	10.55 (1.03)
	M-250	Concreto reforzado	Vertical 6 # 6 en ext. E # 3 @ 20cm		9 #3 @ 30 cm	0.25	12.5 (1.23)
Sánchez et al (1992)	WBW	Tabique de barro artesanal	4#3 $p = 1.58\%$	C: E #2 @ 20cm5 Ex:E #2 @ 5 cm	ninguno	0	0
	WBW-E		4#3 $p = 1.58\%$	C: E #2 @ 20cm5 Ex:E #2 @ 5 cm	Escalerilla #10 (3.43 mm) @ 2 hiladas	0.102	5.1
	WBW-B		4#3 $p = 1.58\%$	C: E #2 @ 20cm5 Ex:E #2 @ 5 cm	2 - 5/32" @ 3 hiladas	0.091	5.46

¹.- Ca Este y Ca Oeste: Se indican cuando los castillos de los muros tuvieron refuerzo distinto.

².- C: se refiere al espaciamiento en los estribos de la sección central del castillo

Ex: Espaciamiento en la sección extrema superior e inferior del castillo que es el mayor de 40 cm o d/4.

Tabla B.2 - Valores de cortante de agrietamiento y cortante máximo de las pruebas en CENAPRED

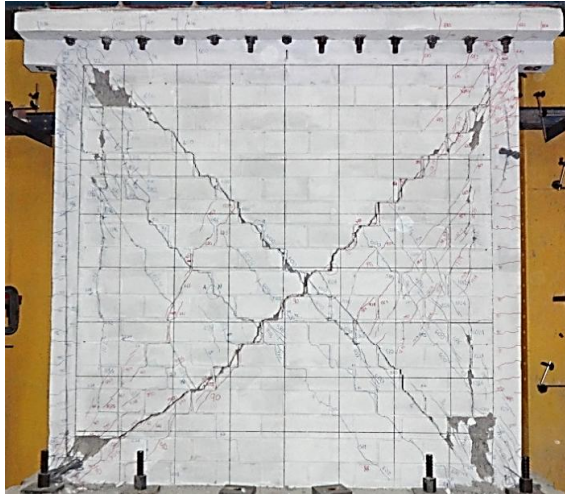
Autor	Modelo	Tipo de Mampostería	V_{agr} [t] (kN)	γ_{agr} [%]	η_{agr} [%]	$V_{m\acute{a}x}$ [t] (kN)	$\gamma_{Vm\acute{a}x}$ [%]	$\eta_{Vm\acute{a}x}$ [%]	$\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{agr}}$	$\frac{\gamma_{Vm\acute{a}x}}{\gamma_{agr}}$	$\frac{\eta_{Vm\acute{a}x}}{\eta_{agr}}$
Aguilar y Alcocer (2001)	M1 (M-3/8-Z6)	Tabique de barro rojo recocido	15.0 (147.2)	0.22	0	17.8 (174.6)	0.57	0	1.19	2.59	-
	M2 (M-0-E6)		10.0 (98.1)	0.13	10	13.8 (135.4)	0.44	40	1.38	3.38	4.00
	M3 (M-5/32-E20)		12.0 (127.5)	0.17	20	17.8 (174.6)	0.61	65	1.37	3.59	3.25
	M4 (M-1/4-E6)		10.5 (103.0)	0.12	5	16.2 (158.9)	0.59	30	1.54	4.92	6.00
Alcocer et al (1997)	N1 (sin ref)	Tabique de arcilla extruido perforado (Vintex) y multiperforado (Multex)	18.4 (180.0)	0.097	0	20.8 (203.5)	0.24	0	1.13	2.47	-
	N2 (ref mín)		17.6 (172.6)	0.082	44	28.5 (279.0)	0.4	77	1.62	4.88	1.75
	N3 (ref mín conf)		19.6 (192.2)	0.081	67	30.6 (300.1)	0.5	74	1.56	6.17	1.10
	N4 (ref máx)		17.9 (175.5)	0.1	25	36.6 (358.4)	0.6	59	2.04	6.00	2.36
Pineda y Alcocer (2004)	M-072	Tabique de barro rojo recocido	23.7 (232.5)	0.2	-	28.7 (281.5)	0.6	67	1.79	3.00	-
	M-147		22.9 (224.6)	0.16	-	29.7 (291.4)	0.4	52	1.67	2.50	-
	M-211		28.8 (282.5)	0.21	-	36.8 (361.0)	0.58	46	1.82	2.76	-
	M-250	Concreto reforzado	16 (156.9)	-	-	37.4 (366.9)	-	-	2.34	-	-
	M-250 R		34.8 (341.4)	-	-	48.2 (472.8)	-	-	1.39	-	-
Sánchez et al (1992)	WBW*	Tabique de barro artesanal	25.1 (250.2)	0.3	-	27.7 (271.7)	0.3	-	1.1	1.00	-
	WBW-E*		25.5 (250.2)	0.3	-	31.6 (310.0)	0.3	-	1.24	1.00	-
	WBW-B*		25.5 (250.2)	0.3	-	42.4 (415.9)	0.6	-	1.66	2.00	-

* Valores aproximados obtenidos de la envolvente de historia de carga.

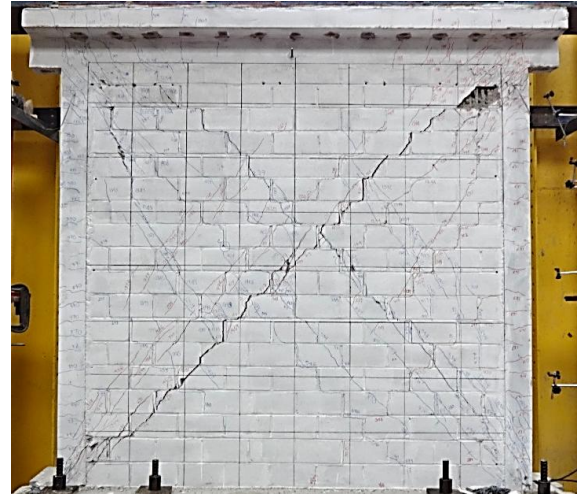
Tabla B.3 Expresiones de diseño de distintos reglamentos y autores

Reglamento	Fuerza cortante resistida por la mampostería	Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo	Ecuación
NTCM-2004	$V_{mR} = F_R (0.5 v' A_T + 0.3P)$	$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$	1.3, 1.7 y 1.8
NEHRP y MSJC-2011	$V_{nm} = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_{nv} \sqrt{f'_m} + 0.25P_u$	$V_{ns} = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v$	1.13
Canadian Standards 2004	$V_m = \phi_s \left(0.16 \left(2 - \frac{M_f}{V_f d_v} \right) \sqrt{f'_m} b_w d_v + 0.25P_d \right) \gamma_g$	$V_s = 0.6 \phi_s A_v f_y \frac{d_v}{s}$	1.15 y 1.16
New Zealand Standards 2004	$V_m = (C_1 + C_2) v_{bm} b_w d +$ $V_p = 0.9 \frac{N^*}{b_w d} \tan \alpha b_w d$	$V_s = C_3 \frac{A_v f_y}{s} d$ $C_3 = 0.8$	1.18
Anderson & Priestley (1992)	$V_m = k_1 k_2 \sqrt{f'_m} w t + 0.25P$	$V_s = 0.5 A_h f_{yh} d / s_h$	1.12
Shing (1989 y 1990)	$V_m = [0.0018(\rho_v f_y + \sigma_c) + 2] A \sqrt{f'_m}$	$V_s = \left(\frac{l - 2d'}{s} - 1 \right) A_h f_y$	1.10 y 1.11

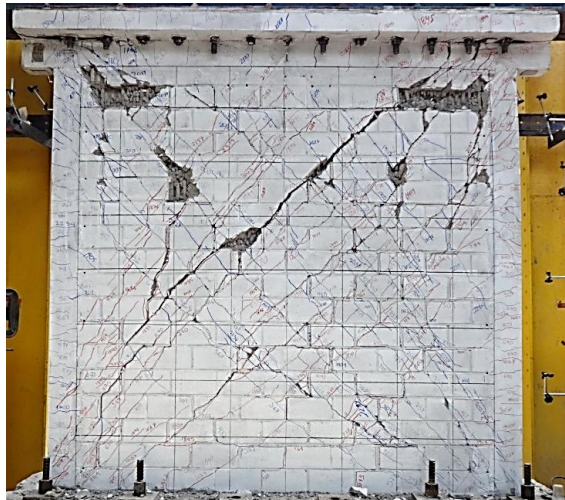
B.1. Estado final del daño



MB-0 ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$)



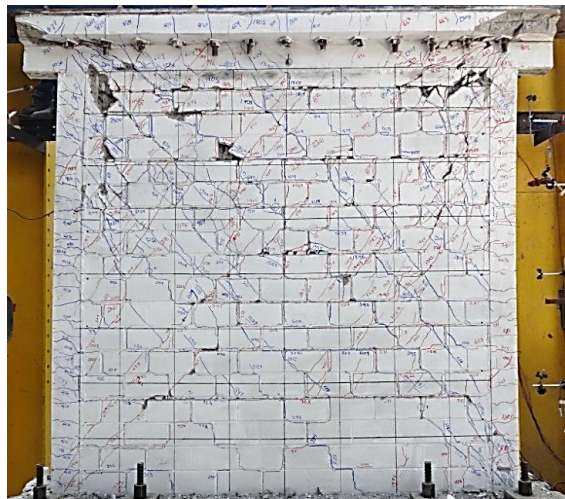
MB-1 ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$)



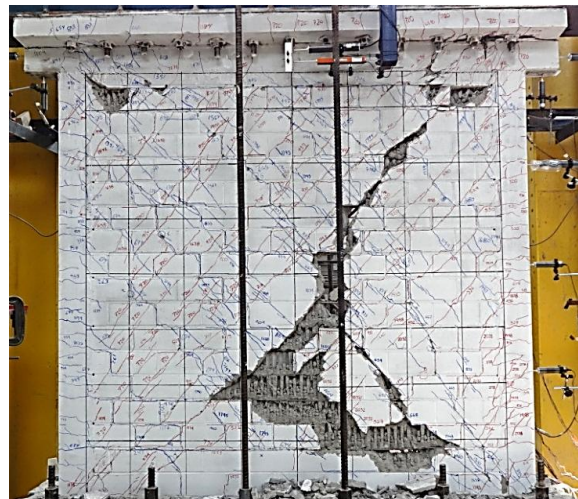
MB-2 ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$)



MB-3 ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$)



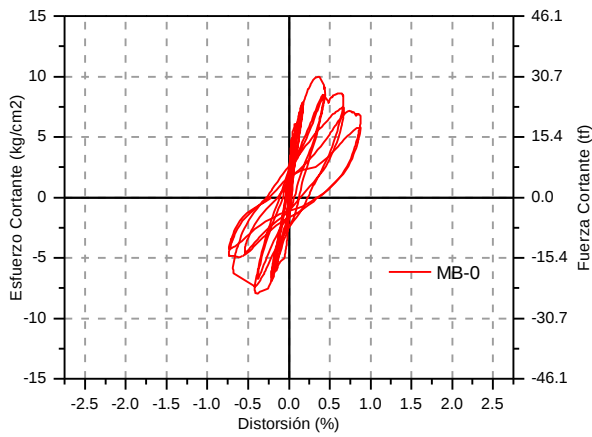
MB-4 ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$)



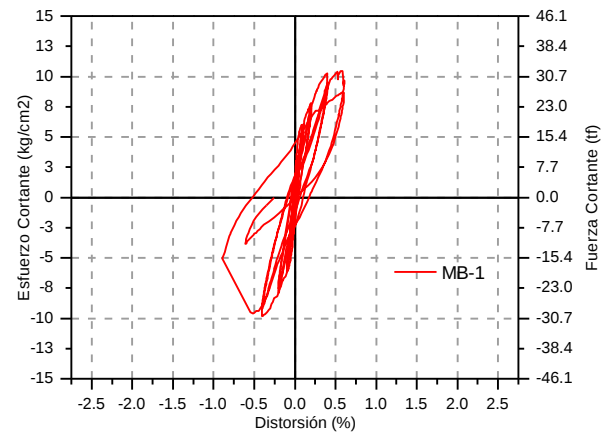
MB-5 ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$)

Figura B.1 - Estado final de los especímenes

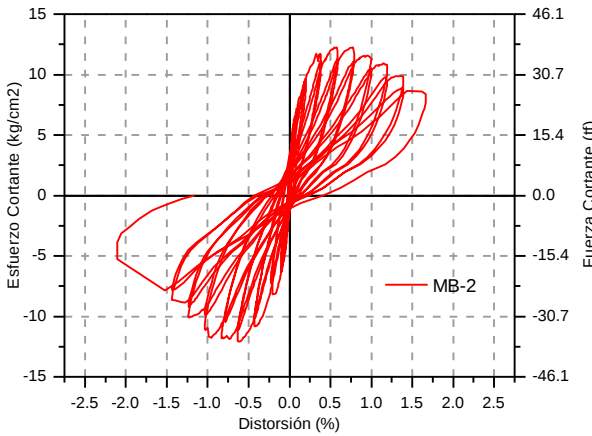
B.2. Comportamiento histerético



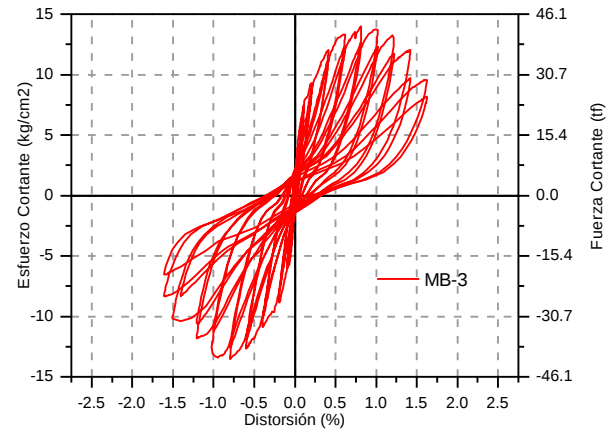
MB-0 ($p_h = 0\%$ y $p_h f_{yh} = 0 \text{ kg/cm}^2$)



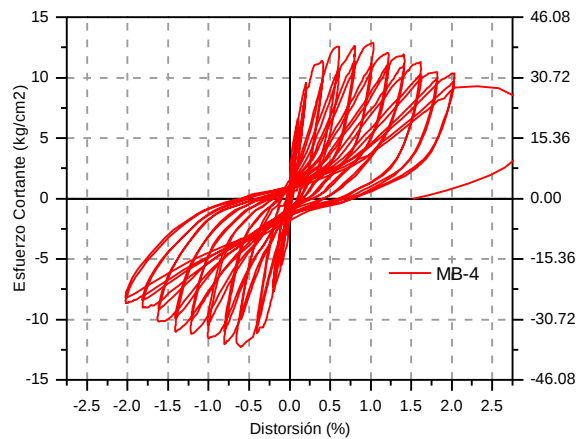
MB-1 ($p_h = 0.04\%$ y $p_h f_{yh} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$)



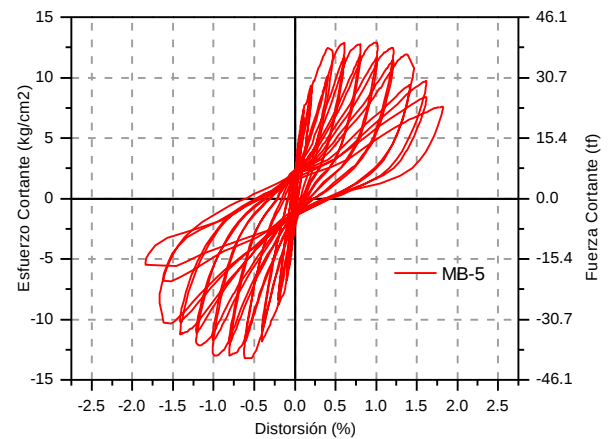
MB-2 ($p_h = 0.1\%$ y $p_h f_{yh} = 6.2 \text{ kg/cm}^2$)



MB-3 ($p_h = 0.15\%$ y $p_h f_{yh} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$)



MB-4 ($p_h = 0.21\%$ y $p_h f_{yh} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$)



MB-5 ($p_h = 0.26\%$ y $p_h f_{yh} = 15.8 \text{ kg/cm}^2$)

Figura B-2 Curvas de Histéresis de cada modelo.

Listado de Figuras

Figura 1.1 - Estado final y curvas histeréticas de especímenes ensayados por Sánchez et al (1992).....	17
Figura 1.2 - Estado final y curvas histeréticas de especímenes ensayados por Aguilar y Alcocer (2001).....	18
Figura 1.3.b - Estado final y curvas histeréticas de especímenes ensayados por Alcocer et al (1997).....	19
Figura 1.4 - Estado final y curvas histeréticas de los especímenes ensayados por Pineda y Alcocer (2004).....	20
Figura 1.5.b - Envolvente para modelos histeréticos (Flores y Alcocer 2001).....	21
Figura 1.6 - Envolventes de respuesta de especímenes con distintos tipos de pieza. (Alcocer et al 1997).....	22
Figura 1.7 - Envolventes de la eficiencia de refuerzo horizontal de estudios previos (Alcocer et al 1997).....	23
Figura 1.8 - Factor de eficiencia η de las NTCM 2004. Fuente: Pineda y Alcocer (2004).....	26
Figura 1.9 - Límites de cuantía de refuerzo horizontal en relación con f^*m de acuerdo con NTCM (2004).....	27
Figura 1.10 - Esfuerzo cortante del acero relacionado con f^*m calculado con NTCM 2004.....	28
Figura 1.11 - Esfuerzo cortante del muro relacionado con f^*m calculado con NTCM 2004.....	28
Figura 2.1 - Características de los modelos de ensaye.....	35
Figura 2.2 - Distribución de los especímenes en la gráfica de eficiencia en función de $ph\ fyh$ de las NTCM 2004.....	37
Figura 2.3 - Fuerza cortante resistente de diseño por las NTCM de los muros de ensaye.....	37
Figura 2.4 - Fotografías del proceso constructivo.....	39
Figura 2.5 - Arreglo de marco de carga y espécimen para las pruebas.....	40
Figura 2.6 - Instrumentación de los especímenes.....	41
Figura 3.1 - Curvas de Histéresis de MB-0 ($ph = 0\%$ y $ph\ fyh = 0\ kg/cm^2$).....	45
Figura 3.2 - Fotografías de estados de daño del muro MB-0 en distintas etapas de la prueba.....	46
Figura 3.3 - Curvas de Histéresis de MB-1 ($ph = 0.04\%$ y $ph\ fyh = 2.3\ kg/cm^2$).....	47
Figura 3.4 - Fotografías de estados de daño del muro MB-1 en distintas etapas de la prueba.....	49
Figura 3.5 - Curvas de Histéresis de MB-2 ($ph = 0.1\%$ y $ph\ fyh = 6.2\ kg/cm^2$).....	50
Figura 3.6 - Fotografías de estados de daño del muro MB-2 en distintas etapas de la prueba.....	51
Figura 3.7 - Curvas de Histéresis de MB-3 ($ph = 0.15\%$ y $ph\ fyh = 9.2\ kg/cm^2$).....	53
Figura 3.8 - Fotografías de estados de daño del muro MB-3 en distintas etapas de la prueba.....	54
Figura 3.9 - Curvas de Histéresis de MB-4 ($ph = 0.21\%$ y $ph\ fyh = 12.3\ kg/cm^2$).....	55
Figura 3.10 - Fotografías de estados de daño del muro MB-4 en distintas etapas de la prueba.....	56
Figura 3.11 - Curvas de Histéresis de MB-5 ($ph = 0.26\%$ y $ph\ fyh = 15.8\ kg/cm^2$).....	58
Figura 3.12 - Fotografías de estados de daño del muro MB-5 en distintas etapas de la prueba.....	59
Figura 3.13 - Cortante máxima en función de la cuantía de los modelos de la serie.....	61
Figura 3.14 - Distorsión máxima en función de la cuantía de los modelos de la serie.....	61
Figura 3.15 - Envolventes positivas de las curvas de histéresis.....	62
Figura 4.1 - Curvas esfuerzo-deformación de las varillas de 5/32", 3/16" y 1/4" y su curva promedio.....	64
Figura 4.2 - Curvas esfuerzo deformación promedio de los diámetros utilizados.....	65
Figura 4.3 - Esquema de posición de deformímetros en muros y Fotografía del muro MB3.....	66
Figura 4.4 - Gráficas de deformación contra distorsión de los muros MB-1 y MB-5.....	68
Figura 4.5 - Envolventes de fuerza cortante del muro, del refuerzo Horizontal y de la mampostería.....	70
Figura 4.6 - Contribución en la resistencia máxima del acero y la mampostería.....	71
Figura 4.7 - Eficiencias calculadas con los envolventes de cada muro.....	73
Figura 4.8 - Tendencia de degradación de la resistencia de cada muro a partir de $V_{m\acute{a}x}$	73
Figura 4.9 - Curvas de Resistencia a cortante del acero Vs de los modelos de la serie.....	75
Figura 4.10 - Curvas de Resistencia a cortante de la mampostería V_0 de los modelos de la serie.....	75
Figura 4.11 - Resistencia máxima experimental y nominal de los modelos.....	76
Figura 5.1 - Esfuerzo cortante respecto a la cuantía $ph\ fyh$ de especímenes probados en México.....	81
Figura 5.2 - Esfuerzo cortante normalizado respecto a vm conforme a la cuantía $ph\ fyh$ de especímenes.....	81
Figura 5.3 - Distorsión en el cortante máximo respecto a la cuantía $ph\ fyh$ de especímenes probados en México.....	83
Figura 5.4 - Envolventes de curvas histeréticas de los muros con distintas piezas con refuerzo horizontal.....	83
Figura 5.5 - Eficiencia de muros probados en México.....	84
Figura 5.6 - Eficiencia promedio en función de la resistencia a compresión promedio de mampostería.....	85

Figura 5.7 - Esfuerzo cortante del acero horizontal respecto a $\rho_h f_y h$ de especímenes probados en México	86
Figura 5.8 - Esfuerzo del acero y cuantía límite de las series M, N y MB.....	87
Figura 5.9 - Cuantía límite respecto a la resistencia a compresión de la serie M, N y MB	88
Figura 5.10 - Esfuerzo cortante de la mampostería respecto a $\rho_h f_y h$ de especímenes probados en México.....	88
Figura 5.11 - Degradación del esfuerzo a cortante conforme aumenta la cuantía de refuerzo horizontal.....	89
Figura 5.12 - Límites de cuantía de refuerzo horizontal que dependen de f_m	93
Figura 5.13 - Esfuerzo cortante del acero relacionado con f_m (propuesta)	93
Figura 5.14 - Esfuerzo cortante del muro relacionado con f_m (propuesta)	94
Figura 5.15 - Cálculo alternativo de V_{mr} , V_{sr} y V_r y resultados experimentales de la serie MB	95
Figura 5.16 - Cálculo alternativo de V_{mr} , V_{sr} y V_r y resultados experimentales de la serie M	96
Figura 5.17 - Cálculo alternativo de V_{mr} , V_{sr} y V_r y resultados experimentales de la serie N	97

Listado de Tablas

Tabla 2.1 - Características del refuerzo horizontal de los modelos de ensaye	36
Tabla 2.2 - Resistencias nominales calculadas con los esfuerzos promedio de las probetas del material	42
Tabla 3.1 - Valores de Fuerza Cortante de los especímenes	60
Tabla 3.2 - Valores de Distorsión de los especímenes.....	60
Tabla 4.1 - Tabla de propiedades mecánicas promedio de las probetas de varilla de alta resistencia.	65
Tabla 4.2 - Resistencia a cortante de muro y del acero en puntos de agrietamiento, máximo y último.	69
Tabla 4.3 - Eficiencias en etapa de agrietamiento diagonal, resistencia máxima y última.....	72
Tabla 4.4 - Comparación de valores nominales calculados con NTCM 2004 y Valores experimentales	77
Tabla 5.1 - Eficiencias promedio de estudios de refuerzo horizontal en México	85
Tabla 5.2 - Eficiencias propuestas para el cálculo de V_s	86
Tabla 5.3 - Cortante calculado y experimental de la serie MB de bloque de concreto multiperforado.....	95
Tabla 5.4 - Cortante calculado y experimental de la serie M de tabique rojo recocido	96
Tabla 5.5 - Cortante calculado y experimental de la serie N de tabique de arcilla extruido	97
Tabla B.1 - Características de refuerzo de los especímenes probados en CENAPRED.....	109
Tabla B.2 - Valores de cortante de agrietamiento y cortante máximo de las pruebas en CENAPRED	110
Tabla B.3 Expresiones de diseño de distintos reglamentos y autores.....	111