INFORMES TÉCNICOS

Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales

Gerardo Aguilar
Sergio M. Alcocer

COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN

Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia

MÉXICO CENAPRED

SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Lic. Santiago Creel Miranda
Secretario de Gobernación

Lic. María del Carmen Segura Rangel
Coordinadora General de Protección Civil

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

M. en I. Roberto Quaas Weppen
Director General

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro
Coordinador de Investigación

M. en I. Enrique Guevara Ortiz
Coordinador de Instrumentación

M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez
Coordinador de Difusión

Lic. Gloria Luz Ortiz Espejel
Coordinadora de Capacitación

Profra. Carmen Pimentel Amador
Secretaria Técnica

1ª edición, diciembre 2001
CI/IEG-10122001

©SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN
Abraham González Núm. 48,
Col. Juárez, Deleg. Cuauhtémoc,
C.P. 06699, México, D.F.

©CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES
Av. Delfín Madrigal Núm. 665,
Col. Pedregal de Santo Domingo,
Deleg. Coyoacán, C.P.04360, México, D.F.
Teléfonos:
(55) 54 24 61 00
(55) 56 06 98 37
Fax: (55) 56 06 16 08
e-mail: editor@cenapred.unam.mx
www.cenapred.unam.mx

© Autores: Gerardo Aguilar y Sergio M. Alcocer.

Edición: Gerardo Aguilar y Leonardo E. Flores
Portada: D.G. Demetrio Vázquez y Susana González
Responsable de la Publicación: M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez

ISBN: 970-628-610-1

Derechos reservados conforme a la ley
IMPRESO EN MÉXICO. *PRINTED IN MEXICO*

Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

Sistema Nacional de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres

EFECTO DEL REFUERZO HORIZONTAL EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA ANTE CARGAS LATERALES

AUTORES

Gerardo Aguilar

Sergio M. Alcocer

Coordinación de Investigación

Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia

EFECTO DEL REFUERZO HORIZONTAL EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA ANTE CARGAS LATERALES

RESUMEN

El empleo de refuerzo horizontal en muros de mampostería se ha convertido en una práctica frecuente en edificios de vivienda de interés social. En este informe se presentan los resultados del ensaye ante cargas laterales de cuatro muros de mampostería confinada reforzados con distintas cuantías de refuerzo horizontal realizados en el Laboratorio de Grandes Estructuras del CENAPRED. Se dan recomendaciones para el análisis, diseño y construcción de esta modalidad de refuerzo.

ABSTRACT

Horizontal reinforcement in masonry walls has become a frequent solution for low-cost housing buildings. In this report, results of an experimental project of four confined masonry walls with different amounts of horizontal reinforcement tested under cyclic lateral loads are presented. Analysis, design and construction recommendations are given.

CONTENIDO

RESUMEN ..... **III**

ABSTRACT ..... **III**

CONTENIDO ..... **IV**

INTRODUCCIÓN **1**

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES **5**

1.1 INTRODUCCIÓN 5
1.2 HISTORIA DE LA MAMPOSTERÍA 5
1.3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA MAMPOSTERÍA 6
1.4 INVESTIGACIÓN NACIONAL 8
1.4.1 Instituto de Ingeniería 8
1.4.1.1 Trabajo de Meli 9
1.4.1.2 Trabajo de Hernández y Meli 10
1.4.2 Centro Nacional de Prevención de Desastres 12
1.4.2.1 Trabajo de Alcocer et al. 12
1.5 INVESTIGACIÓN EN EL EXTRANJERO 13
1.5.1 Chile 14
1.5.1.1 Trabajo de Lüders e Hidalgo 14
1.5.1.2 Trabajo de Diez et al 15
1.5.1.3 Trabajo de Astroza et al. 16
1.5.2 Colombia 17
1.5.3 Perú 17
1.5.3.1 Trabajos de Echevarría, de Pastorutti, de Ramírez y Saavedra, y de San Bartolomé 17
1.5.4 Eslovenia 19
1.5.4.1 Trabajo de Tomazevic y Lutman 19
1.5.4.2 Trabajos de Tomazevic y Zarnic 19
1.5.5 Estados Unidos de América 20
1.6 RESUMEN 21
1.7 CONSIDERACIONES DE LAS NTCM SOBRE MUROS CON REFUERZO INTERIOR 22

CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL **27**

2.1 INTRODUCCIÓN 27
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES 27
2.2.1 Materiales 28
2.2.2 Armados 31
2.3 CRITERIOS DE DISEÑO 34
2.4 CONSTRUCCIÓN 36
2.5 DISPOSITIVO DE CARGA 38
2.6 HISTORIA DE CARGA 40
2.7 INSTRUMENTACIÓN 41
2.8 CAPTURA DE DATOS 43

CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO GENERAL **45**

3.1 INTRODUCCIÓN 45
3.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS 45

3.2.1 Distorsión y curva histerética 45
3.2.2 Rotación y curvatura....46
3.2.3 Componentes de la distorsión....47
3.2.3.1 Cálculo de deformaciones angulares por resistencia de materiales 49
3.2.3.2 Cálculo de deformaciones angulares por el método de Seible e Igarashi....50
3.3 MODELO M1 (M-3/8-Z6)....52
3.3.1 Evolución del daño 52
3.3.2 Estado final de daño....54
3.3.3 Comportamiento histerético 54
3.3.4 Rotación y curvatura....56
3.3.5 Deformación angular 58
3.3.6 Deslizamiento y expansión 59
3.4 MODELO M2 (M-0-E6)....62
3.4.1 Evolución del daño 62
3.4.2 Estado final de daño....63
3.4.3 Comportamiento histerético 64
3.4.4 Rotación y curvatura....66
3.4.5 Deformación angular 67
3.4.6 Deslizamiento y expansión 68
3.5 MODELO M3 (M-5/32-E20)....70
3.5.1 Evolución del daño 71
3.5.2 Estado final de daño....72
3.5.3 Comportamiento histerético 73
3.5.4 Rotación y curvatura....74
3.5.5 Deformación angular 75
3.5.6 Deslizamiento y expansión 76
3.6 MODELO M4 (M-1/4-E6)....78
3.6.1 Evolución del daño 79
3.6.2 Estado final de daño....80
3.6.3 Comportamiento histerético 81
3.6.4 Rotación y curvatura....82
3.6.5 Deformación angular 83
3.6.6 Deslizamiento y expansión 84
3.7 RESUMEN 85
3.7.1 Patrones de agrietamiento....85
3.7.2 Distorsión y resistencia....86
3.7.3 Rotaciones....87
3.7.4 Deformación angular 87
3.7.5 Deslizamiento y expansión 87

CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO DETALLADO 89

4.1 INTRODUCCIÓN....89
4.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS....89
4.3 MODELO M1 (M-3/8-Z6)....91
4.3.1 Refuerzo de castillos 92
4.3.2 Refuerzo horizontal 93
4.3.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec....97
4.4 MODELO M2 (M-0-E6)....98
4.4.1 Refuerzo de castillos 98
4.4.2 Anchura de grietas y transductor tipo Demec....102
4.5 MODELO M3 (M-5/32-E20)....102
4.5.1 Refuerzo de castillos 103
4.5.2 Refuerzo horizontal 106
4.5.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec....112
4.6 MODELO M4 (M-1/4-E6)....113
4.6.1 Refuerzo de castillos 114
4.6.2 Refuerzo horizontal 118
4.6.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec....122
4.7 RESUMEN 123

4.7.1 Refuerzo de castillos 123
4.7.2 Refuerzo horizontal 123
4.7.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec....125

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS....127

5.1 INTRODUCCIÓN....127
5.2 RESISTENCIA....127
5.2.1 Envolventes de respuesta....127
5.2.2 Participación del refuerzo horizontal en la resistencia 130
5.2.3 Predicción de la resistencia a carga lateral 134
5.3 RIGIDEZ....135
5.3.1 Rigidez elástica 136
5.3.2 Degradación de rigidez 138
5.3.2.1 Rigidez de ciclo 138
5.3.2.2 Rigidez equivalente 139
5.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA....140
5.4.1 Energía disipada 141
5.4.2 Componentes de la energía disipada 143
5.4.3 Amortiguamiento viscoso equivalente....144
5.5 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN 146

CAPÍTULO 6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS 149

6.1 INTRODUCCIÓN....149
6.2 ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES....149
6.3 ANÁLISIS ANTE CARGAS LATERALES....152
6.3.1 Mecanismo resistente en el panel de mampostería....153
6.3.1.1 Comportamiento general del refuerzo horizontal....154
6.3.1.2 Cuantía mínima de refuerzo horizontal....154
6.3.1.3 Cuantía máxima de refuerzo horizontal 155
6.3.2 Mecanismo resistente en los castillos....156
6.4 ANÁLISIS ECONÓMICO....158
6.5 ANÁLISIS CONSTRUCTIVO....159

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....161

7.1 INTRODUCCIÓN....161
7.2 RESUMEN 161
7.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....161
7.4 INVESTIGACIONES FUTURAS 165

APÉNDICE A PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN 167

A.1 INTRODUCCIÓN....167
A.2 MAMPOSTERÍA 167
A.2.1 PILAS DE MAMPOSTERÍA....167
A.2.2 MURETES DE MAMPOSTERÍA....170
A.3 MORTERO 171
A.4 CONCRETO 172
A.5 ACERO DE REFUERZO 174

REFERENCIAS 178

AGRADECIMIENTOS 181

INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas más serios que ha enfrentado el país en las últimas décadas es el suministro de vivienda. El Gobierno Federal ha reconocido la deficiencia en este renglón en distintas ocasiones y con el propósito de reducirla, ha emprendido acciones que incluyen la construcción de nuevos conjuntos habitacionales, y la rehabilitación y mejoramiento de algunos de los existentes. Para ello, se han empleado tanto técnicas tradicionales de construcción, como procedimientos y materiales semi-industrializados e industrializados.

A lo largo del tiempo, los sistemas constructivos a base de muros de carga han sido la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica multifamiliar de baja o mediana altura en las que se requiere una subdivisión del área total en pequeños espacios. Por ello, la construcción de viviendas de interés social ha sido una de las principales soluciones al problema de vivienda en México. En este tipo de edificaciones, los muros de mampostería son los elementos estructurales más empleados, tanto para resistir las cargas verticales como las fuerzas horizontales. La forma típica de refuerzo es mediante columnas y vigas de concreto de dimensiones reducidas (castillos y dalas). El sistema de piso de dichas estructuras está formado generalmente por losas de concreto reforzado colado en sitio o prefabricadas.

El desempeño de construcciones de mampostería confinada en sismos fuertes ha sido en ocasiones, muy criticado, sobre todo si se compara con el comportamiento de estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que las fallas catastróficas han sido causadas por defectos de estructuración y no son intrínsecas al sistema estructural resistente; más bien indican que estas construcciones han escapado a un análisis y diseño cuidadosos.

En efecto, las estructuras de mampostería son generalmente muy rígidas y frágiles, por ello resultan especialmente sensibles a los sismos. Se ha verificado experimentalmente, sin embargo, que con refuerzo interior y confinamiento adecuado, este tipo de estructuras es capaz de soportar deformaciones importantes con un nivel aceptable de daño.

La seguridad estructural, especialmente ante los sismos, es uno de los requisitos indispensables en la vivienda en México. El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) realiza, desde 1991, un programa de investigación apoyado económicamente por el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores con el propósito de colaborar en la solución del déficit de vivienda. Los objetivos de este ambicioso proyecto son los siguientes:

1. Verificar experimentalmente la seguridad sísmica de estructuras de mampostería diseñadas y construidas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor.
2. Evaluar el efecto de distintas alternativas de refuerzo en el comportamiento sísmico de muros de mampostería.
3. Proponer, si es necesario, modificaciones a las prácticas de diseño y construcción de estructuras de mampostería que conduzcan a construcciones más seguras y eficientes.
4. Adecuar la seguridad sísmica de las construcciones con el peligro sísmico de diferentes regiones.
5. Valorar el desempeño de nuevos sistemas constructivos.

La parte más relevante del programa ha sido la investigación experimental. Esta investigación ha comprendido fundamentalmente el ensaye de sistemas estructurales a escala natural para determinar las características del comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada y para evaluar la eficiencia de algunas modificaciones a la práctica actual de diseño y construcción.

A pesar de que existe una opinión generalizada en algunos países desarrollados en contra de emplear mampostería en zonas sísmicas, en México ya se ha adoptado el uso de mampostería con refuerzo interior (colocado de forma similar al concreto reforzado) como sistema estructural resistente a solicitaciones

gravitacionales y sísmicas. El refuerzo interior se coloca, usualmente, en adición al que se ubica en los elementos confinantes. En general, este tipo refuerzo consiste en refuerzo horizontal alojado entre las hiladas de mortero y en refuerzo vertical que se coloca en los huecos de la piezas, que se rellenan posteriormente con morteros de cemento.

La mampostería reforzada ha tenido relativamente poca aceptación en México, principalmente porque no se ha logrado establecer una práctica local para su correcta ejecución. Sin embargo, el empleo de refuerzo horizontal entre las hiladas de muros de mampostería es, en la actualidad, parte de la práctica constructiva en los conjuntos de vivienda de interés social de algunas zonas geográficas de nuestro país, sobre todo las de peligro sísmico medio y alto. Este tipo de refuerzo se coloca con la idea de incrementar la capacidad de deformación y de disipación de energía de los muros y de mejorar su comportamiento general ante solicitaciones sísmicas. Aun en las zonas de peligro sísmico bajo o moderado de nuestro país se emplea el refuerzo horizontal mediante escalerillas con objeto de controlar el agrietamiento debido a contracciones por secado de los bloques de cemento.

Considerando que la investigación experimental en ingeniería estructural es una herramienta indispensable en la evaluación del comportamiento de materiales y de estructuras, el estudio de la influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería se inició en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED hace algunos años. Sin embargo, en las primeras investigaciones realizadas en el CENAPRED se consideraron variables adicionales como el grado de acoplamiento a flexión entre dos paneles de mampostería confinada. En aquellas fases experimentales, se llevó a cabo el ensaye de varios modelos a escala natural que representaban los muros de la planta baja de un edificio de interés social de cuatro o cinco niveles. Una recomendación de dichos proyectos experimentales fue la continuación de la investigación para profundizar en el estudio de muros de mampostería de tabique reforzados horizontalmente (Sánchez et al., 1991). Este trabajo es una consecuencia de dicha recomendación.

La presente investigación se concentra en la participación del acero de refuerzo horizontal en la resistencia y en la capacidad de deformación inelástica de muros de mampostería confinada y en la mejoría de su comportamiento general ante cargas laterales reversibles. En este estudio se realiza el análisis del comportamiento de cuatro especímenes sujetos ante carga lateral cíclica reversible.

Los modelos, ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, fueron cuatro muros de mampostería confinada de tabique rojo recocido construidos a escala natural con distintas cuantías de refuerzo horizontal y con diferente detallado del armado transversal y longitudinal de los castillos.

Los objetivos de esta investigación son los siguientes:

1. La determinación de la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia de muros de mampostería confinada.
2. El estudio del mecanismo resistente a carga lateral.
3. La evaluación del comportamiento ante cargas laterales cíclicas reversibles de muros con distintas cuantías y tipos de refuerzo horizontal y con diferentes disposiciones de acero transversal en los castillos.
4. La valoración de la facilidad de construcción de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

Este documento se ha dividido en siete capítulos y un apéndice. En el capítulo 1 se presentan, de manera resumida, algunos programas experimentales llevados a cabo en México y en el extranjero que han involucrado el estudio de muros con acero horizontal. También se presenta una evaluación de las consideraciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal con relación al refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero.

En el capítulo 2 se hace una descripción de los modelos ensayados y de los materiales empleados en su construcción. Se incluyen los detalles del refuerzo y el proceso constructivo adoptado. Se describen igualmente, el dispositivo e historia de carga, la instrumentación y el sistema de captura de datos.

En el capítulo 3 se explica el comportamiento general de cada uno de los modelos. En éste se incluyen las curvas histeréticas, así como la descripción de los modos de falla y de la evolución de los patrones de agrietamiento a lo largo del ensaye. Se presentan las contribuciones de la flexión y el corte a la deformación de los muros, y las rotaciones y curvaturas de los mismos. También se presentan la expansión y el deslizamiento de los especímenes.

En el capítulo 4 se hace un tratamiento más detallado del comportamiento de los modelos, haciendo un análisis de las lecturas de los deformímetros colocados en el refuerzo longitudinal y transversal de castillos, así como de los ubicados en el refuerzo horizontal del muro. También se incluye un análisis de la anchura de grietas y de la separación entre los castillos y el panel de mampostería.

En el quinto capítulo se hace un análisis de los resultados. Se evalúan la resistencia y la rigidez de los especímenes a través de las envolventes de respuesta. Se discute la capacidad de deformación de los muros, la disipación de energía y el amortiguamiento equivalente durante los ensayes. Asimismo, se estudia la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a carga lateral de muros de mampostería confinada.

La discusión de resultados es lo que ocupa al capítulo 6. Se analiza con especial interés el comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal de castillos. También se presenta la evaluación del desempeño de los modelos desde el punto de vista económico y constructivo.

El capítulo 7 incluye un resumen del trabajo puntualizando las principales conclusiones y recomendaciones. Asimismo, se indican las limitaciones de este programa experimental y se proponen nuevas líneas de investigación en relación al refuerzo interior de muros de mampostería de tabique de barro.

En el apéndice A se incluye información relativa a las pruebas de los materiales empleados en la construcción de los modelos, efectuadas para determinar sus propiedades mecánicas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan de manera muy breve algunas de las principales investigaciones que se han llevado a cabo en México y el extranjero en relación a muros de mampostería con refuerzo horizontal. Se otorga especial atención a las conclusiones de cada autor y a la posibles implicaciones de las mismas en el presente programa de investigación. También se presenta un estudio de las consideraciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCM (DDF, 1987b) con relación a este tipo de refuerzo.

1.2 HISTORIA DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería se define como un conjunto de piezas unidas entre sí mediante algún material como el mortero de barro o de cemento. La unidades pueden ser naturales (piedras) o artificiales (adobe, tabiques, bloques). Este sistema de construcción fue creado por el hombre a fin de satisfacer sus necesidades, principalmente de vivienda.

La mampostería ha existido desde tiempos prehistóricos en forma de muros hechos con piedras naturales unidas mediante barro. La primera pieza o unidad de mampostería artificial consistió de una masa amorfa de barro secada al sol; vestigios de esta pieza han sido encontrados en las ruinas de Jericó en el Medio Oriente, y datan de alrededor del año 7530 a.C. Antiguamente, las piezas no tenían una forma definida y lógica; se han encontrado, incluso, unidades de forma cónica en Mesopotamia y en Huaca Prieta, Perú (San Bartolomé, 1994).

El molde usado para la fabricación de unidades artificiales de barro, conocidas como adobe en nuestro país, se inventó en Sumeria (Baja Mesopotamia), hacia el 4000 a.C. El empleo de hornos para cocer el adobe y formar el tabique de barro recocido se inició en 3000 a.C. en la ciudad de Ur. Esta práctica provocó un gran desarrollo de construcciones de mampostería como la Torre de Babel y otros edificios de hasta cuatro niveles durante la época del rey Nabucodonosor II (600 a.C.).

Las construcciones antiguas de mampostería diferían según las materias primas disponibles en cada región; mientras los egipcios pegaban las rocas con morteros de yeso y arena para construir las pirámides de Giza hace unos 4000 años, en Grecia se colocaban piedras mediante morteros de cal y revestimientos de mármol durante la construcción del Partenón en el año 440 a.C. En la actualidad, los materiales empleados en la fabricación industrializada de las piezas de mampostería tienden a reducirse en número y a incrementarse en calidad.

La mampostería confinada fue creada por ingenieros italianos después de los daños ocasionados por el sismo de 1908 de Sicilia. Sin embargo, la primera obra de mampostería reforzada está fechada casi un siglo antes, en el año de 1825 cuando Brunel, un ingeniero británico, construyó dos accesos verticales a un túnel bajo el río Támesis. El refuerzo estaba constituido por zunchos metálicos en un sentido y por pernos de acero forjado en el otro. El estudio racional de la mampostería se inició en Estados Unidos hace unos 85 años y en la India en 1920, con los primeros ensayes en laboratorio de que se tiene conocimiento.

En México, el estudio de estructuras de mampostería se inició en la década de los sesentas en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. En la actualidad, la investigación relativa a la mampostería en México no sólo se realiza en el Instituto de Ingeniería, las universidades de los

estados e instituciones como el CENAPRED participan activamente en el proceso de obtención de nuevos conocimientos.

1.3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería, en una gran variedad de formas y tipos, se ha empleado desde tiempos muy remotos en la construcción de estructuras, sobre todo aquéllas destinadas a habitación (ver fig. 1.1). Tradicionalmente se trata de un material de fabricación doméstica ya que antiguamente se colocaban muros de mampostería sólo para soportar las cargas verticales y no para resistir simultáneamente las cargas sísmicas. Tomando en cuenta esta idea, resultaba suficientemente adecuado un material elaborado a mano.

Una consecuencia de la vieja filosofía de diseño de revisar los muros de mampostería exclusivamente ante solicitaciones verticales ha sido la pérdida de muchas vidas por el colapso o el daño severo de construcciones de mampostería durante sismos intensos. Por la razón anterior, hasta hace unas décadas, la mampostería era considerada como un material inadecuado para la construcción de edificios en zonas de alto peligro sísmico. Sin embargo, tomando en cuenta la facilidad de construcción y otras buenas propiedades físicas y mecánicas, la mampostería ha seguido siendo un material muy popular en la construcción de edificios de mediana y baja altura para vivienda, aun en zonas sísmicas.

Las construcciones de mampostería se basan, generalmente, en sistemas estructurales de muros con resistencia a carga vertical que toman simultáneamente el cortante lateral. En dichos sistemas también son necesarios elementos estructurales horizontales (losas y trabes) para transmitir las solicitaciones verticales de la estructura, mediante un trabajo a flexión, hacia los muros de carga que quedan sujetos, entonces, a compresión vertical.

Durante un sismo, se presentan fuerzas inerciales en las estructuras. Entonces, las losas trabajan como diafragmas horizontales rígidos y los muros deben resistir las fuerzas de corte y flexión que les impone el movimiento del terreno. Cuando se revisa la resistencia de estructuras de mampostería ante cargas sísmicas, se hace necesario comparar la resistencia real para cargas laterales con las cargas inducidas por el sismo de diseño. Este último no sólo depende de la intensidad y otras características del movimiento del terreno sino también de las características dinámicas de la estructura, que a su vez se ven modificadas significativamente por incursiones en el rango inelástico (Tomazevic y Sheppard, 1986).

El efecto de cargas laterales se puede considerar como la superposición de la flexión general de cada muro y del efecto de las restricciones al desplazamiento y a la rotación que el sistema de piso induce sobre el mismo. Para bajos niveles de carga lateral, el equilibrio del muro supuesto como doblemente empotrado, se logra con la presencia de dos momentos flexionantes en el plano del muro, uno en su base y otro en la parte superior.

Para cargas laterales significativas, aparecen grietas en las zonas de tensión por lo que el muro no puede suponerse con las mismas condiciones de frontera y el equilibrio del mismo se establece mediante un corrimiento de la resultante hacia el extremo a compresión. Teóricamente, si el desplazamiento de la resultante la coloca más allá del extremo del muro, éste se voltea. Sin embargo, la rotación se limita ya que el muro forma parte de una estructura y por tanto debe cumplir con ciertas condiciones de compatibilidad de desplazamientos.

Figura 1.1 - Estructuras típicas de mampostería para vivienda

El corrimiento de la resultante provoca la aparición de fuerzas internas verticales adicionales haciendo que el muro falle por cortante debido a tensión diagonal o por flexión debida a una compresión vertical en el extremo comprimido del muro, lo que ocurra primero.

En algunas ocasiones, la contribución del panel de mampostería después de agrietarse se pierde casi por completo ya que no se logra formar un puntal de compresión para transmitir las solicitaciones al marco de confinamiento. Con el agrietamiento del muro, ocasionado a veces por la flexibilidad de la estructura, se presentan concentraciones importantes de esfuerzos en las esquinas del marco de confinamiento que aceleran la penetración de la grieta diagonal en la columna. Si la columna se daña, la estructura se debilita drásticamente reduciendo su rigidez y capacidad de carga vertical y lateral para ciclos posteriores.

En los muros de carga, las fallas de deben a la fragilidad del material, a la falta de liga entre los elementos y a la falta de confinamiento. En este tipo de estructuras, la aparición de una grieta diagonal está seguida de la falla del elemento y, en ocasiones, de un colapso total si no existe confinamiento. La existencia de elementos de confinamiento mejora en mucho el comportamiento de estructuras a base de muros de carga, ya que la presencia de una mejor liga y el propio confinamiento obligan a que las eventuales grietas diagonales se mantengan con anchuras reducidas aun después de varias repeticiones de carga (Hernández y Meli, 1976).

Algunas veces, sobre todo después de sismos fuertes, los diseñadores y constructores se ven en la necesidad de incrementar la resistencia sísmica de los edificios nuevos mediante medidas especiales. Sin embargo, el efecto benéfico de estas medidas se olvida con rapidez en los años siguientes al sismo y se vuelven a poner en práctica antiguos vicios de diseño y construcción de estructuras.

Algunas de esas medidas especiales fueron, en un inicio, el confinamiento de las estructuras de mampostería mediante marcos “ligeros” de concreto reforzado (sistemas de castillos y dalas), y después, la colocación de acero de refuerzo adicional en los huecos verticales de las piezas o en las juntas horizontales de mortero de los paneles de mampostería. La combinación de estos sistemas de refuerzo, conocida genéricamente como mampostería confinada con refuerzo interior, ha tenido una amplia difusión en los últimos años sobre todo en zonas sísmicas. En nuestro país, el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT) ha empleado la mampostería confinada con refuerzo interior como sistema estructural de algunos conjuntos habitacionales de vivienda económica.

1.4 INVESTIGACIÓN NACIONAL

En México, las investigaciones experimentales más importantes con relación al comportamiento de muros de mampostería con refuerzo horizontal de mayor importancia, se han llevado a cabo en las últimas tres décadas. El Instituto de Ingeniería en las primeras y el CENAPRED más recientemente, son los centros de investigación que han participado más activamente en dichos programas experimentales.

1.4.1 Instituto de Ingeniería

Son dos las principales investigaciones que el Instituto de Ingeniería ha llevado a cabo en relación a la mampostería confinada con refuerzo horizontal; ambas en la década de los setentas. La primera de ellas se tituló “Comportamiento sísmico de muros de mampostería” (Meli, 1975), y la segunda “Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería” (Hernández y Meli, 1976). Ambos programas experimentales estuvieron relacionados entre sí y son la base de las actuales expresiones de diseño que se encuentran en las NTCM.

En la primera investigación se realizaron estudios de la variabilidad de los materiales constitutivos de la mampostería, de la determinación de las propiedades básicas de ésta mediante ensayes de pequeños

especímenes y del comportamiento de la mampostería ante cargas laterales reversibles y en una sola dirección. Los principales mecanismos de falla fueron descritos y se propusieron métodos para la predicción de la resistencia de muros ante distintas solicitaciones. También se identificaron las variables que intervienen en el deterioro de estructuras de mampostería cuando se les sujeta a cargas sísmicas, proponiendo recomendaciones para el diseño sísmico de éstas.

En el segundo programa de investigación, se evaluaron distintas maneras de reforzar muros de mampostería con el objeto de incrementar su resistencia y ductilidad ante cargas laterales alternadas. Los tipos de refuerzo que se colocaron incluyeron castillos tanto interiores como exteriores, estribos en dichos castillos, y barras de diámetro reducido en las juntas horizontales de mortero. Se obtuvo una expresión que permite el cálculo de la cuantía de acero necesaria para soportar un nivel de carga lateral manteniendo un comportamiento dúctil. Los valores de los factores de comportamiento sísmico para muros de mampostería con distintos tipos de refuerzo fueron también calculados.

1.4.1.1 Trabajo de Meli

Como parte de esta investigación se ensayaron dos series de muros. La primera contempló 58 modelos a escala natural de 3,0 x 3,0 m, que fueron sometidos a cargas laterales alternadas para estudiar tanto la ductilidad como la absorción de energía. Los especímenes de la primera serie estaban confinados por un marco de concreto y se colocó refuerzo en los huecos de las piezas y en las juntas de mortero. Una segunda serie de 50 muros de 2,0 x 2,0 m se ensayó bajo carga lateral en una sola dirección; modificando de uno a otro espécimen el tipo de piezas, el refuerzo y las condiciones de carga.

Los ensayes se efectuaron con dos modalidades de carga: compresión diagonal y en voladizo. En el primer tipo de ensaye se limitan las deflexiones verticales en el extremo de aplicación de la carga, eliminando los efectos de flexión. Este tipo de carga es representativa de muros en los que sólo la fuerza cortante es importante y la flexión y carga axial tienen poca relevancia o son resistidas por elementos adicionales. El ensaye en voladizo consiste en someter al muro a una carga lateral en un extremo donde las deformaciones están permitidas; en este caso, las combinaciones de solicitaciones sobre una estructura no pueden ser totalmente representadas ya que la relación entre momento flexionante y fuerza cortante permanece constante. En ocasiones, durante la prueba en voladizo, se aplica una carga vertical uniforme y constante.

Durante la fase inicial de la investigación se evidenció la necesidad de conocer las propiedades mecánicas de la mampostería y sus mecanismos de falla ante solicitaciones elementales por lo que se diseñaron algunos métodos de prueba para la determinación de dichas propiedades. Asimismo se estudió la variabilidad de las propiedades de los materiales empleados en la construcción de mampostería. Atendiendo al razonamiento anterior, se establecieron mecanismos para conocer las propiedades de piezas, morteros, y mampostería a compresión y a cortante (tensión diagonal).

El comportamiento experimental de los muros diafragma ensayados a compresión diagonal se caracterizó por una zona inicial de alta rigidez, una reducción de la rigidez correspondiente a la separación entre el panel de mampostería y el marco de confinamiento, una brusca disminución de la carga cuando la grieta diagonal penetra a los castillos y finalmente, un incremento en la resistencia superando, en ocasiones, la de agrietamiento.

En el caso de muros con refuerzo, el comportamiento resultó cualitativamente parecido al de muros con marco de confinamiento débil; si se evita la falla por flexión, el muro se agrieta diagonalmente con una falla final por corte en los castillos.

La presencia de refuerzo distribuido en zonas intermedias del muro aumentó notablemente la resistencia, tanto si el refuerzo se coloca vertical como horizontalmente; sin embargo, el incremento en la resistencia se asoció más con el número de huecos rellenos con mortero que con la cuantía de refuerzo interior.

Los ensayes se efectuaron con control de deformaciones. En cada ciclo se alcanzó una deformación prefijada hasta alcanzar progresivamente la deformación que provocaba la falla del modelo. Los ciclos con igual deformación se repitieron entre 3 y 60 veces para estudiar la degradación de las propiedades de los muros.

Se determinaron los valores del factor de ductilidad de distintos tipos de muros a partir de un criterio de igualación de energías cuando la falla es por corte y de un criterio de igualación de deformaciones para fallas por flexión. Además, se propusieron recomendaciones derivadas de la observación de daños causados por sismos.

Entre tales recomendaciones está el proporcionamiento de un sistema resistente en dos direcciones ortogonales, la colocación de una densidad suficiente de elementos para resistir las fuerzas sísmicas, la distribución aproximadamente simétrica de elementos para evitar rotaciones en la planta del edificio, y el proporcionamiento adecuado de anclaje en la cimentación para evitar colapsos totales por volteo.

También se recomendó colocar refuerzo continuo en la periferia de aberturas, el confinamiento mediante castillos y dalas para favorecer la continuidad entre muros transversales y entre muros y sistemas de piso, la colocación de refuerzo interior en los huecos de las piezas, así como evitar el empleo de piezas muy frágiles. Entre las principales conclusiones derivadas de esta investigación se encuentran las siguientes:

1. Los coeficientes de variación para las propiedades de los materiales involucrados en la construcción de la mampostería son muy altos; sin embargo, se diseñaron ensayes en pequeños elementos (pilas y muretes) que permiten la correlación satisfactoria con el comportamiento y las resistencias de estructuras reales.
2. Se verificaron con claridad los mecanismos de falla correspondientes al corte, a la compresión simple y a la flexocompresión.
3. El comportamiento de muros de mampostería fue aproximadamente lineal hasta el primer agrietamiento, que se presenta por flexión o tensión diagonal. En el primer caso la falla es dúctil y en el segundo depende del tipo y cantidad de refuerzo interior y de las características de los elementos confinantes.
4. La reserva de resistencia después del agrietamiento depende del tamaño de las castillos y de la cuantía de refuerzo interior.
5. La carga vertical provoca un incremento en la resistencia y en la rigidez, reduciendo la ductilidad del muro.
6. El deterioro depende del tipo de falla. Si es por flexión la degradación es baja y sólo se presenta para grandes deformaciones. Si la falla es por corte, la degradación es importante en muros con castillos exteriores y muy fuerte en muros reforzados sólo interiormente.

Finalmente, se reconoció la necesidad de investigar con mayor profundidad en conceptos como el mecanismo de falla a cortante, la distribución de esfuerzo en el tablero, la interacción entre muro y marco de confinamiento después del agrietamiento, el efecto de cargas verticales altas en la resistencia, el efecto de la cantidad y distribución del refuerzo interior en la resistencia de los muros y el efecto de grandes cuantías de refuerzo interior en el deterioro ante cargas repetidas.

1.4.1.2 Trabajo de Hernández y Meli

En esta investigación se evaluaron distintas maneras de reforzar muros de mampostería con el objeto de incrementar su resistencia y ductilidad. El objetivo del trabajo era encontrar modalidades de refuerzo que permitieran aumentar la resistencia y ductilidad. Para ello se intentó hacer más eficiente tanto el refuerzo de los castillos como aquél colocado vertical y horizontalmente en el interior del tablero de mampostería. Se estudió también un nuevo sistema constructivo consistente en reforzar el muro mediante un aplanando con fibra de vidrio.

Se ensayaron muros formados con piezas de tabique hueco y con bloques de concreto tipo pesado. El mortero empleado fue el de menor calidad permitido para muros de carga en zona sísmica por el reglamento de construcciones vigente en 1975. El procedimiento de ensaye tenía como objetivo general observar el funcionamiento estructural de los muros y su comportamiento ante cargas alternadas como las producidas por un sismo. Se realizó una serie de ensayes para determinar el efecto de la cantidad de refuerzo en la unión dala-castillo. También se estudió el efecto de modificar la separación y tamaño de los estribos y el esfuerzo de fluencia del acero.

Aun cuando las especificaciones de construcción del INFONAVIT no permitían el uso de aceros de alta resistencia como refuerzo transversal en los castillos, se ensayaron especímenes con este tipo de refuerzo. No se detectaron problemas de doblado ni de funcionamiento estructural por falla frágil. La colocación de acero en las juntas horizontales tampoco se recomendaba por la escasa adherencia que se puede desarrollar; sin embargo, se logró superar este problema mediante barras corrugadas de diámetro reducido (5/32 de pulgada o 3,97 mm). El efecto del refuerzo horizontal fue evaluado mediante el ensaye de especímenes con este tipo de refuerzo colocado a distintas separaciones.

Se propusieron y ensayaron diversas configuraciones de refuerzo tanto vertical, en los extremos del muro, como horizontal en las juntas de mortero, con el fin de encontrar formas de refuerzo que, sin elevadas cuantías y mediante detalles constructivos eficientes, condujeran al diseño de muros resistentes y dúctiles. También se evaluó el comportamiento de muros formados por bloques de concreto colocados con juntas secas (sin mortero), con refuerzo interior y un aplanado de mortero de alta adherencia que está compuesto de cemento, arena fina, aditivos especiales y un refuerzo a base de fibra de vidrio que le proporciona resistencia.

Cualitativamente, el comportamiento de los especímenes ensayados puede describirse como sigue. Una relación carga lateral-deformación angular aproximadamente lineal hasta el agrietamiento diagonal del panel de mampostería y un comportamiento post-agrietamiento dependiente del tipo y cantidad de refuerzo que se tenga. La disminución de la resistencia se detectó entre el primero y segundo ciclos, estabilizándose para repeticiones posteriores. Con el incremento en la deformación, el daño aumenta y disminuyen tanto la resistencia como la capacidad de disipación de energía.

El esfuerzo de agrietamiento resultó prácticamente igual en todos los especímenes, sin importar el tipo ni cantidad de refuerzo. La influencia del refuerzo en el incremento de la resistencia de agrietamiento fue poco significativa, sin embargo, se presentó una pequeña disminución en la deformación de agrietamiento al colocar refuerzo horizontal. En muros con castillos exteriores se observó un mejor comportamiento general cuando se redujo el espaciamiento de los estribos en los extremos de los castillos y cuando se incrementó en el esfuerzo de fluencia o el área de éstos. Lo mismo sucedió en muros con castillos colados interiormente.

Un excelente comportamiento fue observado con la colocación de acero horizontal en adición al refuerzo transversal de castillos. La ductilidad de desplazamiento en especímenes de este tipo alcanzó valores de 14. El comportamiento de muros reforzados con mortero de alta resistencia fue cualitativamente similar al de muros convencionales con las mismas características de refuerzo.

El análisis cualitativo del comportamiento de los muros llevó a las siguientes conclusiones y recomendaciones para el detallado de muros de mampostería confinada con refuerzo interior:

1. Un mejor comportamiento en términos de capacidad de absorción de energía, nivel de deterioro y reserva de resistencia después del agrietamiento se observa con el incremento de la resistencia de los castillos y con la colocación de refuerzo horizontal adicional.
2. El confinamiento mediante castillos provoca un mejor comportamiento que la colocación de refuerzo horizontal únicamente.
3. El mejor sistema constructivo para muros de mampostería de tabique de barro y de bloque de concreto con refuerzo interior resultó aquel con un castillo interior con estribos en las juntas de mortero.

4. El refuerzo horizontal resulta efectivo si está completamente recto y anclado a los extremos del muro. La adherencia no representa una variable importante en este sentido.
5. La cuantía mínima de refuerzo horizontal (0,200%) está conservadoramente extrapolada de muros de concreto para desarrollar la resistencia de muros de mampostería. Se deben realizar estudios adicionales para determinar un valor más adecuado.
6. El refuerzo transversal, en forma de estribos cerrados con ganchos a 135º, debe colocarse en los extremos de los castillos con un espaciamiento de la mitad del peralte efectivo, *d*.
7. El refuerzo horizontal debe estar distribuido uniformemente en la altura del muro para evitar concentraciones de esfuerzos.
8. La carga de agrietamiento diagonal sólo depende de las propiedades de la mampostería.
9. Tanto la resistencia como ductilidad de los muros después del agrietamiento dependen del refuerzo en los castillos y del refuerzo horizontal, y la colocación de refuerzo horizontal elimina prácticamente los daños locales en las piezas. Estos daños son los principales causantes del deterioro del muro.

1.4.2 Centro Nacional de Prevención de Desastres

Desde 1991, una parte importante de la investigación realizada en el CENAPRED, ha estado orientada hacia el estudio del comportamiento de estructuras de mampostería ante acciones sísmicas. Hasta la fecha, los proyectos de investigación relacionados con el efecto del refuerzo horizontal han sido fundamentalmente dos.

El primero, que se llevó a cabo en 1992, consistió en el ensaye ante cargas laterales de dos especímenes a escala natural con distinto tipo de refuerzo horizontal (Alcocer et al., 1994b; Díaz y Vázquez del Mercado, 1995), mientras que la segunda investigación (Álvarez y Alcocer, 1994), de carácter bibliográfico, resume las principales investigaciones llevadas a cabo en México, Perú y China, entre otros países. En esta sección únicamente se presentará un resumen de la investigación experimental.

1.4.2.1 Trabajo de Alcocer et al.

La primera fase experimental desarrollada en el CENAPRED (Alcocer et al., 1994a), contempló el ensaye de tres estructuras a base de muros de mampostería confinada ligados entre sí con distintos grados de acoplamiento. En esta etapa, el daño en los especímenes estuvo caracterizado por grietas diagonales de gran anchura debidas a las deformaciones por corte que se presentaron en los modelos.

La observación del tipo de daño en los muros sugirió el empleo de refuerzo horizontal para lograr un agrietamiento más uniformemente distribuido en los tableros y una mejor capacidad de deformación y de disipación de energía. La ausencia de evidencia experimental sobre el comportamiento de la mampostería de tabique de barro artesanal reforzada horizontalmente motivó la realización de este estudio.

Los principales objetivos de estudio fueron la determinación del efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento histerético de los sistemas de muros, el estudio del mecanismo resistente a carga lateral, la influencia de los elementos confinantes en la respuesta y la facilidad de construcción de muros con este tipo de refuerzo (Alcocer et al., 1994b).

Dos sistemas de muros de mampostería confinada a escala natural con distintos tipos de refuerzo horizontal fueron construidos y ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Estos modelos se compararon entre sí y con otro, de control, ensayado en la fase experimental previa. El refuerzo horizontal estuvo compuesto por escalerilla de alambre estirado en frío calibre 10 (3,43 mm de diámetro) en uno de los especímenes y por alambres corrugados de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro en el otro.

En el modelo de control, sin refuerzo horizontal, se presentaron grietas diagonales muy importantes en ambos sentidos. La finalización del ensaye estuvo determinada por la formación de un mecanismo en el cual, para un sentido de aplicación de la carga, el bloque ubicado encima de la grieta diagonal principal se deslizó

con respecto al inferior. La evolución del agrietamiento en los modelos reforzados horizontalmente fue similar al del modelo de control, sin embargo, una mejor distribución fue observada en el modelo reforzado con alambres corrugados.

La escalerilla fue examinada después del ensaye. Se detectaron fracturas que coincidían con los puntos de soldadura de los alambres longitudinales con los transversales, debidas a que, durante el proceso de fabricación, no se aplica tratamiento especial alguno para evitar la formación de puntos duros y frágiles en las uniones de los alambres de la escalerilla.

A diferencia de la escalerilla, los alambres corrugados mostraron fallas dúctiles asociadas a deformaciones inelásticas, sin embargo, también se fracturaron siguiendo la grieta diagonal principal. Del análisis de resultados se desprenden las siguientes observaciones y conclusiones:

1. Las deformaciones por corte controlaron el comportamiento de ambos modelos, aunque en el modelo reforzado con alambres corrugados fueron menores.
2. La cuantía y tipo de refuerzo horizontal no tuvieron influencia en la rigidez inicial de los modelos ni en la carga de agrietamiento diagonal; sin embargo la resistencia del modelo reforzado con alambres corrugados se incrementó hasta en un 69% con relación al modelo de control.
3. Distorsiones menores a 0,60% deben ser consideradas para el diseño de muros reforzados horizontalmente, ya que, al superarse este nivel de desplazamientos, el deterioro de la resistencia es abrupto.
4. La degradación en la rigidez no estuvo relacionada con la cantidad ni el tipo de refuerzo horizontal.
5. La disipación de energía, atribuida a la plastificación de los alambres y del refuerzo longitudinal de los castillos, se incrementó con la presencia de refuerzo horizontal.
6. Las escalerillas no mejoraron sustancialmente el comportamiento de la estructura. Se sugiere evitar su empleo en elementos sujetos a grandes cargas laterales y explorar la posibilidad de sustituir la soldadura por grapas mecánicas.
7. El modelo reforzado con escalerilla fue construido fácilmente. La posición de los alambres corrugados, requirió de repetidas correcciones debidas a la flexibilidad de los propios alambres.
8. El anclaje del refuerzo horizontal en los castillos mediante ganchos horizontales con dobleces de 180º tuvo un buen comportamiento. Sin embargo, se recomienda realizar el anclaje mediante ganchos verticales de 90º ahogados en los castillos para facilitar el proceso constructivo.

1.5 INVESTIGACIÓN EN EL EXTRANJERO

Chile, Colombia, Perú, y Eslovenia se encuentran entre los países que mayor interés han mostrado con relación a la investigación de estructuras de mampostería confinada y reforzada. Otros países como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón también lo han hecho, sin embargo concentran su atención en la mampostería a base de piezas industrializadas de concreto y reforzada mediante castillos interiores.

Los sistemas estructurales más comunes en la vivienda económica de nuestro país se basan en muros de mampostería de tabique de barro recocido, por tanto, los resultados y recomendaciones de esas investigaciones no son fácilmente aplicables a las prácticas nacionales de diseño y construcción.

Sin embargo, algunos resultados de las investigaciones realizadas en países con ciertas similitudes (procesos constructivos, materiales, criterios de diseño, etc.), son extrapolables. Con esta intención se presentan a continuación los resúmenes de algunas investigaciones llevadas a cabo en Sudamérica y Europa Oriental.

1.5.1 Chile

La Universidad de Chile y la Pontificia Universidad Católica de Chile han sido las instituciones mayormente involucradas en la investigación sobre mampostería reforzada en Latinoamérica. A través de ella, la ingeniería chilena ha logrado un gran avance. A continuación se presentan los trabajos de algunos investigadores.

1.5.1.1 Trabajo de Lüders e Hidalgo

Un ensaye de cortante cíclico alternado fue realizado en el Laboratorio de Ingeniería Estructural de la Pontificia Universidad Católica de Chile (Lüders e Hidalgo, 1986) a 17 muros a escala natural con distintas relaciones *M/Vd* y distintas cuantías de refuerzo horizontal.

La relación *M/Vd* (*M* es el momento flexionante en el plano del muro; *V* es la fuerza cortante y *d* es el peralte efectivo del muro) es una medida de la relación de esbeltez de los muros. Cuando los muros se ensayan en voladizo, esta relación es equivalente al cociente *h/L* (altura/longitud).

Se estudiaron tanto la influencia del tipo (barras y escalerilla) y cuantía de refuerzo en el primer agrietamiento y en la resistencia última de los muros, como la relación del refuerzo horizontal con los modos de falla y con la capacidad de deformación. Desafortunadamente, los autores no especifican la forma de las curvas esfuerzo-deformación del acero empleado como refuerzo horizontal.

Los muros fueron construidos con bloques de mortero de cemento con dos geometrías distintas y se sometieron a esfuerzos cortantes contenidos en el plano. Tanto la magnitud como el sentido de las solicitaciones se variaron cíclica y alternativamente con valores monótonamente crecientes hasta la falla. No se aplicaron cargas verticales durante los ensayes.

El refuerzo interior estuvo compuesto por castillos reforzados de modo de evitar que la falla por flexión antecediera a la de corte, y por escalerilla electrosoldada (similar a la empleada en nuestro país) en las juntas de mortero para proporcionar cuantías de 0,060% y 0,120%. Tres series fueron construidas: la primera con refuerzo vertical únicamente en los extremos, la segunda con todos los huecos verticales rellenos de concreto y la tercera con relleno del mismo tipo sólo en los huecos con refuerzo. En la primera serie se fijó *M/Vd* aproximadamente igual a la unidad (muros cuadrados); en las restantes se establecieron valores de 0,36 y 0,59 (muros bajos).

En todos los casos se observó una total independencia de la cuantía de refuerzo con el esfuerzo de agrietamiento, lográndose establecer un rango de valores para dicho esfuerzo. La eficiencia del refuerzo horizontal fue evaluada mediante el cálculo de un parámetro adimensional que relacionaba la carga lateral resistida por el propio refuerzo horizontal y la resistencia a compresión de la mampostería. Se logró establecer el mecanismo resistente como sigue: el refuerzo horizontal inicia su colaboración a la resistencia lateral cuando aparecen las primeras grietas, sin embargo, éstas tienen distintos anchos a lo largo del muro por lo que el acero trabaja con distintos niveles de esfuerzo en su longitud; lo anterior se traduce en una reducción de la eficiencia del refuerzo que, en algunos puntos puede romperse sin que en otros alcance la fluencia.

Durante los ensayes se distinguieron dos fases correspondientes a sistemas elásticos muy diferentes. La primera corresponde al muro no agrietado con un comportamiento elástico-frágil y la segunda a un sistema formado sólo por la mitad del muro (por encima de la grieta diagonal principal) que resiste la carga lateral a través de una zona a compresión, y mediante el armado longitudinal de castillos y el refuerzo horizontal sujetos a tensión.

Una gran diferencia en el comportamiento se percibió entre los muros con refuerzo y aquéllos sin él. Cuando no existe, la resistencia al corte baja bruscamente del esfuerzo máximo al de fricción que se logra transmitir a través de las juntas para deformaciones superiores a las de agrietamiento. Si el muro cuenta con

refuerzo horizontal, se alcanzan deformaciones muchísimo mayores sin una caída importante de la resistencia y se obtiene un mejor comportamiento sísmico en cuanto a disipación de energía y a redistribución de esfuerzos sin falla en cadena. Las principales conclusiones de Lüders e Hidalgo fueron:

1. El inicio del agrietamiento por corte en muros de mampostería reforzada no depende del refuerzo horizontal, se inicia cuando la resistencia a tensión diagonal del muro se alcanza. Los valores de la resistencia a tensión diagonal encontrados durante los ensayes oscilan entre 0,25 y 0,45 $\sqrt{f'_m}$, donde f'_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.
2. El refuerzo horizontal mínimo hace crecer en forma importante la capacidad de deformación sin pérdida de resistencia al corte. La eficiencia del refuerzo depende del tipo de refuerzo. Se propusieron dos valores para la eficiencia: 55% para la escalerilla electrosoldada y 100% para varillas corrugadas.

1.5.1.2 Trabajo de Diez et al.

Esta investigación experimental (Diez et al., 1988) se llevó a cabo para estudiar el comportamiento de muros de mampostería de unidades cerámicas ante carga lateral alternada. Las variables del estudio fueron el tipo de refuerzo y la relación de aspecto de los muros. La cuantías de refuerzo vertical colocadas condujeron a que el comportamiento de los muros estuviera controlado por corte.

Las modalidades de refuerzo empleadas fueron las más comunes en Chile en la década de los ochentas: armado vertical en los huecos de las piezas, refuerzo horizontal en las juntas de mortero y elementos de concreto reforzado que confinan al muro de mampostería simple. La escalerilla electrosoldada fue uno de los refuerzos colocados horizontalmente en las juntas de mortero. Este tipo de refuerzo es similar al empleado en México. Se fabrica mediante la soldadura eléctrica de pequeños travesaños de alambre de acero de 4,20 mm de diámetro nominal a dos alambres longitudinales del mismo diámetro. La separación entre los travesaños es de 40 cm. Un esfuerzo de fluencia promedio de 7540 kg/cm^2 (739,7 MPa) se reportó durante las pruebas de materiales para este tipo de refuerzo.

Se consideraron relaciones de aspecto de 1 y 2 para los especímenes. El tipo de ensaye fue en voladizo según sugerían antecedentes de este estudio en Chile y porque este tipo de ensaye reproduce el estado de solicitaciones que se presentan en muros reales ante acciones sísmicas.

Se construyeron tres series de muros con dimensiones nominales de 2,40 x 2,40 m y de 1,20 x 2,40 m empleando piezas cerámicas industrializadas. En ellos se colocaron cuantías horizontales que iban del 0,200% al 0,600% mediante distintos tipos de refuerzo. De la curvas histeréticas se obtuvieron los valores de carga y deformación correspondientes a puntos relevantes del ensaye como el primer agrietamiento por flexión y la primera grieta diagonal por corte.

Los muros de mampostería confinada y los de mampostería reforzada tuvieron un comportamiento similar en cuanto a resistencia y capacidad de deformación sin importar su relación de aspecto. Sin embargo, un mejor comportamiento para desplazamientos importantes fue observado en muros confinados. Los muros esbeltos presentaron mejores comportamientos que se reflejaron por una superior capacidad de deformación. La degradación de rigidez se vió disminuida por la colocación de elementos de confinamiento, sin embargo se incrementó con la esbeltez sin importar el tipo de refuerzo.

En cuanto a la ductilidad, se presentaron incrementos de hasta el 200% al comparar los muros de mampostería con refuerzo interior con los de mampostería confinada. La degradación de la resistencia fue alta en todos los casos. Las conclusiones que Diez y sus colaboradores presentaron son las siguientes:

1. La falla por corte en muros sin refuerzo horizontal es muy frágil y se ve dominada por una grieta diagonal principal de va de esquina a esquina.

2. El refuerzo mediante escalerillas en las juntas de mortero controló el agrietamiento distribuyendo el daño y haciendo más gradual la falla. El confinamiento no evita la falla por corte, sin embargo proporciona mayor capacidad de deformación sin deterioro apreciable de la resistencia.
3. La colocación de refuerzo horizontal aumenta la capacidad resistente a corte de los muros. La efectividad del refuerzo mediante escalerilla fue buena, siempre que no se alcancen deformaciones de fluencia.
4. Desde el punto de vista de comportamiento sísmico, el mejor sistema de refuerzo para la mampostería es el confinamiento mediante elementos de concreto reforzado y escalerillas en las juntas de mortero para controlar el agrietamiento y el deterioro de las piezas.

1.5.1.3 Trabajo de Astroza et al.

En 1992, fueron ensayados nueve muros de 2,40 x 2,40 x 0,14 m ante cargas laterales alternadas (Astroza et al., 1992). Los muros se construyeron con mampostería a base de bloques de concreto. Las principales variables estudiadas fueron la influencia de la modalidad de refuerzo, del tipo de castillo y de la cuantía de refuerzo horizontal en los parámetros del comportamiento general de los muros. El tipo de ensaye estuvo basado en un muro en voladizo con carga lateral alternada aplicada en forma cuasiestática y carga vertical constante durante el ensaye.

Algunos especímenes fueron construidos con castillos interiores mientras que otros tenían elementos de confinamiento exteriores. En estos últimos se practicó un dentado triangular en las piezas de los extremos cada dos hiladas. Las cuantías de refuerzo horizontal corresponden a la mínima establecida en la norma chilena NCh. 1928 Of. 86 (0,130%) y al 50% de ésta.

Durante los ensayes se registraron las curvas carga-deformación para su análisis. Se determinaron algunos valores característicos de la mampostería como degradación de rigidez y capacidad de disipación de energía.

En todos los especímenes ensayados se presentó una falla por tensión diagonal caracterizada por un agrietamiento diagonal que comprendía todo el panel de mampostería, excepto en un muro donde se presentaron problemas de adherencia en la zona de traslape del refuerzo vertical. En muros de mampostería confinada se observó una rápida propagación del agrietamiento diagonal que penetró a los castillos exteriores.

En el caso de los muros con castillos interiores, el agrietamiento se inició con la formación de algunas grietas por flexión que más adelante se escalonaron siguiendo las juntas de mortero. El comportamiento de muros de mampostería reforzada fue similar; sin embargo, el agrietamiento se redujo al incrementar la cuantía de refuerzo horizontal. La aparición de un mayor número de grietas horizontales producto de la flexión fue también característico de muros reforzados horizontalmente.

Del comportamiento histerético de los modelos se puede concluir que el refuerzo horizontal redujo la fragilidad de la falla e incrementó la estabilidad del comportamiento (reduciendo la degradación de la resistencia entre ciclos consecutivos). Un incremento en la carga entre 9 y 37% se detectó al comparar la de agrietamiento con la máxima. El valor de la carga de agrietamiento se vió modificada por la variación de tres parámetros fundamentalmente: la resistencia a la tensión de la mampostería, la magnitud de la carga vertical y la relación de aspecto del muro. Sin embargo no se estableció ninguna expresión para predecir esta carga.

Las principales conclusiones de Astroza y sus colaboradores son que los muros de mampostería de bloque de concreto reforzados horizontalmente adquieren cierta capacidad de deformación posterior al agrietamiento, y con esto, logran disipar energía siempre que el corte controle su comportamiento. Se recomienda el uso de mampostería confinada por castillos exteriores y de mampostería reforzada con las cuantías mínimas de la norma chilena cuando se esperen niveles de deformación superiores a los que provocan el agrietamiento del panel de mampostería. Si se considera que los niveles anteriores no serán superados, las modalidades de refuerzo tradicionales que se evaluaron resultan aceptables.

En la norma chilena vigente se establece una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0,060%. Sin embargo, dada la mayor importancia del armado distribuido horizontalmente en el comportamiento sísmico de muros, Hidalgo et al. (1991) proponen colocar una cuantía mínima de 0,090% de refuerzo horizontal.

1.5.2 Colombia

Una de las principales instancias para la investigación en Colombia es la Universidad de los Andes. El Fondo Nacional de Calamidades y esta universidad presentaron un informe preliminar relativo al ensaye de muros de mampostería confinada a escala natural (Universidad de los Andes, 1993), sometidos a cargas verticales y horizontales simultáneas. A continuación se presenta un resumen de las actividades realizadas y de los principales resultados.

El proyecto presentado es una de las etapas de los trabajos que la Universidad de los Andes ha llevado a cabo desde 1982 en relación al comportamiento de estructuras de mampostería. Los objetivos de este programa experimental incluían la actualización y recopilación de bibliografía relacionada con el comportamiento de la mampostería estructural, el ensaye de muros de mampostería confinada para estudiar su respuesta y formas de falla, el establecimiento de recomendaciones de diseño y construcción, dar soporte experimental a los requisitos de futuros códigos y proporcionar las herramientas básicas para reforzar la difusión de resultados, especialmente para el diseño y construcción de vivienda de bajo costo.

Ocho especímenes de 3,15 x 2,15 m se construyeron a base de dos tipos de piezas de uso intensivo en Colombia. Todos los especímenes ensayados tuvieron el mismo refuerzo en las dalas y los castillos de confinamiento. El refuerzo horizontal en las juntas y la carga vertical aplicada durante el ensaye fueron distintos de uno a otro espécimen. Las variables bajo estudio en este proyecto fueron la geometría, las propiedades mecánicas de los materiales, la disposición del refuerzo, el tipo de carga y la mano de obra. Otras variables como el tipo de ensaye (estático, dinámico, cíclico, carga controlada, etc.) también fueron incluidas.

De las curvas histeréticas incluidas se pudo observar que el comportamiento fue similar en todos los muros ensayados, con una menor degradación de resistencia en los especímenes con refuerzo interior. El estrangulamiento en los lazos de histéresis, asociados al deslizamiento del muro, fue muy evidente en el último modelo ensayado, sin refuerzo interior.

1.5.3 Perú

En el caso de Perú, las investigaciones realizadas en la Pontificia Universidad Católica del Perú han sido uno de los medios para la adquisición de nuevos conocimientos y la verificación experimental de otros, sobre todo en relación a la mampostería reforzada. Dado que no existe una gran cantidad de información sobre los ensayes realizados en este país, se presentan tan sólo los disponibles en algunos textos universitarios peruanos (San Bartolomé, 1994).

1.5.3.1 Trabajos de Echevarría, de Pastorutti, de Ramírez y Saavedra, y de San Bartolomé

Echevarría empleó ladrillo industrial en la construcción de cinco muros de 2,30 x 2,15 x 0,14 m que ensayó ante carga lateral cíclica con carga vertical constante. La magnitud de esta última se cambió de modelo a modelo. Se mantuvieron constantes tanto el refuerzo longitudinal como el transversal de castillos, aunque se colocó refuerzo horizontal en uno de los modelos.

El mecanismo de falla reconocido en los ensayes indica que la grieta diagonal divide al muro en dos triángulos. El superior, gira y se desliza en torno a la base del castillo sometido a compresión deteriorándolo aun más y provocando una falla por compresión del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal del castillo. El mecanismo anterior se ve atenuado por la presencia de refuerzo horizontal, aun con la cuantía mínima.

Entre las conclusiones que Echevarría presenta están que la carga de agrietamiento por flexión se puede predecir mediante la resistencia a tensión por flexión del concreto (módulo de ruptura); que el incremento en la carga vertical produce un aumento en la resistencia al corte y que esta resistencia depende de la calidad de la mampostería exclusivamente. El autor sudamericano recomienda que los muros sujetos a cargas verticales moderadas y altas tengan una cuantía mínima de refuerzo horizontal del 0,100% para controlar el deslizamiento en la base del muro, y que se limite la magnitud del esfuerzo axial sobre muros de mampostería confinada, aun cuando se coloque el refuerzo horizontal recomendado.

El mismo tabique industrial fue empleado por Pastorutti en la construcción de otros cinco muros confinados de 2,40 x 2,40 x 0,14 m que se ensayaron bajo carga lateral cíclica. Los armados transversales de los castillos fueron iguales en todos los especímenes modificando únicamente el refuerzo vertical y el horizontal en las juntas de mortero. Este último consistió, en algunos casos, en una dala de sección rectangular y en varillas de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro colocadas en la juntas de mortero en otros, con cuantías de refuerzo horizontal entre 0,080% y 0,160%.

El muro con mayor cuantía de refuerzo horizontal presentó una falla por flexión debida probablemente al escaso refuerzo longitudinal de los castillos (mínimo permitido por la norma peruana). El colapso estuvo marcado por una falla por compresión y deslizamiento en la base de los castillos al pandearse el refuerzo vertical. Se logró establecer que el refuerzo horizontal elevó notablemente la capacidad de deformación y atenuó el deterioro en los extremos de los castillos y en el panel de mampostería, sin embargo, no modificó la resistencia a carga lateral de los muros. El muro con una dala intermedia probó ser más rígido y resistente que el resto y, aunque la dala interrumpió el desarrollo de la grieta diagonal, se originó un deslizamiento del panel de mampostería produciendo concentraciones de esfuerzo en la conexión dala intermedia-castillo. Por ello, no se recomienda la construcción de dalas intermedias en muros de mampostería, ya que, incluso, retarda el proceso constructivo.

Con objeto de estudiar el efecto del refuerzo y del relleno de los huecos de bloques, Ramírez y Saavedra efectuaron ensayes de carga lateral cíclica sobre cinco muros, compresión diagonal en doce muretes y compresión axial en ocho pilas. El refuerzo horizontal y vertical se modificó de uno a otro muro. El primer tipo de refuerzo se colocó en forma de escalerilla electrosoldada para proporcionar cuantías de 0,040% y 0,080%.

Las principales conclusiones indican que la resistencia a carga axial se incrementa con el número de huecos rellenos y que la resistencia a corte medida sobre el área neta de los muros, al momento del primer agrietamiento visible, resulta independiente del tipo y cuantía de refuerzo horizontal o vertical empleado. También se logró establecer que el sólo empleo de refuerzo vertical trabajando por acción de dovela ante el agrietamiento diagonal resulta ineficiente; que la efectividad de los estribos colocados con poco espaciamiento en los extremos de los castillos es muy notoria en cuanto al mejoramiento del comportamiento general de los especímenes; y que para cargas axiales elevadas, los muros de mampostería confinada tienen un mejor desempeño que los reforzados sólo interiormente. Sin embargo, los autores no proporcionan datos sobre el nivel de esfuerzos alcanzado por los estribos.

San Bartolomé participó en el ensaye de doce muros no reforzados, con mochetas de 75 cm en sus extremos. Los muros, de 2,0 x 2,0 x 0,13 m de dimensiones nominales, fueron construidos con piezas de fabricación industrial. El ensaye se realizó aplicando una carga de compresión diagonal cíclica y variando la magnitud de la carga vertical de un muro a otro. La resistencia al corte fue ligeramente menor a la obtenida en muros similares de mampostería confinada, con fallas frágiles que redujeron drásticamente la resistencia y rigidez en el momento de la falla (distorsión angular de 0,14%).

Otro trabajo conducido por San Bartolomé fue la correlación de resultados de ensayes entre especímenes a escala natural y probetas de tamaño reducido. Se construyeron 30 pilas, 30 muretes y 12 muros confinados de 2,40 x 2,40 m que se ensayaron bajo distintas condiciones de carga: compresión axial, compresión diagonal y fuerza cortante cíclica.

Las principales conclusiones fueron las siguientes: el empleo de cal en los morteros no produjo mayor variación en los resultados ya que la falla por tensión diagonal dominó en todos los muros; los desplazamientos elásticos de los muros pueden predecirse mediante la resistencia de materiales modelando al muro como un voladizo con deformaciones por corte y por flexión; y la resistencia al corte depende más de la calidad de la pieza que de las propiedades del mortero empleado en las juntas.

1.5.4 Eslovenia

Miha Tomaževič en el Institute for Testing and Research in Materials and Structures (Instituto para el Ensaye e Investigación de Materiales y Estructuras) ha sido uno de los principales investigadores del mundo que ha estudiado el comportamiento de la mampostería ante cargas sísmicas. El resumen de algunos trabajos en los que ha participado se presenta a continuación.

1.5.4.1 Trabajo de Tomaževič y Lutman

En esta investigación (Tomaževič y Lutman, 1988) se presentan los resultados de dos series de ensayes en muros de mampostería de bloque de concreto sujetos a cargas laterales cíclicas bajo carga vertical constante. Los 16 muros de cada serie se construyeron a escala 1:2 y contaron con diferentes relaciones de aspecto y distintos refuerzos vertical y horizontal en las juntas de mortero.

En los muros sin refuerzo, la falla por corte dominó el comportamiento, mientras que en los reforzados interiormente, éste dependió de la relación de aspecto. En muros bajos se presentó un agrietamiento diagonal uniforme que atravesó piezas y juntas de mortero. El modo de falla más frecuente en muros bajos fue el de corte; sin embargo, también se presentó el aplastamiento de las piezas en la zona inferior a compresión. En muros esbeltos, el agrietamiento también se distribuyó uniformemente, predominando una inclinación de 45º. En este tipo de muros se alcanzaron deformaciones finales mayores. La falla por flexión con pandeo del refuerzo y el aplastamiento de las piezas, dominó en estos modelos.

La cuantía mínima que los autores sugieren colocar se determinó para una resistencia a fuerza cortante equivalente a la del muro sin refuerzo. La eficiencia del refuerzo horizontal fue calculada para el cortante máximo y para la deformación máxima, obteniéndose valores que oscilaron entre 41 y 83%. Las conclusiones más importantes fueron las siguientes:

1. Se puede esperar una mejora en el comportamiento sísmico de muros de mampostería si se coloca refuerzo horizontal y vertical.
2. El refuerzo horizontal tiene una influencia mayor, ya que aumenta la capacidad al corte y la ductilidad, lo que conduce a la fluencia del refuerzo vertical y a un desarrollo completo de la capacidad a flexión de la sección.
3. Los requisitos para un diseño óptimo (cuantías máxima y mínima) dependen en gran medida del tipo y calidad de las piezas del muro, debiéndose revisar la adherencia y el anclaje del refuerzo interior para desarrollar adecuadamente su capacidad.

1.5.4.2 Trabajos de Tomaževič y Zarnic

Dos son los trabajos de estos autores que a continuación se resumen. En la primera investigación (Tomaževič y Zarnic, 1986a) se estudió el efecto del refuerzo horizontal en la resistencia lateral y la ductilidad de muros de mampostería. Para ello, se ensayaron dos series de 16 muros.

La primera serie estaba formada por muros de mampostería a base de bloques de concreto y la segunda por mampostería de bloques cerámicos. La resistencia del mortero de las juntas y la cuantía de refuerzo fueron distintas entre los modelos ensayados. Se encontró que el tipo de piezas modifica significativamente el efecto del refuerzo en la resistencia lateral de los muros de mampostería.

Para mejorar la ductilidad, la cuantía mínima de refuerzo, equivalente a la resistencia al corte del muro sin refuerzo, fue suficiente; cuantías muy elevadas de refuerzo no resultaron totalmente efectivas debido a problemas de adherencia por la formación de un plano de discontinuidad y por el deterioro de los ganchos a 90º con que se ancló el refuerzo horizontal en los castillos. Las envolventes histeréticas indicaron una acumulación de deformación en el refuerzo horizontal, debido probablemente a que el muro se expandió lateralmente ante la combinación de cargas laterales y verticales. Esta expansión lateral se evitó por medio del refuerzo horizontal que sostiene las partes separadas trabajando a tensión.

El segundo trabajo que se resume (Tomaževič y Zarnic, 1986b) presenta un estudio muy similar en el que se ensayaron 16 especímenes escala 1:3 de 0,40 x 0,60 x 0,06 m. Las variables de estudio fueron las mismas (cuantías de refuerzo horizontal entre el 0,180% y el 0,320%) y se usaron morteros de alta resistencia para mejorar la adherencia y el anclaje del refuerzo horizontal, aun cuando el código esloveno prohibía su empleo en zonas sísmicas. La relación de aspecto y la magnitud de la carga vertical, constante durante el ensaye, aseguraban una falla por corte al aplicar cargas laterales sobre los modelos. El refuerzo horizontal se dobló a 90º en los extremos libres del muro. Ningún elemento confinante se construyó a los lados del panel de mampostería, sólo se ubicaron una viga de cimentación de concreto reforzado de sección rectangular en la parte inferior y otra, con la misma geometría, en el extremo superior del espécimen.

Se observaron fallas por corte en todos los especímenes. Las primeras grietas registradas correspondieron a la tensión horizontal entre la viga de cimentación y la viga de carga, y el muro. Más adelante aparecieron grietas diagonales en la parte central del panel de mampostería. En los especímenes sin refuerzo, la falla se presentó con una sola grieta diagonal que se abrió hasta una falla repentina que produjo el deslizamiento de la porción superior con respecto a la inferior a lo largo del plano de la grieta diagonal.

En los muros reforzados interiormente se presentó una gran cantidad de grietas inclinadas, uniformemente distribuidas en el panel de mampostería. Para grandes deformaciones, esta grietas se abrieron a la vez que las piezas de las zonas a compresión se aplastaron. En algunos casos los ganchos del refuerzo horizontal se empezaron a desdoblar. En el momento de la falla, se desprendieron algunas partes del muro separadas por grietas diagonales y se presentó un asentamiento del mismo debido al corrimiento o aplastamiento de las piezas del panel.

Los comentarios concluyentes de los autores señalan que la resistencia al corte de los muros está regida por los esfuerzos principales de tensión en el elemento, por lo que sólo depende de las propiedades de las piezas y, en muy poca medida, de la resistencia del mortero. La eficiencia del refuerzo horizontal depende en mucho de las condiciones de adherencia y anclaje de éste. Se incrementa con la resistencia del mortero y disminuye con la cuantía del refuerzo. Las fallas por corte reportadas justifican estas observaciones.

La mampostería sin refuerzo se comportó como un elemento estructural frágil. Colocando refuerzo horizontal en las juntas de mortero, se logró mejorar la ductilidad sustancialmente. Los factores de ductilidad calculados fueron independientes de la cuantía de refuerzo horizontal. Se observó un pequeño incremento en la ductilidad con el aumento en la resistencia del mortero.

En cuanto al deterioro en la resistencia para deformaciones pequeñas, éste fue reducido; sin embargo, se vuelve significativo después de alcanzar la carga máxima. El proceso de degradación de la resistencia se tiende a estabilizar después del tercer ciclo de cargas alternadas a la misma deformación. La colocación de la cuantía mínima de refuerzo, correspondiente a la resistencia a carga lateral del muro sin refuerzo, resultó suficiente para aumentar la ductilidad. Cuantías superiores son antieconómicas ya que la eficiencia se reduce.

1.5.5 Estados Unidos de América

Finalmente, como ejemplo de la investigación que se realiza en Estados Unidos de América, se incluye la descripción de uno de los programas experimentales llevados a cabo en la Universidad de Colorado (Shing

et al., 1988). Ésta versa sobre el comportamiento sísmico de muros de cortante a base de mampostería reforzada.

Se ensayaron 16 paneles de mampostería reforzada para determinar la influencia de la cuantía de refuerzo y de la carga axial en la resistencia ante cargas cíclicas laterales. El comportamiento frágil se evitó colocando una cuantía adecuada de refuerzo interior. Esta cuantía de acero horizontal y vertical tiene una influencia significativa en la ductilidad post-agrietamiento y en la capacidad de disipación de energía de muros cuya falla está dominada por el corte. En los muros de mampostería reforzada se reconocieron fundamentalmente dos tipos de falla: un mecanismo de flexión que se caracteriza por la fluencia del refuerzo vertical, combinado o no con el aplastamiento por compresión de la mampostería en las zonas críticas del muro; o un mecanismo por corte caracterizado por el agrietamiento diagonal debido a esfuerzos de tensión que conduce a un comportamiento frágil.

La respuesta de los especímenes resultó muy sensible al esfuerzo vertical aplicado y a las cuantías de refuerzo horizontal y vertical. Al incrementar el nivel del esfuerzo vertical se presentó una rápida degradación de la resistencia ya que se aceleró el aplastamiento de la zona a compresión. Al mismo tiempo una mayor rigidez en las ramas de descarga fue observada.

La degradación de resistencia se vió aumentada si el modo de falla está controlado por el corte. A diferencia de otros autores, Shing et al. opinan que la resistencia a cortante de los muros de mampostería reforzada depende de la resistencia a tensión de la mampostería, de la cuantía de acero horizontal, de la acción de dovela del refuerzo vertical y del mecanismo de trabazón del agregado (que a su vez es función del esfuerzo vertical y la acción de armadura del refuerzo vertical). Aunque se reconocieron las variables anteriores, no se logró establecer ninguna expresión que las relacionara para predecir la resistencia a carga lateral de muros de mampostería con refuerzo interior.

Se observó que la resistencia se incrementa con la carga axial y con las cuantías de refuerzo horizontal y vertical. Sin embargo, este tipo de refuerzo tiene mayor influencia en la ductilidad después del agrietamiento y en la disipación de energía, que en la resistencia máxima a corte. El incremento en la cuantía de refuerzo vertical provocó una aumento de la acción de dovela del mismo, así como del efecto de trabazón del agregado.

1.6 RESUMEN

Aun cuando los resultados de las investigaciones nacionales y extranjeras resumidas en las secciones anteriores muestran ciertas diferencias, son mayores los puntos coincidentes en cuanto al efecto del refuerzo horizontal en el desempeño de estructuras de mampostería ante solicitaciones sísmicas.

Un punto que resulta relevante para este proyecto de investigación es que la mayoría de las investigaciones realizadas en el mundo con relación al refuerzo horizontal en muros de mampostería, aun en países latinoamericanos, han sido realizadas en especímenes construidos a base de piezas industrializadas, ya sean bloques de concreto o piezas cerámicas.

Tomando en cuenta lo anterior y que en México casi el 50% de la construcción de vivienda de bajo costo se hace mediante mampostería de tabique de barro recocido (Meli et al., 1994), se hace indispensable la búsqueda de evidencia experimental sobre el comportamiento de estructuras construidas con este sistema. A pesar de la diferencia en el tipo de piezas empleadas en la construcción de los modelos de los distintos trabajos de investigación presentados, las conclusiones a que sus autores llegan tienen muchos puntos en común. Algunos de estos puntos de coincidencia se desarrollan a continuación.

Los modos principales de falla reconocidos en estructuras de mampostería confinada y/o reforzada son el de flexión y el de corte. El primero se manifiesta por la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos

que conduce a una falla dúctil y, eventualmente, al aplastamiento de las piezas del panel de mampostería. La falla por corte está caracterizada por grietas inclinadas que cruzan tanto piezas como juntas de mortero y que penetran en los elementos confinantes. Una falla de tipo frágil está asociada al segundo mecanismo. La combinación de estos dos mecanismos con otros, como el deslizamiento en la base, se ha presentado con menor frecuencia.

El comportamiento de los muros se pudo tipificar como aproximadamente elástico antes del agrietamiento diagonal y como dependiente del refuerzo interior y del refuerzo del marco de confinamiento para niveles de deformación mayores. Una observación generalizada es que la colocación de refuerzo interior, sobre todo en las juntas horizontales de mortero, mejora el comportamiento de los muros de mampostería sujetos a cargas laterales. Este mejoramiento se manifiesta en cuanto a la carga máxima resistida, la ductilidad (capacidad de deformación post-agrietamiento o post-fluencia), la capacidad de disipación de energía y la degradación de rigidez ante repeticiones de carga.

El incremento en la carga vertical condujo a resistencias al corte superiores y a reducciones en la ductilidad. El incremento en la resistencia fue aproximadamente lineal con el nivel de carga aplicado (Meli, 1975). La expresión de diseño vigente en las NTCM propone un incremento igual al 30% de la carga vertical presente sobre el muro. La magnitud de la reducción de la ductilidad de deformación por la presencia de carga axial no se ha logrado determinar con precisión.

En algunos casos, la carga para la que se presenta el primer agrietamiento así como la rigidez inicial de los muros reforzados similarmente resultó independiente de las cuantías de refuerzo horizontal colocado. El refuerzo colocado interiormente es menos eficiente en términos de mejoramiento del comportamiento general de los muros de mampostería que el confinamiento, si es el único refuerzo existente. La cuantía mínima de refuerzo horizontal, calculada para proporcionar una resistencia similar a la del muro sin refuerzo, es aparentemente la más adecuada. Algunos investigadores opinan que cuantías superiores son antieconómicas porque la eficiencia del refuerzo se reduce rápidamente al incrementar su cantidad. Un estudio al respecto se presenta en la sección 5.2.2.

El trabajo del refuerzo horizontal se relacionó con las condiciones de adherencia y anclaje en el muro; sin embargo, algunos trabajos indican que la segunda variable tiene mucha mayor influencia en la eficiencia del refuerzo que la primera.

1.7 CONSIDERACIONES DE LAS NTCM SOBRE MUROS CON REFUERZO INTERIOR

La respuesta sísmica de cualquier estructura está parcialmente definida por sus periodos naturales de vibración. El primer modo de vibración es en general, el que controla la respuesta, la cual que crece cuando el periodo dominante del sismo se aproxima al periodo natural de la estructura. Este último depende casi exclusivamente de la rigidez y la masa de la estructura. Las estructuras incrementan su periodo natural de vibración cuando disminuye la rigidez o cuando se aumenta su masa.

La experiencia indica que las estructuras flexibles tienen un mejor desempeño ante acciones sísmicas cuando se ubican en terreno duro. Sucede lo mismo para estructuras rígidas, como las de mampostería, cuando se les ubica sobre terrenos blandos. Lo anterior es el argumento esgrimido para explicar porqué este tipo de estructuras desplantadas en la ciudad de México tuvieron un comportamiento adecuado durante los sismos de septiembre de 1985. Este buen comportamiento redujo los cambios en materia de estructuras de mampostería que se hicieron a las NTCM después de aquellos sismos.

El análisis de estructuras de mampostería confinada de hasta 13 m de altura y con ciertas limitantes geométricas y estructurales, se puede realizar mediante un método simplificado que supone que la deformación de los muros de mampostería se debe exclusivamente al corte y que la distribución de los esfuerzos últimos que se presentan es uniforme en la longitud de los mismos (Meli y Bazán, 1990). El

esfuerzo cortante medio se supone igual en todos los muros excepto aquéllos cuya relación de aspecto (*h/L*) sea mayor a 1,33; en cuyo caso la resistencia a carga lateral se reduce.

Las NTCM reconocen cuatro tipos de muros según su función estructural: los muros diafragma, los muros confinados, los reforzados interiormente y los no reforzados. Los primeros, que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural proporcionándole rigidez lateral, y los últimos que no cumplen con los requisitos de las secciones 3.2, 3.3, y 3.4 de las NTCM no son relevantes para este trabajo. Para los muros confinados, reforzados con castillos y dalas en su perímetro, los elementos de confinamiento deben cumplir con los requisitos geométricos y estructurales de la sección 3.3 de las NTCM.

En los muros reforzados interiormente, de acuerdo con las NTCM, el refuerzo puede colocarse en forma de malla o barras corrugadas de acero dispuestas horizontal o verticalmente en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Los requisitos que se deben satisfacer para considerar a un muro como reforzado interiormente son los siguientes:

a) la suma de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h y de la cuantía de refuerzo vertical p_v debe ser mayor al 0,200%;
b) ninguna de las dos cuantías será menor a 0,070%;
c) todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical tendrá una distancia libre mínima igual a la mitad del diámetro de la barra entre el refuerzo y las paredes de la pieza y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto;
d) la distancia libre mínima entre una barra horizontal y el exterior del muro será de 1,5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor; el refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto;
e) el relleno de los huecos en los que exista refuerzo vertical se puede efectuar con el mortero empleado para pegar las piezas o con concreto de alto revenimiento con agregado grueso de tamaño máximo de 1 cm y resistencia a compresión mayor a 75 kg/cm^2 (7,4 MPa); el hueco tendrá una dimensión mínima de 5 cm y un área mayor a 30 cm^2;
f) se debe colocar al menos una barra no. 3 de grado 42 (f_y de 4200 kg/cm^2 o 412,0 MPa), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos de todo extremo de muro o a cada 3 m del mismo;
g) el refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación menor a seis veces el espesor del mismo u 80 cm;
h) los muros transversales que lleguen a tope sin traslape de piezas, se colocarán dispositivos que aseguran la continuidad de la estructura;
i) el refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro, y anclado en sus extremos de acuerdo a los requisitos de la sección 3.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC (DDF, 1987a);
j) se colocará una barra no. 4 de grado 42, o refuerzo con resistencia a tensión equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión, en cualquier dirección exceda de 60 cm;
k) la relación altura/espesor del muro no rebasará el valor de 30; y
l) debe existir supervisión continua en la obra que asegure la colocación del refuerzo de acuerdo con los planos y que los huecos en que se aloja sean colados completamente.

El cálculo de las cuantías de refuerzo de muros con refuerzo interior se hace mediante las siguientes expresiones

$$p_h = \frac{A_{sh}}{st} \tag{1.1}$$

$$p_v = \frac{A_{sv}}{tL} \tag{1.2}$$

donde p_h es la cuantía de refuerzo horizontal;

p_v es la cuantía de refuerzo vertical;
A_{sh} es el área del refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s; y
A_{sv} es el área total del refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

Las NTCM permiten reducir los valores de las cuantías calculadas con las ecs. 1.1 y 1.2, multiplicándolas por el factor $4200/f_y$ cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo nominal de fluencia mayor de 4200 kg/cm^2 (412,0 MPa). La sección 4.3 de las mismas normas establece las expresiones para el cálculo de la resistencia a cargas laterales. La fuerza cortante resistente de diseño se establece en función del esfuerzo cortante medio de diseño v^* que se determina según el inciso 2.4.2 de las NTCM, de la carga vertical que actúa sobre el muro P sin ser afectada por el factor de carga, y del área de la sección transversal del muro A_T. El factor de reducción de resistencia, F_R toma el valor de 0,7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior; y de 0,4 para muros no confinados ni reforzados. La expresión correspondiente para muros diafragma es

$$V_R = F_R\,(0{,}85 v^* A_T) \tag{1.3}$$

y para cualquier otro tipo de muro

$$V_R = F_R\,(0{,}5 v^* A_T + 0{,}3P) \le 1{,}5 F_R v^* A_T \tag{1.4}$$

Para los muros diafragma el esfuerzo medio resistente es el 85% del que corresponde a muretes, ya que la distribución de esfuerzos en el muro es muy similar a la que se obtiene en los ensayes de muretes; la reducción es esencialmente por el efecto desfavorable del mayor tamaño del muro.

En el caso de otro tipo de muros, sean confinados, reforzados interiormente o no reforzados, el esfuerzo resistente se reduce a la mitad del obtenido en muretes, v^* por el efecto desfavorable de los esfuerzos de tensión por flexión. Sin embargo, en el último término de la ec. 1.4 se observa que este esfuerzo resistente se puede incrementar hasta en tres veces cuando se toma en cuenta el efecto benéfico de la carga axial de compresión que contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y la flexión.

Las dalas y los castillos que se colocan como elementos de confinamiento han demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable en edificios de muros de carga de varios pisos. Estos elementos permiten una buena interacción de los muros entre sí y con los sistemas de piso. Al mismo tiempo, proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de los muros al presentarse el agrietamiento por tensión diagonal.

La presencia de dalas y castillos no modifica significativamente la carga de agrietamiento y aunque incrementa ligeramente la capacidad máxima, este incremento se pierde para ciclos de carga alternada. Por tanto, no se admite ningún incremento por este concepto en la resistencia a corte de la mampostería; sin embargo, se permite un ligero aumento en la resistencia a compresión (Meli, 1992).

En el inciso 4.3.2 de las mismas normas, se establece la posibilidad de incrementar la fuerza cortante de diseño, V_R en un 25% cuando los muros confinados con refuerzo interior tengan una cuantía de refuerzo horizontal que cumpla con

$$p_h \ge \begin{cases} 0{,}05\% \\ 0{,}0002 v^* \left(1 + 0{,}2 \dfrac{P}{v^* A_T}\right) \dfrac{4200}{f_y} \end{cases} \tag{1.5}$$

Observando las variables involucradas en las expresiones anteriores, se distinguen algunos de los resultados más importantes de las investigaciones nacionales. Por ejemplo, el incremento en la resistencia por la presencia de refuerzo horizontal se cuantifica en un 25%, ya que se ha detectado que los muros con este tipo de refuerzo son más dúctiles, en esa proporción, que los muros de mampostería sin refuerzo horizontal.

También se establece una cuantía mínima de refuerzo horizontal que corresponde a aquélla que logra evitar la falla frágil del muro y proporciona cierta ductilidad.

Los requisitos anteriores son similares a los especificados en los reglamentos de los Estados Unidos de América y de Nueva Zelanda.

CAPÍTULO 2

PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se explica con detalle el programa experimental desarrollado. Se describen los especímenes, los criterios de diseño seguidos y el proceso constructivo. También se presentan las propiedades de los materiales empleados. El dispositivo y la historia de carga, así como la ubicación de la instrumentación, el procedimiento de ensaye y la captura de datos son igualmente descritos.

El programa experimental contempló el ensaye destructivo de muros de mampostería confinada a escala natural con distintas cuantías de refuerzo tanto en las juntas de mortero como en los elementos de confinamiento. Como parte de este proyecto se ensayaron cuatro especímenes con características mecánicas que los hacen comparables. Tres modelos estuvieron reforzados horizontalmente y el restante, que no contaba con este tipo de refuerzo, se utilizó como modelo de referencia.

El refuerzo horizontal en dos de los muros se proporcionó con alambres corrugados de alta resistencia, laminados en frío. Un espécimen más se reforzó en las juntas de mortero con varillas laminadas en caliente no. 3, que comúnmente se emplean como refuerzo longitudinal de los castillos. Los modelos estuvieron sujetos a cargas cíclicas laterales como las inducidas por sismo y a las solicitaciones gravitacionales típicas de los muros de planta baja de un edificio de interés social de cuatro o cinco niveles. Los especímenes se ensayaron en voladizo. Las cuantías de refuerzo colocadas corresponden aproximadamente, a la mínima permitida por las NTCM y a la máxima que se piensa que se puede colocar en forma práctica con el acero de refuerzo disponible en el mercado local, aunque las normas correspondientes no establecen un límite superior en este sentido.

De la comparación de los modelos reforzados con el de control se podrá establecer el efecto del refuerzo horizontal y la influencia de la ubicación del refuerzo transversal de los elementos confinantes en el comportamiento sísmico de muros de mampostería. La influencia de la cuantía y la facilidad de ejecución y supervisión del proceso constructivo se estudiarán mediante la comparación entre sí de los modelos reforzados.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Los especímenes consistieron en muros de mampostería de 2,50 x 2,50 m de dimensiones nominales, construidos con piezas de barro recocido de fabricación tradicional. La altura establecida representa el valor típico de la altura de entrepiso en edificaciones de vivienda de interés social, que registra como máximos valores entre 2,50 y 2,60 m (Meli et al., 1994).

Los muros, desplantados sobre vigas de cimentación de concreto reforzado, estuvieron confinados por dos castillos de sección rectangular de dimensiones nominales de 12 x 15 cm y un sistema dala-losa en la parte superior. La sección nominal de la dala fue de 12 x 25 cm. Todos los elementos del marco de confinamiento tuvieron como ancho el de las piezas del muro. La presencia de una losa fue indispensable para transmitir las cargas horizontal y vertical al espécimen.

Las dimensiones de la losa maciza de concreto reforzado se establecieron a partir de las observaciones del comportamiento de este elemento en modelos ensayados con anterioridad en el CENAPRED; el espesor se fijó en 10 cm y el ancho en 80 cm. La geometría y dimensiones de los modelos se presentan en la fig. 2.1.

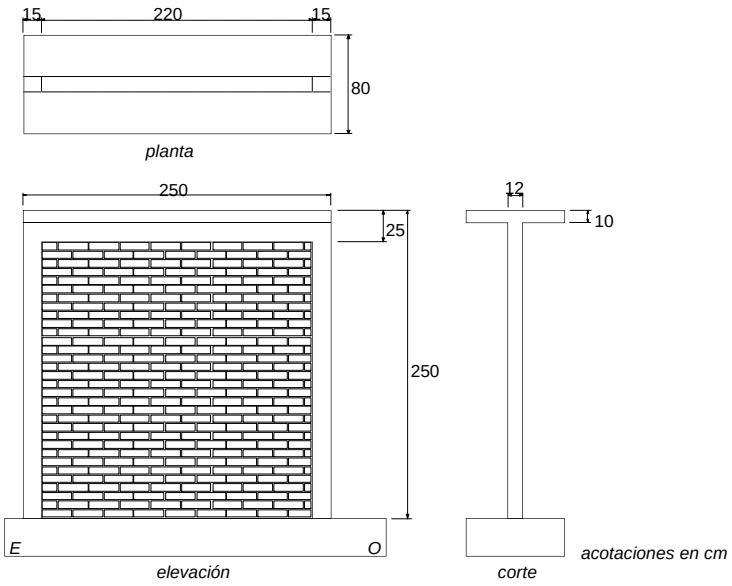


Figura 2.1 - Geometría y dimensiones de los especímenes

La denominación de cada espécimen se hizo de forma que se identificaran las características del refuerzo horizontal y del marco de confinamiento en cada caso. Los muros ensayados fueron los siguientes: M-3/8-Z6, M-0-E6, M-5/32-E20 y M-1/4-E6. Sin embargo, en este documento se les asigna una segunda identificación, según el orden en que se ensayaron, para facilitar su referencia: M1, M2, M3 y M4, respectivamente. Una descripción de los criterios de identificación se encuentra en la tabla 2.1.

2.2.1 Materiales

Todos los materiales empleados en la construcción de los especímenes fueron muestreados con objeto de determinar sus propiedades mecánicas. Los muros se construyeron sobre cuatro vigas de concreto reforzado de sección rectangular de 80 cm de ancho y 30 cm de peralte. Éstas se construyeron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con el concreto adquirido en una premezcladora. La resistencia a la compresión promedio, registrada después del ensaye de diez cilindros obtenidos del colado de cada viga, fue de 530 kg/cm^2 (52,0 MPa), con un peso volumétrico promedio de 2,2 t/m^3 (21,6 kN/m^3).

Las piezas utilizadas en la construcción de los paneles de mampostería fueron tabiques rojos recocidos de arcilla hechos a mano, provenientes de Chalco, con dimensiones aproximadas de largo, ancho y espesor de 24, 12 y 6 cm, respectivamente. El fabricante de las piezas se eligió aleatoriamente entre los principales proveedores de este material a la ciudad de México.

Las piezas de tabique fueron unidas mediante juntas de mortero tipo I de 1 cm de espesor promedio. El mortero se proporcionó con una relación volumétrica cemento:arena de 1:4, empleando cemento portland tipo I. Como sucede en la práctica tradicional, no se estableció especificación alguna sobre la cantidad de agua añadida al mortero. El muestreo del mortero consistió en la obtención de seis cubos de 5 cm de arista por cada mitad de panel de mampostería. Tres cubos se extrajeron de la mezcla al inicio del trabajo y los restantes unas hiladas antes de concluirlo. Sólo en el modelo M1 (M-3/8-Z6) se presentó una diferencia significativa entre los resultados de la primera y segunda tercia de cubos que se atribuye a la costumbre de agregar agua a la mezcla cuando ha perdido trabajabilidad. Del muestreo llevado cabo, se obtuvo una resistencia promedio a la

compresión de 85 kg/cm² (8,3 MPa)[1]. Los valores fueron obtenidos según el ensaye especificado en la Norma Mexicana, NMX C 61 (SECOFI, 1976), y presentaron un coeficiente de variación promedio cercano al 25%.

Las propiedades mecánicas de la mampostería se evaluaron mediante el ensaye de tres pilas y tres muretes por cada mitad de muro construido. Las pilas estuvieron constituidas por siete piezas sobrepuestas, unidas mediante juntas de mortero de igual espesor al empleado en los muros. La disposición anterior condujo a una geometría con relación de esbeltez (altura-espesor) cercana a 4. En pilas con relaciones de aspecto de 4, la restricción de los cabezales de la máquina universal durante el ensaye y los efectos de esbeltez son reducidos, por lo que al calcular los valores índice se pueden emplear factores correctivos cercanos a la unidad como lo establecen las NTCM (DDF, 1987b). Los tabiques extremos de las pilas se cabecearon con una mezcla de azufre-arena 24 h antes de ser ensayadas para garantizar una superficie de carga plana y horizontalmente nivelada. Mediante la compresión axial de las pilas se pudieron obtener los valores índice de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de la mampostería.

Los muretes son elementos de mampostería de forma aproximadamente cuadrada en los que se colocan uno y medio tabiques en cada una de las cinco hiladas que los forman. Antes de ser cargados diagonalmente para provocar una falla por tensión diagonal, se colocaron ángulos de acero en las esquinas opuestas con el objeto de establecer un buen contacto entre el espécimen y los ángulos de carga que lo separan de la máquina universal durante la prueba. A través del ensaye de muretes se determinaron los valores índice de la resistencia a fuerza cortante y del módulo de cortante de la mampostería.

Tanto pilas como muretes fueron construidos simultáneamente a los paneles de mampostería de cada uno de los muros y se ensayaron de acuerdo con lo señalado en el proyecto de norma correspondiente (SECOFI, 1996a), en fechas cercanas al ensaye de cada muro. El valor índice de diseño obtenido para compresión de la mampostería, f^*_m fue de 26 kg/cm² (2,6 MPa), y para fuerza cortante de la mampostería, v^* fue de 2,8 kg/cm² (0,27 MPa). En la tabla 2.1 se presentan los valores obtenidos para cada muro.

El módulo de elasticidad de la mampostería, E que se obtuvo como promedio de los ensayes realizados fue de 6 875 kg/cm² (674,4 MPa), mientras que el módulo de cortante de la mampostería, G alcanzó un valor medio de 4 010 kg/cm² (393,4 MPa). Los valores anteriores se obtuvieron de las curvas esfuerzo-deformación registradas al instrumentar tres pilas y tres muretes por cada muro como se muestra en el apéndice A. En la determinación de las resistencias a compresión y a fuerza cortante de la mampostería se detectaron coeficientes de variación entre el 11 y el 24% [2], en promedio.

El confinamiento de los paneles de mampostería consistió en dalas y castillos de concreto reforzado. Estos elementos tuvieron una sección transversal rectangular y se construyeron con concreto elaborado en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con una dosificación por volumen para una resistencia nominal de 250 kg/cm² (24,5 MPa), un revenimiento de 10 cm y tamaño máximo de agregado de 3/4 de pulgada (19 mm) (IMCYC, 1989). El peso volumétrico promedio del concreto empleado en el colado de los elementos confinantes fue de 2,0 t/m^3 (19,6 kN/m^3).

[1] Las NTCM establecen valores de resistencia a la compresión de 125 kg/cm² (12,3 MPa) y de 75 kg/cm² (7,4 MPa) para los morteros tipo I y II, respectivamente.

[2] Las secciones 2.4.1 y 2.4.2 de las NTCM consideran coeficientes de variación mínimos del 15% para pilas y del 20% para muretes, cuando se determinan las resistencias de diseño a compresión y a fuerza cortante a partir de ensayes en laboratorio.

Tabla 2.1 - Propiedades mecánicas de la mampostería

Parámetro de diseño	Espécimen M1 (M-3/8-Z6) [1] [kg/cm^2] (MPa)	M2 (M-0-E6) [1] [kg/cm^2] (MPa)	M3 (M-5/32-E20) [1] [kg/cm^2] (MPa)	M4 (M-1/4-E6) [1] [kg/cm^2] (MPa)
Resistencia en compresión, f^*_m	35 (3,4)	27 (2,6)	20 (2,0)	24 (2,4)
Resistencia a fuerza cortante, v^*	3,8 (0,37)	2,6 (0,26)	2,5 (0,25)	2,5 (0,25)
Módulo de elasticidad, E	10 695 (1 049,2)	7 285 (714,7)	2 840 (278,6)	6 675 (654,8)
Módulo de cortante, G	5 590 (548,4)	4 850 (475,8)	1750 (171,7)	3 845 (377,2)

[1] La nomenclatura de los especímenes corresponde a:
M-N-OP, donde: M Modelo o espécimen
N Diámetro de barras del refuerzo horizontal, en pulgadas
O Tipo de refuerzo transversal en castillos: E, estribos; Z, zuncho o hélice
P Separación de los estribos en los extremos de los castillos o paso del zuncho, según el caso, en centímetros

La calidad del concreto se evaluó a través de un sistema de muestreo aleatorio y de pruebas estandarizadas. Éstas consistieron en realizar una prueba de revenimiento y en la obtención de doce muestras de concreto en moldes cilíndricos de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, durante cada colado. Dos cilindros se ensayaron a siete, otro par a catorce y tres más a 28 días con el proceso especificado en la NMX C 83 (SECOFI, 1988). Los cinco cilindros restantes se ensayaron en una fecha cercana a la prueba del modelo correspondiente, determinando en tres de ellos el módulo de elasticidad de acuerdo con la NMX C 128 (SECOFI, 1982). Los resultados del ensaye de cada grupo de cilindros, resumidos en la tabla 2.2, mostraron un coeficiente de variación máximo de 3%.

Tabla 2.2 - Resistencia promedio a la compresión de cilindros de concreto

Elemento Estructural	Espécimen M1 (M-3/8-Z6) [kg/cm^2] (MPa)	M2 (M-0-E6) [kg/cm^2] (MPa)	M3 (M-5/32-E20) [kg/cm^2] (MPa)	M4 (M-1/4-E6) [kg/cm^2] (MPa)
Castillos	275 (27,0)	280 (27,5)	230 (22,6)	245 (24,0)
Losa	270 (26,5)	275 (27,0)	240 (23,5)	245 (24,0)

El acero empleado en el armado de los modelos fue de distintos tipos. Como refuerzo horizontal de los modelos M3 y M4 se colocaron alambres corrugados con un esfuerzo nominal a la fluencia de 6000 kg/cm^2 (588,6 MPa); el refuerzo longitudinal de los castillos y la dala de todos los muros, así como el refuerzo horizontal de M1, tuvieron un esfuerzo de fluencia especificado de 4200 kg/cm^2 (412,0 MPa). El alambrón liso no. 2 usado como refuerzo transversal en los especímenes tuvo un esfuerzo nominal de fluencia de 2100 kg/cm^2 (206,0 MPa). Los valores que caracterizan el comportamiento ante cargas monótonas del acero empleado en el refuerzo horizontal y en el marco de confinamiento fueron determinados mediante pruebas de tensión, según lo indican las normas NMX B 310 (SECOFI, 1981) y el proyecto de Norma Mexicana: varilla

corrugada de acero para refuerzo de concreto (SECOFI, 1996b). Estas pruebas se aplicaron a las probetas obtenidas de un muestreo aleatorio efectuado a lo largo de la construcción de los cuatro modelos.

Se extrajeron cinco especímenes de 60 cm de largo para cada denominación de varilla y alambre empleados, de los cuales tres fueron ensayados. Los resultados promedio correspondientes a estos ensayes se encuentran en la tabla 2.3. El refuerzo empleado en la construcción de los cuatro especímenes satisfizo los requisitos establecidos en el proyecto de Norma Mexicana: varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto (SECOFI, 1996b) en cuanto a propiedades mecánicas (esfuerzo de fluencia, resistencia a tensión, deformación bajo carga y alargamiento) y en cuanto a propiedades geométricas (espaciamiento entre corrugaciones, y altura e inclinación de corrugaciones).

En el apéndice A se presenta la metodología de prueba, la instrumentación empleada y los resultados más relevantes de los ensayes efectuados para determinar las propiedades de los materiales involucrados en la construcción de los especímenes.

Tabla 2.3 - Propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo

Denominación [1]	f_y [kg/cm^2] (MPa)	e_y [%]	f_u [kg/cm^2] (MPa)	Alargamiento [%]
5/32" [2]	6 795 (666,6)	0,6 [5]	8 220 (806,4)	4,1
1/4" [2]	7 140 (700,4)	0,6 [5]	8 220 (806,4)	4,0
no. 2 [3]	2 370 (232,5)	0,2 [6]	4 545 (445,9)	21,9
no. 3 [4]	4 560 (447,3)	0,2 [6]	6 925 (679,3)	13,0
no. 4 [4]	4 430 (434,6)	0,2 [6]	7 285 (714,7)	11,0
no. 6 [4]	4 620 (454,2)	0,2 [6]	7 595 (745,1)	15,0

[1] La denominación indica el diámetro de la barra o alambre en octavos de pulgada
[2] Alambre corrugado laminado en frío, grado 60
[3] Alambrón liso de 6,35 mm de diámetro, grado 21
[4] Barra corrugada laminada en caliente, grado 42
[5] Deformación establecida en el proyecto de Norma Mexicana (SECOFI, 1996b), cuando no existe fluencia definida
[6] Deformación registrada para el final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación (ver apéndice A)

2.2.2 Armados

El refuerzo longitudinal de los castillos estaba formado, en el caso del espécimen M1, por una barra corrugada no. 6, y en los tres siguientes por cuatro barras no. 3; todas ellas continuas en la altura de los muros. La colocación de dos distribuciones diferentes de refuerzo longitudinal en los castillos permitió estudiar el comportamiento post-agrietamiento de los mismos. Sin embargo, la cuantía de refuerzo longitudinal se mantuvo constante ya que el área nominal de la sección transversal de una barra no. 6 (2,85 cm^2) es equivalente a la de 4 barras no. 3 (2,84 cm^2).

Las varillas colocadas longitudinalmente en los castillos se remataron con un gancho recto de una longitud igual a 12 veces el diámetro de la barra, según recomienda la sección 3.1 de las NTCC (DDF, 1987a) para dobleces rectos de barras sujetas a tensión. Estas varillas se anclaron a las vigas de cimentación antes de su colado. Los armados de los castillos de los especímenes M2, M3 y M4 son típicos de la práctica constructiva en México. La fig. 2.2 muestra la disposición del refuerzo en los elementos confinantes, en la

losa y en el interior del panel de mampostería de los modelos. Las cuantías calculadas con este tipo de refuerzo cumplen con los mínimos establecidos en la sección 3.3 de las NTCM para considerar a un muro de mampostería como confinado.

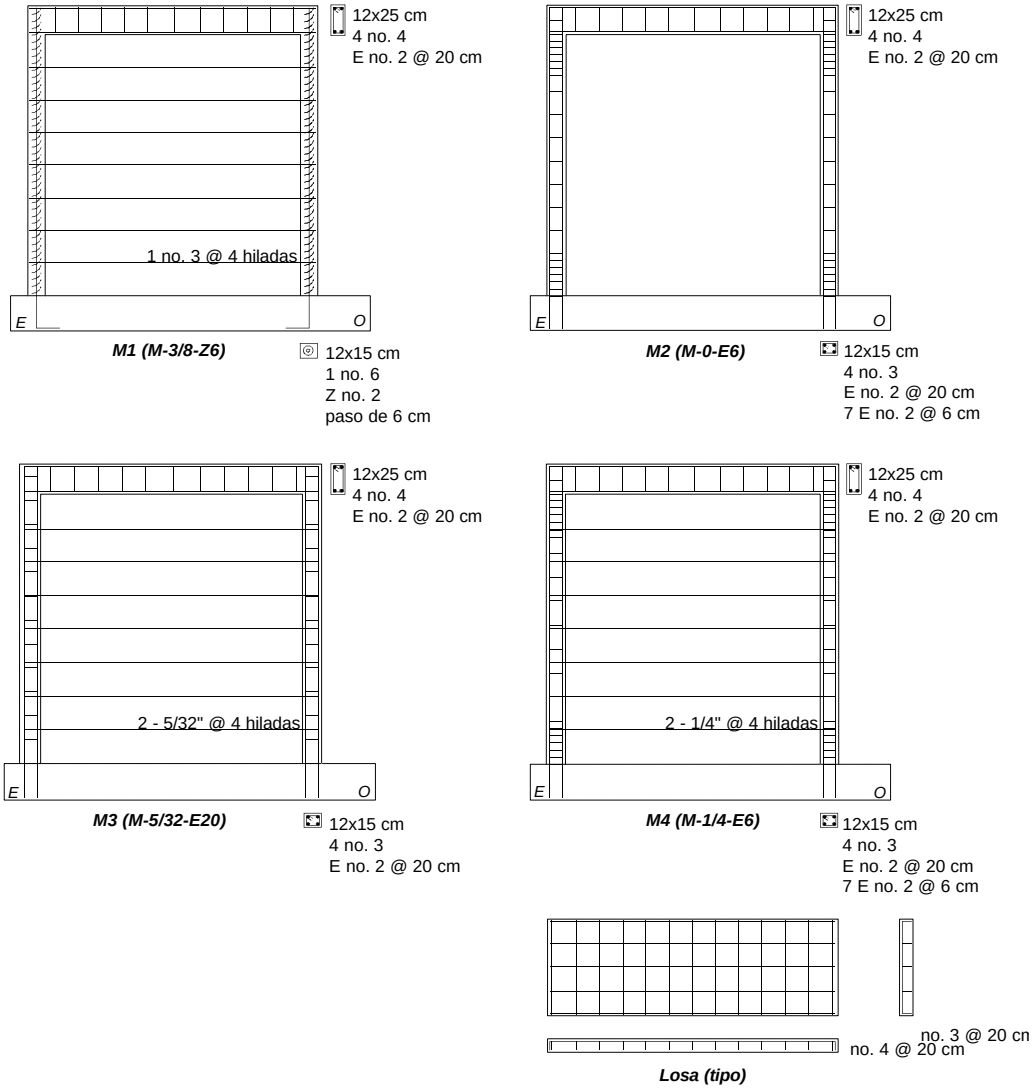


Figura 2.2 - Armado de los especímenes

El refuerzo transversal de los castillos consistió en estribos lisos de alambrón no. 2, cerrados con ganchos a 135º para los especímenes M2, M3 y M4; y en una hélice de 10 cm de diámetro y 6 cm de paso en el caso del M1. Este último tipo de refuerzo es común en la práctica japonesa y corresponde a una cuantía de refuerzo transversal similar a la colocada en los otros muros. La separación de los estribos fue de 20 cm, con excepción de los modelos M2 y M4 en los que se colocaron siete estribos a cada 6 cm ($d/2$) en los extremos de los castillos ($3d$) para evitar una falla prematura debida a corte en los castillos.

Se ha observado un comportamiento más estable y una mayor capacidad de deformación cuando se reduce la separación del refuerzo transversal en los extremos de los castillos (Hernández y Meli, 1976) ya que

se aumenta el confinamiento del concreto en esa zona. Las recomendaciones de otras experiencias en laboratorio (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995) sugieren reforzar los extremos de los castillos con estribos cerrados en cada hilada o a $d/2$, lo que conduzca a una separación menor, en una longitud no menor que un sexto de la altura libre, $4d$ ni que 40 cm cuando se esperen distorsiones superiores al 0,60% en muros de mampostería de tabique. La distorsión se define como el cociente del desplazamiento al nivel de la carga lateral y la altura de esta carga. En el capítulo 3 se presentan las definiciones de los parámetros que representan el comportamiento de los especímenes.

Por lo anterior, se emplearon las recomendaciones de las NTCC (DDF, 1987a) para el detallado de las uniones viga-columna que se pueden extender a las uniones dala-castillo de estructuras de mampostería confinada. Mediante la comparación del comportamiento del modelo M3 con el de los muros M2 y M4 se podrán verificar estas recomendaciones.

Las dalas y las losas de los cuatro muros tuvieron las mismas dimensiones y armados con objeto de reducir el número de las variables involucradas en la investigación. La dala fue reforzada longitudinalmente con cuatro varillas no. 4 que se remataron con ganchos rectos; y en el sentido transversal estuvo reforzada mediante estribos lisos de alambrón no. 2 rematados con ganchos a 135º a cada 20 cm. La losa fue armada con bastones no. 4 a cada 20 cm en el sentido corto y cinco barras longitudinales no. 3 con la misma separación que se terminaron con ganchos a 90º.

El refuerzo horizontal del modelo M1 se proporcionó con barras corrugadas no. 3 cuyo esfuerzo nominal de fluencia especificado es de 4200 kg/cm^2 o 412,0 MPa (acero grado 42). Una varilla se colocó cada cuatro hiladas. El modelo M2 no contó con refuerzo interior ya que se consideró como modelo de control.

Tabla 2.4 - Características del refuerzo de los especímenes

	Refuerzo en castillos		Refuerzo en	Refuerzo en	Refuerzo
Espécimen	**Longitudinal**	**Transversal**	**dala**	**losa**	**horizontal**
M1	1#6	zuncho # 2	4#3	L: 5 #3 @ 20 cm	1 # 3 @ 4 hiladas
(M-3/8-Z6)	p =1,58%	paso de 6 cm	E # 2 @ 20 cm	T: #4 @ 20 cm	p_h =0,211%
					$p_h f_y$=8,9 kg/cm^2
M2	4#3	7 E # 2 @ 6 cm [1]	4#3	L: 5 #3 @ 20 cm	ninguno
(M-0-E6)	p =1,58%	E # 2 @ 20 cm	E # 2 @ 20 cm	T: #4 @ 20 cm	
M3	4#3	E # 2 @ 20 cm	4#3	L: 5 #3 @ 20 cm	2 - 5/32" @ 4 hiladas
(M-5/32-E20)	p =1,58%		E # 2 @ 20 cm	T: #4 @ 20 cm	p_h =0,071% [2]
					$p_h f_y$=4,3 kg/cm^2
M4	4#3	7 E # 2 @ 6 cm [1]	4#3	L: 5 #3 @ 20 cm	2 - 1/4" @ 4 hiladas
(M-1/4-E6)	p =1,58%	E # 2 @ 20 cm	E # 2 @ 20 cm	T: #4 @ 20 cm	p_h =0,190%
					$p_h f_y$=11,4 kg/cm^2

[1] Estribos colocados en los extremos de los castillos

[2] Según los valores nominales de las NTCM, p_h=0,063% es la cuantía mínima si se coloca refuerzo grado 60

El modelo M3 se reforzó con alambres corrugados laminados en frío de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro y en el M4 se emplearon alambres con 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro. Los alambres de los especímenes M3 y M4 fueron de acero de alta resistencia grado 60 (f_y de 6000 kg/cm^2 o 588,6 MPa) y se colocaron por pares cada cuatro hiladas (28 cm aproximadamente) empezando en la cuarta hilada a partir de la viga de cimentación.

Las cuantías de refuerzo horizontal con que se reforzaron los modelos, calculadas con la ec. 1.1 empleando parámetros nominales, se presentan en la tabla 2.4. En la misma tabla se incluye un resumen de las características del refuerzo en los elementos del marco de confinamiento.

2.3 CRITERIOS DE DISEÑO

El modelo M1 (M-3/8-Z6) fue diseñado mediante una modificación de la práctica constructiva japonesa y revisado de acuerdo a las expresiones de diseño mexicanas con la intención de estudiar la aplicabilidad de este proceso constructivo en nuestro país. Los modelos restantes se diseñaron y construyeron de acuerdo con las prácticas vigentes y las normas complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1987a; DDF, 1987b).

Para garantizar la reproducción del tipo de falla que se presenta comúnmente en estructuras de mampostería ante acciones sísmicas y para evaluar con certeza la eficiencia del refuerzo horizontal para resistir cargas laterales, se estudiaron las capacidades a flexión y a corte de los muros. Esta revisión tuvo por objeto asegurar que una falla por corte controlara el comportamiento de los especímenes.

Tomando en cuenta las condiciones de carga descritas en la sección 2.5 de este capítulo, las resistencias ante los efectos de corte y de flexión de los muros se calcularon considerándolos como voladizos. Estas capacidades se determinaron desde dos puntos de vista. En un primer acercamiento, se sustituyeron las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayes de materiales y las dimensiones reales de cada uno de los especímenes en las expresiones de las NTCM. Otra predicción de la capacidad a flexión se obtuvo construyendo el diagrama momento-curvatura para cada muro. Esta segunda aproximación resultó más acertada y realista.

Las NTCM establecen en el apartado 4.3.3 que la resistencia a flexión en el plano del muro, cuando existen cargas verticales, se puede calcular mediante las ecuaciones siguientes

$$M_R = F_R A_s f_y d' + 0{,}30 P_u d; \quad \text{si} \quad P_u \le \frac{P_R}{3} \tag{2.1}$$

$$M_R = (1{,}5 F_R A_s f_y d' + 0{,}15 P_R d)\left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \quad \text{si} \quad P_u > \frac{P_R}{3} \tag{2.2}$$

En las expresiones anteriores
- F_R se toma igual a 0,8 si se emplea la ec. 2.1 e igual a 0,6 si se emplea la 2.2;
- A_s es el área de acero longitudinal colocado en el extremo del muro;
- f_y es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo;
- d' es la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;
- P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro;
- d es el peralte efectivo del refuerzo de tensión; y
- P_R es la resistencia a compresión axial definida en el inciso 4.2.1 de las NTCM.

Como este programa experimental contempló ensayes bajo condiciones controladas en los que se reduce en forma importante el número de incertidumbres, y como interesa fundamentalmente la determinación de los valores nominales de resistencia, se utilizaron factores de reducción iguales a la unidad. Sustituyendo factores de reducción unitarios y valores nominales se obtuvo una resistencia a la compresión, P_R de 45,0 t (441,5 kN).

Las cargas gravitacionales sobre los muros de mampostería se simularon durante el ensaye mediante un esfuerzo vertical constante de 5 kg/cm^2 (0,5 MPa). Este esfuerzo se traduce en una carga axial de diseño con factor de carga unitario, P_u de 15,0 t (147,2 kN). Al sustituir los valores de P_R y de P_u en las desigualdades de las ecs. 2.1 y 2.2 se observó que la primera define la capacidad a flexocompresión de los modelos. En la tabla 2.5 se presentan los valores de M_R de los cuatro muros, calculados con la ec 2.1.

Tabla 2.5 - Fuerzas cortantes resistentes

Espécimen	V_R [1] [t] (kN)	M_R [2] [t·m] (kN·m)	$V_{R,M}$ [3] [t] (kN)	$M_{DIAGRAMA}$ [4] [t·m] (kN·m)	$V_{R,DIAGRAMA}$ [5] [t] (kN)	$\frac{V_{R,DIAGRAMA}}{V_R}$ [%]
M1 **(M-3/8-Z6)**	12,5 (122,6)	38,3 (375,7)	15,6 (153,0)	47,1 (462,1)	19,3 (189,3)	1,54
M2 **(M-0-E6)**	8,2 (80,4)	38,2 (374,7)	15,6 (153,0)	47,1 (462,1)	19,3 (189,3)	2,35
M3 **(M-5/32-E20)**	10,0 (98,1)	38,4 (376,7)	15,6 (153,0)	47,3 (464,0)	19,2 (188,4)	1,92
M4 **(M-1/4-E6)**	10,1 (99,1)	38,4 (376,7)	15,7 (154,0)	47,3 (464,0)	19,3 (189,3)	1,91

[1] Fuerza cortante resistente de diseño calculada con la ec. 1.4 empleando parámetros realistas, F_R =1,0 y factor de incremento (1,25) por la colocación de cuantías de refuerzo superiores a la mínima, excepto para M2

[2] Momento resistente a flexocompresión calculado con la ec. 2.1 empleando parámetros realistas y F_R =1,0

[3] Fuerza cortante asociada a M_R suponiendo que los muros están empotrados en su base, $V_R = \frac{M_R}{h}$

[4] Momento resistente obtenido del diagrama momento-curvatura para la fluencia del acero vertical, empleando parámetros realistas

[5] Fuerza cortante asociada a $M_{DIAGRAMA}$ suponiendo que los muros están empotrados en su base

La capacidad a fuerza cortante de la mampostería se puede aproximar sustituyendo valores y propiedades nominales en la expresión correspondiente de las NTCM (ec. 1.4). La resistencia a fuerza cortante, V_R resultó de 12,2 t (119,7 kN) si v^*=3,5 kg/cm^2 (0,34 MPa) y de 11,3 t (110,9 kN) para v^*=3,0 kg/cm^2 (0,29 MPa), al tomar en cuenta el incremento del 25% en la resistencia a carga lateral por la colocación de cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima (ec. 1.5), en el caso de los especímenes M1, M3 y M4.

En el segundo acercamiento se determinó la relación momento-curvatura para cada muro. Ésta se calculó con las propiedades mecánicas obtenidas de las pruebas de materiales y dimensiones reales de los muros mediante un programa de computadora desarrollado especialmente. Este programa sigue un algoritmo basado en el método de franjas en el que las relaciones esfuerzo-deformación consideradas fueron las obtenidas durante las pruebas para determinación de propiedades mecánicas de los materiales (apéndice A).

El concreto de los castillos se consideró con un comportamiento igual al descrito por el modelo de Kent y Park para concreto no confinado (Park y Paulay, 1994), mientras que la mampostería se supuso elástica hasta alcanzar la resistencia de diseño determinada en las pruebas de compresión de pilas (0,6% de deformación), y plástica perfecta desde este punto hasta una deformación última de 0,8%.

El comportamiento del acero se consideró similar al propuesto por Rodríguez y Botero (1994) para las varillas corrugadas empleadas en el Distrito Federal, pero empleando los valores característicos para esfuerzo de fluencia y esfuerzo último obtenidos en las pruebas de materiales (tabla 2.3). Los modelos de comportamiento anteriores fueron seleccionados dada su similitud con las curvas esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente. Lo anterior es evidente si se observa la información del apéndice A.

Una vez obtenida la capacidad nominal a flexión de las NTCM o de la gráfica momento-curvatura, se pudieron calcular directamente las fuerzas cortantes asociadas a la falla por flexión dividiendo este valor entre la altura de cada modelo.

En la tabla 2.5 se presentan los valores calculados con las expresiones de las NTCM así como los obtenidos de los diagramas momento-curvatura para la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos. Las curvas resultaron muy parecidas entre sí dada la similitud de las propiedades mecánicas y geométricas de los cuatro modelos. Los diagramas momento-curvatura se presentan en la fig. 2.3. Observando el cociente calculado en la última columna de la tabla 2.5, se concluyó que la falla por corte se anticiparía a la de flexión

en todos los especímenes ya que la fuerza cortante que ocasiona la falla por flexión de los muros fue superior a la fuerza que ocasiona la falla por cortante en un 93%, en promedio.

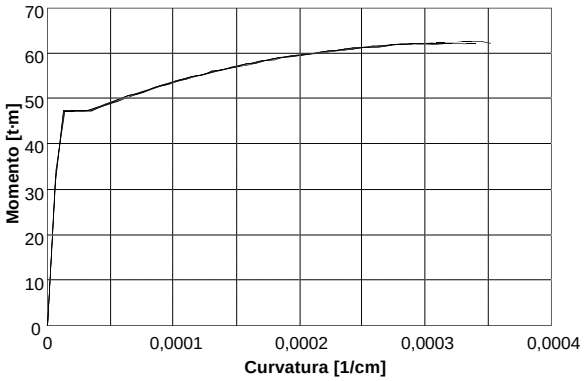


Figura 2.3 - Diagramas momento-curvatura

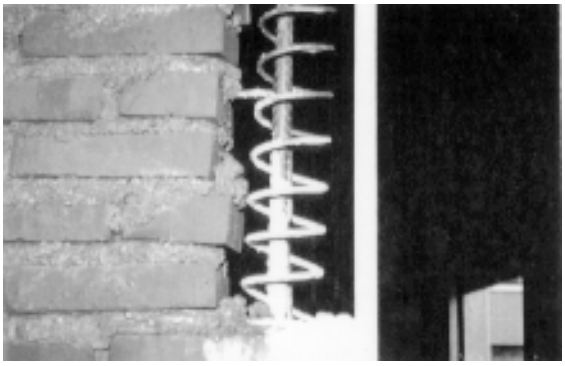
2.4 CONSTRUCCIÓN

El proceso seguido durante la construcción de los especímenes fue consistente con la práctica actual. Los modelos fueron construidos en la parte oeste del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED por obreros de la construcción. Las cuatro vigas de cimentación se colaron separadas del piso, dejando ahogados 20 cm de las varillas longitudinales de los castillos. La parte inferior de estas barras se remató con ganchos a 90º.

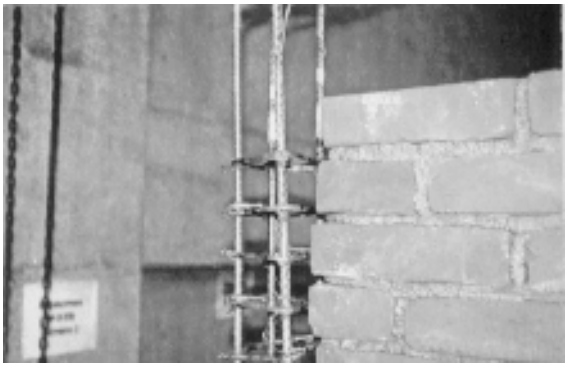
En la fig. 2.4 se presentan algunas etapas de la construcción de los especímenes entre las que destacan la colocación de tabique y el anclaje del refuerzo horizontal en los castillos, detalles del armado y colado de los elementos del marco de confinamiento de los especímenes, así como la ubicación de uno de los muros bajo el marco de carga.

El concreto de las vigas de cimentación se compactó mediante vibradores eléctricos portátiles y se curó con costales húmedos durante siete días. A una semana del colado, las vigas se descimbraron para iniciar la construcción de los muros. Sobre el eje de desplante del muro se practicó un picado con maceta y cincel para proporcionar una superficie rugosa que incrementase la adherencia entre la viga de cimentación y el mortero de la primera hilada de tabique. Las piezas de barro se saturaron en agua 24 h antes de su colocación. Se eliminaron los tabiques fracturados o quemados. Ningún dentado especial se practicó a los tabiques que se colocaron en los extremos del panel, en contacto con los castillos.

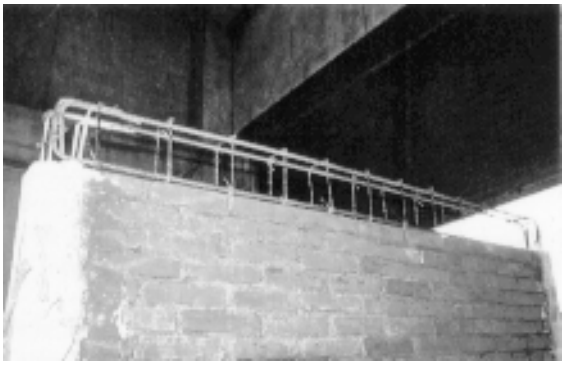
a) Colocación del tabique y detalle del anclaje del refuerzo horizontal de M4



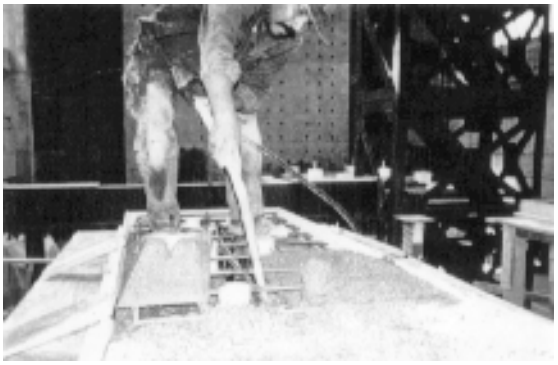
b) Armado de castillos de M1



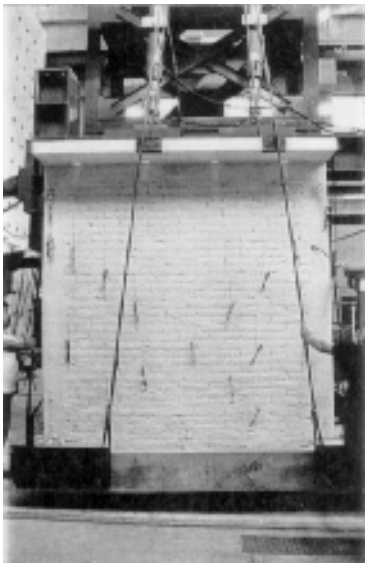
c) Armado de castillos de M2



d) Armado de dala de M2



e) Colado de losa de M3



f) Colocación de M1 bajo el marco de carga

Figura 2.4 - Etapas de la construcción de especímenes

Los muros se construyeron en tres partes. En la primera se colocaron 16 hiladas de tabique de barro hasta alcanzar la mitad de la altura del muro (aproximadamente 1,10 m). También se colocó el refuerzo transversal de ambos castillos hasta la mitad de la altura. La esquina de los estribos con el gancho a 135º se fue alternando en la altura del castillo para evitar la formación de un plano débil. Entonces, se colaron las primeras mitades de los castillos hasta el mismo nivel.

En la segunda etapa se completó la colocación de tabique en toda la altura y se armaron y colaron las segundas mitades de los castillos. En la tercera y última etapa se colocó el refuerzo de la dala y la parrilla de la losa, y se colaron en forma monolítica. En todos los colados se emplearon botes de 19 l para colocar el concreto y un vibrador eléctrico portátil para compactarlo, la misma dosificación para la mezcla y el mismo personal, siguiendo el proceso de la práctica tradicional. La compactación con el vibrador redujo la posibilidad de que quedara aire atrapado en el concreto fresco. Aun cuando no se tomó ninguna precaución especial para el curado del concreto de castillos, dalas ni losas, no se observaron grietas por contracción en dichos elementos.

El refuerzo horizontal se ubicó en la juntas de mortero conforme se avanzaba en la colocación de las hiladas de tabique. El refuerzo horizontal se ancló en los castillos mediante ganchos de 90º de una longitud aproximada de 12 cm. Unos días antes de la construcción de los especímenes se instrumentaron algunas secciones del acero de refuerzo con deformímetros eléctricos, lo que permitió colocarlo directamente según se avanzaba en la construcción del muro.

De acuerdo con la secuencia de construcción se formaron tres juntas frías en cada modelo: en la base de los castillos, a la mitad de su altura y bajo el nudo dala-castillo. Estas juntas se saturaron con agua antes del siguiente colado para evitar la aparición de grietas por contracción por fraguado.

La cimbra se construyó con madera contrachapada (triplay) cubierta con aceite automotriz para facilitar el descimbrado. El transporte desde la zona oeste del laboratorio hacia el lado opuesto, donde se colocó el marco de carga bajo el que se efectuaron los ensayes, se llevó a cabo mediante una grúa viajera de 10 t (98,1 kN) de capacidad y un marco de transporte para evitar cualquier daño a los modelos.

Los modelos fueron pintados de color blanco para facilitar la observación de la evolución del daño y el registro de los patrones de agrietamiento durante los ensayes. Una retícula adicional se dibujó para agilizar este proceso.

2.5 DISPOSITIVO DE CARGA

Para poder representar las solicitaciones a que se ve sometido un muro aislado de mampostería, se diseñó un marco de carga. Los principales requisitos que el dispositivo de carga debía satisfacer eran los siguientes:

1. Generar solicitaciones equivalentes a las de un sismo sobre castillos, dala y tablero de un muro de mampostería, tratando de distribuir la carga lateral lo más uniformemente posible a lo largo de la losa;
2. No producir restricciones a la formación y propagación de grietas;
3. Mantener estable y uniformemente distribuido el esfuerzo vertical durante el desarrollo del ensaye;
4. Tener una rigidez suficiente para ensayar modelos geométricamente semejantes pero con resistencias superiores.

El dispositivo empleado en el ensaye de los modelos consistió en una estructura metálica anclada a la losa y muro de reacción y formada por una columna y una viga. En la fig. 2.5 se presentan una perspectiva general antes del ensaye de uno de los modelos y la vista lateral del marco de carga.

Bajo el marco se colocaron tres gatos hidráulicos de doble acción para aplicar las cargas sobre el espécimen. Se utilizaron dos gatos de 50 t (490,5 kN) para simular las cargas verticales (vivas y muertas) permanentes durante el ensaye reaccionando contra la viga del marco. Otro más, de 100 t (981 kN) de capacidad se empleó para aplicar la carga lateral cíclica. Para generar la presión necesaria en los gatos se utilizaron dos bombas eléctricas; una automática para controlar los gatos verticales, conectados al mismo canal de salida, y otra manual para el control del gato de 100 t (981 kN).

Se colocó una viga de distribución para transmitir la carga de los gatos hidráulicos a los muros. Con esta configuración se intentó proporcionar una distribución uniforme de la carga lateral a lo largo del muro, sin concentrar la carga en una esquina como se había hecho en experimentos anteriores. La carga vertical sobre el muro se distribuyó uniformemente colocando los gatos aproximadamente en los tercios de la longitud del muro (80 cm de separación).

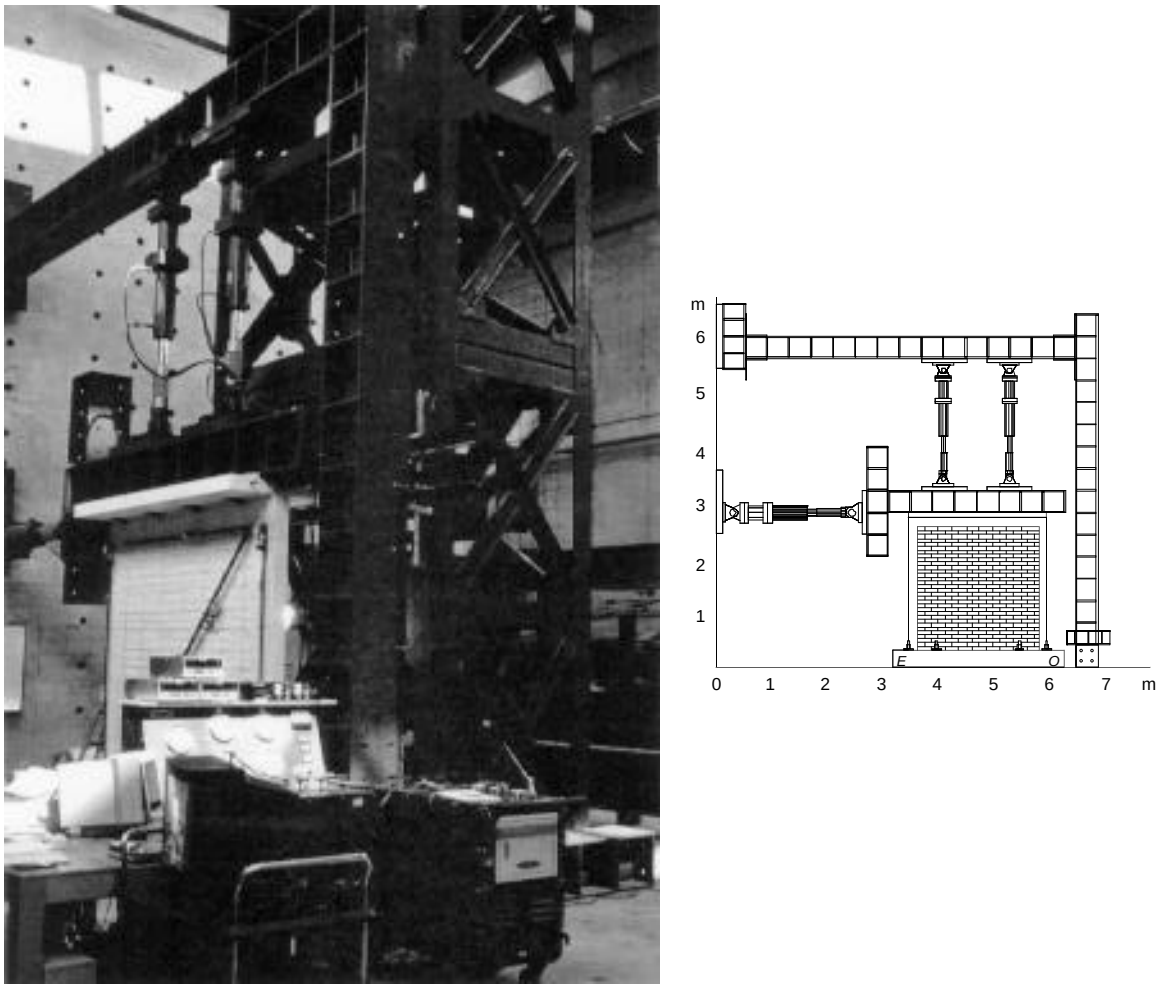


Figura 2.5 - Perspectiva y vista lateral del marco de carga

La pieza que se ubica entre el gato de 100 t (981 kN) y la viga de distribución de cargas se colocó sólo como transición entre estos elementos del marco, con objeto de darle mayor versatilidad para poder adoptar otras configuraciones.

El esfuerzo vertical aplicado fue de 5 kg/cm^2 (0,5 MPa). La carga correspondiente se calculó de acuerdo con las dimensiones nominales de los modelos y tomando en cuenta los pesos de la viga de distribución de cargas y de la columna de transición. El nivel de esfuerzo anterior se mantuvo constante a lo largo de la prueba y es equivalente al estado de esfuerzos axiales que se presenta en una vivienda económica típica de cuatro o cinco niveles. Un sistema de retroalimentación conectado a la bomba que controlaba los gatos verticales evitó que la carga vertical cambiara con la deformación lateral del espécimen.

El gato horizontal se apoyó en el muro de reacción. La salida del émbolo empujaba al modelo hacia el Oeste. Cuando el émbolo era retraído, el modelo se movía hacia el Este. Los ciclos se consideraron positivos cuando el gato horizontal empujaba; es decir, cuando el castillo Oeste se encontraba sujeto a compresión y el Este a tensión. A un ciclo positivo, que en este documento se designará como +X, sigue otro, de signo contrario. La referencia a los ciclos negativos se hará con la notación -X.

Cada modelo se fijó a la losa de reacción mediante ocho barras de acero grado 105 (f_y de 7380 kg/cm^2 o 724,0 MPa) de 1-1/4 pulgadas (3,18 cm) de diámetro. A cada una de estas barras se le aplicó una fuerza de postensado de 25 t (245,3 kN) mediante un gato hidráulico portátil.

Para evitar el desplazamiento del muro fuera de su plano se colocó una torre de acero independiente por la cara Sur de los modelos. Sobre ella se colocaron dos rodillos que hacían contacto en los tercios de la losa y dos tensores que se conectaron con la viga de distribución de cargas. Los primeros evitaban el desplazamiento hacia el Sur y los segundos no permitían la salida del muro hacia su cara Norte.

Con objeto de garantizar un contacto uniforme entre el marco de carga y los modelos, se colocó una cama de mortero de 2 cm de espesor medio entre la viga de distribución de carga y las losas de los especímenes. Una capa similar se colocó entre la losa de reacción y las vigas de cimentación de cada espécimen.

2.6 HISTORIA DE CARGA

Los modelos se llevaron a la falla mediante un ensaye cuasiestático, aplicando ciclos alternados de carga lateral. Las historias de carga de los modelos se presentan en la fig. 2.6. La historia de carga que se siguió durante el ensaye se dividió en dos partes. La primera fue controlada por carga, aplicando dos ciclos de 5 t (49,1 kN) y otro par de 10 t (98,1 kN). La segunda parte fue controlada por distorsión a partir de la aparición del primer agrietamiento, que generalmente se registró después del segundo pico a 10 t (98,1 kN).

La segunda parte consistió en aplicar dos ciclos de igual amplitud de distorsión máxima. Las distorsiones máximas aplicadas crecieron como múltiplos de la distorsión correspondiente al primer agrietamiento. Se decidió hacer sólo dos ciclos a cada distorsión ya que en éstos se presenta la mayor degradación de la resistencia. De acuerdo con informes de experiencias de otros investigadores (Meli, 1975), la variación más importante ocurre entre el primero y segundo ciclos. La degradación se estabiliza prácticamente a partir del ciclo número seis y se mantiene estable hasta el 60.

En la primera etapa de la historia de carga se llegó a distorsiones del orden del 0,16% en todos los modelos. La distorsiones alcanzadas al final de los ensayes fueron ligeramente superiores al 1,0%; sin embargo, en el modelo M4 se llegó al doble de este valor. Los niveles de distorsión máximos a los que se llegó resultan excesivos para este tipo de estructuras; sin embargo, permiten el estudio de su comportamiento ante grandes solicitaciones de desplazamiento. Las historias de carga de los cuatro modelos fueron muy similares, como se puede observar en la fig. 2.6.

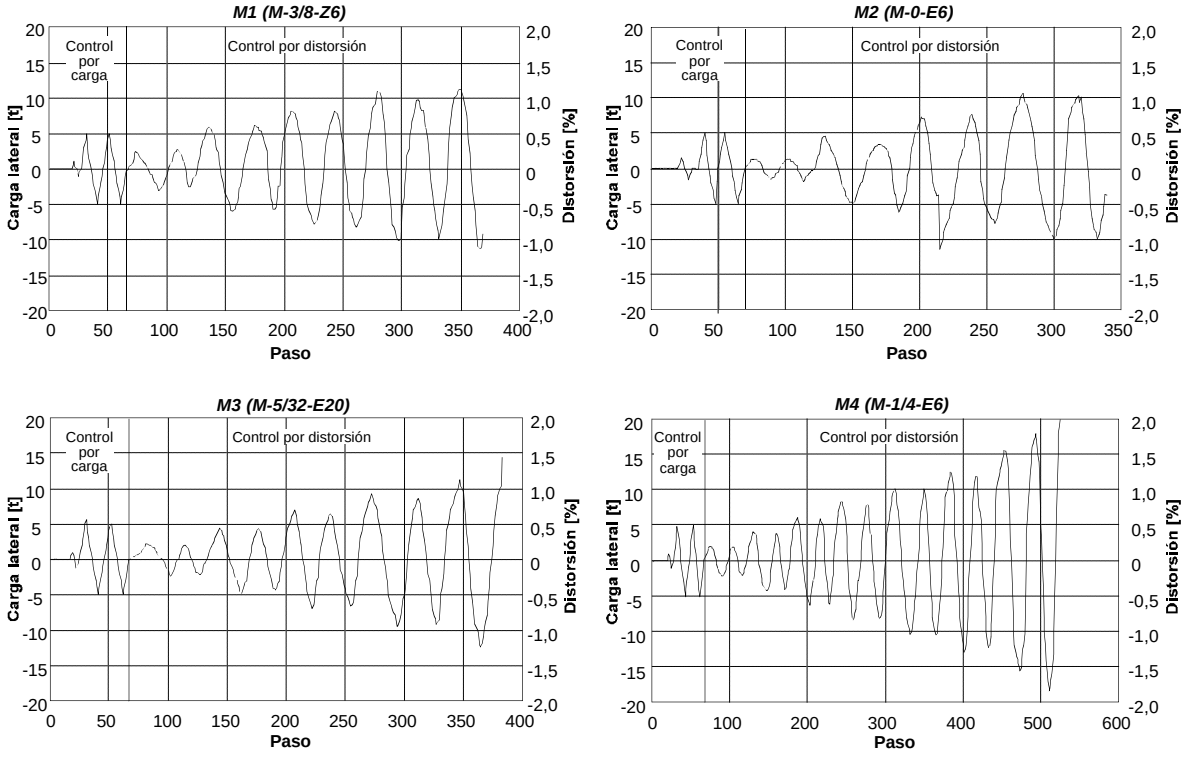


Figura 2.6 - Historias de carga

2.7 INSTRUMENTACIÓN

Con base en el análisis de la información obtenida en investigaciones anteriores realizadas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED se decidió colocar un sistema de instrumentación similar al empleado en fases previas a este programa experimental. En esta investigación; sin embargo, se redujo el número de deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo. La instrumentación fue colocada en puntos considerados relevantes con el objeto de estudiar el comportamiento local y global de la estructura. Se usaron tres tipos de instrumentos: celdas de carga, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos. A los primeros dos tipos se les consideró componentes de la instrumentación exterior, mientras que al último se le refiere como instrumentación interna. En la fig. 2.7 se presenta el diagrama de localización de la instrumentación externa de los modelos. La instrumentación interna del modelo M3 (M-5/32-E20), que es representativa de todos los modelos se puede ver en la fig. 2.8.

La ubicación y tipo de instrumentación permitió obtener información completa sobre las cargas aplicadas por los gatos, el desplazamiento horizontal de la losa, las deformaciones de los tableros de mampostería, el deslizamiento entre muro y viga de cimentación, la rotación de los castillos, la rotación de los muros, las deformaciones del acero de refuerzo y la separación del marco de confinamiento del panel de mampostería.

La instrumentación externa estaba constituida por tres celdas de carga y más de una docena de transductores de desplazamiento de carátula y de vástago colocados en los castillos y en la losa de los modelos. Esta instrumentación fue idéntica en los cuatro modelos.

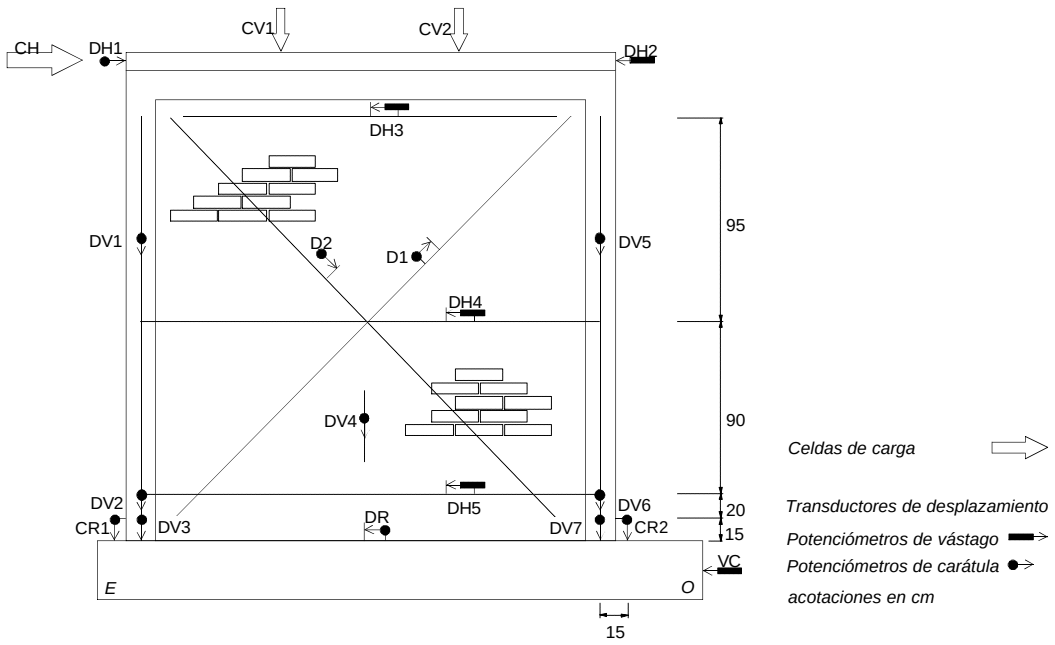


Figura 2.7 - Instrumentación externa de los especímenes

La distribución de la rotación de los muros en su altura de pudo conocer a través de los potenciómetros eléctricos de carátula colocados verticalmente sobre los castillos (DV1, DV2 DV3, DV5, DV6 y DV7). La deformación angular de los tableros de calculó a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento ubicados sobre las diagonales de los muros (D1 y D2). La rotación local en la base de los castillos se registró con dos transductores ubicados en el canto de los muros (CR1 y CR2). También se colocaron instrumentos para medir la expansión del muro en tres secciones (DH3, DH4 y DH5), el deslizamiento (DR) y para estudiar la deformación axial de los paneles ante la combinación de esfuerzos de compresión y corte (DV4).

La instrumentación interna consistió en deformímetros eléctricos que se colocaron en las barras del refuerzo horizontal y de los castillos. Los deformímetros eléctricos se adhirieron a las varillas mediante un pegamento especial y se cubrieron con cinta de vinilo, parafina y resina epóxica para protegerlos de la humedad y posibles golpes durante el colado de los elementos confinantes.

El refuerzo del castillo Este de los muros M2 y M4 se instrumentó con un menor número de deformímetros eléctricos que el del castillo opuesto, ya que se ha observado una gran similitud en los registros de estos instrumentos en experiencias anteriores en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Lo anterior se pudo verificar en el espécimen M3 que sí fue instrumentado simétricamente (ver fig. 2.8).

También se colocaron discos para transductor tipo Demec entre el eje de los castillos y el panel de mampostería. Con ellos se pretendió determinar la separación entre los castillos y el tablero de mampostería en dos diferentes alturas de la cara Sur de los modelos. Los discos se ubicaron a 12 y 25 cm a partir del nivel de desplante de los muros. La instrumentación interna de uno a otro modelo tuvo ligeras variantes que se debieron a las diferencias en el refuerzo de los muros.

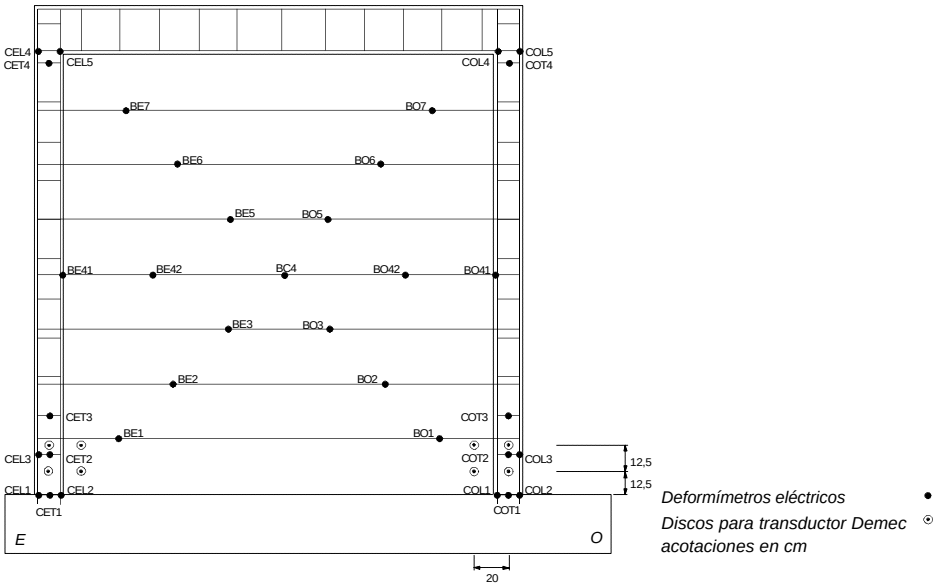


Figura 2.8 - Instrumentación interna del espécimen M3 (M-5/32-E20)

El número de canales que fueron registrados osciló entre 39 (M2) y 56 (M3) de los cuales 20 correspondieron a instrumentación externa y el resto a la interna. La ubicación y denominación de los instrumentos no varió significativamente de un modelo a otro con objeto de facilitar la comparación de la información adquirida.

2.8 CAPTURA DE DATOS

El equipo para la captura de datos consistió en un registrador TDS modelo 301, una computadora personal 386 y una impresora de matriz de puntos. El registrador de datos recibía la señal analógica de cada uno de los canales y la convertía en una señal digital que era enviada a la computadora. Un programa la graficaba y la almacenaba en un dispositivo magnético en un formato que permitió su posterior análisis. Simultáneamente se generó una salida en papel a través de la impresora.

El equipo anterior contó con un programa diseñado en el CENAPRED que permite el monitoreo en tiempo real de algunos canales. Los canales monitoreados, que funcionaron como controles durante el ensaye, fueron las cargas aplicadas en los gatos y el desplazamiento horizontal de la losa en sus extremos Este y Oeste. Adicionalmente se monitorearon los canales de expansión al centro del muro (DH4), de deformación axial (DV4), de corrimiento entre muro y viga de cimentación (DR) y de deformación en una barra longitudinal del castillo Este (CEL1).

Un graficador adicional conectado a los canales de carga y desplazamiento horizontales permitió observar la tendencia de la curva histerética en tiempo real. Con base en este registro se determinó cuándo registrar datos en el ensaye.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO GENERAL

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el desempeño general de los especímenes. El comportamiento de los muros se explica mediante el análisis de los patrones de agrietamiento y el estudio de las curvas histeréticas. También se incluyen comentarios relativos a la deformación angular, la rotación de los tableros, y la expansión y el deslizamiento de los especímenes.

Al inicio de este capítulo se presenta una descripción de los principales parámetros que se emplearán para definir el comportamiento de los modelos. Entre ellos se encuentran las componentes de la distorsión, la rotación y la curvatura. En las secciones subsecuentes del capítulo se describe el comportamiento de los cuatro modelos empleando estos parámetros.

El desempeño de los cuatro modelos ante carga laterales cíclicas fue, en general, satisfactorio. Las principales diferencias en el comportamiento de los muros se observaron en los patrones de agrietamiento y en los distintos parámetros que califican este comportamiento. Estas diferencias verifican las cualidades del refuerzo horizontal para incrementar la capacidad de deformación, la resistencia a carga lateral y para lograr una mejor y más uniforme distribución del daño en los muros de mampostería confinada.

3.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

El comportamiento de estructuras sujetas a acciones sísmicas normalmente se estudia mediante los valores y las tendencias de distintos parámetros que relacionan sus propiedades geométricas, mecánicas y estructurales. A continuación se presentan las definiciones de algunos de estos parámetros. En este capítulo y en los siguientes se hace frecuente referencia a ellos para interpretar el desempeño global y local de los especímenes ensayados.

3.2.1 Distorsión y curva histerética

La *distorsión* es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral y la altura a la que se aplica esta carga. Usualmente se le indica en porcentaje ya que se trata de un parámetro adimensional. La distorsión es una medida del desplazamiento lateral de la estructura, que se normaliza dividiéndolo entre la altura de la misma. Como los desplazamientos laterales de las estructuras son, en general pequeños en comparación con sus dimensiones, el ángulo que se establece entre la configuración deformada y la configuración original es una aproximación de la tangente del mismo ángulo (ver fig. 3.1). La distorsión (designada como R en este documento) es una medida de dicho ángulo y se calcula como el cociente entre el desplazamiento lateral y la altura del espécimen.

El fenómeno que presenta un sistema cuyo estado no sólo depende de las condiciones presentes sino también de las precedentes, se denomina histéresis. La *curva histerética* de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación que provoca. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión.

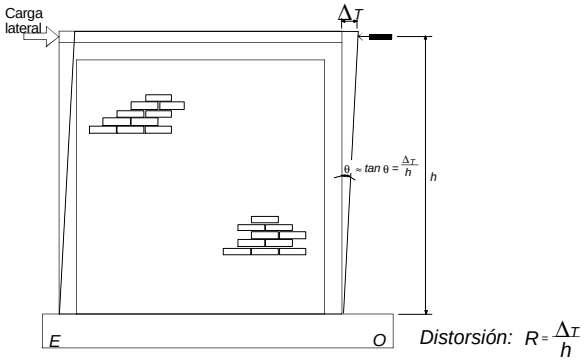


Figura 3.1 - Definición de distorsión

3.2.2 Rotación y curvatura

La *rotación* en los tableros de los modelos se logró determinar a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento ubicados sobre el eje de los castillos. Este parámetro se calculó en tres regiones en la altura de los muros cuyas longitudes se muestran en la fig. 3.2. La expresión siguiente permitió la determinación de la rotación en cada región

$$q_{región\ i} = \frac{l_{T_i} - l_{C_i}}{d_i} \tag{3.1}$$

donde $q_{región\ i}$ es la rotación del muro en la región i-ésima;

l_{T_i} es la lectura del transductor ubicado sobre el castillo sujeto a tensión, en la región i-ésima;

l_{C_i} es la lectura del transductor ubicado sobre el castillo a compresión, en la región i-ésima; y

d_i es la distancia horizontal entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

En las rotaciones calculadas con la ec. 3.1 se incluyen deformaciones elásticas, inelásticas así como la rotación local en la base de los castillos que se observa durante los ciclos inelásticos a distorsiones considerables. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La *curvatura* en cada región del muro se calculó dividiendo la rotación correspondiente entre la altura de dicha región.

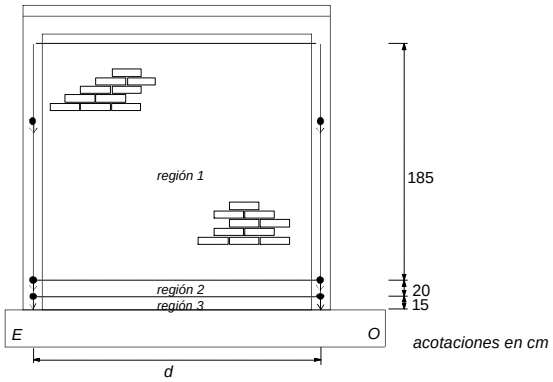


Figura 3.2 - Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas

A lo largo de los castillos, los transductores de desplazamiento se montaron sobre un sistema de tubos cilindro-émbolo en el que un tubo de menor diámetro se inserta en otro. Se trató de reducir la fricción entre ellos al mínimo mediante la colocación de un forro de cinta de teflón y de una capa de grasa automotriz en la superficie del tubo pequeño que queda dentro del otro. La longitud del traslape fue de unos 15 cm en casi todos los tubos. Estos tubos fueron conectados a los muros mediante barras roscadas de 5/16 de pulgada (7,94 mm) de diámetro que se fijaron a los especímenes con resina epóxica. El deslizamiento de estos tubos fuera de su plano se evitó mediante la colocación de un juego de tuerca y rondana sobre las barras roscadas, a cada lado de los tubos. Las tuercas no se apretaron excesivamente para lograr que la conexión a las barras roscadas funcionara como una articulación.

La rotación local en la base de los castillos se midió con dos potenciómetros de carátula ubicados en el canto de los castillos a una altura de 15 cm sobre la viga de cimentación (instrumentos CR1 y CR2 de la fig. 2.7). Estos transductores se fijaron a los castillos mediante barras roscadas iguales a las empleadas para fijar la instrumentación externa al muro. Los vástagos de los transductores se apoyaron en la viga de cimentación, a 7,5 cm del costado de los castillos aproximadamente (ver fig. 2.7).

3.2.3 Componentes de la distorsión

Si se desprecia la expansión del muro en su plano debida a la deformación del tablero de mampostería (misma que produce la flexión de los castillos en curvatura simple), la deformación de los muros ante cargas laterales se puede atribuir exclusivamente a dos elementos mecánicos: el corte y la flexión. De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento lateral total, D_T se puede dividir en dos componentes como sigue

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_C \tag{3.2}$$

donde Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión; y
Δ_C es el desplazamiento lateral debido a fuerza cortante.

De forma análoga se puede escribir

$$R = R_F + \gamma \tag{3.3}$$

donde R es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye;
R_F es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión; y
γ es la contribución de la deformación angular a la distorsión.

En la fig. 3.3 se presentan las componentes principales de la distorsión. También se incluye la expresión que relaciona al desplazamiento lateral debido a corte Δ_C, con la deformación angular γ. De

acuerdo con conceptos básicos de mecánica de materiales, la deformación angular *g* es la provocada por los esfuerzos cortantes que actúan sobre un elemento.

El estudio de las deformaciones por corte y por flexión permite entender mejor el modo de falla de los modelos. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones. Un par de transductores de desplazamiento se ubicaron sobre tubos de cobre que corrían a lo largo de las diagonales de cada muro. La diagonal que une la esquina inferior Este con la superior Oeste del muro se colocó en la cara Norte (instrumento D1 de la fig. 2.7). La otra diagonal se ubicó en la cara posterior (Sur) empleando un sistema cilindro-pistón similar al descrito en la sección 3.2.2. El tubo de mayor diámetro (3,8 cm) contenía un tramo de unos 60 cm del tubo de diámetro menor (3,2 cm). La longitud de este traslape evitó la flexión del sistema de tubos causada por su peso propio. Los efectos de la fricción se redujeron tomando las mismas precauciones que en los tubos ubicados sobre el eje de los castillos.

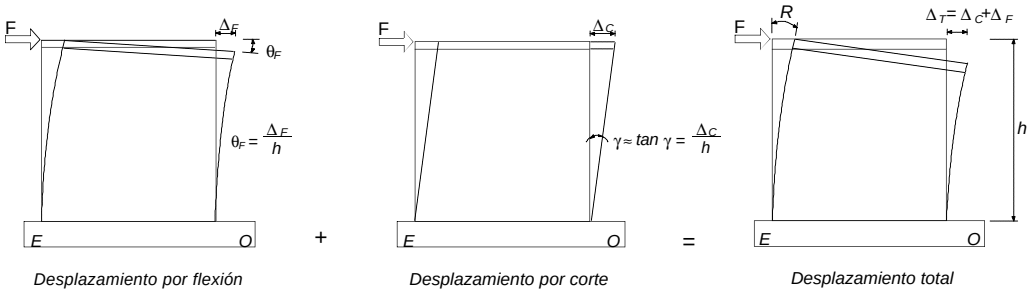


Figura 3.3 - Componentes de la distorsión

La conexión de los tubos a las barras roscadas de fijación al muro se modificó colocando rótulas (articulaciones esféricas) que tenían vástagos con cuerda en los que se atornillan los tubos y las barras de soporte. Un detalle de estos dispositivos de soporte se presenta en la fig. 3.4.

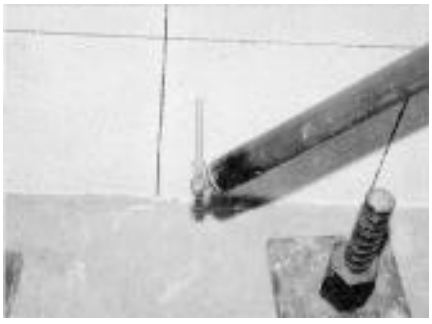


Figura 3.4 - Detalle del soporte articulado de las diagonales

El primer miembro de la ec. 3.2 se puede determinar a través de la medición directa durante el ensaye, sin embargo, los dos términos del segundo miembro se desconocen. En general, se procede calculando la deformación angular *g* (asociada a la deformación por corte) y despejando de la ec. 3.2 para obtener la deformación debida a flexión. La filosofía de este enfoque resulta evidente al observar la ec. 3.3 ya que una de las contribuciones debe incrementarse si la otra disminuye.

La determinación de las deformaciones por corte al desplazamiento total de las estructuras sujetas a cargas laterales ha sido estudiada por diferentes autores. Entre los acercamientos existentes a la solución del problema anterior destacan la suma directa de deformaciones (resistencia de materiales) y las propuestas de Hiraishi (1984), de Inada (1993) y de Seible e Igarashi (1991). En este trabajo sólo el primer y último métodos fueron aplicados. En publicaciones en las que se han calculado las deformaciones por corte mediante los cuatro procedimientos, se ha encontrado que los métodos de Seible e Igarashi y de suma directa de deformaciones son los que proporcionan los resultados más razonables para tableros de mampostería (Ruiz, 1995).

3.2.3.1 Cálculo de deformaciones angulares por resistencia de materiales

Este método se aplica con facilidad, y por ello, es el más frecuente. Sin embargo, su precisión se reduce al aumentar la relación de aspecto de los muros. En el caso de muros con relación de aspecto igual a 1 como los ensayados, se obtienen muy buenas estimaciones de la deformación angular de los tableros de mampostería, siempre que no se tome en cuenta al ángulo *q* (ver fig. 3.5).

Las deformaciones angulares de los tableros de los cuatro modelos se calcularon mediante este método, empleando la ec. 3.4. Los resultados se presentan en los apartados correspondientes a cada modelo (secciones 3.3.5, 3.4.5, 3.5.5 y 3.6.5).

Según la resistencia de materiales, las deformaciones angulares de cada panel se obtienen mediante la expresión (Chen et al., 1978)

$$\gamma = |d_1|\frac{L_1}{2Lh} + |d_2|\frac{L_2}{2Lh} \tag{3.4}$$

donde g es la deformación angular del panel;
δ_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;
δ_2 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;
L_1 es la longitud inicial de la diagonal anterior;
L_2 es la longitud inicial de la diagonal posterior;
L es la longitud del tablero; y
h es la altura del tablero.

pero si los muros tienen relación de aspecto cercana a la unidad ($L=h$), se cumple

$$\begin{gathered} L_1 = L_2 = \sqrt{L^2 + h^2} = \sqrt{2L^2} = \sqrt{2h^2} = \sqrt{2}L = \sqrt{2}h \\ Lh = L^2 = h^2 \end{gathered} \tag{3.5}$$

tomando en cuenta las consideraciones de la ec. 3.5 en la ec. 3.4 se obtiene

$$\gamma = |d_1|\frac{\sqrt{2}L}{2L^2} + |d_2|\frac{\sqrt{2}L}{2L^2} = \frac{\sqrt{2}L}{2L^2}\left[|d_1| + |d_2|\right] = \frac{1}{\sqrt{2}L}\left[|d_1| + |d_2|\right] = \frac{|d_1| + |d_2|}{L_1} = \frac{|d_1| + |d_2|}{L_2} \tag{3.6}$$

por lo que, para paneles cuadrados, la ec. 3.4 se puede escribir como

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \tag{3.7}$$

donde

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_1}{L_1} \quad \text{y} \quad \varepsilon_2 = \frac{\delta_2}{L_2} \tag{3.8}$$

además ε_1 es la deformación de la diagonal anterior (cara Norte); y
ε_2 es la deformación de la diagonal posterior (cara Sur);

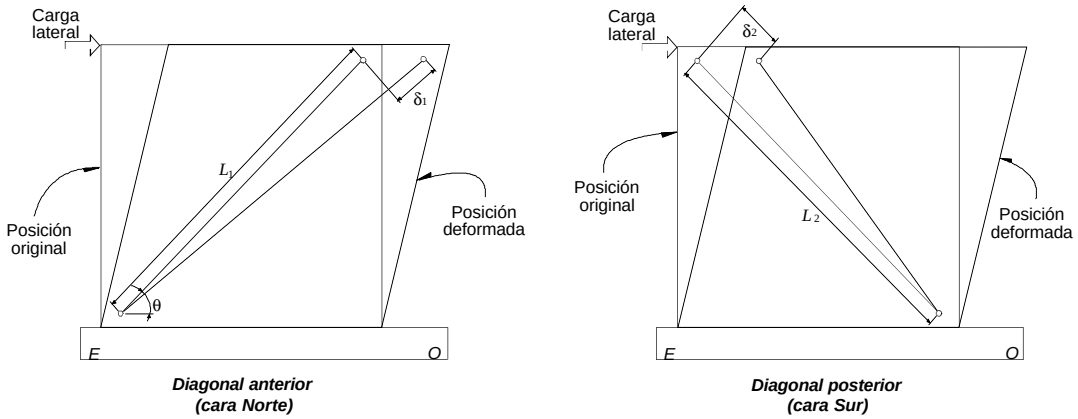


Figura 3.5 - Deformación angular de un panel

En la fig. 3.5 se muestra la deformación, exagerada, de un muro. Para facilitar la interpretación, sólo se ha dibujado la configuración asociada a deformaciones por corte; sin embargo no se debe olvidar que el muro se deforma también por flexión. En la misma figura se observa que para una carga lateral aplicada en un sentido, una de las diagonales (cara Norte) registró un alargamiento, mientras que la otra (cara Sur) midió un acortamiento.

En la deformación angular calculada con la ec. 3.7 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería. Estas últimas están asociadas al agrietamiento, aplastamiento, y deslizamiento que se presentan durante el ensaye.

Al observar la ec 3.7, se puede percibir que este método tiene la desventaja de proporcionar la deformación angular siempre con signo positivo. Una vez calculada la deformación angular se deben hacer cambios de signo en los valores correspondientes a los ciclos negativos, para dar congruencia a la deformación angular con el sentido de la carga.

3.2.3.2 Cálculo de deformaciones angulares por el método de Seible e Igarashi

El método que proponen Seible e Igarashi (1991) no sólo permite el cálculo de las deformaciones por corte, sino que también logra determinar otras componentes de la deformación. La filosofía de este método se basa en la suposición de distintos modos de deformación lineal para el tablero y en su descomposición en una combinación de cinco formas posibles (ver fig. 3.6). Estas formas son la deformación angular pura, rotaciones en sentido vertical y horizontal, y deformaciones lineales horizontales y verticales.

Los cinco valores de deformación se pueden obtener a partir de ocho desplazamientos nodales por medio de una matriz de transformación cuyos elementos están formados por combinaciones de las propiedades geométricas del panel (altura y longitud).

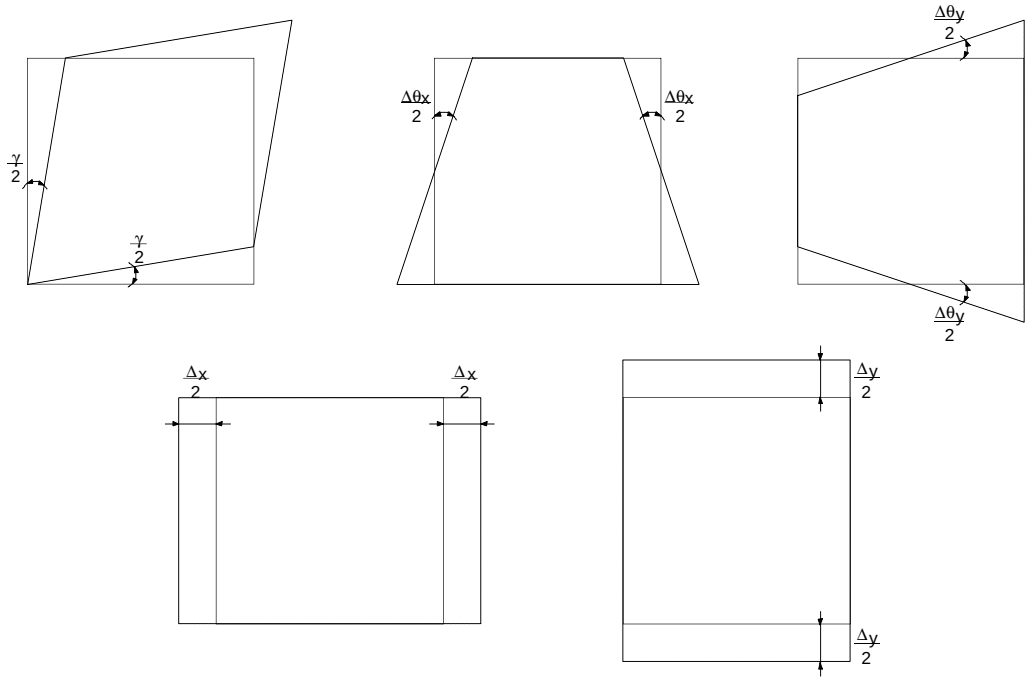


Figura 3.6 - Modos de deformación lineal considerados en el método de Sieble e Igarashi

Como el registro directo de los desplazamientos nodales es difícil, este método propone una forma analítica para obtenerlos a partir de los desplazamientos relativos entre los nodos (ver fig. 3.7). La disposición de la instrumentación externa en los cuatro modelos (ver fig. 2.7) es prácticamente la misma a la mostrada en la fig. 3.7; por ello la aplicación de este método resultó rápida y sencilla.

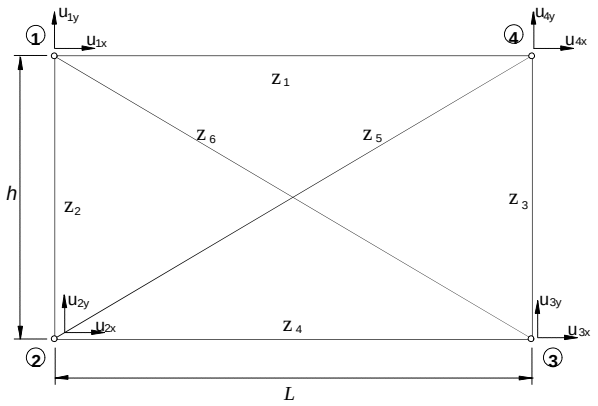


Figura 3.7 - Definición de desplazamientos nodales y desplazamientos relativos en el método de Seible e Igarashi

Dos pasos fundamentales constituyen el algoritmo del método de Seible e Igarashi:

1. Expresar los desplazamientos relativos en términos de los desplazamientos nodales. En este paso se deben establecer aquellos desplazamientos relativos que no registran información de traslación o rotación de cuerpo rígido y que, por tanto, se pueden igualar a cero; y

2. Resolver la ecuación matricial correspondiente al cálculo de los desplazamientos nodales para obtener después las cinco componentes de deformación. El sistema de ecuaciones establecido por la ecuación matricial se resuelve mediante el método de mínimos cuadrados empleando un programa de cómputo desarrollado para tal efecto (Ruiz, 1995).

Además de la aplicación del criterio de resistencia de materiales, las deformaciones angulares de los cuatro modelos se obtuvieron a través de la metodología propuesta por Seible e Igarashi. Los valores obtenidos según estos dos enfoques resultaron muy similares.

La diferencia más relevante entre los resultados proporcionados por uno y otro método radica en la suavidad con que el método de Seible e Igarashi hace el cambio de signo (dirección) de la deformación angular cuando la carga lateral cambia de sentido. El método de suma de deformaciones lineales de las diagonales, por su parte, requiere de hacer el cambio de signo en forma manual. Este cambio de signo debe hacerse, por inspección, para el valor de la deformación angular cuando se invierte la dirección de la carga.

3.3 MODELO M1 (M-3/8-Z6)

El refuerzo horizontal de este modelo fue proporcionado con base en la práctica de diseño típica de Japón en cuanto a muros de mampostería. Se requirieron algunas modificaciones para hacer factible su construcción en México; por ejemplo, las piezas de barro que se colocaron en las hiladas con refuerzo fueron hechas especialmente. Estas piezas tuvieron una media caña en una de sus caras de forma que el refuerzo horizontal (varillas no. 3) quedara ahogado completamente en la junta de mortero sin requerir de un espesor superior al típico (1 cm). Con esta preparación se trató de evitar, además, la formación de un plano débil (discontinuidad) por la colocación de barras de diámetro importante. La manufactura de estas piezas no representó mayores problemas para el fabricante de tabique una vez que el molde de madera con el que se da forma al barro fresco fue construido. Las piezas restantes fueron de fabricación tradicional.

La cuantía de acero horizontal de este modelo (0,211%) fue la más alta colocada en los modelos. Sin embargo, por tratarse de acero grado 42, el producto $p_h f_y$ fue inferior al de otros modelos (8,9 kg/cm^2 o 0,87 MPa). La falla de este modelo se alcanzó después de 11 ciclos de carga. El comportamiento elástico del modelo se conservó hasta el ciclo +3 en el cual apareció la primera grieta diagonal. A partir de entonces se inició el control de la prueba por distorsión hasta alcanzar un valor de 1,12% (2,75 cm de desplazamiento aproximadamente).

Durante el ensaye, se marcaron las grietas que se formaban o extendían en ambas caras del muro. Esto se realizó en los picos de cada ciclo empleando un color para las grietas registradas en ciclos positivos (empujando hacia el Oeste) y otro diferente para los negativos (jalando hacia el Este). Simultáneamente, se llevó un registro impreso de la evolución del agrietamiento. De esta forma, al fin del ensaye se obtuvieron representaciones gráficas secuenciales de las grietas que aparecieron en las caras de los muros.

Mediante la observación de las representaciones gráficas del agrietamiento se pudo verificar que la distribución de grietas para cualquier nivel de carga o distorsión fue igual para ambas caras de los muros; es decir, las grietas atraviesan el espesor del muro y se presentan simultáneamente sobre las caras anterior (Norte) y posterior (Sur). En este trabajo sólo se presentan los patrones de agrietamiento registrados en la cara Norte. La orientación de los especímenes se indica con las letras E y O (extremo Este y extremo Oeste, respectivamente)

3.3.1 Evolución del daño

En la fig. 3.8 se presentan cuatro etapas de la secuencia de daño observada durante el ensaye. La primera corresponde al ciclo en el que se registró el primer agrietamiento inclinado y la última al patrón final.

Las etapas intermedias corresponden al ciclo +5, cuando se registró la resistencia máxima a fuerza cortante (muy cercana a la fluencia de la varilla longitudinal del castillo Este), y al ciclo +9 en que se registró un deslizamiento importante y aplastamiento del concreto en el castillo a compresión.

El agrietamiento del modelo se inició en los costados de los castillos. En el ciclo +3 (R=0,22%) se presentaron las primeras grietas por flexión en la base del castillo Este, sujeto a tensión. Este tipo de grietas continuó apareciendo en toda la altura del castillo durante el ensaye. Su anchura disminuyó con la altura. El primer agrietamiento inclinado significativo apareció para una distorsión de 0,22%. La misma grieta apareció en sentido contrario en el pico del ciclo -3 (R=0,18%). Durante el pico, la grieta inclinada penetró en el extremo Oeste de la dala y la distorsión se elevó a 0,31% para el mismo nivel de carga lateral.

En el ciclo +4 (R=0,24%) se presentaron las primeras grietas por deslizamiento a lo largo de la junta de mortero en la base del muro. En el ciclo negativo no se registró daño adicional. Para el pico del ciclo +5 (R=0,57%) se observó un incrementó importante en la anchura de las grietas por flexión mientras que las grietas inclinadas debidas a corte permanecieron sin cambio. Esto se asocia con la fluencia del refuerzo longitudinal del castillo Este (ver capítulo 4).

Para el pico -6 (R=0,58%) algunas grietas inclinadas penetraron al castillo Este separándolo del panel de mampostería. Durante el ciclo +7, para distorsiones cercanas al 0,76%, se aplastó el recubrimiento de concreto en la base del castillo Oeste y se observó, entonces, una flexión local importante de este elemento.

Simultáneamente, se escucharon ruidos en la base del muro debidos al desplazamiento horizontal como cuerpo rígido. La mayoría de las grietas que se presentaron en la mampostería exhibieron una inclinación aproximada de 45º; sin embargo, también se observaron algunas grietas horizontales en las hiladas con refuerzo. Entre los ciclos -7 y -9 no se observó ningún daño adicional importante; sólo se registraron extensiones de las grietas existentes. En el pico -9 (R=0,97%) se registró la penetración de nuevas grietas inclinadas en la base del castillo Este. Algunas grietas de orientación vertical se presentaron, entonces, en la base del mismo castillo. En el pico -10 (R=0,98%) se desprendió una porción del recubrimiento de la base del castillo Oeste y las grietas del panel se extendieron. Durante el dibujo de las grietas en el registro gráfico y la lectura de los transductores tipo Demec se presentó una disminución brusca de la carga lateral sin cambio significativo en la distorsión.

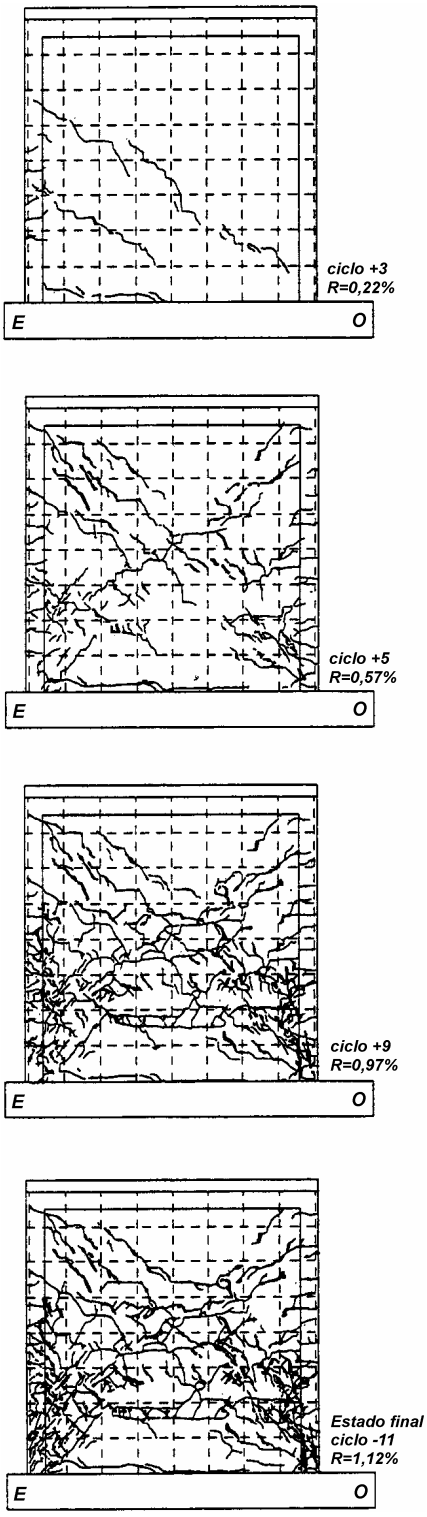


Figura 3.8 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

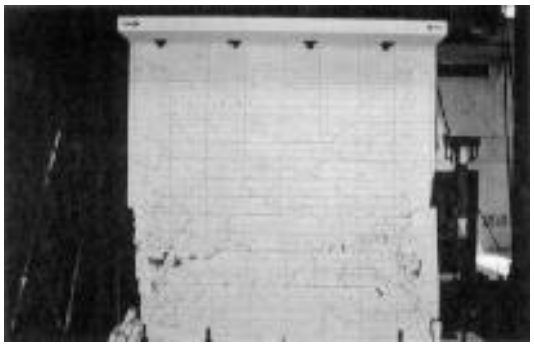


Figura 3.9 - Aspecto final del daño del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

Para grandes distorsiones se observó el movimiento relativo de bloques de mampostería delimitados por grietas horizontales que coincidían con la posición del refuerzo. En el último pico (R=1,09%) se observó un comportamiento interesante en el castillo sujeto a tensión: las grietas por flexión se abrieron en la parte inferior del castillo (hasta 80 cm por arriba de la viga de cimentación) y en el extremo superior del mismo (60 cm abajo de la losa). Las grietas por flexión en la parte central del castillo permanecieron cerradas. La configuración anterior indica que el castillo sufrió grandes rotaciones locales en sus extremos debido a la penetración de grietas. La deformación al centro del castillo se redujo, probablemente, por el trabajo a tensión del refuerzo horizontal. Aparentemente, el refuerzo horizontal ubicado a la mitad de la altura del muro se vió más esforzado que las barras ubicadas en los extremos superior e inferior del mismo. Esto indica que la eficiencia del refuerzo horizontal también está relacionada con la región del muro en la que se coloca (ver sección 4.3).

El fin del ensaye se estableció por la falla frágil por aplastamiento (falla por cortante-compresión) que se presentó para una distorsión de 1,12%, cuando el recubrimiento de la mitad inferior del castillo sujeto a compresión se desprendió totalmente. La falla estuvo anticipada por ruidos cercanos al castillo Este. La grieta que produjo la falla se inició por "splitting" alrededor del ciclo +10. La región definida por esta grieta se aplastó cuando una porción importante del recubrimiento quedó sin arrostre. El fenómeno de "splitting" se manifiesta con grietas paralelas a la dirección del refuerzo que se incrementan en número y anchura durante la prueba hasta ocasionar una falla frágil que separa el concreto que rodea al refuerzo en forma de medias cañas.

El "splitting" está asociado a fallas de adherencia en elementos de concreto reforzado con escaso recubrimiento o con pequeñas distancias entre las barras del refuerzo.

3.3.2 Estado final de daño

En la fig. 3.9 se presenta una fotografía del aspecto final de daño del modelo M1, una vez retirada la instrumentación. En dicha figura se puede observar una distribución más o menos uniforme del agrietamiento en el panel de mampostería, con alguna concentración en la mitad inferior. Las uniones viga de cimentación-castillo y castillo-dala no presentaron daño significativo indicando que el refuerzo transversal de los castillos (hélice de alambrón con paso de 6 cm) tuvo un desempeño satisfactorio.

El desconchamiento del recubrimiento de la mitad inferior de los castillos y el aplastamiento de tabiques en algunas zonas del muro sugieren una falla combinada por cortante-compresión. El movimiento relativo entre los bloques de tabique definidos por el refuerzo horizontal (cada cuatro hiladas) fue evidente (ver fig. 3.9). Esto se confirma al observar grietas horizontales que corren a lo largo de las hiladas reforzadas. El anclaje del refuerzo a los castillos mediante ganchos a 90º trabajó satisfactoriamente. No se observó deterioro alguno de los ganchos aun después del desconchamiento del recubrimiento de los castillos.

3.3.3 Comportamiento histerético

El comportamiento histerético del modelo M1 se muestra en la fig. 3.10. En esa figura se presenta la fuerza cortante contra la distorsión y se indican las resistencias calculadas con valores nominales y con parámetros reales. Las resistencias a fuerza cortante se calcularon con la ec. 1.4, de acuerdo con las NTCM. V_{RDF} es la resistencia de diseño obtenida con los valores sugeridos en las NTCM; V_{RDF} se calculó con

F_R=0,7, v*=3,5 kg/cm^2 (0,34 MPa), una carga vertical nominal P de 15,0 t (147,2 kN) y las dimensiones nominales del muro. V^*_{RDF} fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, v*=3,8 kg/cm^2 (0,37 MPa) que fue el valor obtenido del ensaye de muretes (ver tabla 2.1), P de 14,6 t (143,2 kN) que es el promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye y las dimensiones reales del muro. Ambos valores están incrementados con el factor de 1,25 que permiten las NTCM cuando se colocan cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima, definida en la ec. 1.5. El valor de V^*_{RDF} representa la mejor estimación de la resistencia a fuerza cortante que predicen las NTCM. En la gráfica, además, se indican los puntos de la curva en los que se registraron el primer agrietamiento inclinado significativo, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos. Las escalas de distorsión y carga empleadas son iguales en todos los modelos con objeto de facilitar su comparación. En las curvas histeréticas no se ilustra el nivel de carga lateral correspondiente a la falla por flexión. En la tabla 2.5 se puede observar que dicha carga es aproximadamente de 20 t (196,2 kN) para los cuatro modelos.

La curva histerética del modelo M1 fue sensiblemente simétrica y con lazos estables hasta una distorsión de 0,60%. Los ciclos histeréticos que se observan en la fig. 3.10 son característicos de muros de mampostería confinada. Los ciclos efectuados antes del primer agrietamiento manifestaron un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Después del ciclo +3 (R=0,22%) en que apareció el primer agrietamiento inclinado, se observó un comportamiento no lineal con histéresis y con una reducción de rigidez con los desplazamientos. A partir de este ciclo se perdió la proporcionalidad entre las cargas y los desplazamientos por lo que se inicia la disipación de energía a través del agrietamiento de los tableros de mampostería y del trabajo de los elementos del marco de confinamiento y del acero de refuerzo horizontal. A partir del ciclo +5 (R=0,57%) se observa un incremento importante en el área contenida en los lazos histeréticos; es decir, la disipación de energía fue buena y creciente durante la etapa de post-agrietamiento. La disipación de energía se discute en la sección 5.5.

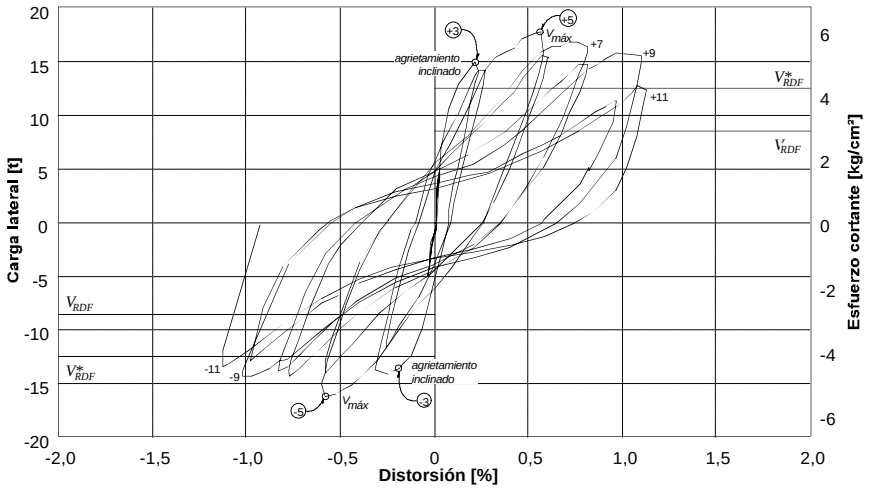


Figura 3.10 - Curva carga lateral-distorsión del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

En la fig. 3.10 se observa que el modelo logró resistir fuerzas laterales superiores a la de agrietamiento predicha por las NTCM. El cortante máximo fue 18% superior al de agrietamiento y se presentó a una distorsión de 0,57%. Ambos valores son aproximadamente los mismos para ciclos positivos y negativos. El registro de fuerzas cortantes superiores a la de agrietamiento se asocia con una reserva de capacidad entre la aparición del primer agrietamiento diagonal y la formación de grietas diagonales completas que penetran en los castillos (para el cortante máximo).

El valor de la fuerza cortante de diseño V_{RDF} fue superada en un 76% para el primer agrietamiento diagonal y hasta en un 108% por el cortante máximo registrado durante el ensaye. En todos los ciclos se registraron fuerzas laterales superiores a la calculada con la expresión de las NTCM (ec. 1.4), aun para distorsiones superiores al 1,00%. Lo anterior también se cumple al comparar el valor de V^*_{RDF} con los medidos durante el ensaye. Sin embargo, el cortante de agrietamiento registrado en la prueba sólo supera en un 20% a V^*_{RDF}. Esto significa que V^*_{RDF} es una buena predicción de la carga lateral de agrietamiento.

El deterioro en la rigidez del modelo se presentó desde el primer ciclo. A partir del quinto ciclo se registró una reducción paulatina de la resistencia. Aparentemente, los castillos, la dala y el refuerzo horizontal proporcionaron estabilidad al comportamiento del espécimen durante la etapa posterior al agrietamiento inclinado de la mampostería. La estabilidad se manifiesta en un descenso en la resistencia de sólo un 15% entre un ciclo y el siguiente a la misma distorsión. El redondeo de los lazos de la curva en la etapa de carga se atribuye a la plastificación del refuerzo horizontal (ver capítulo 4). Es claro el estrangulamiento de las curvas cerca del origen, lo que es evidencia del desplazamiento relativo entre bloques horizontales del panel de mampostería, y del agrietamiento y daño por corte en el muro. En suma, la gráfica de la fig. 3.10 es típica de elementos con un comportamiento dominado por corte.

3.3.4 Rotación y curvatura

La rotación del panel en cada región se calculó mediante la ec. 3.1. En la fig. 3.11 se presenta la curva para la región 3, obtenida a partir de las lecturas de los transductores denominados CR1 y CR2 (ver fig. 2.7). La rotación en la base del muro fue pequeña, exhibiendo un comportamiento elástico-lineal durante los primeros ciclos de carga. Los valores máximos registrados alcanzan el 0,3%. Los incrementos más notables en la rotación se presentaron en el ciclo +3 cuando se presentó el primer agrietamiento inclinado, en el ciclo +5 al fluir la barra no. 6 del refuerzo longitudinal de los castillos y en el -10 cuando se desprendió una parte del recubrimiento del castillo Oeste.

En la fig. 3.11 se observa una mayor rotación en ciclos positivos que en los negativos. La ligera asimetría en la rotación es atribuible a la acumulación del deslizamiento del muro después de cada ciclo y al aplastamiento del tabique en zonas próximas al castillo Oeste. Tanto el aplastamiento de la mampostería en la base de los castillos (que permitió que los castillos giraran localmente con mayor facilidad), como el daño de los propios castillos por la penetración de grietas (que redujo la rigidez a rotar de los castillos), se tradujeron en un aumento de la rotación en la base de los muros.

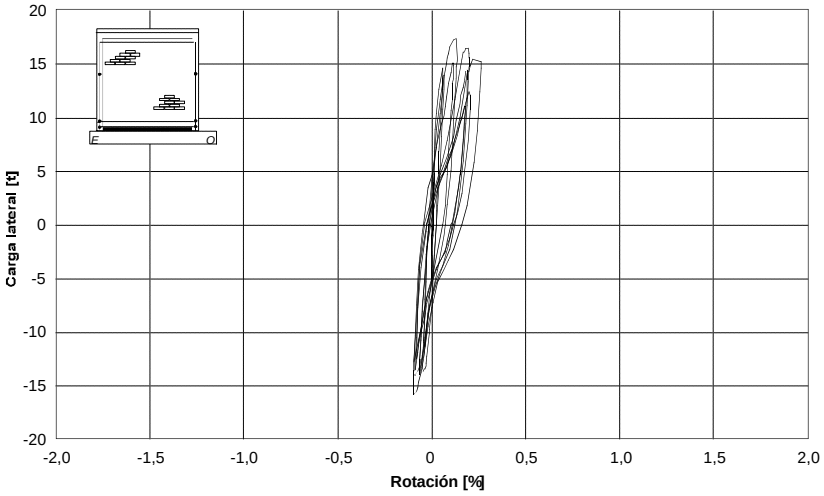


Figura 3.11 - Rotación del espécimen M1 (M-3/8-Z6) en la región 3

Las rotaciones registradas en las regiones 1 y 2 (ver fig. 3.2) fueron pequeñas y permanecieron en el intervalo elástico durante el ensaye. El comportamiento elástico-lineal de las rotaciones en las regiones superiores y los valores pequeños en la 3 son consistentes con el poco daño por flexión observado. Esto sugiere que la flexión no rigió el comportamiento del modelo durante el ensaye. Las deformaciones angulares presentadas en la sección 3.3.5 indican que el corte predominó en el comportamiento de este muro.

La rotación local en la base de los castillos se calculó mediante la diferencia de las lecturas de los transductores CR1 y DV3 en el extremo Este del muro, y de CR2 y DV7 para el Oeste (ver sección 3.2.2). En la fig. 3.12 se presenta la curva de la rotación local promedio de ambos castillos. Los valores calculados y la tendencia observada para la rotación local en la base de ambos castillos del muro fueron muy parecidos entre sí. Es evidente la similitud de esta curva con la fig. 3.10, que muestra la relación carga lateral-deformación. El parecido se puede atribuir a que en ciertas etapas del ensaye, una buena parte de la distorsión del espécimen se debió a la rotación en la base de los castillos, con deformaciones por corte reducidas en la porción superior del muro (ver fig. 3.9).

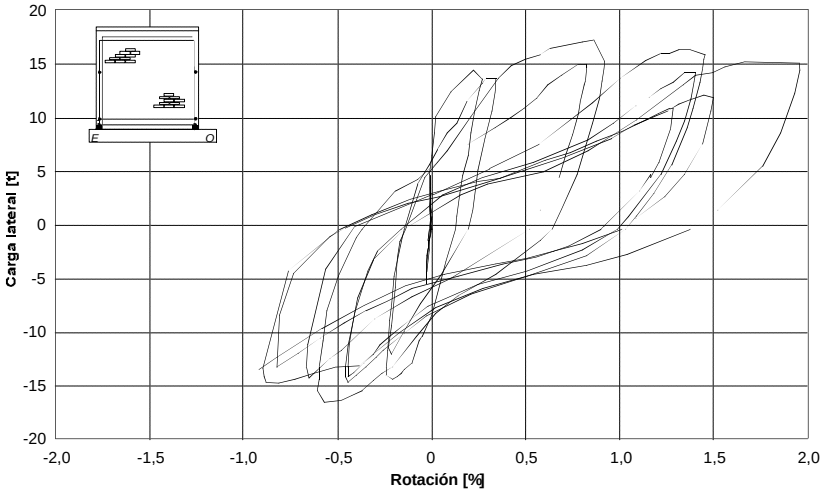


Figura 3.12 - Rotación local promedio en la base de los castillos del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

La distribución de curvaturas en la altura del muro se presenta en la fig. 3.13. En ella se incluyen sólo los valores registrados en los primeros picos correspondientes a cada nivel de carga o de distorsión de la historia de carga. La tendencia y los valores correspondientes a la repetición de cada ciclo (ciclos pares) son similares a los mostrados en la fig. 3.13. En esta figura se han graficado las curvaturas calculadas con las lecturas de los transductores colocados sobre el eje de los castillos. Sólo en las curvas correspondientes a los últimos ciclos se incluyen, adicionalmente, los valores de curvatura calculados con los transductores ubicados en el costado de los castillos.

Los valores de la curvatura se distribuyeron en forma decreciente con la altura. Los valores más grandes se concentran en la región 3, mientras que en las regiones restantes, los valores se reducen en forma lineal. En todos los casos, la curvatura tuvo valores reducidos (menores a 0,0002 1/cm). Se han obtenido distribuciones similares a la mostrada en la fig. 3.13 en elementos que presentan articulaciones plásticas por flexión en la base de los elementos confinantes. El análisis de los deformímetros eléctricos colocados en el refuerzo longitudinal de los castillos muestra, para los últimos ciclos del ensaye, deformaciones permanentes asociadas con la fluencia (ver capítulo 4). Sin embargo, la concentración de curvaturas en la base de muros de

mampostería no se debe exclusivamente a la flexión. El daño por corte de los castillos y el aplastamiento del tabique también contribuyen al incremento de la curvatura en la región inferior de los modelos.

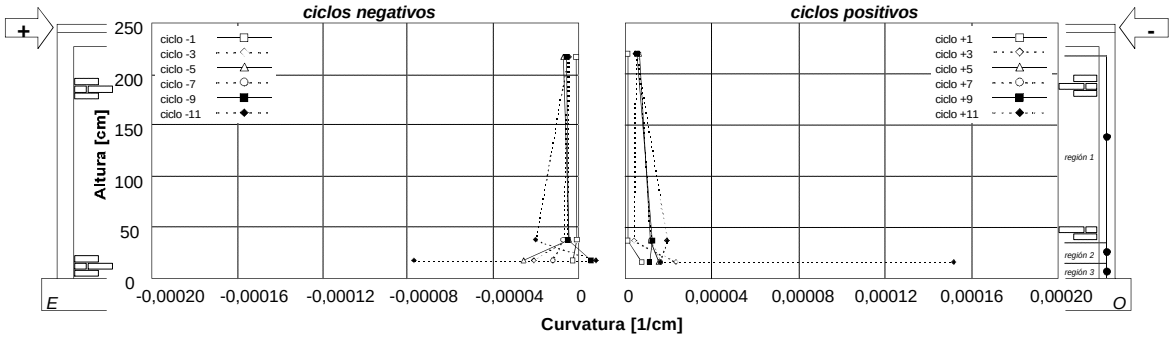


Figura 3.13 - Distribución de curvaturas en la altura del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

La concentración de curvaturas en la región 3, sobre todo para los ciclos a grandes distorsiones, también se asocia al deterioro del recubrimiento en la base de los castillos, que finalmente ocasionó la falla del modelo. Para los últimos ciclos del ensaye, se observó una modificación significativa en la distribución de curvaturas. Los valores registrados sobre el eje de los castillos para la región 3 fueron menores a los medidos sobre la cara exterior de los mismos, en la misma región. Este fenómeno se puede observar en la fig. 3.13 para la distribución correspondiente a los ciclos +11 y -11. Este fenómeno se pudo atribuir a un funcionamiento poco eficiente del sistema de tubos sobre el que se montan los instrumentos. Cuando la rotación local de los castillos alcanzó sus valores máximos, las paredes de los tubos chocaron entre sí y alteraron las lecturas del transductor ubicado en la región 3. Los instrumentos colocados sobre el costado de los castillos no experimentaron este tipo de alteración ya que sus soportes son independientes del sistema de tubos.

3.3.5 Deformación angular

La deformación angular γ de los muros fue calculada con los métodos descritos en las secciones 3.2.3.1 y 3.2.3.2. En la fig. 3.14 se presentan las curvas correspondientes. De la observación de las curvas de la fig. 3.14 se puede concluir que los resultados obtenidos por ambos métodos son muy semejantes. La similitud de estas curvas con la curva histerética corrobora el hecho de que el comportamiento de este modelo estuvo regido por las deformaciones por corte. La diferencia más importante entre las curvas obtenidas radica en la suavidad en que el método de Seible e Igarashi calcula γ al cambiar el sentido de carga.

Los primeros ciclos muestran un comportamiento elástico-lineal. Este comportamiento se conserva aproximadamente hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado. La etapa post-agrietamiento del modelo se caracteriza por el incremento de las deformaciones angulares con una tendencia similar a la distorsión. La tasa de crecimiento de la distorsión durante el ensaye fue, en promedio, 10% más grande que la de la deformación angular. Esto se puede atribuir, probablemente, a la posición relativa de la diagonal instrumentada (ver fig. 2.7) con respecto al agrietamiento inclinado sobre el panel de mampostería. Las deformaciones residuales debidas al daño del modelo al término de cada ciclo provocan que las curvas de la fig. 3.14 no sean simétricas y que se desplacen cada vez más del origen.

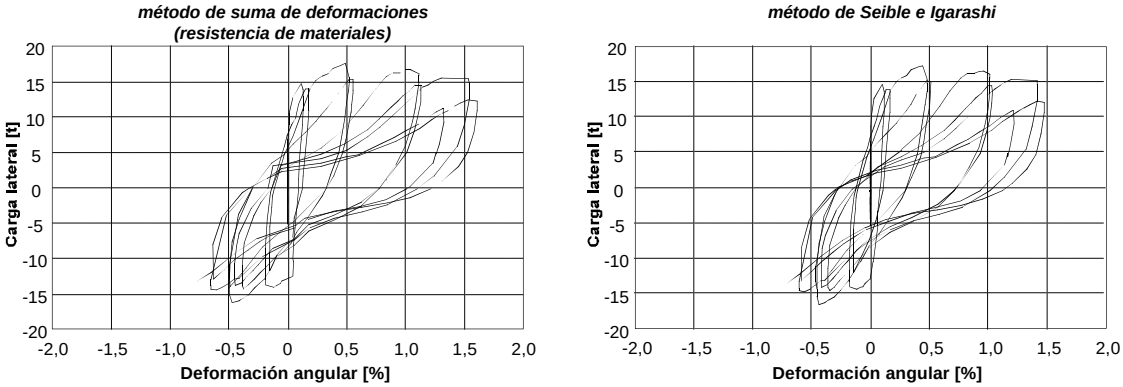


Figura 3.14 - Deformaciones angulares del panel de mampostería del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

Los incrementos más importantes en la deformación angular se presentaron a partir del ciclo de máxima resistencia (ciclo +5). Durante los picos de ciclos positivos se registró un aumento en la deformación angular más importante que en los de ciclos negativos. Esto se puede explicar porque el patrón de agrietamiento diagonal se definió más claramente al empujar que al jalar al modelo.

3.3.6 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento del muro como cuerpo rígido se midió durante el ensaye mediante un transductor de desplazamiento ubicado al centro de la base del muro. Este transductor registraba el desplazamiento relativo entre el muro y la viga de cimentación. El desplazamiento de esta última fue, a su vez, registrado por otro transductor. Los desplazamientos máximos de la viga de cimentación fueron de 0,02 mm por lo que el postensado para fijar las vigas a la losa de reacción se consideró adecuado.

En la fig. 3.15 se presenta el deslizamiento del modelo M1 en términos de distorsión; es decir, se han normalizado las lecturas del transductor dividiéndolas entre la altura a la que se ubica el transductor que registraba la distorsión del muro (2,45 m aproximadamente). Con esto, se facilita la comparación del corrimiento con la distorsión total registrada durante el ensaye.

Es interesante hacer notar la similitud de las gráficas de las figs. 3.11 y 3.15. El parecido indica que la rotación en la base de los castillos se debió prácticamente a un sólo fenómeno: el corrimiento del muro. La rotación se registra cuando el refuerzo longitudinal de los castillos forma un pliegue al ser solicitado a grandes desplazamientos laterales (ver fig. 3.16). Este pliegue permite un desplazamiento relativo entre secciones transversales del castillo, que se traduce en el corrimiento completo del muro.

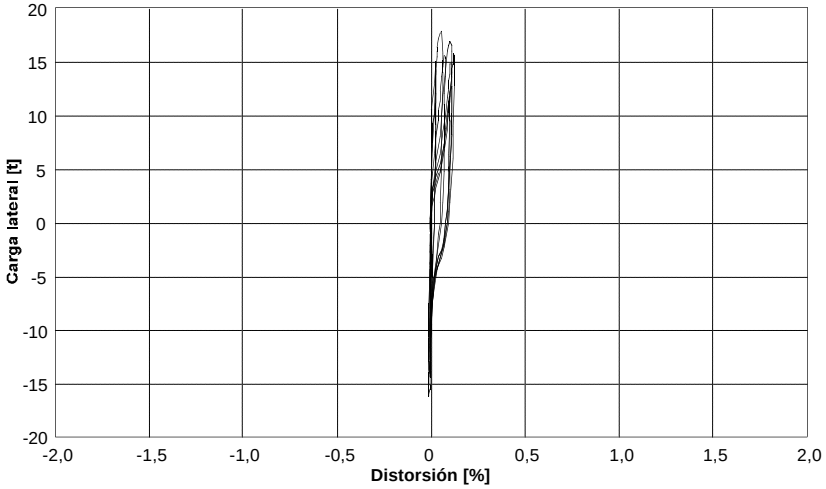


Figura 3.15 - Deslizamiento en la base del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

El estudio de la expansión del muro en su plano es importante porque es una medida de la curvatura (deformación) general y local de los elementos del marco de confinamiento. La expansión del muro se midió en la cara posterior (cara Sur) a la mitad de la altura del muro con el transductor denominado DH4 y en la parte inferior con el DH5 (ver fig. 2.7). El transductor DH3 se colocó en la parte inferior de la dala para poder obtener las deformaciones angulares del tablero mediante el método de Seible e Igarashi. La expansión que registró en esta posición fue muy pequeña (inferior al 0,02%).

La variación de la expansión al centro del muro con respecto ala carga lateral se muestra en la fig. 3.17. En esta figura se han indicado, además, el punto en el que se registró la primera fluencia del refuerzo horizontal y la anchura correspondiente a los picos de algunos ciclos de una de las grietas inclinadas que fueron monitoreadas durante el ensaye (ver sección 4.3.3). La expansión se expresa como deformación al dividir las lecturas entre la longitud inicial del tramo instrumentado (2,30 m aproximadamente).

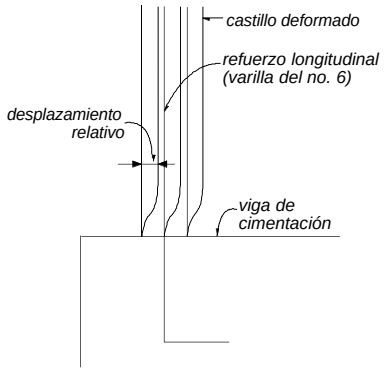


Figura 3.16 - Fenómeno de plegamiento en el refuerzo longitudinal de castillos

La expansión al centro del muro fue superior en unas 10 veces al registrado en la dala. Lo anterior es evidente dadas las rigideces relativas del concreto y de la mampostería, así como la restricción de la dala a los desplazamientos longitudinales.

El primer registro de la expansión al centro del muro se hizo en el ciclo +3, una vez que el primer agrietamiento diagonal apareció. Los valores de la expansión se incrementaron durante el ensaye por la separación entre las piezas debida a las grietas inclinadas.

En la fig. 3.17 se puede observar que la expansión aumentó durante los picos de ciclo, es decir, para los valores máximos de distorsión. La estabilidad para ciclos a la misma distorsión es otra característica que se puede observar en la fig. 3.17.

Al comparar las tendencias de la expansión del modelo y de la rotación local en la base de los castillos se observó que están linealmente relacionadas. Al crecer la rotación en la base

de los castillos, se incrementó en una proporción semejante la expansión al centro del muro (la rotación aumentó con una rapidez ligeramente superior a la de la expansión).

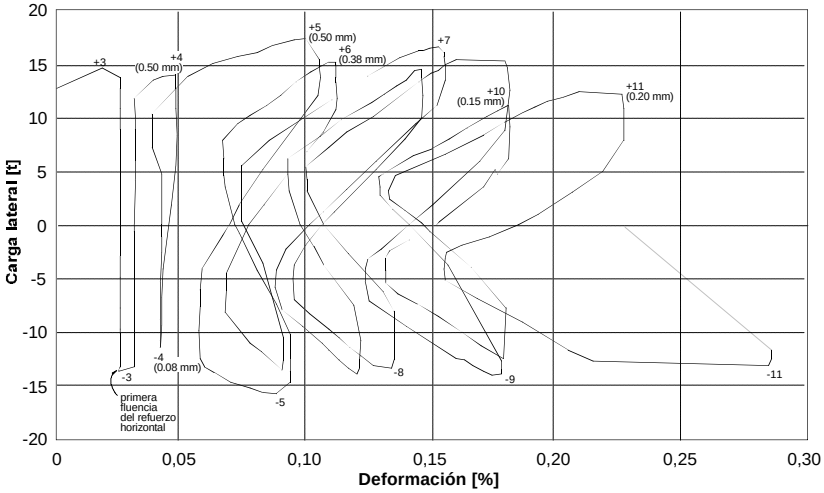


Figura 3.17 - Expansión al centro del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

En la fig. 3.18 se presenta un esquema que trata de describir la configuración final de deformación del modelo M1. En ella se puede observar que esta configuración se debió a la combinación de distintos fenómenos como la deformación angular del panel, la expansión en el plano del muro y la rotación de los castillos. Cuando el espécimen se vió sometido a grandes distorsiones, las grietas inclinadas y horizontales incrementaron su anchura, con lo que la expansión del muro en su plano también creció. La expansión también se incrementó a causa del agrietamiento por corte y tensión diagonal en el panel de mampostería y por la fluencia del refuerzo horizontal. Simultáneamente, la rotación local de los castillos (acelerada por el aplastamiento del tabique en las zonas vecinas a éstos) y el plegamiento del refuerzo longitudinal de los castillos provocaron cierto corrimiento del muro. La falla estuvo dominada por una combinación de cortante-compresión que se concentró en la mitad inferior del muro. El desprendimiento repentino del recubrimiento del canto de los castillos indicó el final del ensaye.

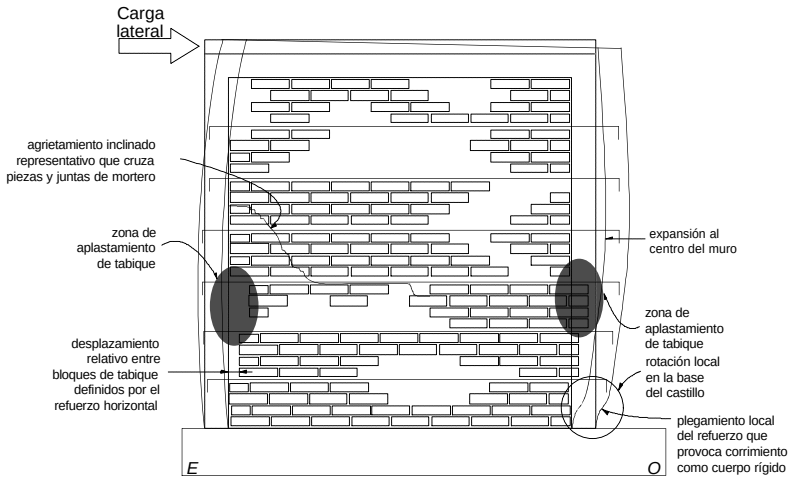


Figura 3.18 - Configuración final de deformación del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

3.4 MODELO M2 (M-0-E6)

Este modelo no tuvo refuerzo horizontal en las juntas de mortero. Se construyó siguiendo el diseño y el proceso tradicionales en nuestro país y representa un muro de mampostería confinada típico. Este espécimen se consideró como modelo de control.

El refuerzo de los castillos estuvo formado por cuatro varillas no. 3 en el sentido longitudinal, y por estribos lisos de alambrón no. 2, cerrados y terminados con ganchos a 135º, transversalmente. La separación de los estribos fue de 20 cm en la parte central de los castillos. En los extremos de los mismos se colocaron siete estribos separados 6 cm.

El comportamiento mostrado por este muro fue típico de muros de mampostería confinada. Un patrón bien definido de grietas con una inclinación cercana a los 45º se registró a lo largo del ensaye. Antes de la falla, estas grietas diagonales penetraron en los extremos superiores de ambos castillos deteriorando la unión castillo-dala y la región circundante de la losa. El modo de falla del modelo estuvo controlado prácticamente por el corte.

La etapa inicial del ensaye mostró una relación elástica-lineal entre la carga lateral y la distorsión. Este comportamiento se extendió hasta el tercer ciclo, en el que apareció el primer agrietamiento inclinado. El control por distorsión de la prueba se inició en este punto y se prolongó hasta el ciclo -10, a 0,99% de distorsión (2,4 cm aproximadamente), cuando se presentó la falla del muro.

El nivel de distorsión anterior es muy grande y, en general, este tipo de estructuras no se ven solicitadas hasta este nivel. Sin embargo, estudiar el desempeño de las estructuras ante niveles severos de distorsión permite entender mejor los mecanismos de resistencia, así como de deterioro de rigidez y capacidad.

3.4.1 Evolución del daño

En la fig. 3.19 se presentan cuatro etapas en la evolución del daño del modelo M2. La primera corresponde al ciclo en el que se registró el primer agrietamiento inclinado; la segunda al ciclo +6; la tercera al ciclo +8; y la cuarta al patrón final de agrietamiento. En el ciclo +6, a 0,34% de distorsión, las grietas diagonales penetraron a los elementos confinantes, dañando incluso, la losa. Para el ciclo +8 (R=0,72%), se había iniciado el aplastamiento del tabique en el cruce de las grietas diagonales. Con la ayuda de los patrones de agrietamiento obtenidos durante el ensaye, se logró identificar una región (puntal) sujeta a esfuerzos de compresión que conducía la

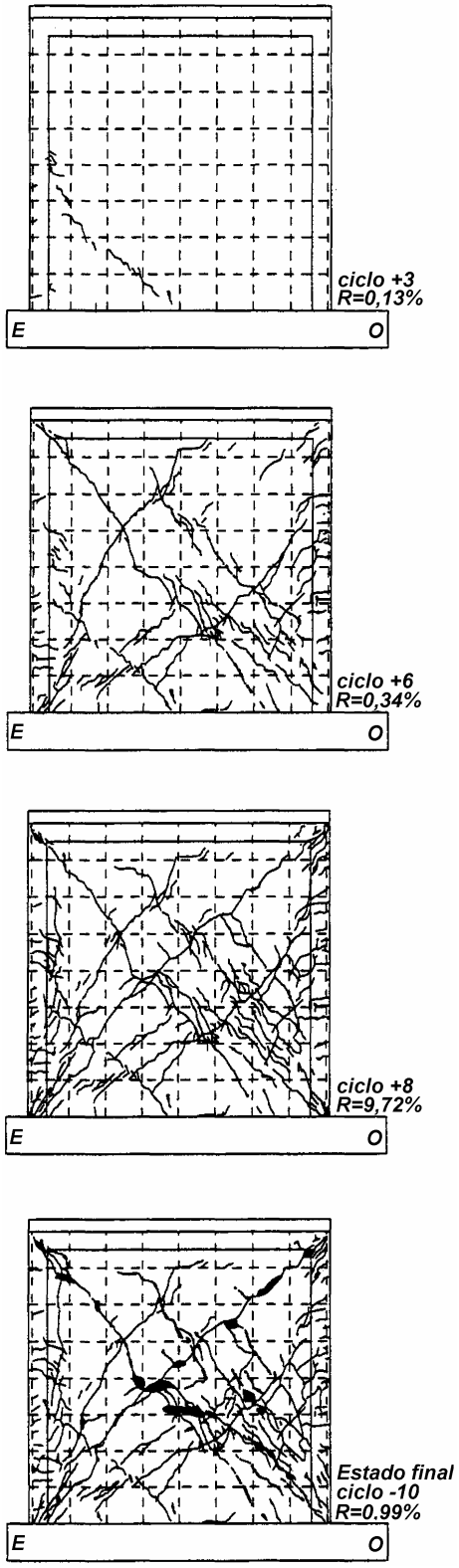


Figura 3.19 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen M2 (M-0-E6)

carga lateral desde la unión castillo-dala hasta la base del castillo opuesto.

De manera similar al modelo M1, el agrietamiento del modelo M2 se inició por la flexión del castillo Este. Se presentaron pequeñas grietas horizontales, imperceptibles a 50 cm de distancia, en la cara lateral del castillo, a unos 120 cm de altura. Después, estas grietas se extendieron sobre las caras del muro. En el pico del ciclo +3 (R=0,13%) se presentaron las primeras grietas inclinadas. Estas se concentraron en la esquina inferior Este del panel. En el ciclo negativo siguiente, se registró un patrón de grietas similar en la esquina opuesta del modelo. Más tarde, el agrietamiento, inclinado aproximadamente 45º, penetró en el castillo y se continuó en forma de grietas de flexión sobre el mismo. El ciclo +4, a la misma distorsión que el +3, no produjo agrietamiento adicional significativo.

En el ciclo +5 (R=0,46%) se presentaron las primeras grietas inclinadas significativas. Una grieta principal a 45º se formó desde la unión castillo-dala del lado Este del muro y se prolongó hasta las primeras hiladas en el extremo opuesto del panel. La resistencia del muro se registró en el pico de este ciclo. Las grietas aparecidas en sentido contrario, para el ciclo -5 (R=0,46%), se presentaron más uniformemente distribuidas, cruzando piezas y juntas de mortero.

Durante el ciclo +6 (R=0,34%) se presentó el primer cizallamiento en la unión castillo-dala, en el extremo Este. Las grietas se extendieron cruzando el espesor de la losa. En el ciclo negativo, apareció súbitamente y acompañada de ruidos, otra grieta inclinada entre las dos que ya existían. En este punto quedó prácticamente definido el patrón final de agrietamiento.

En ciclos subsecuentes, las grietas se extendieron incrementando su anchura, sobre todo aquéllas que definían el puntal de compresión. Las grietas que penetraban en los extremos superiores de los castillos aumentaron en número y tamaño (anchuras de grieta de hasta 0,5 cm). Las grietas diagonales principales alcanzaron anchuras de 1,6 cm en los picos de distorsión de los últimos ciclos.

En el ciclo +7 (R=0,65%) se escucharon nuevos ruidos, asociados al desprendimiento de tabique al centro del panel. El cruce de las grietas principales, al centro del muro, fue la región más dañada y en la que se presentó el aplastamiento de las piezas.

A partir del ciclo +8 (R=0,72%) se presentaron grietas verticales que separaban los castillos del panel de mampostería. Este tipo de grietas se podría reducir, probablemente, si se practica un dentado triangular en las piezas extremas del panel de mampostería que quedan en contacto con los castillos.

Para el ciclo +9 (R=1,05%), hacia el final del ensaye, se presentó nuevamente el desprendimiento de tabiques del centro del panel, causado por el movimiento relativo de las partes del muro definidas por las grietas diagonales principales. En el mismo ciclo se observó el aplastamiento de las piezas del centro del panel de mampostería y del concreto en las bases de los castillos.

3.4.2 Estado final de daño

La fotografía de la fig. 3.20 muestra el aspecto final de daño del modelo M2. El daño del muro se concentró en grietas inclinadas que penetraron en las uniones de los elementos del marco de confinamiento. Ocasionalmente, las grietas diagonales se escalonaron a través de las juntas de mortero. Se presentaron otras grietas importantes en forma paralela a la interfaz castillo-panel de mampostería provocando la separación de estos elementos.

Las piezas ubicadas en el cruce de grietas diagonales principales se deterioraron rápidamente en los ciclos finales, al establecerse el mecanismo cinemático discutido en la sección 3.4.6. La desintegración de las piezas cruzadas por grietas fue también evidente. Las grietas principales penetraron en las cuatro esquinas del muro; sin embargo, el daño fue más importante en las superiores.

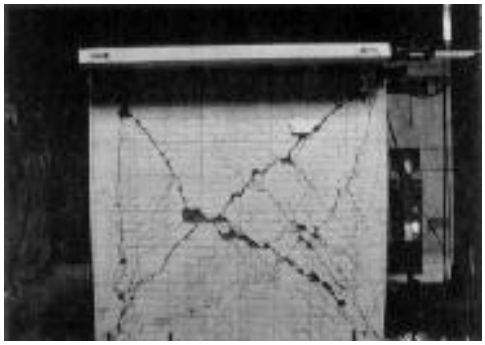


Figura 3.20 - Aspecto final del daño del espécimen M2 (M-0-E6)

En la fig. 3.21 se presentan detalles del daño localizado en las uniones castillo-dala hacia el final del ensaye. En ellas se aprecia la anchura de las grietas inclinadas principales. En las esquinas inferiores del muro se registró una gran cantidad de grietas inclinadas y verticales; sin embargo, las anchuras fueron pequeñas y sólo se presentó el aplastamiento del recubrimiento de concreto en zonas de tamaño reducido.

El daño mostrado en la fig. 3.21 es poco común en estructuras de mampostería confinada. En general se atribuye a un problema de corte exclusivamente y no a la combinación de corte y flexión que se presenta en las estructuras sujetas a acciones sísmicas. Conviene recordar que este modelo contaba con siete estribos de alambrón separados 6 cm en los extremos de los castillos; sin embargo, en el peralte de la dala sólo se colocó un estribo intermedio debido al congestionamiento de refuerzo en el nudo castillo-dala. La existencia de escaso refuerzo transversal dentro del nudo permitió la penetración de las grietas inclinadas; sin embargo, el refuerzo transversal concentrado en los extremos de los castillos retrasó hasta cierto punto la formación de las grietas inclinadas completas. Las grietas que se observan en la fig. 3.21 se presentaron para distorsiones importantes (0,72%), una vez alcanzada la resistencia del muro.

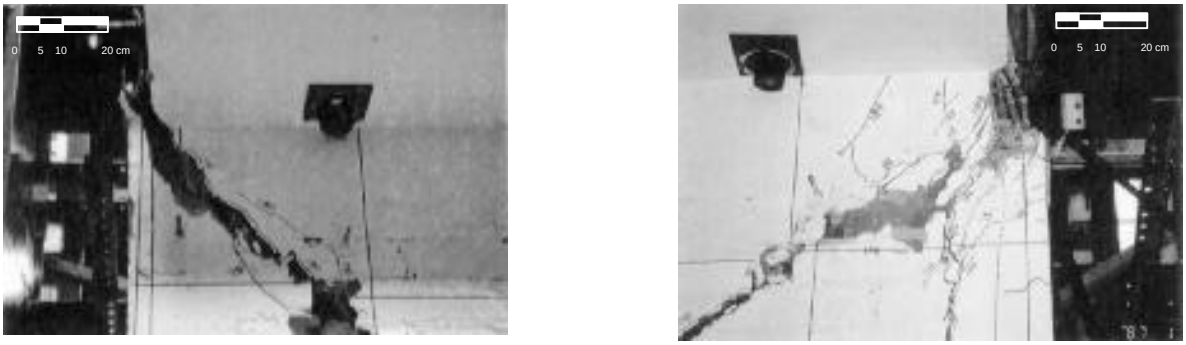


Figura 3.21 - Detalle de la penetración de grietas inclinadas en la unión dala-castillo del espécimen M2 (M-0-E6)

3.4.3 Comportamiento histerético

El comportamiento histerético del modelo M2 se muestra en la fig. 3.22. De forma similar a la fig. 3.10 para el modelo M1, se indican las resistencias calculadas con valores nominales y con parámetros reales. Las resistencias a fuerza cortante se calcularon con la ec. 1.4, de acuerdo con las NTCM. V_{RDF} se calculó con F_R=0,7, v*=3,0 kg/cm^2 (0,29 MPa), una carga vertical nominal P de 15,0 t (147,2 kN) y las dimensiones nominales del muro.

V^*_{RDF} fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, v*=2,6 kg/cm^2 (0,26 MPa) que fue el valor obtenido del ensaye de muretes (ver tabla 2.1), P de 14,5 t (142,2 kN) que es el promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye y las dimensiones reales del muro. Nuevamente se indican los puntos de la curva en los que se registraron el primer agrietamiento inclinado, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos.

La curva histerética del modelo M2 fue relativamente simétrica y con lazos estables hasta una distorsión de 0,50%. Para ciclos a mayor distorsión se observa una rápida degradación de rigidez y resistencia. El comportamiento inelástico del modelo se inició después del agrietamiento inclinado. Al alcanzar la resistencia del modelo, en el ciclo +5, la resistencia decreció rápidamente con el incremento de la distorsión.

Entre los ciclos +7 y +8 a 0,65% y 0,72% de distorsión, respectivamente, la resistencia decreció hasta en un 50%. En el último par de ciclos, a 1,05% de distorsión, se registraron resistencias a fuerza cortante del orden del 60% de la de agrietamiento y del 40% de la máxima observada durante el ensaye. Los lazos histeréticos no mostraron estrechamiento en los ciclos iniciales; sin embargo, en los últimos dos ciclos el daño significativo por corte y el corrimiento del muro provocó el adelgazamiento de la curva histerética cerca del origen.

De acuerdo con la fig. 3.22, el modelo M2 resistió fuerzas laterales mayores a la de agrietamiento predicha por las NTCM. La resistencia del modelo fue superior, hasta 0,72% de distorsión, a los valores calculados con la expresión de las NTCM (V_{RDF} y V^*_{RDF}). El cortante positivo máximo fue 38% superior al de agrietamiento y se registró para una distorsión de 0,44%. En los ciclos negativos se presentó una carga máxima ligeramente superior (15,0 t o 147,2 kN).

La resistencia negativa máxima superó en 55% la carga de agrietamiento correspondiente. Al igual que en muros con refuerzo horizontal, las fuerzas cortantes superiores a la de agrietamiento se asocian con una reserva de capacidad entre la aparición del primer agrietamiento diagonal, la formación de grietas diagonales completas y el deterioro de los extremos de los castillos.

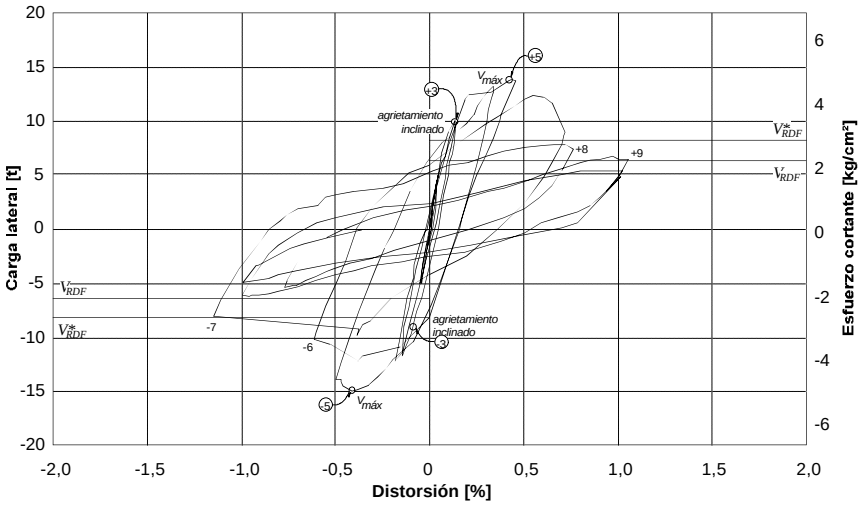


Figura 3.22 - Curva carga lateral-distorsión del espécimen M2 (M-0-E6)

El valor de la fuerza cortante de diseño V_{RDF} fue superada en un 59% para el primer agrietamiento diagonal y hasta en un 138% por el cortante máximo registrado durante el ensaye. La segunda comparación debe tomarse con reserva, ya que las NTCM consideran que la resistencia del muro se alcanza cuando éste se agrieta diagonalmente y no cuando se presenta la fuerza cortante máxima. El cortante de agrietamiento registrado en la prueba supera en un 21% a V^*_{RDF}, que es la mejor estimación de las NTCM para la resistencia a fuerza cortante del muro.

La rigidez del modelo se deterioró desde el primer ciclo. Sin embargo, en los ciclos posteriores a la resistencia máxima del muro, el deterioro de la rigidez se acentuó y la resistencia descendió de modo acelerado. La reducción abrupta en rigidez y resistencia coincidió con la penetración de las grietas diagonales

en las esquinas del muro. En los primeros ciclos, la curva histerética mostró estabilidad en sus lazos ya que la reducción de resistencia entre un ciclo y el siguiente a la misma distorsión fue de alrededor del 5%. Sin embargo, la estabilidad se perdió para distorsiones superiores a 0,60%. La curva histerética de la fig. 3.22 es típica de muros de mampostería confinada.

3.4.4 Rotación y curvatura

La rotación del modelo M2 se calculó en tres regiones. En la fig. 3.23 se presenta la curva para la región 3 (sujeta al momento flexionante mayor) obtenida de las lecturas de los transductores ubicados en el costado de los castillos. La rotación local en la base de los castillos también fue calculada y se presenta en la fig. 3.24.

La rotación del muro en la región 3 tuvo valores máximos de 0,22%. Los incrementos más importantes en la rotación de la región 3 se presentaron en los picos de los ciclos. En el ciclo +3, la rotación en la base del muro creció a 0,03% al aparecer el primer agrietamiento inclinado; en el ciclo +6, después de alcanzar la resistencia del modelo, la rotación se incrementó hasta 0,04%. El valor máximo de la rotación se presentó en el ciclo +10, hacia el final del ensaye. El número y orientación de las grietas en los extremos de los castillos permitieron que éstos giraran localmente con mayor facilidad.

Las rotaciones registradas en las regiones 1 y 2 (ver fig. 3.2) permanecieron en el intervalo elástico durante el ensaye. El escaso daño por flexión observado es consistente con los pequeños valores calculados y con la tendencia elástica-lineal de las rotaciones de dichas regiones.

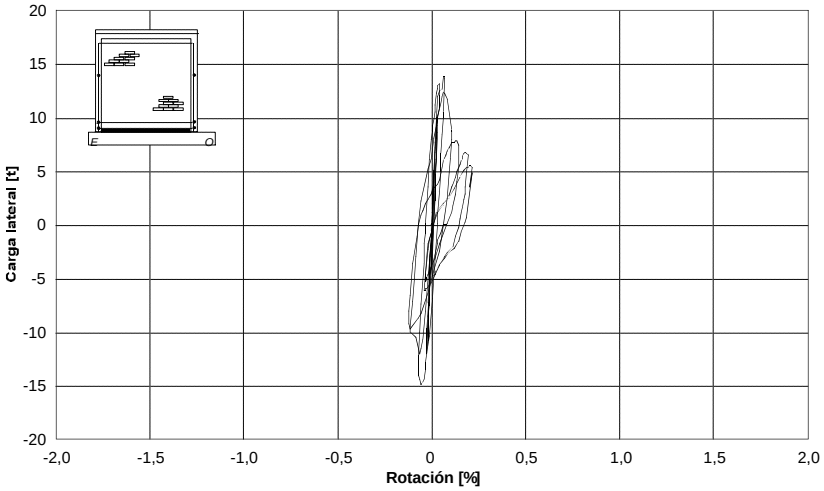


Figura 3.23 - Rotación del espécimen M2 (M-0-E6) en la región 3

La rotación local de los castillos, obtenida al hacer un promedio con la diferencia de lecturas de los transductores localizados en la base de cada castillo (posiciones CR1 y DV3, así como CR2 y DV7 de la fig. 2.7), se presenta en la fig. 3.24.

La tendencia de esta curva es relativamente similar a la de la curva histerética, sobre todo para grandes distorsiones. Esto indica que hacia el final del ensaye, los castillos se deformaron localmente por flexión en forma muy importante y que la deformación por corte del muro se redujo.

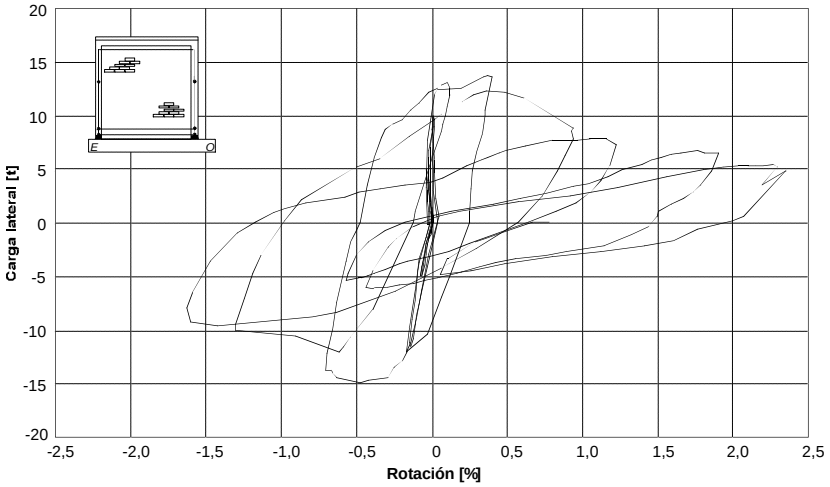


Figura 3.24 - Rotación local promedio en la base de los castillos del espécimen M2 (M-0-E6)

La distribución de curvaturas en la altura del modelo M2 también fue determinada. Al igual que en la fig. 3.13, correspondiente al modelo M1, se pudo observar que las curvaturas mayores se concentraron en la región 3 y que en las regiones superiores se presentaron valores con tendencia lineal. Las curvaturas en las tres regiones tuvieron valores reducidos (menores a 0,0002 1/cm). El mismo fenómeno relacionado con el funcionamiento del sistema de tubos de soporte de los transductores en el eje de los castillos que se presentó en el modelo M1, fue observado en la etapas finales del ensaye del M2.

3.4.5 Deformación angular

De forma similar al modelo M1, la deformación angular de este muro se calculó con los métodos de Seible e Igarashi y el de la resistencia de materiales. A diferencia de la fig. 3.14 del modelo M1, en la fig. 3.25 sólo se presenta la curva correspondiente al primer método, ya que se pudo observar de nuevo que las curvas obtenidas por ambos métodos resultaron muy semejantes.

El comportamiento del modelo M2 se rigió principalmente por deformaciones de corte, tal como lo muestra el parecido de las curvas carga lateral-deformación angular con la curva fuerza cortante-distorsión. En la fig. 3.25 se pueden distinguir dos comportamientos de la deformación angular bien definidos. El primero se observa durante los ciclos previos al agrietamiento diagonal significativo y muestra una tendencia elástica lineal. El segundo, se observa hacia el final de la prueba y consiste en el incremento sustancial de la deformación angular para cargas laterales prácticamente invariables (cercanas a 5 t o 49,1 kN). La etapa posterior al agrietamiento del modelo nuevamente se ve caracterizada por el incremento en las deformaciones angulares con una tendencia similar a la distorsión. La tasa de crecimiento de la distorsión durante la prueba fue, en promedio, 30% más grande que la de la deformación angular. Lo anterior se puede atribuir al desplazamiento relativo, como cuerpos rígidos, de los bloques triangulares definidos por las grietas diagonales principales.

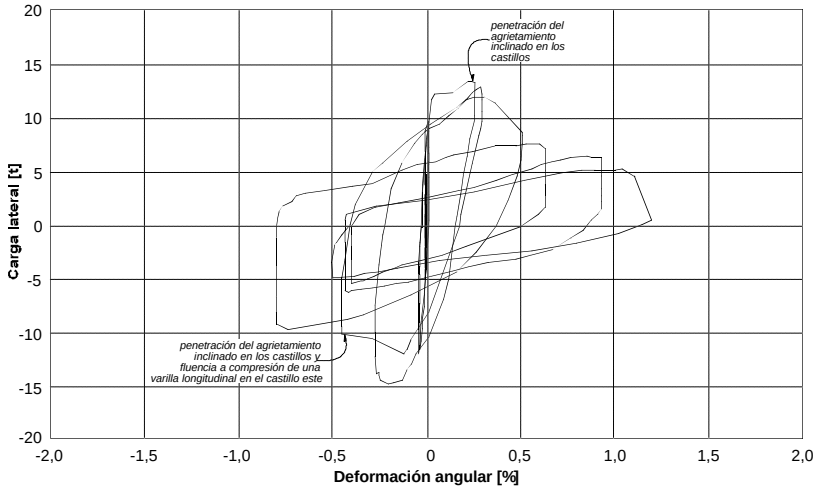


Figura 3.25 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen M2 (M-0-E6)

Los incrementos más significativos en la deformación angular del modelo M2 se presentaron a partir del ciclo +5 en que se registró la resistencia máxima. Entre los ciclos +7 y +10 se presentó un fenómeno interesante al invertir la dirección de la carga lateral. El valor de la deformación angular en el pico se conservaba prácticamente igual durante las descargas y durante una buena parte de la carga en el otro sentido.

Muy cerca del pico contrario, el valor de la deformación angular crecía rápidamente hasta alcanzar el valor máximo correspondiente al pico contrario. La tendencia anterior se debe probablemente a la posición de la diagonal instrumentada con respecto al agrietamiento inclinado. Al avanzar el nivel de daño del muro, el agrietamiento inclinado más importante separa al muro en dos porciones triangulares. Si a una de estas porciones quedan fijos los dos apoyos de una de las diagonales instrumentadas, no se registra cambio alguno en su longitud hasta que las grietas en la región triangular en cuestión se abren. Este comportamiento se observa en la fig. 3.25 como líneas de escasa pendiente hacia el final del ensaye.

3.4.6 Deslizamiento y expansión

Al igual que en el primer muro, el deslizamiento como cuerpo rígido del espécimen se midió durante el ensaye. En la curva obtenida se pudo observar que el deslizamiento del modelo M2, en términos de distorsión, fue muy reducido. El valor máximo registrado fue de 0,02 mm durante el pico del ciclo -4.

El deslizamiento anterior representó el 8,8% de la distorsión en ese momento. La tendencia del deslizamiento del muro con relación a la carga lateral a lo largo de la prueba, se mantuvo en forma lineal. Durante el ensaye, el corrimiento del muro como cuerpo rígido representó sólo el 2%, en promedio, de la distorsión. Esto es aproximadamente la mitad de la participación del corrimiento a la distorsión que se registró durante el ensaye del modelo M1. Esta diferencia se atribuye probablemente a que en el primer modelo ensayado se registraron mayores rotaciones en la base, por lo que la restricción al deslizamiento se redujo y con ello se incrementaron los desplazamientos en la región inferior del muro.

Para conocer con mayor detalle la expansión del muro en su plano, los modelos M2, M3 y M4 se instrumentaron con un transductor adicional que registró la expansión de la región 2 (ver fig. 3.2), a 35 cm de la cara superior de la viga de cimentación. El transductor adicional se denominó DH5 y su ubicación se presenta en la fig. 2.7. Las gráficas correspondientes a la variación de la expansión del muro con relación a la carga lateral se presentan en la fig. 3.26. Dichas curvas no muestran los últimos ciclos del ensaye. En ellas se indica; sin embargo, la anchura correspondiente a algunos picos de ciclos de una de las grietas inclinadas monitoreadas durante el ensaye.

Las curvas de la fig. 3.26 son similares entre sí, indicando que existe una correspondencia entre la expansión del muro en la región central y en la región inferior. Sin embargo, los valores máximos se registraron al centro del muro y superaron hasta en un 100% a los medidos en la base. La expansión permaneció con valores prácticamente nulos en los ciclos previos al agrietamiento inclinado. Para el ciclo -3 se presentaron los primeros registros apreciables de la expansión del muro. A partir del ciclo de agrietamiento inclinado, se observaron incrementos importantes en la expansión que coincidieron con los picos de los ciclos. Los fenómenos asociados con las trayectorias horizontales de las curvas de la fig. 3.26 son el incremento en la anchura de grietas inclinadas y la penetración de las mismas en los extremos de los castillos. En los picos de los ciclos +5 a +7 se presentaron ambos fenómenos. Los valores de la expansión también se vieron incrementados durante el ensaye por la separación y el aplastamiento de las piezas causados por el agrietamiento inclinado.

A diferencia del modelo M1, con refuerzo horizontal, la expansión del modelo M2 no se recuperó con la descarga. Con el agrietamiento del panel, el muro se expandió cada vez más y como no existía refuerzo horizontal entre las juntas de mortero, no hubo elemento alguno que restringiera esta expansión. La recuperación de la expansión en la región central, aunque escasa, se debió a que durante la inversión del sentido de la carga lateral, algunas grietas redujeron su anchura. Sin embargo, en la región inferior del muro, la recuperación fue prácticamente nula, sobre todo después del ciclo -6, cuando el refuerzo longitudinal de los castillos exhibió deformaciones permanentes asociadas con la fluencia (ver sección 4.4.1).

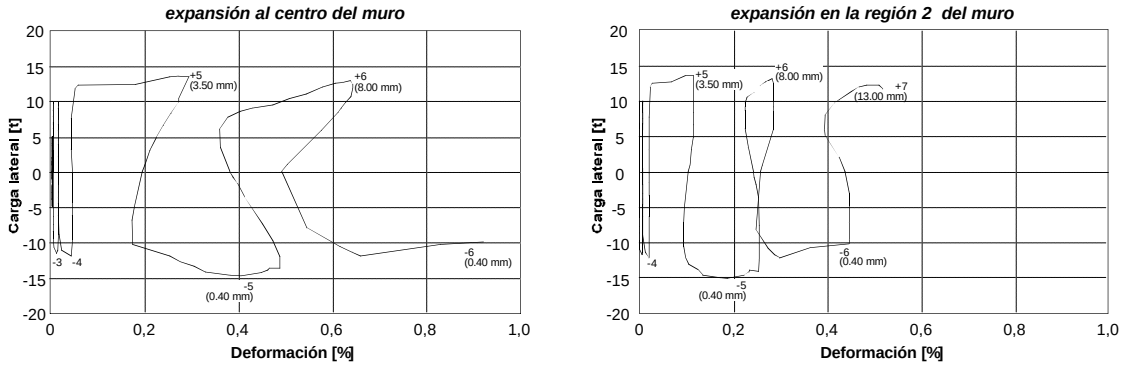


Figura 3.26 - Expansiones del espécimen M2 (M-0-E6)

En la fig. 3.27 se presenta un esquema que describe la configuración final de deformación del modelo M2. Una vez formadas las grietas diagonales principales, se estableció un mecanismo cinemático entre los bloques de mampostería delimitados por estas grietas.

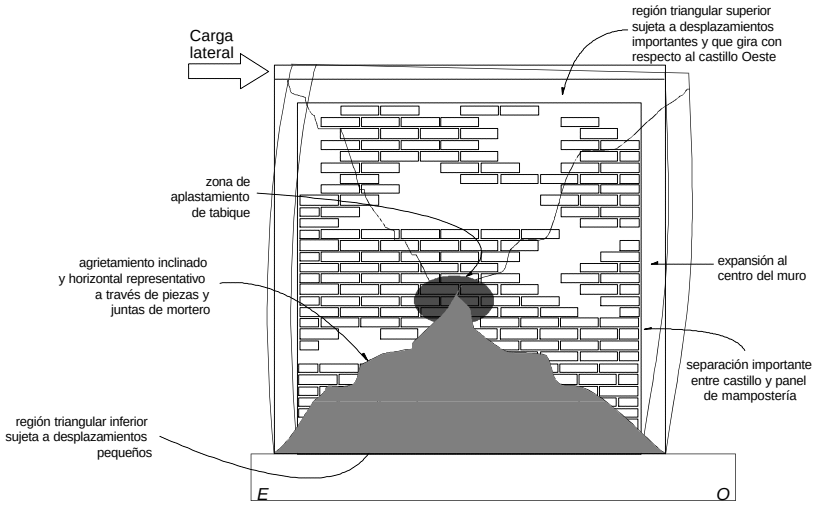


Figura 3.27 - Configuración final de deformación del espécimen M2 (M-0-E6)

El bloque triangular inferior presentó desplazamientos laterales reducidos, debidos sólo al deslizamiento como cuerpo rígido, al cierre de algunas grietas y al aplastamiento del tabique. El triángulo superior, unido a la losa, se desplazó simultáneamente con la viga de distribución de carga degradando por fricción las piezas ubicadas en su frontera. Este último bloque presentó grandes desplazamientos y escasa resistencia a fuerza cortante. Los castillos, separados del panel de mampostería por grietas verticales de anchura considerable, resistieron una parte importante de la carga vertical y lateral. La expansión del muro asociada a la flexión de los castillos, al aplastamiento del tabique en la región central del panel de mampostería y al incremento de la anchura de las grietas por el nivel de distorsión, alcanzó valores significativos.

3.5 MODELO M3 (M-5/32-E20)

Este modelo estuvo reforzado horizontalmente con una cuantía cercana a la mínima establecida en las NTCM. Se colocaron dos barras de acero de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro laminadas en frío (f_y de 6000 kg/cm^2 o 588,6 MPa), separadas aproximadamente 28 cm (cada cuatro hiladas). Este refuerzo es equivalente a una cuantía del 0,071%. El producto $p_h f_y$ fue el menor de los modelos reforzados (4,3 kg/cm^2 o 0,42 MPa), aun cuando el refuerzo es grado 60.

El refuerzo transversal de los castillos, a base de estribos lisos de alambrón no. 2, se espació 20 cm en toda la altura, a diferencia de los modelos M2 y M4 que tenían siete estribos separados 6 cm en los extremos. Este espécimen representa el diseño según las NTCM con refuerzo horizontal mínimo y con la separación de estribos ahí recomendada.

El modelo M3 tuvo un buen comportamiento. Con la colocación de la cuantía de refuerzo señalada se incrementaron la capacidad de deformación y la resistencia del muro. El agrietamiento del panel se distribuyó uniformemente y se redujeron las anchuras de grieta correspondientes a la misma distorsión si se comparan con las de los modelos M1 y M2. Sin embargo, para grandes distorsiones, las grietas inclinadas deterioraron con rapidez los extremos de los castillos y aceleraron la ocurrencia del mecanismo de falla que determinó el final del ensaye, después de 12 ciclos de carga (1,44% de distorsión).

3.5.1 Evolución del daño

En la fig. 3.28 se presentan cuatro etapas de la secuencia de daño del modelo M3. La primera corresponde al ciclo +4, en el que se registró el primer agrietamiento escalonado a través de las juntas de mortero con una inclinación aproximada de 40º, y la última a la configuración final de daño. Las otras etapas corresponden al ciclo +5 (R=0,42%), cuando se registró la primera fluencia en el refuerzo longitudinal del castillo Este (ver sección 4.5.1), y al ciclo +8 (R=0,63%) en que se registró la penetración de las grietas inclinadas y el desconchamiento del recubrimiento del castillo Este. Debe recordarse que en el modelo sin refuerzo horizontal (M2 o M-0-E6), la penetración de grietas inclinadas a los castillos ocurrió desde el ciclo +6 (R=0,34%). Es evidente, pues, que la colocación de refuerzo horizontal aun en cuantías reducidas, es capaz de retrasar la penetración de grietas a los elementos confinantes y, con ello, aumentar la capacidad de deformación y reducir el daño general en estructuras de mampostería.

Las primeras grietas del ensaye se debieron a la flexión del castillo Este. Este agrietamiento se localizó en la base del costado del castillo y apareció durante el ciclo +3 (R=0,17%). En el pico de distorsión del mismo ciclo ocurrió el primer agrietamiento inclinado. Las grietas inclinadas iniciaron en la interfaz castillo-panel de mampostería a unos 2 m de altura y se extendieron escalonándose sobre las juntas de mortero hasta el extremo opuesto, unos 30 cm arriba del desplante del muro. La inclinación de este agrietamiento fue de aproximadamente 40º. En el ciclo negativo a la misma distorsión se presentó un agrietamiento similar al ya descrito.

En el ciclo +5 (R=0,42%), se observó la penetración de una de las grietas inclinadas a la unión dala-castillo Este. Simultáneamente, se registró un corrimiento de 1,25 mm en la base del muro. En el ciclo -5 (R=0,48%), se formó una grieta diagonal completa entre la esquina inferior Este y la superior Oeste. Esta grieta penetró a la unión castillo-dala durante el pico de distorsión del ciclo. Durante el ciclo +6 (R=0,43%), se observó un incremento de hasta el 100% en la anchura de la mayoría de las grietas. En el pico -6 (R=0,43%), en cambio, apareció una gran cantidad de grietas por flexión de pequeña anchura en toda la altura del castillo Oeste. En el pico siguiente (R=0,70%), después de alcanzar la resistencia máxima del modelo, la grieta inclinada más importante penetró en la base del castillo Oeste y se escucharon ruidos que se atribuyeron al aplastamiento de algunos tabiques cercanos a los castillos.

En el ciclo negativo siguiente (-7), la evolución del agrietamiento fue semejante. La grieta principal penetró en la base del castillo Este y se presentó un ligero desprendimiento del recubrimiento en la base del castillo opuesto. A lo largo del ensaye se presentó el deterioro de las piezas en distintas regiones del muro. El aplastamiento del tabique se debió, entre

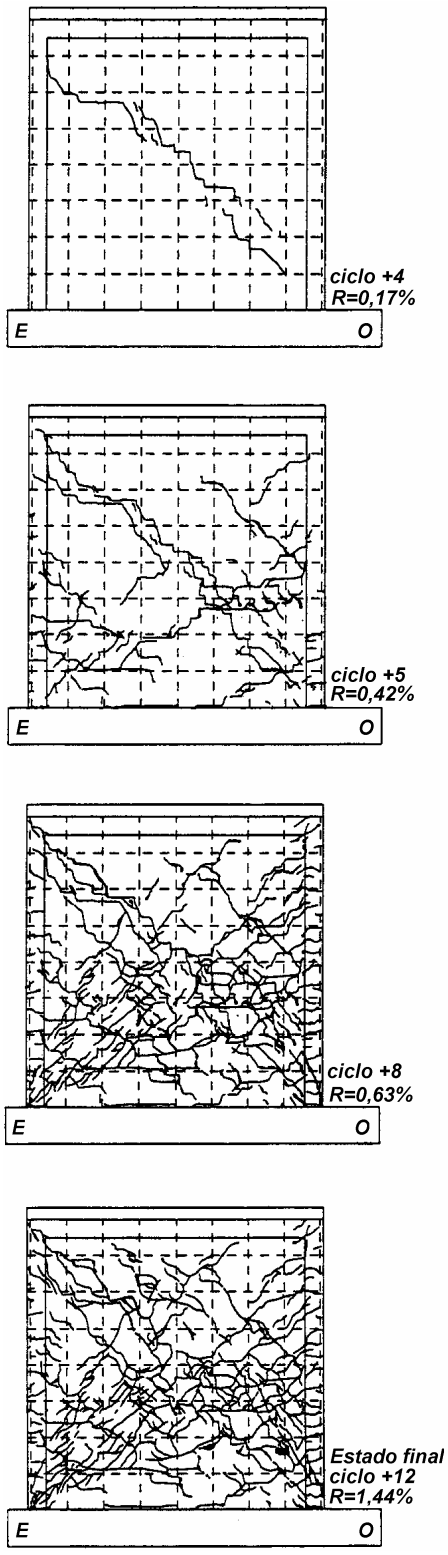


Figura 3.28 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen M3 (M-5/32-E20)

otras cosas, a la fricción que se presentó por el desplazamiento relativo entre las distintas partes en que las grietas principales dividieron al muro. La concentración de grietas aproximadamente verticales en la vecindad de los castillos también provocó el deterioro de las piezas en esas zonas.

Durante los ciclos +8 (R=0,63%), +9 (R=0,92%) y +10 (R=0,86%), no se presentó agrietamiento adicional significativo. Sin embargo, algunas grietas escalonadas se extendieron a lo largo de las juntas de mortero e incrementaron su anchura. En la parte inferior del muro se presentaron algunas grietas horizontales a lo largo de las hiladas reforzadas.

Durante el pico del ciclo -11 (R=1,24%) se presentó un incremento importante en la distorsión para el mismo nivel de carga. Este aumento se asoció con el sonido de rotura de una de las barras del refuerzo horizontal. En el último pico (R=1,44%), se presentó un ruido semejante antes de la rotura, en serie, de las varillas restantes del refuerzo horizontal. Al romperse todas las barras horizontales se estableció un mecanismo cinemático que desplazó lateralmente más de 10 cm la porción del muro ubicada sobre la grieta inclinada principal, reduciéndose en forma importante la capacidad de carga lateral y vertical del espécimen. En el final del ensaye, la porción inferior del muro no presentó desplazamientos significativos.

3.5.2 Estado final de daño

Una fotografía del aspecto final de daño del modelo M3, una vez retirada la instrumentación, se presenta en la fig. 3.29. También se incluye un detalle de la rotura de una barra de refuerzo horizontal cercana al extremo inferior Oeste del muro. El agrietamiento del panel de mampostería se distribuyó de manera más uniforme que en los dos muros previamente ensayados, mostrando cierta concentración en la mitad inferior por efecto de la flexión. Dos de las uniones viga de cimentación-castillo y castillo-dala no presentaron daño significativo. Sin embargo, las esquinas restantes presentaron un nivel considerable de daño, al romperse las barras del refuerzo horizontal y ocurrir el desplazamiento del bloque superior del muro.

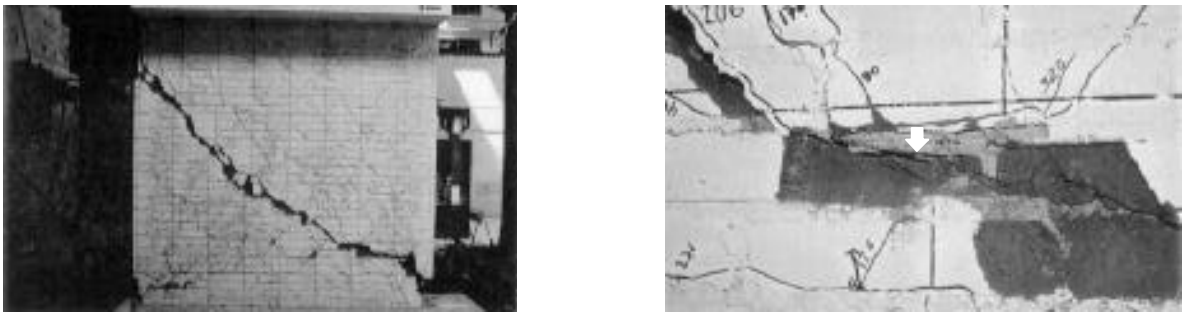


Figura 3.29 - Aspecto final del daño y detalle de la rotura del refuerzo horizontal en el espécimen M3 (M-5/32-E20)

El desconchamiento del recubrimiento en las bases de los castillos y el aplastamiento de tabiques en zonas vecinas del muro sugieren dos comportamientos diferentes antes de la falla. El primero, debido a corte, se pudo relacionar hasta cierto punto con la contribución del acero horizontal a la resistencia. El segundo, por su parte, condujo a una falla combinada por cortante-compresión. El movimiento relativo entre los bloques de tabique definidos por el refuerzo horizontal (cada cuatro hiladas) es similar al observado en el modelo M1. El anclaje de las barras de refuerzo horizontal a los castillos mediante ganchos a 90º trabajó satisfactoriamente. No se observó deterioro alguno de los ganchos aun en las zonas de los castillos en las que se presentó el aplastamiento del concreto.

3.5.3 Comportamiento histerético

La fig. 3.30 muestra el comportamiento histerético fuerza cortante-distorsión del modelo M3. También se indican las resistencias calculadas con valores nominales y con parámetros reales. V_{RDF}, que es la resistencia de diseño obtenida con los valores sugeridos en las NTCM se calculó con F_R=0,7, v*=3,0 kg/cm^2 (0,29 MPa), una carga vertical nominal P de 15,0 t (147,2 kN) y las dimensiones nominales del muro. V*$_{RDF}$ fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, v*=2,5 kg/cm^2 (0,25 MPa) que fue el valor obtenido del ensaye de muretes (ver tabla 2.1), P de 14,5 t (142,2 kN) que es el promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye y las dimensiones reales del muro.

Ambos valores están incrementados con el factor de 1,25 que permiten las NTCM cuando se colocan cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima (ec. 1.5). Además, en la fig. 3.30 se indican los puntos de la curva en los que se registraron el primer agrietamiento inclinado, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos. Las escalas de distorsión y carga empleadas son iguales a las de los otros modelos. La fuerza cortante asociada a la falla por flexión de este muro, que fue de 19,2 t (188,4 kN), resultó superior en 8,2% a la resistencia del mismo.

La curva histerética del modelo M3 muestra lazos muy estables y simétricos, aun para distorsiones cercanas al 1%. En los ciclos efectuados antes del primer agrietamiento se observó un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Una vez agrietado el muro, en el ciclo +3 (R=0,17%), se inició el comportamiento no lineal con histéresis y con reducción de rigidez con los desplazamientos del modelo. A partir de este ciclo terminó la proporcionalidad entre las cargas y los desplazamientos y se inició la disipación de energía a través del agrietamiento de los tableros de mampostería, la fricción y degradación de las piezas fracturadas y del trabajo a tensión del acero de refuerzo horizontal. A partir del ciclo +5 (R=0,42%) se observó un incremento paulatino en el área contenida en los lazos histeréticos; es decir, la disipación de energía fue buena y creciente durante la etapa post-agrietamiento.

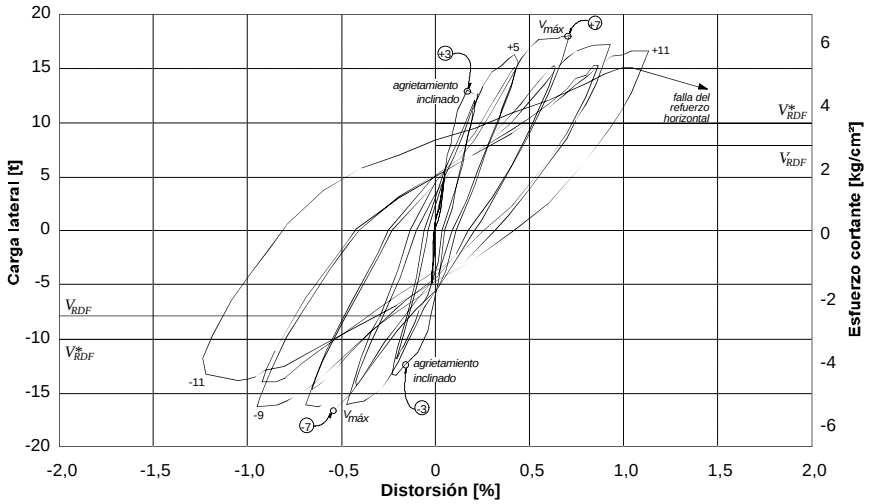


Figura 3.30 - Curva carga lateral-distorsión del espécimen M3 (M-5/32-E20)

En la fig. 3.30 se puede observar que el modelo resistió fuerzas laterales superiores a la de agrietamiento predicha por la ec. 1.4, incluida en las NTCM. El cortante máximo fue 37% superior al de agrietamiento y se presentó a una distorsión de 0,61%. Ambos valores son aproximadamente los mismos para ciclos positivos y negativos. El registro de fuerzas cortantes superiores a la de agrietamiento se asocia con una reserva de capacidad entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la formación de grietas diagonales completas que penetran en los castillos. El valor de la fuerza cortante de diseño V_{RDF} fue superada

en un 65% para el primer agrietamiento diagonal y hasta en un 125% por el cortante máximo registrado durante el ensaye. En todos los ciclos se registraron fuerzas laterales superiores a la calculada con la expresión de las NTCM (ec. 1.4), sin importar el nivel de distorsión. Lo anterior se cumple, inclusive, al comparar el valor de V^*_{RDF} con los medidos durante el ensaye. El cortante de agrietamiento registrado en la prueba superó en un 29% a V^*_{RDF}, que es la predicción más precisa que las NTCM hacen de la carga lateral de agrietamiento del modelo.

El deterioro en la rigidez del modelo se presentó desde el primer ciclo. Sin embargo, esta reducción fue paulatina y mucho menos acentuada que en el modelo M2. A partir del ciclo en que se registró la resistencia máxima del modelo se presentó una ligera reducción en la resistencia al aumentar el nivel de distorsión. Aparentemente, los castillos, la dala y el refuerzo horizontal proporcionaron estabilidad al comportamiento del espécimen durante la etapa posterior al agrietamiento; ya que los elementos anteriores, en especial el tercero, controlaron las deformaciones por corte. La estabilidad se puede relacionar con el descenso en la resistencia entre un ciclo y el siguiente a la misma distorsión. En este modelo, la degradación de la resistencia a fuerza cortante para ciclos a la misma distorsión fue inferior al 8% para distorsiones menores al 0,50% y del orden del 15% para distorsiones mayores.

El redondeo en la etapa de carga de los lazos de la curva para fases avanzadas del ensaye se atribuyen a la plastificación del refuerzo horizontal. Como no se observó un estrangulamiento importante en los lazos histeréticos, se puede adelantar que el corrimiento del muro durante el ensaye no fue significativo.

3.5.4 Rotación y curvatura

La rotación del panel de mampostería se calculó mediante la ec. 3.1 en tres regiones. En la fig. 3.31 se presenta la curva para la región 3, calculada con los transductores ubicados en el costado de los castillos. La rotación local en la base de los castillos se presenta en la fig. 3.32.

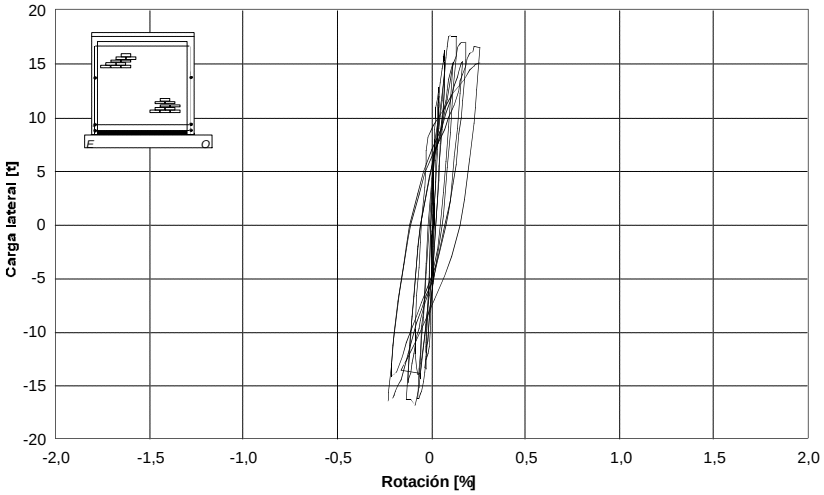


Figura 3.31 - Rotación del espécimen M3 (M-5/32-E20) en la región 3

Las rotaciones medidas para las tres regiones descritas en fig. 3.2 fueron pequeñas y tuvieron un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Los valores máximos calculados con las lecturas de los instrumentos ubicados sobre el eje de los castillos alcanzan 0,17% en la región 1; 0,30% en la región 2 y 0,27% en la región 3, sujeta al máximo momento flexionante. El valor máximo registrado para la región 3, si se toman en cuenta los transductores de los costados de los castillos, fue de 0,25%. Estos valores superan

hasta en un 130% a los medidos para el modelo de control, ya que en este muro las deformaciones por flexión fueron superiores a las de los dos anteriores.

Los incrementos más notables en la rotación se presentaron, en las regiones 2 y 3, cuando se registró la rotura de las varillas horizontales del refuerzo (falla del modelo). Las rotaciones calculadas en las regiones 1 y 2 mostraron tendencias similares a la exhibida en la fig. 3.31. El comportamiento elástico-lineal de las rotaciones, y los valores relativamente pequeños que se calcularon son consistentes con el poco daño a flexión observado.

La rotación en la base de los castillos se muestra en la fig. 3.32. En ella se observa un comportamiento simétrico y con cierta similitud a los lazos histeréticos de la fig. 3.30, respaldando la afirmación de que la flexión tuvo mayor participación en la deformación del modelo M3 que en la de los primeros dos. El pequeño incremento en los valores de la rotación local durante los picos de ciclos se puede atribuir al relajamiento del refuerzo en los extremos de los castillos, que permite giros adicionales. El aumento del área encerrada por los lazos de la fig. 3.32 se debe a que el refuerzo horizontal dio posibilidades de rotación más estable.

Al igual que en los primeros dos modelos, se obtuvieron las distribuciones de curvaturas para los primeros picos de cada nivel de carga o de distorsión de la historia de carga. La distribución de las curvaturas durante los primeros ciclos es muy similar a la exhibida por los modelos M1 y M2. Los valores más grandes se concentran en la región 3, mientras que en las regiones restantes, los valores se reducen en forma aproximadamente lineal con la altura.

En todos los casos, la curvatura mostró valores inferiores a 0,0002 1/cm. Durante los ciclos finales del ensaye se repitió el fenómeno descrito en las secciones 3.3.4 y 3.4.4. Este fenómeno se puede asociar con la flexión de los castillos en doble curvatura y con la rotación local en las bases de los mismos que, como ya se mencionó, presentó valores superiores a los de los modelos ensayados al principio de esta investigación.

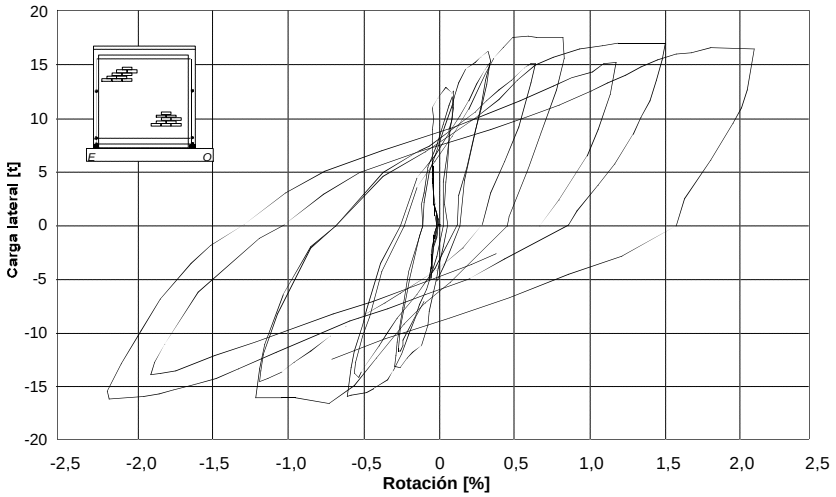


Figura 3.32 - Rotación local promedio en la base de los castillos del espécimen M3 (M-5/32-E20)

3.5.5 Deformación angular

Nuevamente, los métodos de suma de deformaciones y de Seible e Igarashi se emplearon para el calculo de la deformación angular γ, de los muros. En la fig. 3.33 se presenta la curva obtenida de la aplicación del procedimiento propuesto por Seible e Igarashi.

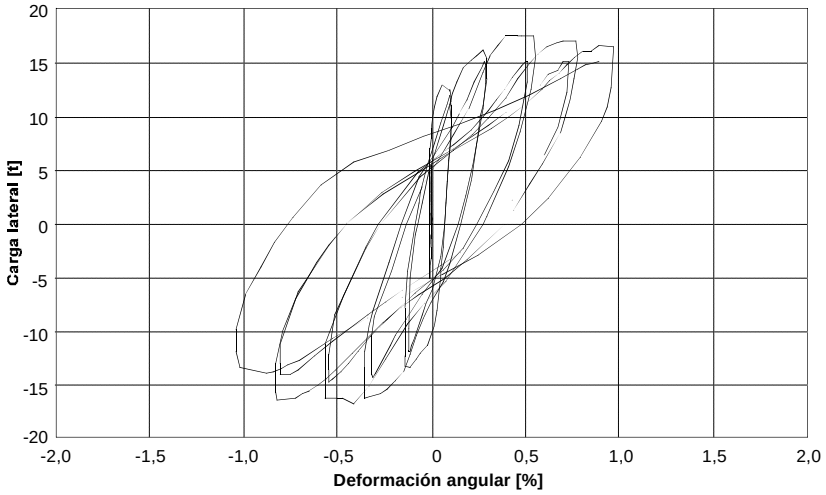


Figura 3.33 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen M3 (M-5/32-E20)

La similitud de la curva de la fig. 3.33 con la curva histerética permite afirmar que el comportamiento de este modelo estuvo regido mayormente por las deformaciones por corte. Esta hipótesis se confirma con el análisis de las contribuciones de las deformaciones en el capítulo 5. El agrietamiento del muro, uniformemente distribuido y semejante para ambas direcciones de carga son consistentes con esta característica.

Se puede apreciar un comportamiento elástico-lineal para los ciclos iniciales del ensaye. Este comportamiento se conservó hasta la aparición del primer agrietamiento escalonado. Durante la etapa posterior al agrietamiento del modelo se presentó una relación entre la carga lateral y las deformaciones angulares muy parecida a la que se exhibe en la curva histerética. Al calcular la tasa de crecimiento de la deformación angular durante el ensaye, se observó que fue, en promedio, 10% menor que la de la distorsión. Sin embargo, el comportamiento mostrado por ambas variables es prácticamente el mismo.

El comportamiento de la deformación angular fue sumamente estable, con buena disipación de energía debida a la formación de una articulación plástica por corte reforzada horizontalmente. Este refuerzo sirvió como un zuncho que proporcionó estabilidad al panel de mampostería.

Los incrementos más importantes en la deformación angular se presentaron durante los picos de los ciclos de distorsión, a partir del ciclo +7 (de resistencia máxima). Estos incrementos se asociaron con el aumento en la anchura de grietas permitido por la plastificación del refuerzo horizontal sujeto a esfuerzos de tensión considerables (ver sección 4.5.2).

3.5.6 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento del modelo M3, medido en la base del muro, permitió conocer el movimiento como cuerpo rígido del muro. El deslizamiento de la base del modelo, en términos de distorsión, se calculó mediante la normalización de las lecturas del transductor DR (ver fig. 2.7) dividiéndolas entre la altura (2,45 m aproximadamente) a la que se ubicó el transductor que registró el desplazamiento lateral del muro durante el ensaye. De esta forma, se facilita la comparación del corrimiento con la distorsión total.

El corrimiento del muro fue pequeño. La contribución del deslizamiento como cuerpo rígido a la distorsión total del modelo M3 fue del 4,6%, en promedio. La mayor contribución del corrimiento a la distorsión se presentó en el pico del ciclo +3 (primer agrietamiento inclinado significativo), siendo del 8,7%. Las pocas grietas horizontales detectadas en la parte inferior del muro son consistentes con los valores calculados.

En la fig. 3.29, que muestra el aspecto final de daño del modelo M3, se puede apreciar que mientras la región superior del muro experimentó los mayores desplazamientos laterales, la inferior (en la que se ubicaba el transductor DR) no presentó movimientos apreciables.

La variación de la expansión del muro a la mitad de su altura y en la región 2, con respecto a la carga lateral se presentan en la fig. 3.34. También se ha incluido la anchura correspondiente a una de las grietas inclinadas monitoreadas en los picos de ciclos durante el ensaye, así como la indicación del primer registro de fluencia del refuerzo horizontal. La expansión se expresa como deformación al dividir las lecturas de los transductores de desplazamiento entre la longitud inicial del tramo instrumentado.

La expansión del muro en ambas secciones presentó valores ligeramente superiores a los registrados para el modelo M1. Sin embargo, hay que recordar que la cuantía de refuerzo horizontal de M3 es aproximadamente un tercio de la de M1 y que la mayor separación de estribos en los castillos proporcionó menor rigidez lateral a las varillas longitudinales de los propios castillos.

Es interesante observar que en este muro, la expansión en la región 2 alcanzó valores superiores a los medidos al centro del muro, sobre todo hacia el final del ensaye. Esto se puede justificar mediante el análisis de la configuración final de daño del modelo (ver fig. 3.29), donde se observa que el desplazamiento relativo entre los bloques definidos por la grieta principal es más importante en el extremo inferior Oeste que en las zonas central y superior del muro.

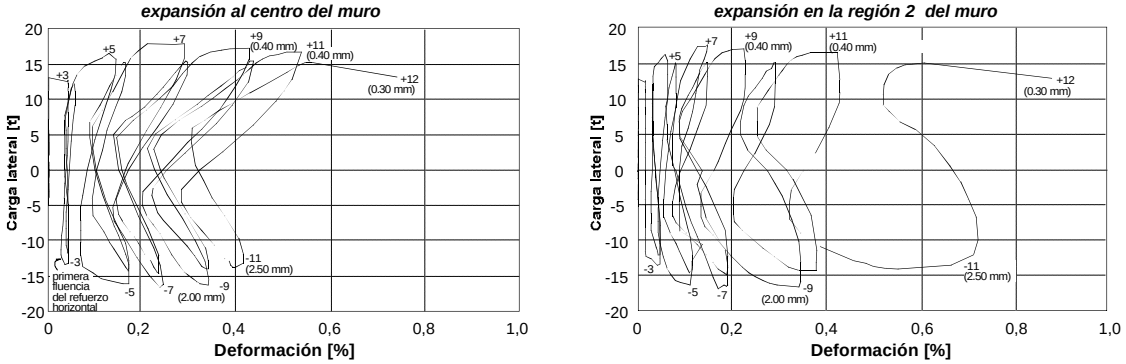


Figura 3.34 - Expansiones del espécimen M3 (M-5/32-E20)

De manera similar a los modelos anteriores, la expansión es prácticamente nula hasta la ocurrencia del primer agrietamiento. El primer registro de la expansión se hizo en el ciclo +3, a 0,17% de distorsión. El comportamiento de las expansiones mostradas en la fig. 3.34 es similar al que presentó el modelo M1. Se puede observar que la expansión aumentó durante los picos de ciclo, es decir, para los valores máximos de distorsión, y que existe estabilidad para ciclos a la misma distorsión.

La recuperación de la expansión entre el pico de un ciclo y el inicio del siguiente, atribuida a la presencia del refuerzo horizontal fue, en promedio, del 80%. El modelo M1 presentó recuperaciones similares a este muro, ya que además de tener una cuantía de refuerzo horizontal del triple, la rigidez axial de dicho refuerzo (Ea_s/L) fue muy significativa (varillas no. 3).

En la fig. 3.35 se presenta un esquema que describe la configuración final de deformación del modelo M3. Esta configuración se atribuye a la combinación de la deformación angular del panel, la expansión en el plano del muro, la rotación de los castillos y, finalmente, la rotura de los alambres.

La rotación local de la base de los castillos fue acelerada por el aplastamiento del tabique en las zonas vecinas a éstos y por la ausencia de estribos con baja separación en los castillos, que facilitaron la extensión e incremento de la anchura de grietas. Sin embargo la existencia de refuerzo horizontal contribuyó a la estabilidad del comportamiento del modelo y a la reducción de la anchura de las grietas inclinadas más importantes.

Hacia el final del ensaye, cuando el espécimen se vió sometido a grandes distorsiones, las grietas inclinadas y horizontales incrementaron su anchura por lo que la expansión del muro aumentó. El incremento en la expansión, sin embargo, fue muy inferior al exhibido por el modelo de control (sin refuerzo horizontal).

Con el incremento de la carga lateral y de la expansión del muro, el refuerzo horizontal se vió sujeto a fuerzas crecientes de tensión. Estas fuerzas provocaron, finalmente, la plastificación y la rotura de los alambres mucho después de haber alcanzado la resistencia del muro.

La falla del modelo se presentó en forma repentina cuando los alambres se rompieron secuencialmente empezando en la esquina inferior Oeste. Al no existir elementos horizontales que restringieran el desplazamiento lateral de los bloques del muro definidos por la grieta principal, se observó la formación de un mecanismo cinemático en el cual la parte superior del modelo se desplazó lateralmente en forma importante y se separó de la porción inferior, que no sufrió desplazamientos significativos.

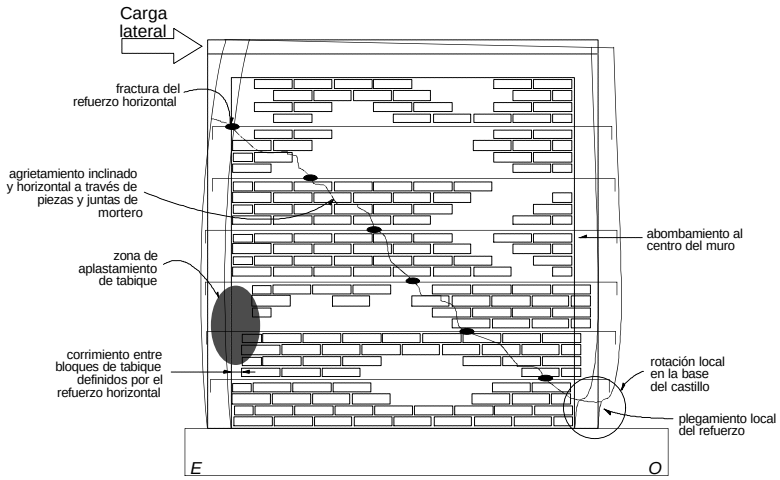


Figura 3.35 - Configuración final de deformación del espécimen M3 (M-5/32-E20)

3.6 MODELO M4 (M-1/4-E6)

El último modelo ensayado fue reforzado con dos alambres corrugados de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro grado 60 colocados cada cuatro hiladas. La cuantía de refuerzo horizontal correspondió a 0,190%. El producto $p_h f_y$ fue el más alto de los muros ensayados (11,4 kg/cm^2 o 1,12 MPa). El refuerzo longitudinal y transversal de los castillos fue igual al colocado en el modelo del control (espécimen M2).

El comportamiento de este muro fue excelente. Se alcanzaron grandes niveles de distorsión (2,0%) para los que se presentaron sólo ligeras reducciones en la resistencia. El daño se distribuyó uniformemente en todo el panel y no se presentaron daños particularmente serios en las esquinas de los castillos. Los signos más evidentes del daño del modelo se manifestaron por el aplastamiento de las piezas en zonas cercanas a los castillos y por algunas grietas verticales que separaron los castillos del panel de mampostería.

El control por carga del ensaye se efectuó hasta el ciclo +3 (R=0,20%). Los ciclos restantes se controlaron por distorsión. La falla del modelo, debida a una combinación de cortante y compresión, se presentó después de 17 ciclos de carga.

3.6.1 Evolución del daño

En la fig. 3.36 se presentan cuatro etapas de la secuencia de daño del modelo M4. La primera etapa corresponde al ciclo +3 (R=0,20%), en cuyo pico de carga se registró el primer agrietamiento inclinado; la segunda es la correspondiente al ciclo +9 (R=0,80%) durante el cual se registró la penetración de grietas inclinadas en la base del castillo Oeste y deformaciones superiores a la de fluencia en el refuerzo longitudinal de los castillos (capítulo 4). En este ciclo se alcanzó la resistencia del modelo. La tercera etapa mostrada es la del ciclo +12 (R=1,0%) que presentó aplastamiento del tabique en zonas aledañas al castillo sujeto a compresión. La cuarta etapa muestra el patrón final de agrietamiento.

A diferencia de los modelos M1, M2 y M3, la elevada cuantía de refuerzo horizontal retrasó significativamente la penetración del agrietamiento inclinado en los castillos (R=0,80%). Mientras que en el modelo sin refuerzo horizontal (M2 o M-0-E6) este fenómeno se presentó en el ciclo +6 (R=0,34%); en los modelos M1 y M3, reforzados horizontalmente, se presentó para distorsiones de 0,58% y de 0,63%, respectivamente.

Como en el resto de los especímenes ensayados, el agrietamiento inició con la aparición de fisuras por flexión localizadas en la parte inferior del costado de los castillos, para una distorsión de 0,05%. Con el incremento de carga lateral, las grietas se extendieron hacia el muro y continuaron en forma de grietas inclinadas que cruzaron piezas y juntas de mortero.

Durante el ciclo +3 (R=0,20%), afloró la primera grieta inclinada. Este agrietamiento no se concentró en una zona del muro como en los modelos anteriores, sino que se presentó en las regiones inferior Este y superior Oeste del muro. Las grietas siguieron, por tramos, las juntas de mortero. En el ciclo negativo

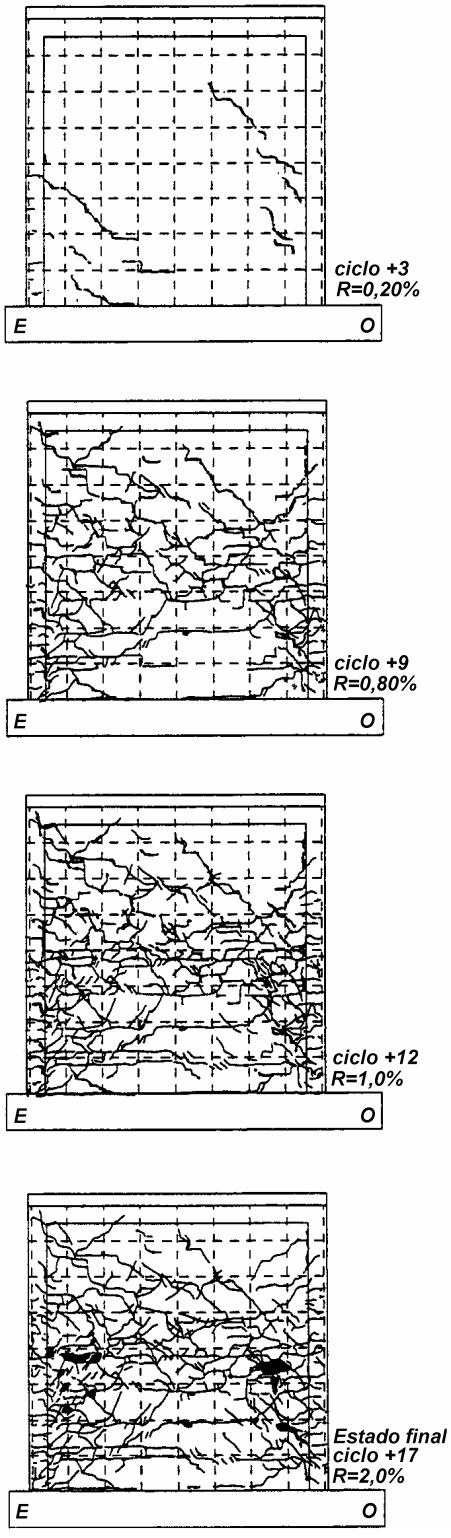


Figura 3.36 - Evolución del agrietamiento durante el ensaye del espécimen M4 (M-1/4-E6)

a la misma distorsión se registró un patrón de daño simétrico. Para los siguientes ciclos, a 0,40% de distorsión, sólo se registraron algunas extensiones e incrementos en la anchura de grietas.

En el pico -5 (R=0,43%) se midió un corrimiento de 1 mm entre la viga de cimentación y el muro. En los ciclos 7 y 8, a 0,60% de distorsión se observó la aparición de nuevas grietas con orientación semejante a las que ya existían, sin ningún daño apreciable en las esquinas de los castillos o en las piezas. En el ciclo -7 (R=0,63%) se alcanzó la resistencia negativa del muro, antes que la correspondiente a los semiciclos positivos. Para el ciclo +9 (R=0,80%) se alcanzó la resistencia positiva del modelo. Sin embargo, la carga sólo superó en un 2% a la medida en el ciclo +7, para 0,59% de distorsión. En este ciclo se presentó la primera penetración de grietas inclinadas y verticales en la base del castillo Oeste. El mismo fenómeno se observó en el castillo opuesto durante el ciclo -9 (R=0,83%).

En el pico de distorsión de ciclo -10 (R=0,81%), se presentaron nuevas grietas inclinadas escalonadas a través de las juntas de mortero. Estas grietas adicionales aceleraron el deterioro de las piezas cercanas a los castillos, que se pulverizaron hacia el final del ensaye. Al incrementar el nivel de distorsión en el ciclo +11 (R=1,02%), se observó aplastamiento en los tabiques de la región adyacente a la base del castillo Oeste, debido a la aparición de grietas más o menos verticales entre el panel de mampostería y el castillo. No se detectó daño alguno en las juntas castillo-dala.

En el segundo ciclo a 1,0% de distorsión (ciclo +12), las piezas cercanas al castillo Oeste se aplastaron, sobre todo las ubicadas a la mitad de su altura. Este fenómeno se presentó simultáneamente al aplastamiento del concreto en la base del mismo castillo. Algunas grietas horizontales, a lo largo de la juntas de mortero reforzadas se observaron con mayor evidencia. Durante el pico -12 (R=1,04%) se escuchó un ruido que se asoció con la fractura de una de las barras del refuerzo horizontal. En los picos siguientes, cercanos a 1,20% de distorsión, se extendieron algunas grietas y se abrieron otras. Las grietas horizontales se presentaron en toda la longitud del muro y se pudo observar un desplazamiento lateral relativo entre los bloques del muro definidos por el refuerzo horizontal (cada 28 cm aproximadamente) similar al ocurrido en los modelos M1 y M3.

Durante el pico del ciclo -15 (R=1,45%), se escuchó la fractura de una segunda barra del refuerzo horizontal; después de esto, la distorsión alcanzó el 1,56%. En este ciclo se observó el aplastamiento de algunas zonas de los castillos y una rápida degradación de las piezas próximas a ellos.

En el último ciclo negativo (R=1,84%) se pulverizaron algunas piezas y se hizo más evidente la separación entre los castillos y el panel de mampostería. En el último ciclo (+17), se decidió incrementar monótonamente la carga lateral hasta la falla de modelo. Ésta se presentó para una distorsión del 2,11% cuando el castillo Oeste falló por aplastamiento de su base.

3.6.2 Estado final de daño

Una fotografía del aspecto final de daño del modelo M4, una vez retirada la instrumentación, se presenta en la fig. 3.37. La distribución uniforme del agrietamiento en todo el panel es evidente. También lo es el aplastamiento de la piezas próximas a los castillos, a media altura.

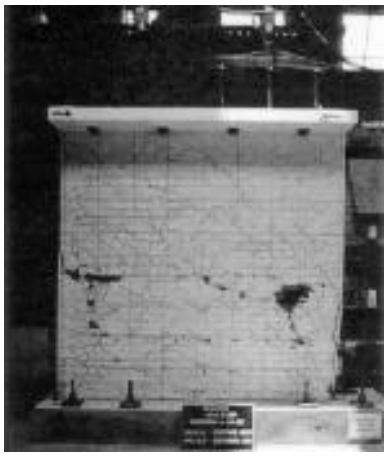


Figura 3.37 - Aspecto final del daño del espécimen M4 (M-1/4-E6)

Las uniones viga de cimentación-castillo y castillo-dala no presentaron daño significativo, salvo el aplastamiento en la base del castillo Oeste. El aplastamiento de tabiques en algunas zonas del muro y de las bases de los castillos así como la aparición de grietas

verticales entre los castillos y el panel de mampostería sugieren una falla combinada por cortante-compresión. Como en los modelos M1 y M3, se pudo observar el movimiento relativo entre los bloques de tabique definidos por el refuerzo horizontal (cada cuatro hiladas). Sin embargo, este desplazamiento fue más evidente en el modelo M1.

De manera semejante al modelo M3, hacia el final del ensaye, uno de los alambres horizontales se fracturó en la sección en que había gran concentración de daño. El anclaje del refuerzo horizontal a los castillos mediante ganchos a 90º no presentó deterioro alguno. Aparentemente, este tipo de anclaje es suficiente para el trabajo a tensión que desarrolla el refuerzo colocado en las juntas horizontales de mortero.

3.6.3 Comportamiento histerético

El comportamiento histerético del modelo M4 se muestra en la fig. 3.38. En esa figura se indican las resistencias calculadas con valores nominales y con parámetros reales. V_{RDF} se calculó con F_R=0,7, v*=3,0 kg/cm^2 (0,29 MPa), una carga vertical nominal P de 15,0 t (147,2 kN) y las dimensiones nominales del muro. V^*_{RDF} fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, v*=2,5 kg/cm^2 (0,25 MPa) que fue el valor obtenido del ensaye de muretes (ver tabla 2.1), P de 14,6 t (143,2 kN) que es el promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye y las dimensiones reales del muro.

Ambos valores están incrementados con el factor de 1,25 que permiten las NTCM cuando se colocan cuantías de refuerzo horizontal superiores a la mínima, definida con la ec. 1.5. En la fig. 3.38 se han indicado, además, los puntos de la curva en los que se registraron el primer agrietamiento inclinado significativo, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos. La curva histerética de la fig. 3.38 no muestra la parte final del último ciclo del ensaye (+17) para mantener las mismas escalas que en los modelos previos.

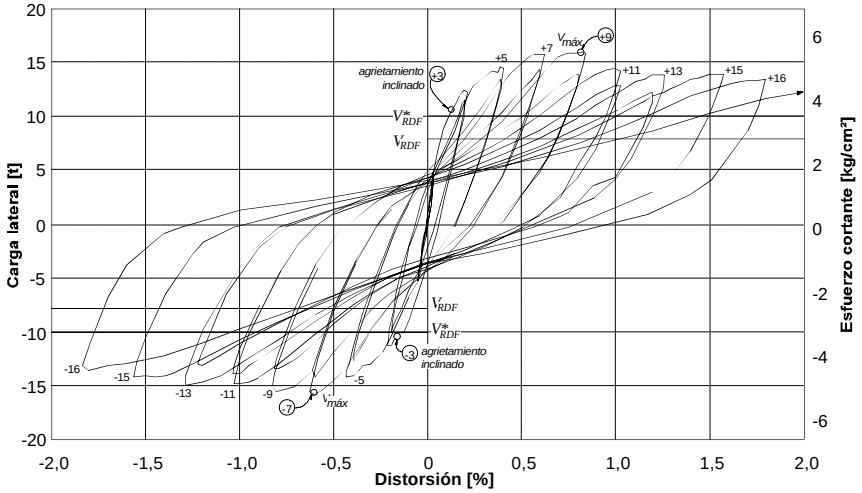


Figura 3.38 - Curva carga lateral-distorsión del espécimen M4 (M-1/4-E6)

La curva histerética del modelo M4 fue simétrica y presentó lazos estables para cualquier nivel de distorsión. Los ciclos efectuados antes del primer agrietamiento muestran un comportamiento elástico-lineal. Al aparecer el primer agrietamiento inclinado, en el ciclo +3 (R=0,19%) se inició el comportamiento no lineal del modelo.

La etapa post-agrietamiento mostró histéresis y reducción de rigidez con los desplazamientos. En esta etapa se perdió la proporcionalidad entre las cargas y los desplazamientos por lo que se inicia la disipación de energía a través del agrietamiento de los tableros de mampostería y del trabajo del acero de refuerzo horizontal. A partir del ciclo +3 (R=0,19%) se observó un incremento sostenido del área contenida en los

lazos histeréticos; es decir, la disipación de energía fue buena y creciente durante la etapa de post-agrietamiento. La disipación de energía de los cuatro modelos se discute en la sección 5.5.

Como los modelos anteriores, el M4 logró resistir fuerzas laterales superiores a la carga de agrietamiento predicha por las NTCM. El cortante máximo fue 54% superior al de agrietamiento y se presentó a una distorsión de 0,83%. Sin embargo, para el ciclo +7 (R=0,59%) se presentó una carga menor a la máxima en sólo 0,25 t (2,45 kN). Para los picos negativos, se observó que la resistencia del modelo se alcanzó en el ciclo -7, con 0,60% de distorsión. El valor de la fuerza cortante de diseño V_{RDF} fue superada sólo en un 33% para el primer agrietamiento diagonal y hasta en un 106% por el cortante máximo registrado durante el ensaye. En todos los ciclos se registraron fuerzas laterales superiores a las calculadas con la expresión de las NTCM, aun si se emplean factores de reducción unitarios. Sin embargo, el cortante de agrietamiento registrado en la prueba sólo supera en un 4% a V^*_{RDF}. Ésta fue la menor diferencia entre fuerzas cortantes de agrietamiento calculadas y medidas durante los ensayes para los cuatro muros ensayados.

Desde el primer ciclo se presentó un deterioro paulatino en la rigidez del modelo. La reducción de la resistencia se presentó a partir del ciclo +9 en el que se alcanzó la resistencia del modelo. Como en los primeros tres modelos ensayados, los castillos, la dala y el refuerzo horizontal proporcionaron estabilidad al comportamiento del espécimen durante la etapa posterior al agrietamiento. La estabilidad, relacionada con el descenso en la resistencia del muro entre un ciclo y el siguiente a la misma distorsión, fue inferior al 10% para ciclos a distorsiones menores a 0,60%. En los ciclos a grandes distorsiones, este descenso fue del 13%, en promedio. En este modelo se presentó la degradación de resistencia menos abrupta de todos los muros.

El redondeo de los lazos de la curva en la etapa de carga se atribuye a la plastificación del refuerzo horizontal. El estrangulamiento de las curvas cerca del origen es bajo, y se explica por el daño por corte, los desplazamientos horizontales entre bloques del muro y por el deslizamiento como cuerpo rígido del mismo.

3.6.4 Rotación y curvatura

En la fig. 3.39 se presenta la relación entre la rotación de la región 3 (calculada con los transductores CR1 y CR2) y la carga lateral. La rotación en ésta y las regiones restantes fue similar a la calculada para los modelos M1, M2 y M3. Los valores de la rotación fueron pequeños (inferiores al 0,37%) y presentaron un comportamiento elástico-lineal durante las primeras etapas de carga.

Los incrementos más notables en la rotación se presentaron para eventos semejantes a los reportados para los modelos anteriores; es decir, para el primer agrietamiento inclinado, para la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos y para el aplastamiento de algunas piezas. Las rotaciones calculadas en las regiones 1 y 2 fueron también pequeñas y permanecieron en el rango elástico durante todo el ensaye. El comportamiento elástico-lineal de las rotaciones, y los valores pequeños son consistentes con el escaso daño a flexión observado.

La rotación en la base de los castillos se evaluó a partir de la diferencia de las lecturas de los transductores ubicados en el costado de los castillos y las de los denominados DV3 y DV7 (ver fig. 2.7). En la curva de la fig. 3.40 se puede observar un comportamiento similar al exhibido por los modelos anteriores. Las rotaciones calculadas en la base de los castillos del modelo M4 superan a las calculadas para los muros restantes ya que en este modelo se presentó una mayor influencia de la flexión. Es posible que la aparición de grietas verticales que separaron los castillos del panel de mampostería permitiera a los primeros girar localmente con mayor facilidad.

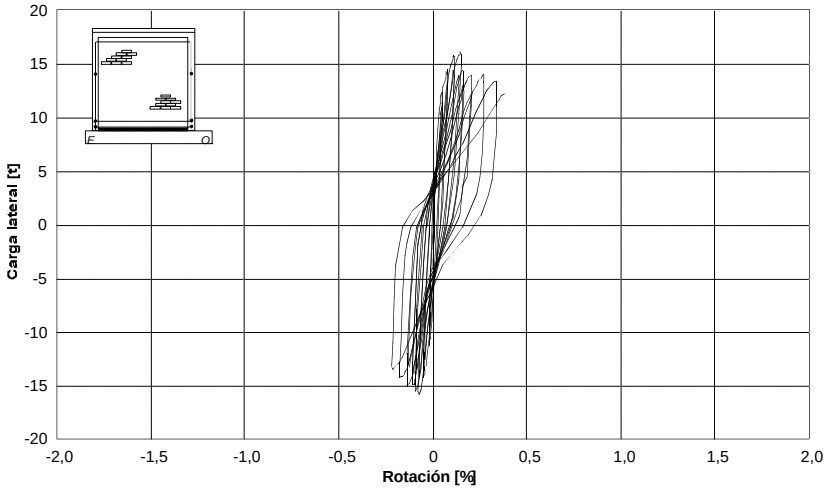


Figura 3.39 - Rotación del espécimen M4 (M-1/4-E6) en la región 3

La distribución de curvaturas en la altura del muro fue muy parecida a la de los muros restantes, distribuyéndose en forma decreciente con la altura. Los valores más grandes se concentran en la región sujeta al momento flexionante mayor, mientras que en las regiones restantes, los valores se reducen de forma aproximadamente lineal. Al igual que en los modelos anteriores, la curvatura de ninguna región presentó valores superiores a 0,0002 1/cm.

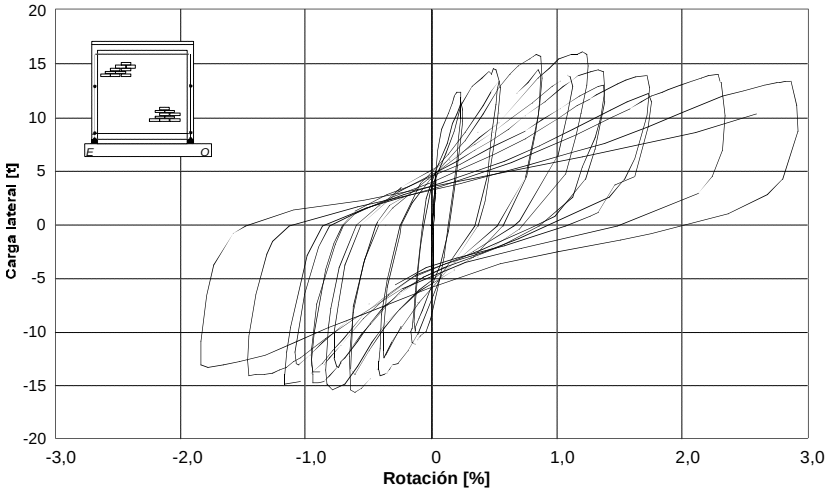


Figura 3.40 - Rotación local promedio en la base de los castillos del espécimen M4 (M-1/4-E6)

3.6.5 Deformación angular

Los métodos descritos en las secciones 3.2.3.1 y 3.2.3.2 se aplicaron nuevamente para el cálculo de la deformación angular de los muros. La curva correspondiente al método de Seible e Igarashi se presenta en la fig. 3.41. La similitud de esta curva con la histerética permite corroborar la afirmación de que el comportamiento de este modelo estuvo regido por las deformaciones por corte.

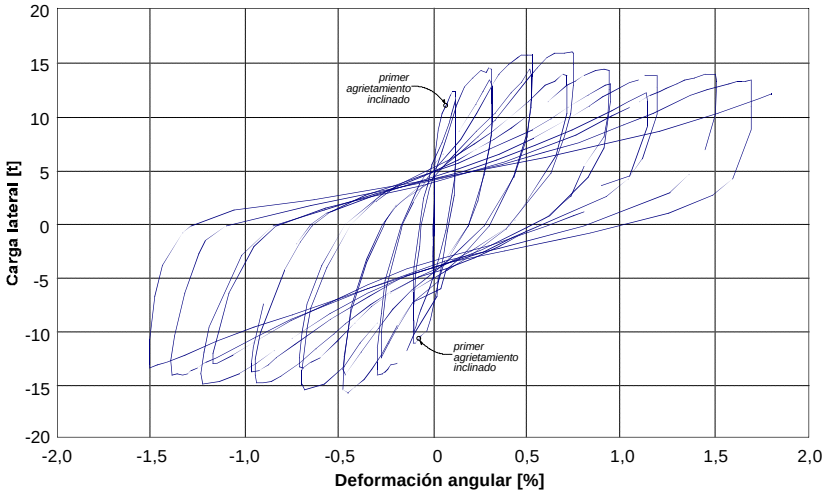


Figura 3.41 - Deformación angular del panel de mampostería del espécimen M4 (M-1/4-E6)

Al no presentarse corrimientos importantes del muro ni daños locales en el mismo, no se exhibieron deformaciones residuales. Por lo anterior, la curva de la fig. 3.41 es simétrica y no se desplaza fuera del origen. Durante los primeros ciclos de carga, se distingue un comportamiento elástico-lineal, mismo que se conserva hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado. Durante la etapa post-agrietamiento, se presenta el incremento de las deformaciones angulares con una tendencia similar a la distorsión. La tasa de crecimiento de la distorsión durante el ensaye fue, en promedio, 10% más grande que la de la deformación angular.

3.6.6 Deslizamiento y expansión

Los valores registrados para el deslizamiento de este modelo fueron pequeños y no rebasaron el 0,09%. Las variaciones de la expansión al centro del muro y en la región 2 con relación a la carga lateral se muestran en la fig. 3.42. La expansión se expresa como deformación al dividir las lecturas entre la longitud inicial del tramo instrumentado. En la fig. 3.42 se han indicado, además, el punto en el que se registró la primera fluencia del refuerzo horizontal; y la anchura medida en algunos picos de ciclos, de una grieta inclinada que fue monitoreada durante el ensaye.

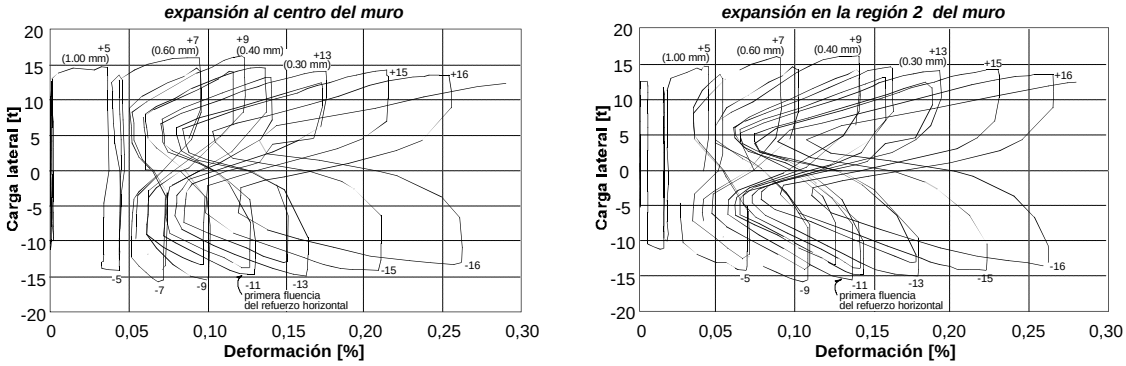


Figura 3.42 - Expansiones del espécimen M4 (M-1/4-E6)

En la fig. 3.42 se puede observar que, al igual que los modelos M1 y M3, la expansión aumentó durante los picos de ciclo; es decir, para los valores máximos de distorsión. Los ciclos a la misma distorsión presentaron estabilidad. La recuperación de la expansión entre los picos de ciclo y la inversión de la dirección de la carga fue prácticamente del 100% durante los ciclos previos a la resistencia máxima del modelo y cercana al 80% para los ciclos subsecuentes.

Es interesante, además, que la expansión en la región inferior (región 2) crece con mayor rapidez que en la región central del muro a partir del ciclo +7. Lo anterior se puede asociar con la concentración de daño que se presentó en la base de los castillos a partir de dicho ciclo, permitiendo mayores deformaciones en la zona inferior del muro (ver figs. 3.36 y 3.37).

En la fig. 3.43 se presenta un esquema de la configuración final de deformación del modelo M4. Cuando el espécimen se vió sometido a grandes distorsiones, las grietas inclinadas y horizontales incrementaron su anchura, provocando que la expansión del muro creciera. Simultáneamente, la rotación local de los castillos se vió acelerada por el aplastamiento del tabique en las zonas vecinas a éstos. La falla estuvo dominada por una combinación de cortante-compresión que se manifestó por el aplastamiento de una región del castillo Oeste, para una distorsión de 2,11%.

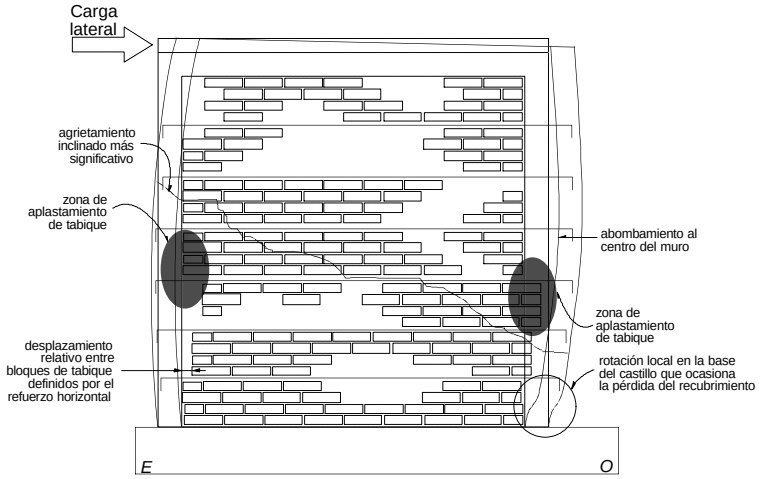


Figura 3.43 - Configuración final de deformación del espécimen M4 (M-1/4-E6)

3.7 RESUMEN

En esta sección se presenta una breve comparación de los principales parámetros empleados para calificar el desempeño de los muros ensayados. Se incluyen comentarios sobre el agrietamiento, la distorsión y la resistencia, las rotaciones, la deformación angular de los paneles y sobre el corrimiento y la expansión. Con este resumen se intenta proporcionar un panorama general del comportamiento de los cuatro muros sometidos a carga lateral.

3.7.1 Patrones de agrietamiento

Al observar las figs. 3.9, 3.20, 3.29 y 3.37 que muestran el aspecto final del daño en los especímenes, se pueden distinguir dos tipos de patrones. El modelo de control, sin refuerzo horizontal, mostró un

agrietamiento con una inclinación de 45º aproximadamente. El daño de este modelo se concentró en una o dos grietas diagonales principales que penetran a los cuatro extremos de los castillos. Estas grietas definieron una región (puntal) sujeta a compresión. El cruce de las grietas diagonales deterioró las piezas y condujo al aplastamiento de las mismas. Las grietas restantes tuvieron una inclinación semejante.

Los modelos con refuerzo interior presentaron un segundo tipo de patrón de agrietamiento. En él se observó una distribución más o menos uniforme del daño. Las grietas tuvieron una inclinación ligeramente inferior a los 45º y atravesaron tanto piezas como juntas de mortero estableciendo un puntal de compresión más o menos evidente. Es a través de este puntal (campo de esfuerzos de compresión) que la fuerza lateral aplicada al nivel de la losa se transmite hacia el panel de mampostería y los elementos confinantes. Otras grietas, de orientación horizontal, se presentaron por el desplazamiento relativo de bloques del muro a lo largo de las juntas reforzadas.

El daño más importante en los extremos de los castillos se presentó en el modelo de control, aun cuando se colocaron estribos con espaciamiento de 6 cm en los extremos. En el modelo M3, con refuerzo horizontal cercano al mínimo de acuerdo con las NTCM, también presentó daño considerable en los extremos de los castillos. Este daño se asoció con los grandes desplazamientos del bloque triangular superior definido por el agrietamiento inclinado más evidente, al fracturarse en serie las barras del refuerzo horizontal (ver fig. 3.29). El daño se agravó por la separación de estribos en los extremos a 20 cm. Los modelos M1 y M4, con cuantías de refuerzo horizontal similares, no experimentaron daño importante en los castillos. Sin embargo, en ambos muros se presentó aplastamiento de los tabiques para niveles importantes de distorsión.

La presencia del refuerzo horizontal provocó una mejor distribución del daño. Al incrementar la cuantía, la distribución del daño aumentó su uniformidad. En los modelos M1 y M3 la falla se presentó en forma repentina. En el primero, por el desprendimiento del recubrimiento de la parte inferior de los castillos (falla por compresión), y en el segundo, por la fractura en serie de los alambres de refuerzo horizontal (falla por cortante-compresión).

3.7.2 Distorsión y resistencia

El refuerzo horizontal, con cualquiera de las tres cuantías evaluadas, provocó un incrementó de la capacidad de deformación de los muros. Mientras que el modelo de control falló para niveles de distorsión cercanos al 1,00%, en el modelo M4, con máximo producto $p_h f_y$, la falla se presentó para una distorsión de 2,11%. Sin embargo, el incremento de la cuantía de refuerzo no está linealmente relacionado con la distorsión final que puede experimentar el muro. El modelo M3 alcanzó distorsiones mayores al M1, aun cuando el refuerzo horizontal colocado tenía sólo la tercera parte de la capacidad a carga lateral ($p_h f_y$) con respecto al del último.

Al igual que en los estudios de Shing et al. (ver sección 1.5.5), la respuesta de los especímenes ensayados estuvo sensiblemente relacionada con la cuantía de refuerzo horizontal. En las curvas histeréticas de los cuatro muros se distinguió un comportamiento elástico-lineal anterior al primer agrietamiento. La etapa post-agrietamiento de los muros mostró una relación carga lateral-distorsión no lineal con histéresis y reducción de rigidez con el incremento de los desplazamientos. En todos los modelos, excepto el de control (M2), la resistencia máxima se alcanzó para una distorsión cercana a 0,60%. Sin embargo, la reserva de resistencia después del agrietamiento cambió de un modelo a otro según el producto $p_h f_y$, relacionado con la capacidad del refuerzo horizontal para soportar cargas laterales. La menor reserva de resistencia se presentó para el modelo M1, cuyo cortante máximo fue sólo 18% mayor al de agrietamiento. En cambio, en el modelo M4 esta relación fue del 54%. En los modelos M2 y M3 se presentaron valores de 38% y 37%, respectivamente.

La expresión de las NTCM para el cálculo de la resistencia a carga lateral de un muro de mampostería considera que el muro alcanza su resistencia al agrietarse diagonalmente. Mediante la aplicación de la ec. 1.4, se calcularon las resistencias nominales de diseño empleando las dimensiones y propiedades reales de los

modelos y el incremento del 25% por la colocación de cuantías superiores a la mínima especificada (ec. 1.5) en los modelos M1, M3 y M4. De la comparación de los valores calculados con la ec. 1.4 y los cortantes de agrietamiento registrados durante los ensayes, se puede concluir que dicha expresión fue conservadora en todos los casos. Sin embargo, la diferencia varió de muro a muro. Para el modelo M1, la resistencia fue subvaluada en un 20%. En los modelo M2 y M3 se presentaron cortantes de agrietamiento 21% y 29% mayores a los calculados. Sin embargo, en el modelo M4, la subvaloración de la resistencia fue de sólo el 4%.

3.7.3 Rotaciones

Las rotaciones calculadas en las tres regiones establecidas en la fig. 3.2 presentaron valores pequeños en los cuatro modelos. Los valores máximos fueron registrados durante los últimos ciclos de carga de los modelos M2 y M3. En el primero se debieron a la penetración de las grietas diagonales principales en los castillos y en el M3 se registraron antes de la fractura en serie de los alambres horizontales. El comportamiento de las rotaciones en las tres regiones de los cuatro muros ensayados fue aproximadamente elástica-lineal.

Las rotaciones locales en las bases de los castillos presentaron comportamientos un tanto diferentes entre sí. Los modelos M1 y M2 presentaron curvas asimétricas debidas a la acumulación de deformación de un ciclo al siguiente. En los modelos M3 y M4 las curvas siguen tendencias similares a las curvas histeréticas correspondientes. El aplastamiento de las piezas cercanas a los castillos y la separación de los castillos del panel de mampostería por la aparición de grietas aproximadamente verticales fue evidente en todos los modelos. A estos fenómenos se asociaron las rotaciones locales de los castillos.

3.7.4 Deformación angular

Las curvas carga lateral-deformación angular de los modelos se obtuvieron por dos procedimientos distintos. Los resultados fueron muy similares, sobre todo en los modelos M3 y M4. La similitud entre las curvas histeréticas y la curvas de deformación angular correspondientes a los cuatro muros indican que las deformaciones por corte dominaron el comportamiento de los especímenes.

La curva correspondiente al modelo M1 fue la única que presentó asimetría. Esta característica se atribuyó al deslizamiento relativo entre bloques del muro separados por el refuerzo horizontal que acumularon la deformación en un sentido. Las curvas de los tres modelos restantes fueron simétricas y siguieron tendencias muy similares a la distorsión. La tasa de crecimiento de la deformación angular en estos muros fue sólo 10% inferior a la de la distorsión, en promedio.

3.7.5 Deslizamiento y expansión

El deslizamiento medido en la base de los especímenes presentó, al igual que las rotaciones, valores muy reducidos. En los modelos M2 y M3 se detectó que el corrimiento como cuerpo rígido sólo representó entre el 2% y el 9% de la distorsión, en promedio. Las curvas correspondientes a estos muros muestran un comportamiento elástico-lineal. El deslizamiento de los modelos M1 y M4, en cambio, presentó contribuciones de hasta el 11% (M4) o el 13% (M1) a la distorsión, para algunos picos. En las curvas de estos dos modelos se pueden observar ligeras asimetrías. La acumulación de deformación en un sentido de la carga parece justificar el fenómeno.

Las expansiones más grandes al centro del muro se registraron en el modelo de control ya que no existió refuerzo horizontal que restringiera la deformación longitudinal del muro. El modelo M3, con cuantía de refuerzo horizontal cercana a la mínima, mostró expansiones semejantes a las del modelo M2; sin embargo, la recuperación de la expansión entre los picos de ciclo y las descargas alcanzó hasta el 80%. La recuperación en los modelos M1 y M4 osciló entre el valor anterior y el 100% dependiendo del nivel de distorsión. Aparentemente, la recuperación de la expansión (restricción a la deformación en el sentido

longitudinal del muro) no sólo dependió de la cuantía de refuerzo horizontal sino también de la rigidez axial y el esfuerzo de fluencia f_y de las barras que se coloquen como refuerzo. Entre más rígida fue la barra de refuerzo horizontal; i.e. la relación Ea_s/L creció, la expansión del muro se redujo y la recuperación de la misma se incrementó.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DETALLADO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el estudio del comportamiento interno de los cuatro muros ensayados. Se incluye la interpretación de los resultados de los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo horizontal y al refuerzo longitudinal y transversal de los castillos. También se incluyen algunos comentarios sobre la plastificación del refuerzo, los esfuerzos de adherencia desarrollados a lo largo del refuerzo horizontal y las anchuras de algunas grietas.

Los deformímetros eléctricos se fijaron al acero de refuerzo de los muros mediante un adhesivo a base de cianoacrilato en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno de los muros y entender sus diferentes modos de falla. La ubicación de los deformímetros en los cuatro muros fue prácticamente la misma. Se instrumentaron los extremos de las varillas longitudinales de los castillos, las ramas de algunos estribos de los extremos de los mismos y las barras y alambres de refuerzo horizontal.

4.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS

A continuación se presentan las consideraciones más importantes que se establecieron para el análisis de los deformímetros eléctricos. En este análisis, las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos empleando las curvas esfuerzo-deformación idealizadas de las figs. 4.1 y 4.2. El primer modelo se utilizó para representar el comportamiento del acero grado 42 (Liu, 1987). La curva de la fig. 4.2 representa la relación esfuerzo-deformación idealizada para los alambres grado 60.

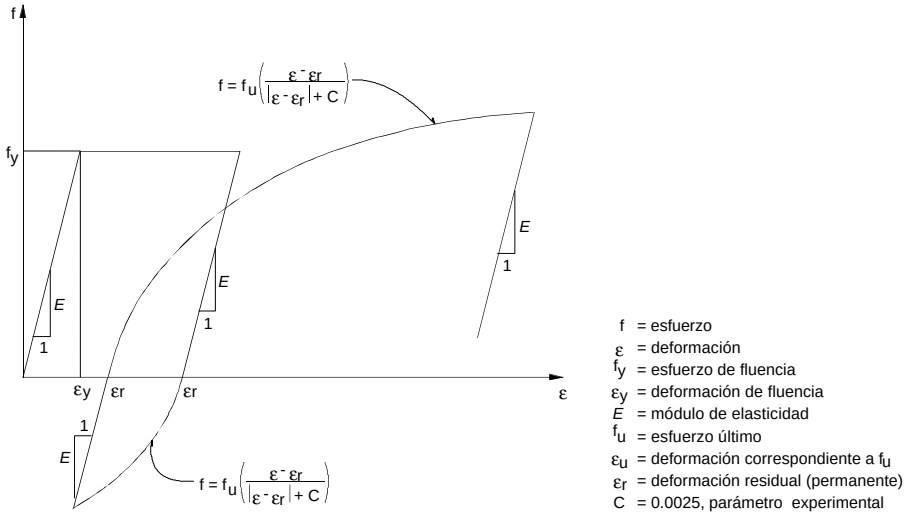


Figura 4.1 - Curva esfuerzo-deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica

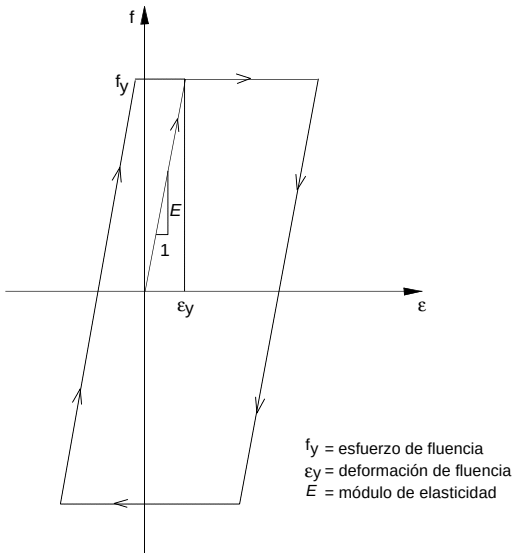


Figura 4.2 - Curva elasto-plástica idealizada del comportamiento de los alambres grado 60 ante carga cíclica

La rigidez inicial de ambos modelos se consideró igual al módulo de elasticidad teórico del acero, E_s (2 100 000 kg/cm^2 o 206 010 MPa) y el esfuerzo de fluencia, f_y se supuso igual al obtenido como promedio de las pruebas monótonas que se practicaron al acero de refuerzo empleado en la construcción de los especímenes.

Dadas las limitantes de la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, no se efectuaron ensayes cíclicos reversibles a las probetas del acero de refuerzo. Esto implica que las relaciones de las figs. 4.1 y 4.2 deben considerarse como indicativas y no como modelos representativos del comportamiento real del acero de refuerzo empleado ante cargas cíclicas reversibles. Los esfuerzos obtenidos a partir de la relación esfuerzo-deformación de las figs. 4.1 y 4.2 tendrán, igualmente, carácter indicativo. La consideración anterior acepta que las curvas de los ensayes monótonos coinciden con las envolventes de los modelos ante cargas cíclicas. En efecto, esta observación ha sido hecha a partir de estudios de las propiedades mecánicas del acero de refuerzo (Park y Paulay, 1994).

La *fluencia* del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores a la de fluencia, ε_y. Las deformaciones de fluencia consideradas para los alambres laminados en frío (grado 60) difieren de las reportadas en la tabla 2.3, ya que en ella se presentan los valores teóricos de acuerdo con la Norma Mexicana correspondiente (SECOFI, 1995b). Sin embargo, la deformación de fluencia para el acero de refuerzo laminado en caliente se consideró igual a la reportada en la tabla 2.3. La deformación de fluencia para las barras no. 3, no. 4 y no. 6 (grado 42) fue de 0,2%. El alambrón liso no. 2 también se consideró con 0,2% de deformación de fluencia. Para los alambres grado 60 (de 5/32 de pulgada o 3,97 mm y de 1/4 de pulgada o 6,35 mm de diámetro) la deformación de fluencia, establecida como el límite de proporcionalidad, fue de 0,3%, que fue el valor detectado experimentalmente durante las pruebas monótonas a las probetas del acero de refuerzo empleado en la construcción de los modelos. Las deformaciones asociadas con la fluencia de los distintos tipos y diámetros del acero de refuerzo corresponden al final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación (ver apéndice A).

Otro estudio de las lecturas de los deformímetros eléctricos consistió en el cálculo de los esfuerzos promedio de adherencia a lo largo del refuerzo horizontal de los modelos M1, M3 y M4. Como la instrumentación de las barras horizontales sólo se colocó en una de las dos barras que estaban en las juntas de

mortero de los modelos M3 y M4, se supuso que los esfuerzos de adherencia fueron iguales para ambas. Los esfuerzos promedio de adherencia en cada barra horizontal se calcularon con la expresión siguiente

$$u_m = \frac{f_1 - f_2}{4l} d_b \tag{4.1}$$

donde f_1, f_2 son los esfuerzos en deformímetros contiguos ubicados sobre la barra;
d_b es el diámetro de la barra; y
l es la separación entre los deformímetros eléctricos.

En la ec. 4.1 se puede observar que el valor de u_m disminuye cuando los esfuerzos en puntos contiguos de la barra tienen la misma magnitud pero sentido opuesto. Sin embargo, un esfuerzo promedio de adherencia nulo no representa una pérdida total de la misma, puede indicar únicamente que se aplican fuerzas de igual magnitud pero de sentido contrario. Si el esfuerzo de adherencia entre dos deformímetros contiguos es bajo, puede ser evidencia de una reducción de la resistencia a la adherencia.

Los valores del esfuerzo de adherencia obtenidos con la ec. 4.1 se compararon con un índice de adherencia de diseño (*IAD*), que es el esfuerzo promedio de adherencia sobre la longitud básica de desarrollo que establecen las NTCC en su sección 3.1. El índice de adherencia de diseño se define como

$$IAD = \frac{\sqrt{f'_b}}{p d_b} \tag{4.2}$$

donde f'_b es la resistencia en compresión del mortero; y
d_b es el diámetro de la barra.

4.3 MODELO M1 (M-3/8-Z6)

El espécimen M1 fue el primer muro ensayado. El refuerzo longitudinal de sus castillos fue una sola barra no. 6. Esta barra se rodeó con una espiral de alambrón no. 2 de 6 cm de paso a manera de refuerzo transversal. El refuerzo horizontal fue de una varilla no. 3 (grado 42) colocada cada cuatro hiladas. En la fig. 4.3 se presenta la disposición y nomenclatura de la instrumentación interna del modelo M1.

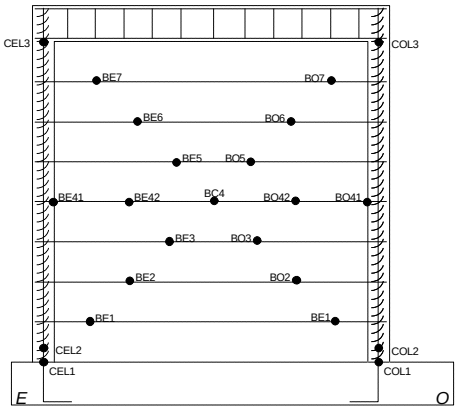


Figura 4.3 - Instrumentación interna del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

4.3.1 Refuerzo de castillos

En este muro sólo se instrumentaron las barras del refuerzo longitudinal de los castillos. Los zunchos de alambrón no fueron instrumentados. Los deformímetros denominados CEL1, COL1 y COL2, ubicados en la base de los castillos, fueron los únicos que registraron deformaciones permanentes después de presentar deformaciones superiores al 0,2%.

En la fig. 4.4 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos. En ella se indica la fluencia durante ciclos positivos con círculos llenos y la fluencia durante ciclos negativos mediante círculos vacíos. Los números arábigos indican el orden en que fluyeron las secciones del refuerzo que fueron instrumentadas. Adicionalmente se presenta la curva carga lateral-distorsión con el propósito de observar la repercusión de la fluencia del refuerzo en el comportamiento general del muro.

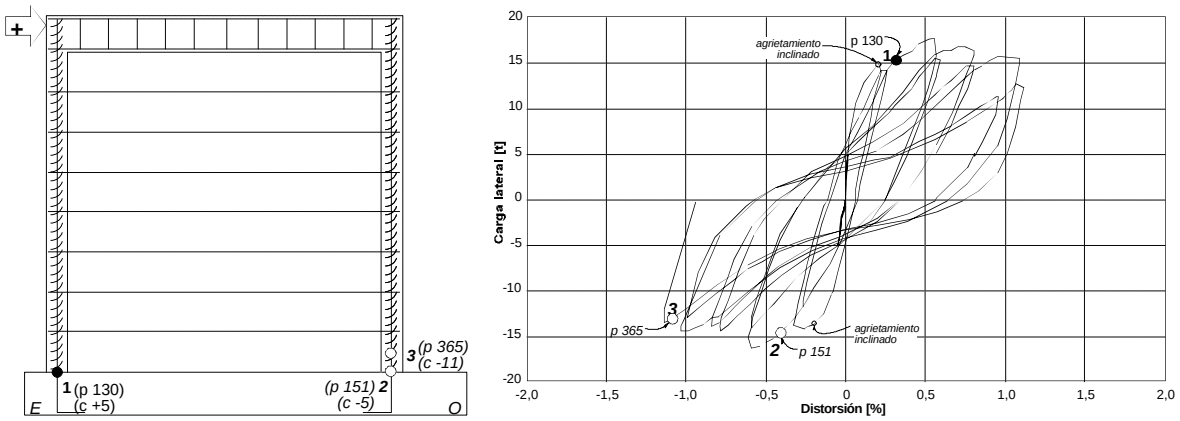


Figura 4.4 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

En la fig. 4.4 se puede observar que la fluencia del refuerzo se presentó durante los semiciclos en los que se encontraba sujeto a tensión por el efecto de la flexión del muro. Las primeras deformaciones de fluencia en el refuerzo longitudinal de los castillos se registraron durante los ciclos +5 y -5 (R=0,38%). En estos ciclos se alcanzó la resistencia del muro y se observó la propagación de algunas grietas horizontales en los castillos que se debieron a la flexión del muro. Las curvas se redondearon después de la plastificación del acero de refuerzo. Hacia el final del ensaye se registró la fluencia de la sección ubicada a 12 cm (d) sobre el refuerzo del castillo Oeste. La deformación permanente de esta sección se pudo asociar con el incremento en la anchura de las grietas que se presentaron en la base del castillo Oeste. Asimismo, en la etapa final del ensaye, se registraron deformaciones de hasta 0,55% en los deformímetros CEL1 y COL1, que habían presentado deformaciones de fluencia previamente. La fluencia de las secciones del refuerzo longitudinal ubicadas en la interfaz viga de cimentación-castillo se pudo asociar con el incremento en la anchura de las grietas debidas a flexión durante el ensaye. Las deformaciones medidas en los deformímetros del extremo superior de los castillos no superaron el 0,06%. Estas pequeñas deformaciones son consistentes con el escaso daño observado en la unión castillo-dala.

En la fig. 4.5 se presenta la curva carga lateral-deformación de uno de los deformímetros ubicados en la base de los castillos. El comportamiento en la base del otro castillo fue sensiblemente parecido. La curva de la fig. 4.5 muestra que el refuerzo longitudinal de los castillos presentó deformaciones debidas a compresión y a tensión. Esto se pudo asociar con una importante rotación local en la base de los castillos y con la flexión general del muro. Al inicio del ensaye se reconoció una relación aproximadamente lineal entre la carga lateral y la deformación del refuerzo. Sin embargo, una vez que el agrietamiento inclinado fue evidente, se inició el proceso de plastificación. Este proceso se vió acelerado por la penetración de las grietas inclinadas en los

elementos confinantes del muro. El posterior incremento del número y la anchura de estas grietas contribuyó de manera similar al aumento en las deformaciones del refuerzo longitudinal de los castillos en secciones próximas a la base de los mismos.

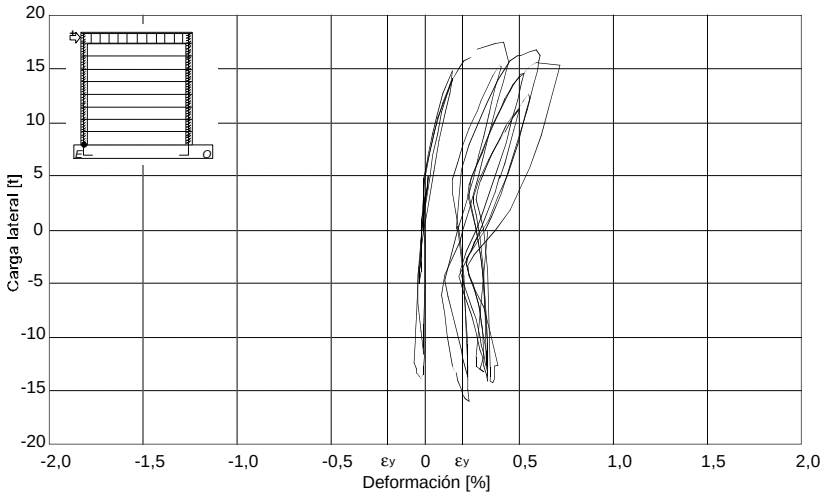


Figura 4.5 - Deformación en la base del castillo Este del espécimen M1 (deformímetro CEL1)

4.3.2 Refuerzo horizontal

El espécimen M1 fue reforzado horizontalmente mediante siete varillas no. 3 colocadas cada cuatro hiladas (p_h de 0,211%; $p_h f_y$ de 8,9 kg/cm^2 o de 0,87 MPa). Estas varillas se anclaron a los castillos mediante ganchos a 90º de aproximadamente 12 cm de longitud. Aun cuando las NTCC indican una longitud de desarrollo de 20 cm para varillas no. 3 dobladas con ganchos a 90º, tal longitud quedó físicamente limitada por el ancho del castillo. El anclaje, por tanto, quedó reducido a 12 cm (peralte efectivo de los castillos). Después del doblado, el gancho de la varilla de refuerzo horizontal tuvo una longitud de 12 cm, tal como lo señalan los requisitos de anclaje en elementos de concreto reforzado, establecidos en la sección 3.1.1 de las NTCC. El refuerzo horizontal de este muro se instrumentó como se muestra en la fig. 4.3.

La secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo M1 se presenta en la fig. 4.6. Se ha incluido nuevamente la curva histerética para observar el efecto de la fluencia del refuerzo horizontal en el comportamiento general del muro. Asimismo, se ha indicado el orden en que fluyeron las distintas secciones mediante números arábigos. Los círculos llenos señalan la posición de la plastificación del refuerzo durante ciclos positivos, mientras que los vacíos lo hacen para los ciclos negativos. La presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones superiores al 0,2% (deformación de fluencia, ε_y) se consideró como indicadora de la plastificación del refuerzo horizontal del espécimen M1.

La primera fluencia del refuerzo horizontal se registró en el extremo Este de la varilla de la cuarta hilada (posición BE1) durante el ciclo -3 (R=0,22%), cuando se observó el primer agrietamiento inclinado significativo. Durante el ciclo +5 (R=0,38%) en que se alcanzó la resistencia del modelo, se presentó la plastificación de dos secciones del refuerzo horizontal además de la ya reportada en la base del castillo Este (deformímetro CEL1). La posición de estas secciones (BO1 y BE2) coincidió aproximadamente con la intersección de grietas inclinadas importantes con el refuerzo horizontal. La existencia de secciones del refuerzo horizontal con plastificación por fluencia antes de alcanzar la resistencia del muro indica que ésta se alcanzó por el trabajo a flexión del modelo.

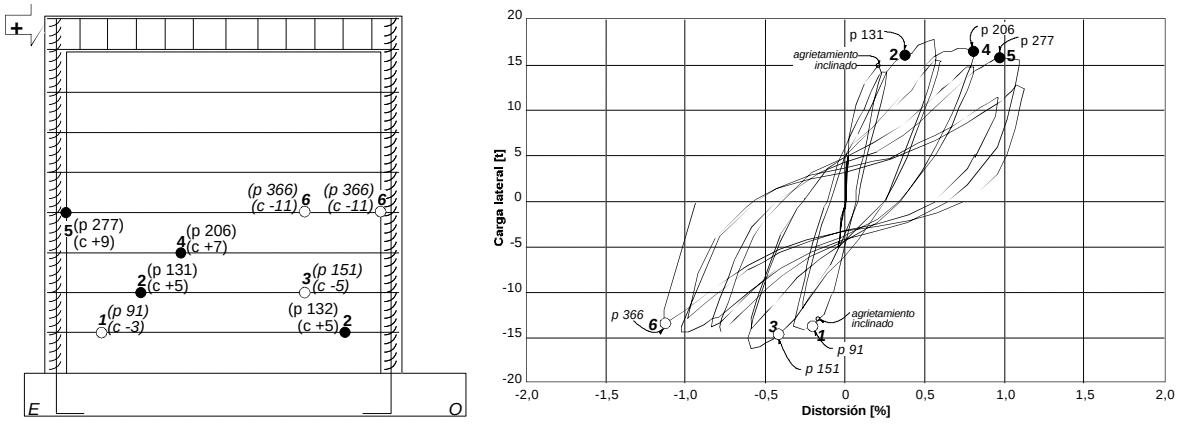


Figura 4.6 - Secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

La siguiente plastificación (deformímetro BO2) se presentó en forma simultánea a la fluencia del refuerzo longitudinal del castillo Oeste. Durante los ciclos +7 (R=0,82%) y +9 (R=0,91%) se registraron nuevas plastificaciones del refuerzo horizontal en la región central del muro. Hacia el final del ensaye se observó la plastificación de dos secciones contiguas sobre la varilla ubicada al centro del muro (posiciones BO41 y BO42). La fluencia de esta barra se pudo asociar con los altos niveles de distorsión y de expansión registrados hacia el final del ensaye del espécimen M1. La fig. 4.7 presenta la curva carga lateral-deformación del deformímetro ubicado en la posición BE1 del refuerzo horizontal donde se registró la primera plastificación del refuerzo horizontal.

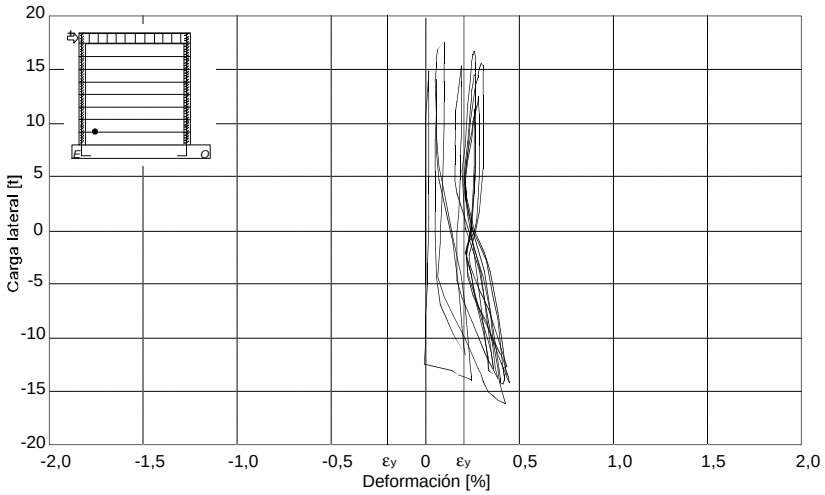


Figura 4.7 - Deformación en el extremo Este de una de las barras del refuerzo horizontal del espécimen M1 (deformímetro BE1)

El refuerzo horizontal estuvo sujeto a fuerzas de tensión durante todo el ensaye. Tales fuerzas de tensión, de magnitud variable, provocaron diferentes niveles de deformación en el refuerzo horizontal. En

general, los niveles de deformación fueron mayores durante los ciclos en que el deformímetro se encontraba dentro del puntal de compresión; es decir, cuando se requirió una mayor participación del refuerzo horizontal alojado entre las juntas de mortero para equilibrar la componente correspondiente del campo de esfuerzos delimitado por el puntal de compresión.

La diferencia de niveles de deformación entre ciclos de un signo y otro se atribuyó a la propia distribución de deformación a lo largo de las barras (ver fig. 4.9). Las curvas correspondientes al resto de los deformímetros del refuerzo horizontal manifestaron comportamientos similares al que exhibe la fig. 4.7, incluyendo aquéllos ubicados en la mitad superior del modelo.

En las varillas colocadas entre las juntas de mortero de la mitad superior del muro no se registraron deformaciones de fluencia. Las deformaciones más grandes se midieron en la posición BO6, llegando a ser de 0,23%. Sin embargo, el comportamiento elástico del refuerzo horizontal ubicado en la mitad superior del muro se conservó durante todo el ensaye. En la varilla más próxima a la mitad de la altura del muro (deformímetros BE5 y BO5), las deformaciones más grandes permanecieron por debajo de 0,17%.

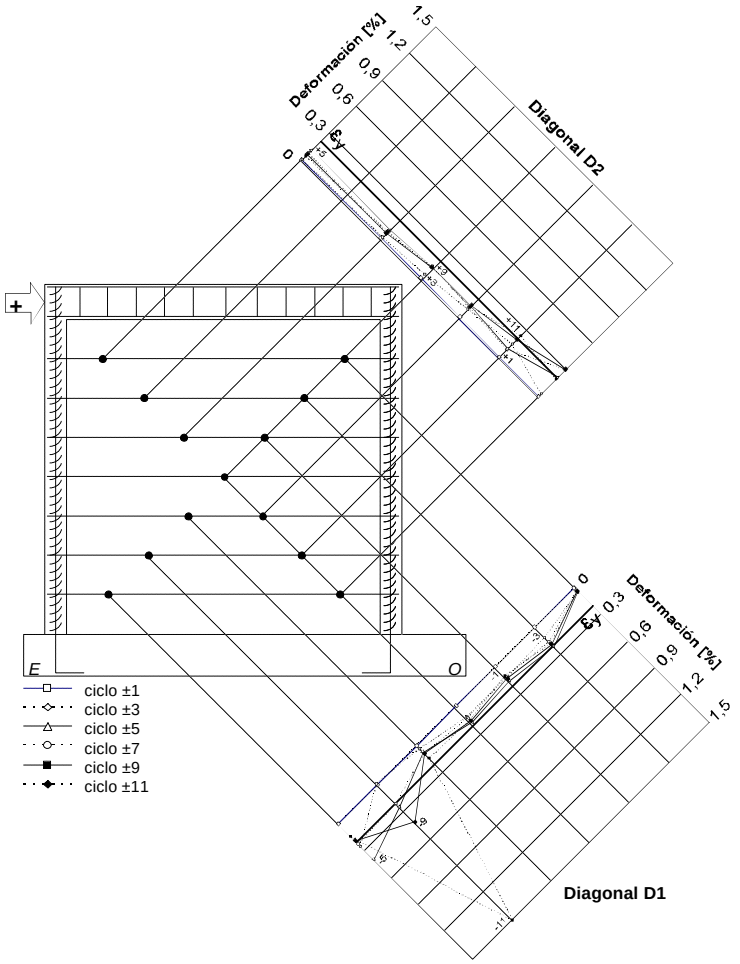


Figura 4.8 - Distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

Las lecturas de los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del extremo superior del espécimen M1 (posiciones BE7 y BO7) presentaron una tendencia relativamente similar a la mostrada en la fig. 4.7. El refuerzo colocado entre las juntas de mortero más próximas a la dala presentó deformaciones de tensión durante los ciclos positivos, y se deformó escasamente a compresión durante los ciclos de signo contrario. El patrón de agrietamiento de este modelo, con reducido agrietamiento en la región superior, parece explicar el particular comportamiento de estos deformímetros. Durante los ciclos positivos, la abertura de algunas grietas inclinadas indujo deformaciones de tensión al refuerzo horizontal. Durante la descarga de dichos ciclos, las grietas se cerraban hasta hacerse prácticamente imperceptibles, con lo que el refuerzo horizontal recuperaba la deformación a la que estaba sujeto. El ciclo negativo al que se daba inicio entonces, abría las grietas del extremo opuesto del muro pero no lograba imponer esfuerzos de compresión significativos a la varilla, por lo que ésta permanecía aproximadamente en el mismo nivel de deformación que había alcanzado tras la descarga del ciclo positivo.

En la fig. 4.8 se presenta la deformación registrada durante los picos de los ciclos nones por los deformímetros eléctricos ubicados a lo largo de las diagonales del muro. En la fig. 4.8 se puede apreciar una concentración de la deformación en las secciones del refuerzo horizontal más próximas a la base de los castillos. Esta concentración se puede asociar con el daño observado en la base de los elementos confinantes, que condujo a mayores deformaciones en la región inferior del panel de mampostería. Además, dicha concentración de deformaciones resulta congruente con las grietas inclinadas que se observaron durante el ensaye del espécimen M1. Hacia el final del ensaye, el patrón de agrietamiento estuvo caracterizado por grietas horizontales (a lo largo del refuerzo horizontal) e inclinadas que penetraron hacia las bases de ambos castillos (ver figs. 3.8 y 3.9).

Aun durante la parte final del ensaye, con niveles de distorsión superiores al 1,00%, las deformaciones medidas en la región central y la región superior del muro fueron más pequeñas que las registradas en las esquinas inferiores del mismo. Los niveles de deformación alcanzados por el refuerzo horizontal localizado en dichas regiones del espécimen corresponden mayormente al intervalo elástico del comportamiento de las varillas no. 3 con que fue reforzado este muro.

En la fig. 4.9 se presenta la evolución tanto de las deformaciones como de los esfuerzos promedio de adherencia a lo largo de la varilla ubicada al centro del muro. Para construir la gráfica de la fig. 4.9 se partió de las lecturas registradas por los deformímetros BE41, BE42, BC4, BO41 y BO42 (ver fig. 4.3) durante los picos positivos y negativos de algunos de los ciclos nones del ensaye y se supuso una distribución uniforme del esfuerzo de adherencia en el tramo de varilla limitado por cada par de deformímetros contiguos. Las deformaciones medidas por estos sensores durante los ciclos restantes, repeticiones de los que se han graficado, fueron aproximadamente las mismas. En la fig. 4.9 también se han indicado, mediante líneas horizontales, tanto la deformación de fluencia ε_y, como el índice de adherencia (*IAD*) del espécimen M1. El *IAD* para este muro, calculado con la ec. 4.2, tuvo un valor de 3,9 kg/cm^2 (0,38 MPa).

En la fig. 4.9 se puede observar que los niveles de deformación alcanzados por la varilla central durante los ciclos positivos y negativos fueron aproximadamente los mismos. Durante los primeros ciclos de carga, la deformación se distribuyó prácticamente de manera uniforme en la longitud de la varilla. Sin embargo, hacia el final del ensaye las mayores deformaciones (0,25% a 0,35%) se concentraron en los extremos de la barra dependiendo de la dirección de la carga.

Debe recordarse que durante los últimos ciclos de carga de este modelo se presentaron grandes deformaciones debidas a la flexión de los elementos confinantes y al corrimiento horizontal de distintos bloques del muro. Lo anterior provocó que el refuerzo horizontal, en especial la varilla central, estuviera sujeta a niveles de deformación importantes, sobre todo en la zona de su anclaje a los castillos. A pesar esto, no se observó ningún deterioro del anclaje de las varillas del refuerzo horizontal a los castillos.

Los esfuerzos promedio de adherencia calculados entre los distintos deformímetros adheridos a la varilla central se presentan en la parte inferior de la fig. 4.9. En los dos tramos centrales de la varilla en estudio se calcularon esfuerzos de adherencia que permanecieron bajo el *IAD* durante la mayor parte del

ensaye. Los esfuerzos de adherencia medios fueron superiores al *IAD* sólo en el ciclo -3, en el que se presentó el primer agrietamiento inclinado. Sin embargo, en los extremos de la barra, aquéllos en que la deformación se concentró, el *IAD* fue superado prácticamente desde la aparición del primer agrietamiento inclinado significativo (ciclos +3 y -3). No fue posible relacionar directamente la presencia de esfuerzos de adherencia mayores al *IAD* con el deslizamiento del refuerzo horizontal con respecto a las piezas de barro, que se traduce en el corrimiento de distintos bloques del panel de mampostería; sin embargo, se puede suponer que cuando el *IAD* es superado por los esfuerzos de adherencia alrededor de la varilla, el deslizamiento ocurre. En efecto, aunque exista evidencia del deslizamiento relativo entre el refuerzo horizontal y las juntas de mortero, la contribución del acero de refuerzo horizontal a la resistencia ante cargas laterales del muro no se reduce mientras las condiciones de su anclaje en los castillos no se vean afectadas.

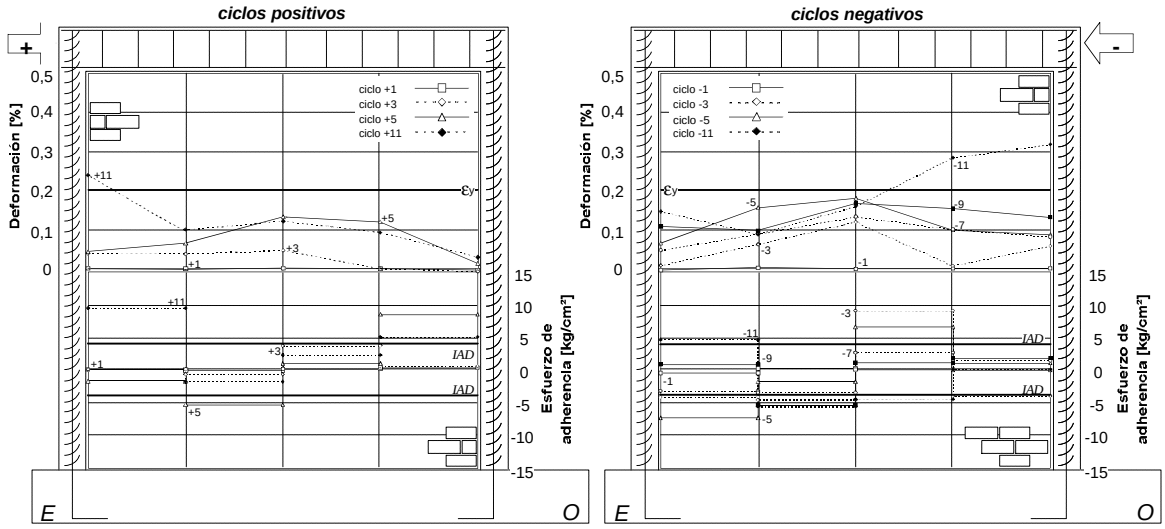


Figura 4.9 - Deformación y esfuerzo promedio de adherencia a lo largo de la barra central del espécimen M1 (M-3/8-Z6)

4.3.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec

Adicionalmente al estudio de las deformaciones en distintas secciones del refuerzo de los especímenes, durante los picos de los ciclos de carga se realizó un registro manual de la evolución de la anchura de algunas grietas y de la separación entre el panel de mampostería y la parte inferior de los castillos.

Las grietas que fueron monitoreadas durante cada ensaye fueron elegidas después del primer agrietamiento inclinado importante. En general se eligieron seis grietas, cuatro inclinadas en la dirección las diagonales del muro (sobre la cara Norte de los especímenes), y dos horizontales (debidas a flexión) sobre las caras laterales de los castillos. El registro de la anchura de las grietas seleccionadas se llevó a cabo empleando un calibrador de grietas. El calibrador de grietas es una tarjeta de plástico transparente que posee marcas indicadoras de distintas anchuras, lo que permite determinar la anchura de grietas mediante su superposición y comparación con la región dañada.

La separación entre el panel y los elementos confinantes se midió mediante un transductor tipo Demec en dos alturas en cada extremo del muro, a 12 y a 25 cm desde la base del muro. El transductor tipo Demec es un dispositivo mecánico de precisión que permite determinar la deformación en una longitud calibrada. La

longitud inicial, de 20 cm, se estableció mediante la adhesión con resina epóxica de un par de discos de acero a la superficie del muro en cada una de las cuatro posiciones elegidas. En el centro de los discos de acero se localiza una marca que hace posible la colocación del transductor sobre ellos. Una vez colocado el transductor tipo Demec sobre los discos, se nivela manualmente y se toma la lectura que proporciona la carátula graduada que posee.

Las anchuras de algunas grietas inclinadas importantes del modelo M1, registradas por primera vez durante el pico del ciclo +4 (R=0,24%), fueron cercanas a 0,5 mm. Estas grietas conservaron su anchura durante la mayor parte del ensaye, aun después de la fluencia del refuerzo horizontal. De forma semejante, las grietas seleccionadas en los costados de los castillos presentaron anchuras prácticamente constantes durante gran parte del ensaye; sin embargo, los valores registrados en el castillo Este (anchuras de 0,75 mm) fueron superiores hasta en tres veces a los observados en el castillo Oeste. Hacia el final del ensaye (ciclos +10, -10 y +11), las anchuras de las grietas por flexión crecieron hasta alcanzar valores entre 1,25 y 1,75 mm. Estas grietas se propagaron hasta ocasionar el desconchamiento del recubrimiento de los castillos que causó la falla del muro.

La deformación medida entre el panel de mampostería y el eje de los castillos tuvo un crecimiento regular durante el ensaye. Sin embargo, los valores registrados indican que, en la base del muro, el panel y los castillos se deformaron en forma paralela, prácticamente sin separarse. La separación entre panel y castillos resultó similar para las cuatro posiciones; sin embargo, los valores mayores se registraron en los discos ubicados a 25 cm del desplante del muro. Los valores iniciales de la deformación en las diferentes posiciones fueron de alrededor de 0,001%. Un primer incremento en los valores de la deformación se presentó en el pico +5 (R=0,57%), al registrarse la primera plastificación del refuerzo longitudinal del castillo Este, cuando se alcanzaron valores de 0,01% de deformación. La presencia de grandes rotaciones locales de los extremos de los castillos durante la etapa final del ensaye provocó un segundo incremento en la deformación. Durante los ciclos +10 y +11, la separación presentó incrementos de hasta 100%.

4.4 MODELO M2 (M-0-E6)

El segundo espécimen ensayado fue el modelo de control. El modelo M2 no contó con ningún tipo de refuerzo horizontal y representa un muro típico de mampostería confinada. Los castillos de este espécimen fueron reforzados longitudinalmente mediante cuatro varillas no. 3 y transversalmente con estribos de alambrón liso no. 2. La separación del refuerzo transversal fue de 20 cm en la parte central de los castillos y de 6 cm en los extremos superior e inferior de los mismos (7 estribos). En la fig. 4.10 se presenta tanto la ubicación como la nomenclatura de la instrumentación interna del modelo M2.

4.4.1 Refuerzo de castillos

El refuerzo de los castillos del espécimen M2 representa la práctica constructiva más frecuente en nuestro país. La disposición del refuerzo transversal que se adoptó en este modelo se basa en las investigaciones de Hernández y Meli (1976) ya que durante ellas se observó un comportamiento más estable y una mayor capacidad de deformación de los muros al reducir la separación de los estribos en los extremos de los castillos.

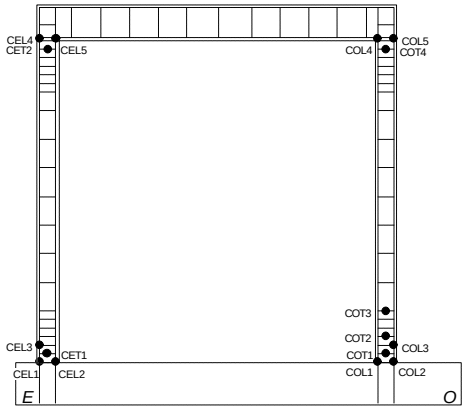


Figura 4.10 - Instrumentación interna del espécimen M2 (M-0-E6)

A partir del esquema de instrumentación que se muestra en la fig. 4.10 se estableció la secuencia de fluencia del refuerzo de los castillos (fig. 4.11). Los círculos llenos corresponden a plastificaciones ocurridas durante ciclos positivos y los círculos vacíos señalan fluencias registradas durante ciclos negativos.

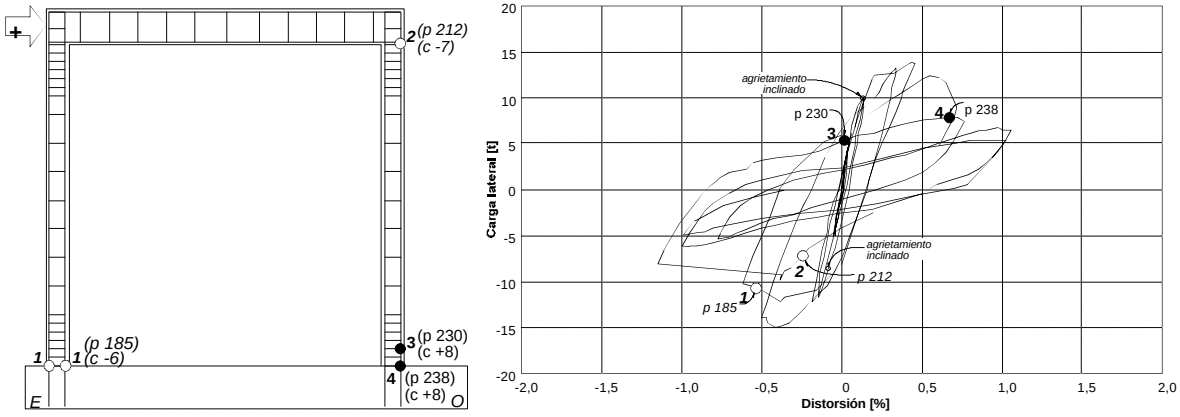


Figura 4.11 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen M2 (M-0-E6)

Las primeras plastificaciones del refuerzo longitudinal se registraron en la base del castillo Este: dos de las varillas no. 3 presentaron deformaciones permanentes una vez superada la deformación de fluencia, ε_y. Ambas plastificaciones se presentaron durante el pico del ciclo -6 (R=0,62%), cuando la grieta diagonal se formó completamente penetrando en la base del castillo Este (ver fig. 3.19). La correlación del patrón de agrietamiento con los registros de los deformímetros CEL1 y CEL2 indican que la fluencia se presentó por flexocompresión; es decir, por la combinación del cortante en la base del castillo, de la rotación local del mismo y de la compresión a la que estuvo sujeto durante el pico -6.

Las plastificaciones subsecuentes del refuerzo longitudinal se presentaron en el castillo Oeste. La primera de ellas ocurrió por tensión en la posición del deformímetro COL5 y las dos últimas se presentaron por compresión en la base del castillo durante el ciclo +8 (R=0,66%). Debe aclararse, sin embargo, que la posición del deformímetro al ser adherido al refuerzo puede ser relevante durante el registro de deformaciones de tensión o de compresión (ver fig. 4.14). La fluencia en el extremo superior del castillo se presentó durante el ciclo -7 (R=0,31%), una vez que la grieta diagonal penetró en ambos castillos y se estableció el mecanismo

cinemático descrito en la sección 3.4.6. Al mismo tiempo se observaron tanto aplastamiento como desprendimiento de tabique al centro del panel de mampostería, donde las grietas diagonales se intersectaban.

Las últimas dos secciones que presentaron fluencia se localizaron en el desplante del extremo Oeste del muro y a 12 cm arriba de la viga de cimentación. Estas plastificaciones se presentaron cuando el nivel de deterioro de los extremos superior e inferior de los castillos, debido al corte, fue muy elevado.

En la fig. 4.12 se muestra el comportamiento de uno de los deformímetros ubicados en la base del castillo Este. El comportamiento estuvo caracterizado por una etapa inicial elástica que, con la aparición de las primeras deformaciones de fluencia, se transforma en una segunda etapa durante la cual se pueden reconocer distintos niveles de plastificación posteriores a la primera fluencia. El comportamiento del resto de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal de la cara exterior de los castillos fue relativamente similar al mostrado en la fig. 4.12.

En la relación carga lateral-deformación de la fig. 4.12 se observan ciclos que oscilan entre deformaciones debidas a la tensión y a la compresión del refuerzo longitudinal de los castillos. Sin embargo, la plastificación del mismo se presentó mientras existían esfuerzos de compresión. Lo anterior se puede atribuir a la importancia que las deformaciones por corte tuvieron en el comportamiento del espécimen M2, provocando daño en los extremos de los castillos y, con ello, la fluencia y posterior plastificación del refuerzo de los mismos.

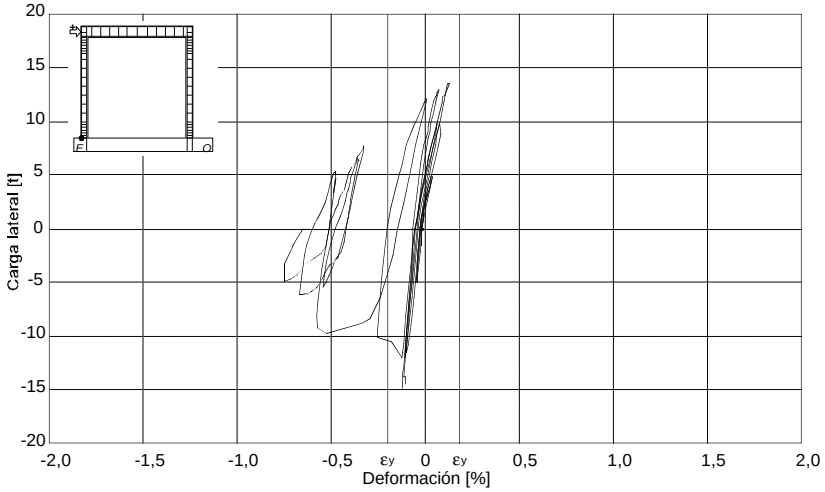


Figura 4.12 - Deformación en la base del castillo Este del espécimen M2 (deformímetro CEL1)

A diferencia de la fig. 4.12, los deformímetros COL1 y CEL2 ubicados en la cara interior de los castillos presentaron un comportamiento caracterizado por la presencia de deformaciones de tensión prácticamente durante todo el ensaye; sin embargo, durante las etapas iniciales del mismo se presentaron ciclos elásticos a tensión y compresión similares a los que exhibe la fig. 4.12. Como era de esperarse, los niveles de deformación alcanzados por los sensores de la cara interior de los castillos fueron menores a los registrados por los deformímetros CEL1, CEL3, COL2 y COL3, ubicados en la cara exterior de los elementos confinantes.

En la fig. 4.13 se presenta la relación entre la carga lateral y la deformación registrada en la cara interior de la base del castillo Este (deformímetro CEL2). En esta figura se reconoce, al igual que en la fig. 4.12, una etapa inicial aproximadamente elástica. Sin embargo, en el deformímetro ubicado en la posición

CEL2 se presentaron deformaciones de fluencia debidas a tensión mientras que en la cara exterior del castillo (deformímetros CEL1 y COL2), la plastificación se debió a deformaciones de compresión.

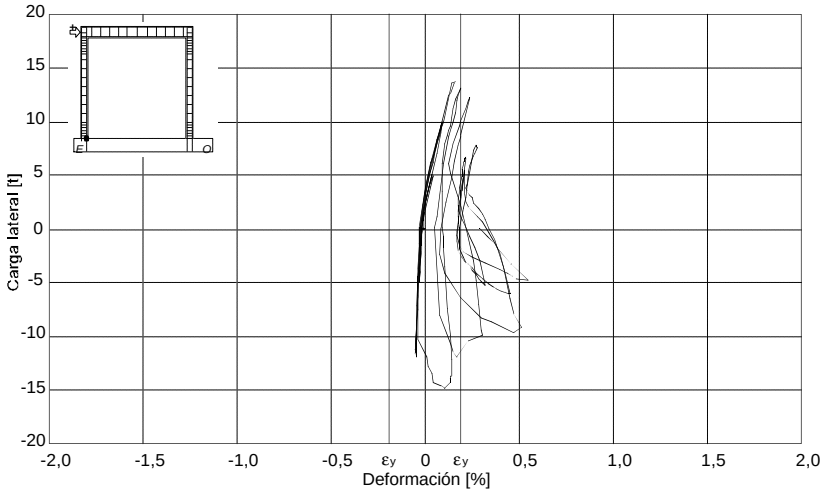


Figura 4.13 - Deformación en la base del castillo Este del espécimen M2 (deformímetro CEL2)

La diferencia en el signo de las lecturas de los deformímetros CEL1 y CEL2 (ver fig. 4.10) para la misma etapa del ensaye se puede relacionar con el patrón de agrietamiento, con la rotación local en la base de los castillos que en este modelo alcanzó hasta 2,3% (ver fig. 3.24) y con la posición particular de cada deformímetro al ser adherido al refuerzo. En la fig. 4.14 se trata de describir el fenómeno de rotación local en la base del castillo Este del modelo M2. En esta figura se observa cómo el patrón de agrietamiento condujo al registro de deformaciones de compresión (**C**) y de tensión (**T**) en secciones del refuerzo muy cercanas entre sí cuando algunas grietas inclinadas penetraron al castillo separando a las secciones instrumentadas en regiones sujetas a diferentes campos de esfuerzos. Una segunda razón para la existencia de diferentes signos en secciones tan cercanas entre sí se refiere a la ubicación específica de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo (ver fig. 4.14).

Algunos estribos de los castillos del modelo M2 fueron instrumentados mediante deformímetros que se colocaron en la rama correspondiente a la cara Norte del muro. En ninguno de los registros de estos deformímetros aparecieron deformaciones que indiquen plastificación del refuerzo transversal. La deformación más grande, de 0,09%, fue registrada en la posición del deformímetro CET1 (ver fig. 4.10) durante el pico -5 (R=0,46%). En este pico, mientras el castillo Este estaba sujeto a compresión, se observó la penetración de una de las grietas diagonales a los castillos. En el resto de los estribos instrumentados se registraron deformaciones inferiores a 0,05% (alrededor de 25% de la deformación de fluencia).

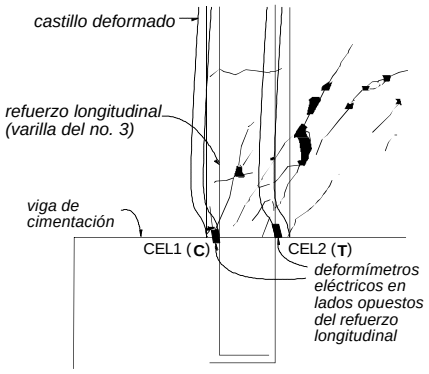


Figura 4.14 - Rotación local en la base del castillo Este del espécimen M2 (M-0-E6)

4.4.2 Anchura de grietas y transductor tipo Demec

De manera similar al espécimen M1, en el modelo M2 se llevó a cabo un análisis, tanto de la anchura de algunas grietas seleccionadas arbitrariamente durante el ensaye, como de la deformación entre el panel de mampostería y los elementos confinantes mediante el transductor tipo Demec.

La medición de la anchura de las grietas durante los picos de cada ciclo se inició en el correspondiente al ciclo +4 (R=0,13%), al momento en que aparecieron las primeras grietas por flexión en el castillo Este. Las grietas por flexión iniciaron con anchuras de alrededor de 0,3 mm y, de forma semejante al modelo M1, conservaron valores cercanos al primero a lo largo de la prueba. Las grietas inclinadas, por el contrario, presentaron grandes variaciones a lo largo del ensaye.

Durante los picos en que las grietas permanecieron abiertas, se registraron anchuras de hasta 19 mm, mientras que en los picos contrarios dichas grietas podían reducir su anchura hasta virtualmente desaparecer. Sin embargo, durante la etapa final del ensaye las grietas inclinadas registraron anchuras mucho menores, de alrededor de 3 mm. Esta disminución en la anchura de las grietas se debió a que, durante los últimos ciclos del ensaye, la región inferior definida por el agrietamiento inclinado del panel de mampostería no estuvo sujeta a grandes desplazamientos.

Los valores de la separación que se midió entre el panel de mampostería y el eje de los castillos fueron pequeños y sugieren que, en la base del muro, el panel prácticamente no se separa de los elementos confinantes. La separación medida para el modelo M2 registró valores iniciales semejantes a los del espécimen M1 (0,001% de deformación). Sin embargo, la separación en el espécimen M2 mostró una tendencia radicalmente distinta. Mientras que en el muro M1 se registró un crecimiento relativamente regular, en el espécimen M2 se midieron deformaciones cuyos valores oscilaron de forma similar a los registros de la anchura de grietas diagonales del mismo muro.

La ausencia de refuerzo horizontal en el modelo de control parece ser la razón por la que la anchura de la grietas y la separación entre el panel y los castillos modifica e incrementa radicalmente sus valores al cambiar la dirección de carga. Mientras la anchura de las grietas en el modelo M1 se controló por la presencia del refuerzo horizontal; en el modelo M2 las únicas restricciones para la aparición, extensión y abertura de grietas fueron la resistencia a tensión diagonal de la propia mampostería y la fricción que se logró desarrollar entre las juntas de mortero y las piezas de barro.

El primer crecimiento importante de la separación se registró en el pico del ciclo -5 (R=0,46%), llegando a 0,02% de deformación. Durante este ciclo se registró la resistencia máxima del modelo y quedaron completamente definidas las grietas diagonales. A partir del pico -5, se presentó una variación en los valores de la separación que osciló entre 0,005% y 0,02% dependiendo del sentido de carga. Esta tendencia y el intervalo de valores se conservaron durante el resto del ensaye.

4.5 MODELO M3 (M-5/32-E20)

Los castillos del modelo M3 fueron reforzados longitudinal y transversalmente con los armados tradicionales de la práctica constructiva en nuestro país, asimismo, fue el espécimen con la menor cuantía de refuerzo horizontal (p_h de 0,071%; $p_h f_y$ de 4,3 kg/cm^2 o 0,42 MPa). El refuerzo longitudinal de los castillos fue igual al del modelo M2 (4 varillas no. 3). Sin embargo, los estribos de M3 se colocaron, a diferencia de los de M2, con una separación de 20 cm en toda la longitud de los castillos. La fig. 4.15 muestra la disposición y nomenclatura de la instrumentación interna del modelo M3.

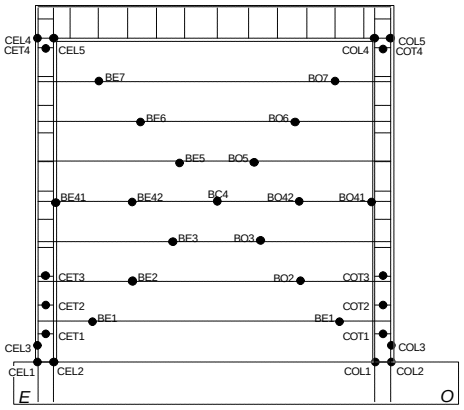


Figura 4.15 - Instrumentación interna del espécimen M3 (M-5/32-E20)

4.5.1 Refuerzo de castillos

El refuerzo de los castillos de este espécimen fue el más profusamente instrumentado de los cuatro modelos. Con la idea de verificar la similitud del comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal entre ambos castillos, la disposición de los deformímetros fue simétrica (ver fig. 4.15). Tras el estudio de las lecturas de los sensores se logró establecer que, en efecto, los elementos confinantes se comportaron similarmente ante una secuencia de carga relativamente simétrica.

En la fig. 4.16 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos del modelo M3. Para colaborar en la comprensión del comportamiento del modelo se presenta también la curva histerética. En ella se han indicado los distintos puntos de la prueba en que se registraron deformaciones de fluencia. Los círculos llenos corresponden a plastificaciones que se presentaron durante ciclos positivos, mientras que la fluencia durante ciclos negativos se indica con círculos vacíos. Los números arábigos indican el orden en que fluyeron las secciones del refuerzo. Como en los primeros dos muros, en M3 no se registró ninguna plastificación en el refuerzo transversal de los castillos.

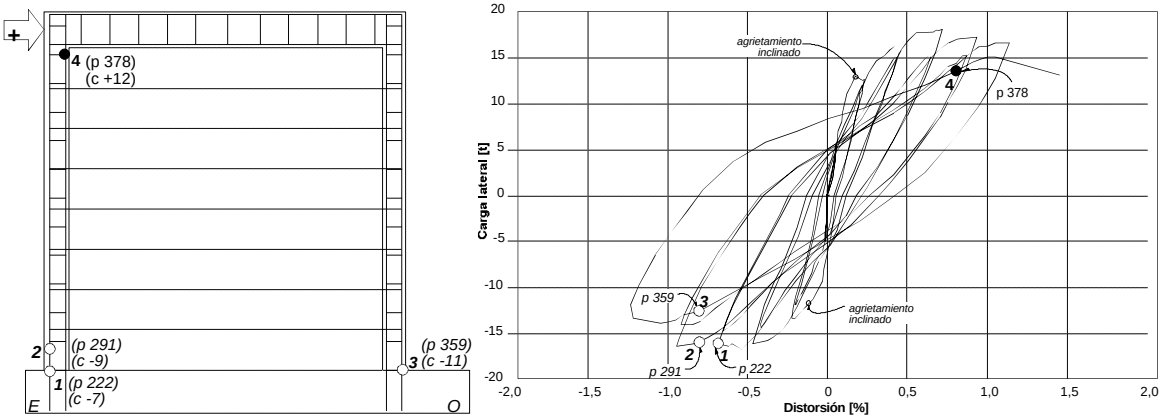


Figura 4.16 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen M3 (M-5/32-E20)

El primer registro de deformaciones superiores a la de fluencia, ε_y, se observó en la base a compresión del castillo Este, en el deformímetro CEL1, durante el ciclo -7 (R=0,69%). En ese momento se registró la penetración de la grieta inclinada principal en la base del propio castillo. En el siguiente ciclo negativo impar se incrementó la magnitud de la distorsión (R=0,76%); en él se registró una nueva plastificación en la misma varilla (deformímetro CEL3), 12 cm arriba de la primera sección con fluencia. Nuevamente, la presencia combinada de fuerzas cortantes y de compresión, parecen la causa de este fenómeno. Durante el ciclo -9, el patrón de agrietamiento se caracterizó por la extensión de algunas grietas horizontales que indujeron al desplazamiento relativo de bloques de mampostería descritos por las hiladas reforzadas horizontalmente. Es importante hacer notar que todas las plastificaciones del refuerzo longitudinal de los castillos debidas a corte se presentaron durante ciclos de carga posteriores al de la resistencia del espécimen.

Las dos plastificaciones restantes se debieron a la flexión y a la combinación cortante-compresión, respectivamente. La primera de ellas ocurrió en el ciclo -11 (R=0,81%) en la posición del deformímetro COL2 en la base del castillo Oeste, unos segundos antes del sonido asociado con la ruptura de la primera barra de refuerzo horizontal (ver fig. 4.18). La segunda se registró en el extremo superior del castillo Este (deformímetro CEL5) durante el último ciclo de carga, justo antes de la fractura en serie del refuerzo horizontal (R=0,79%). A diferencia del primer par de secciones que fluyeron a compresión en el espécimen M3, el deformímetro COL2 registró deformaciones plásticas mientras el refuerzo longitudinal del castillo se encontraba sujeto a tensión. En la fig. 4.17 se presenta la relación entre la deformación y la carga lateral de una de las secciones instrumentadas del refuerzo longitudinal de los castillos. La curva de la fig. 4.17 corresponde al deformímetro CEL1, ubicado en la cara exterior de la base del castillo Este.

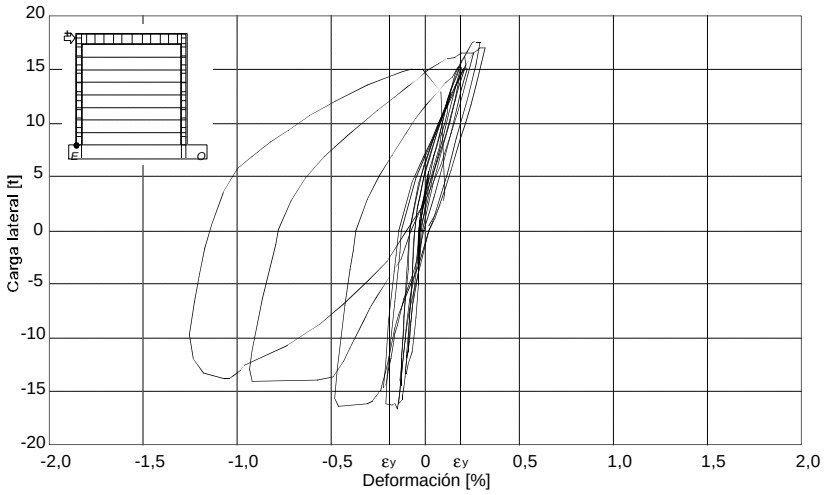


Figura 4.17 - Deformación en la base del castillo Este del espécimen M3 (deformímetro CEL1)

En la curva de la fig. 4.17 se reconoce un comportamiento con ciclos a tensión y a compresión caracterizado por una etapa inicial aproximadamente elástica que, una vez registrada la primera fluencia, cambia para presentar cierto redondeo de los lazos al plastificarse el refuerzo. Este redondeo también es evidente en la fig. 3.30 que muestra la curva histerética del modelo M3. El comportamiento de los deformímetros CEL3, COL2 y COL3, localizados también en la cara exterior de los castillos, fue muy parecido al que se muestra en la fig. 4.17.

Asimismo, en la fig. 4.17 se puede observar un comportamiento desigual del refuerzo para los ciclos positivos y negativos. Durante los primeros, el sensor registró deformaciones cercanas a ε_y pero no se presentaron deformaciones permanentes asociadas con la fluencia. En cambio, durante los ciclos en los que el

castillo Este se encontró sujeto a compresión, el deformímetro CEL1 presentó deformaciones que indican la ocurrencia de la plastificación. El redondeo de los lazos durante los ciclos negativos que se observa en la fig. 4.17 se atribuyó a la propia plastificación del refuerzo ocasionada por el daño por corte que presentaron las bases de los castillos. Recuérdese que en el modelo M3, el refuerzo transversal de los castillos se espació 20 cm en toda su altura. Algunas secciones del refuerzo longitudinal de este muro presentaron deformaciones que superaron a las correspondientes de los modelos M1 y M2 casi en 100%.

De manera similar al modelo M2, el refuerzo longitudinal ubicado en la cara interior de los castillos del espécimen M3 presentó un comportamiento diferente al mostrado en la fig. 4.17. La tendencia de los deformímetros COL1 y CEL2 del espécimen M3 fue muy parecida a la mostrada en la fig. 4.13, correspondiente a la posición CEL2 del modelo de control. Sin embargo, los más altos niveles de deformación registrados en el modelo M3 (0,23%), representan sólo un 40% de los valores máximos correspondientes al modelo M2. La reducción anterior se puede atribuir a la presencia del refuerzo horizontal que logró disminuir la expansión del muro (ver figs. 3.26 y 3.34) y con ello el nivel de esfuerzos en los elementos confinantes. Tal disminución en los niveles de deformación explica la ausencia de plastificaciones en el refuerzo longitudinal correspondiente a las caras interiores de los castillos del espécimen M3.

Adicionalmente, se pudieron reconocer ciertas particularidades en el comportamiento de los deformímetros eléctricos ubicados en el extremo superior de los castillos. La fig. 4.18 muestra la relación entre la carga lateral y la deformación registrada por uno de estos sensores (deformímetro CEL5).

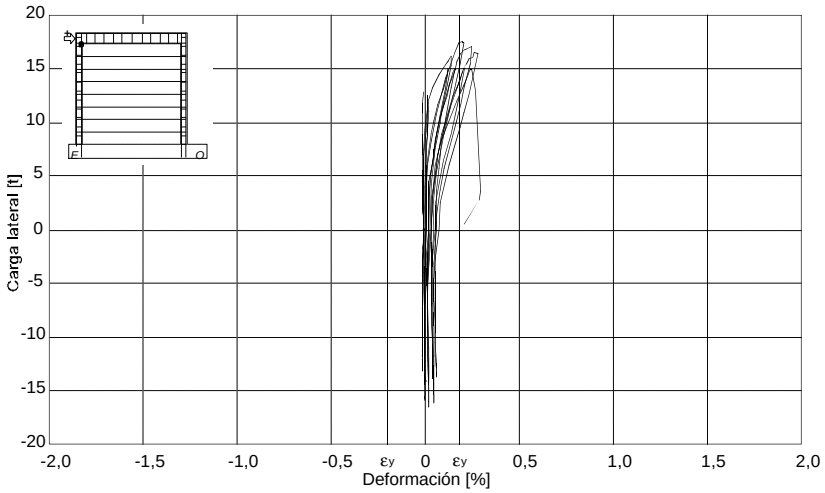


Figura 4.18 - Deformación en el extremo superior del castillo Este del espécimen M3 (deformímetro CEL5)

La fig. 4.18 permite observar que las deformaciones más importantes del extremo superior del refuerzo longitudinal se presentaron exclusivamente durante los ciclos en que el castillo Este se encontraba sujeto a tensión. En los ciclos negativos, el extremo superior del refuerzo longitudinal del castillo Este no presentó deformaciones superiores a 0,05%. La misma figura permite afirmar que el nudo dala-castillo Este prácticamente no trabajó durante los ciclos negativos de carga, lo cual es congruente con el poco daño observado en esta región del modelo (ver fig. 3.28).

Las tendencias exhibidas por los deformímetros CEL4, COL4 y COL5, ubicados también en el extremo superior de los castillos, son semejantes a la mostrada en la fig. 4.18. Sin embargo, en estas posiciones se registraron niveles mucho menores de deformación ya que el escaso agrietamiento en los

extremos superiores de los castillos no permitió que el refuerzo longitudinal de los mismos colaborará en forma importante al mecanismo resistente.

Los registros de los sensores adheridos a las ramas del refuerzo transversal de los castillos no exhibieron, en ningún caso, deformaciones asociadas con la fluencia del refuerzo transversal. En el extremo superior del castillo Oeste (deformímetro COT4) se registraron deformaciones de hasta el 85% de la deformación de fluencia; sin embargo, en el extremo inferior de los castillos, los estribos presentaron deformaciones menores al 20% de la deformación de fluencia. El comportamiento del deformímetro COT4 fue simétricamente parecido al de la fig. 4.18: con poca o nula deformación durante ciclos positivos de carga y con deformaciones elásticas debidas a la tensión del castillo Oeste durante los ciclos negativos. El comportamiento anterior parece corroborar la formación de un puntal de compresión, lo que produce deformaciones de tensión en los estribos del extremo superior del castillo en tensión.

4.5.2 Refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal del espécimen M3 estuvo constituido por catorce alambres corrugados de alta resistencia (grado 60) laminados en frío de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro. Se colocó un par de estos alambres cada 4 hiladas (28 cm aproximadamente), por lo que la cuantía de refuerzo horizontal fue p_h de 0,071% ($p_h f_y$ de 4,3 kg/cm^2 o 0,42 MPa). De acuerdo con las NTCM, la cuantía mínima de refuerzo grado 60 permitida para un muro de mampostería confinada con las propiedades geométricas y mecánicas nominales del espécimen M3 es de 0,063% (ec. 1.5). Sin embargo, con los diámetros comerciales de alambre de alta resistencia que existen en el mercado, la disposición del refuerzo horizontal del modelo M3 es la que proporciona la cuantía más cercana a la mínima exigida por las NTCM. Por lo tanto, el comportamiento de este muro fue asociado con el de un muro de mampostería confinada con refuerzo horizontal mínimo.

Durante el proceso constructivo, los alambres del refuerzo horizontal fueron anclados 12 cm (peralte efectivo, d) en los castillos. Los extremos del refuerzo horizontal se doblaron a 90º para formar ganchos de 12 cm de largo aproximadamente. De acuerdo con las indicaciones de las NTCM, tanto la longitud de desarrollo como la de ganchos a 90º que establecen las NTCC para el acero de refuerzo en elementos de concreto fueron extrapoladas al anclaje del refuerzo horizontal a los castillos en los especímenes M1, M3 y M4.

La longitud de desarrollo calculada para los alambres corrugados de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro con ganchos a 90º fue de 15 cm, mientras que la longitud calculada del propio gancho fue de 5 cm. Sin embargo, las dimensiones de los castillos no permitieron la colocación de la longitud de anclaje calculada con las expresiones de las NTCC. El anclaje del refuerzo horizontal a los castillos fue el máximo posible (coincidiendo con el peralte efectivo de los mismos), mientras que los ganchos se hicieron de 12 cm de longitud ya que el proceso constructivo se vió agilizado si las barras de refuerzo horizontal de los tres modelos con refuerzo eran cortadas y dobladas en serie.

En la fig. 4.19 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo M3. De forma semejante a la fig. 4.6 que muestra la misma secuencia para el refuerzo del espécimen M1, se ha incluido la curva carga lateral-distorsión para observar el efecto de las plastificaciones en el comportamiento general del muro. Los círculos llenos y vacíos de la fig. 4.19 hacen referencia a la ubicación de las plastificaciones del refuerzo registradas durante los ciclos positivos y negativos, respectivamente.

En el modelo M3 se presentó el mayor número de plastificaciones del refuerzo horizontal de todos los especímenes (15 secciones). Por lo anterior y con objeto de facilitar la observación de la secuencia de fluencia la fig. 4.19 se ha dividido en dos partes.

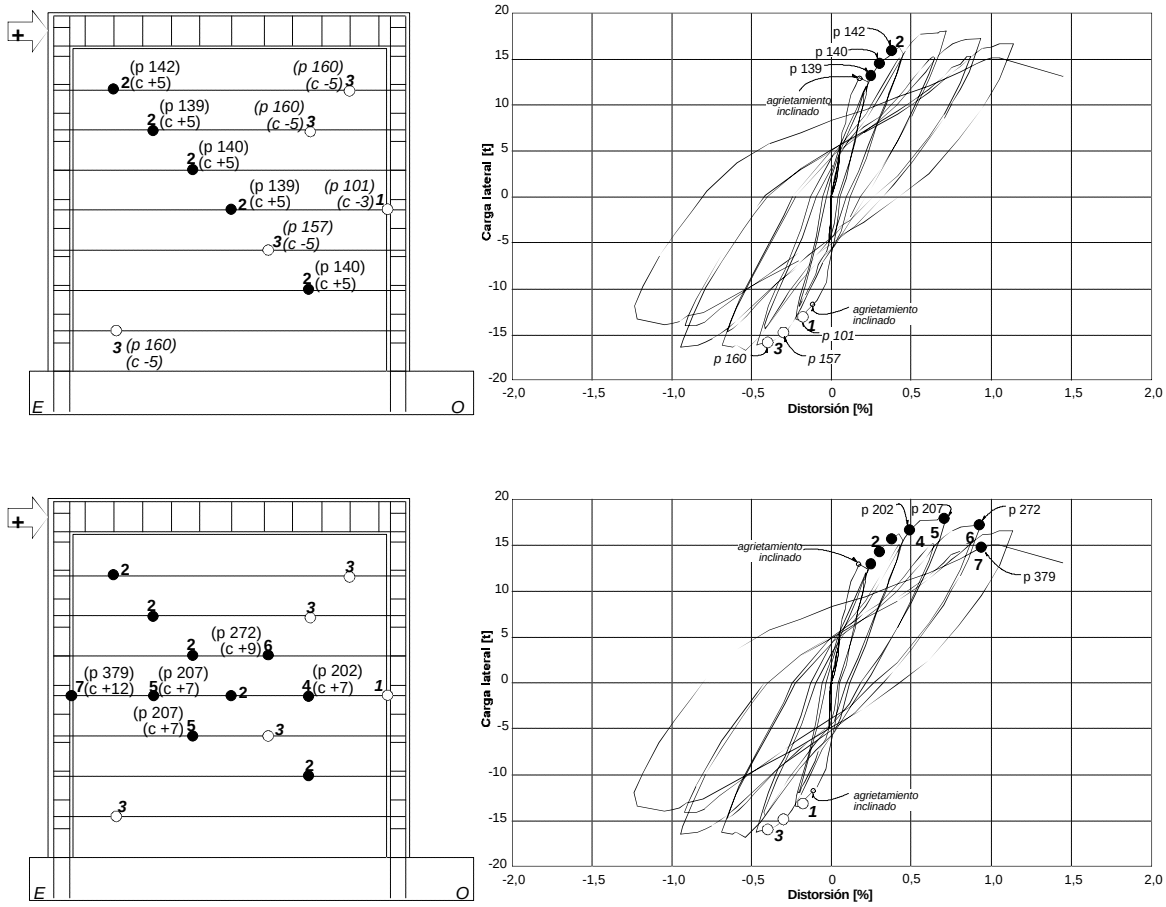


Figura 4.19 - Secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del espécimen M3 (M-5/32-E20)

La primera parte de la fig. 4.19 presenta las plastificaciones registradas durante los primeros cinco ciclos de carga. En la parte complementaria se presentan tanto los datos correspondientes a los ciclos restantes del ensaye como la localización de las primeras fluencias con la intención de tener una visión completa de las posiciones en las que el refuerzo horizontal presentó deformaciones permanentes después de alcanzar la de fluencia. De acuerdo con las pruebas de materiales, la deformación de fluencia, ε_y para los alambres de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro fue de 0,3% (ver apéndice A).

De manera similar al modelo M1, la plastificación del refuerzo horizontal del espécimen M3 se inició después del primer agrietamiento (ciclo -3) y prácticamente bajo el mismo nivel de distorsión (R=0,21%). La primera fluencia en el espécimen M3 se registró en la zona de anclaje de la varilla central al castillo Oeste (deformímetro BO41). La plastificación del refuerzo se volvió a presentar poco antes del ciclo +5. Esta segunda fluencia se presentó en forma *cuasi*-simultánea en cinco de las siete barras instrumentadas mientras eran registrados la penetración de una de las grietas inclinadas más importantes en la unión dala-castillo Este y el desplazamiento horizontal de la base del muro (1,25 mm). Con la fluencia de estas secciones del refuerzo horizontal, la distorsión del muro creció de 0,25% a 0,39% y se observaron los primeros signos de redondeo en los lazos histeréticos (ver fig. 3.30). En la parte negativa del mismo ciclo se presentó nuevamente la fluencia simultánea de cuatro secciones. Las posiciones BE1, BO3, BO6 y BO7 (ver fig. 4.15) se plastificaron durante el pico del ciclo -5 y ocasionaron un incremento en la distorsión igual al registrado durante el pico del ciclo +5 (R=0,25% a R=0,39%).

En la segunda parte de la fig. 4.19 se observan las plastificaciones ocurridas después del ciclo -5. La primera de ellas se presentó en la barra central (posición BO42) durante el ciclo +7 (R=0,45%) en que se alcanzó la resistencia del muro. La segunda plastificación se registró simultáneamente en las posiciones BE3 y BE42 durante el pico del mismo ciclo (R=0,70%). Durante este ciclo fue observada la penetración de la grieta inclinada en la base del castillo Oeste. Con el avance de la prueba, se presentaron nuevas plastificaciones del refuerzo horizontal en las posiciones BO5 (R=0,92%) y BE41 (R=0,90%). La última de ellas se registró poco antes de la fractura en serie de todas las barras de refuerzo horizontal del modelo. La fractura del este refuerzo ocurrió en secciones muy cercanas a las marcadas como "**2**" en la fig. 4.19; es decir, siguiendo una trayectoria inclinada descendente (ver fig. 3.29). Resulta interesante observar que, a diferencia del modelo M1, la mayoría de las plastificaciones registradas en el modelo M3 se alcanzaron durante ciclos positivos.

En la fig. 4.20 se presenta el comportamiento de uno de los deformímetros ubicados en la región inferior del muro. La tendencia exhibida por el resto de los sensores ubicados en dicha región del muro fue similar.

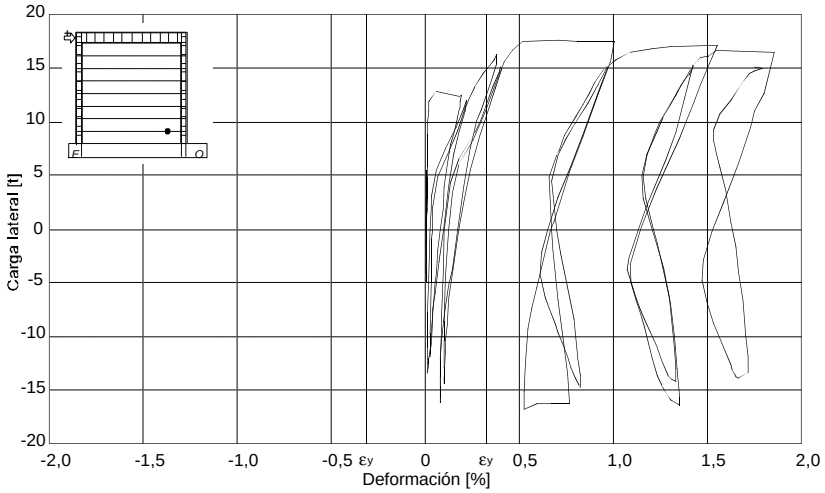


Figura 4.20 - Deformación en el extremo Oeste de uno de los alambres del refuerzo horizontal del espécimen M3 (deformímetro BO2)

En la figura anterior es posible reconocer las dos etapas ya descritas en las curvas correspondientes a los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo horizontal del modelo M1. Durante el inicio del ensaye, los alambres del centro del panel de mampostería no trabajaron. Es hasta la aparición del primer agrietamiento inclinado (ciclo +3) cuando su trabajo a tensión comenzó.

El comportamiento de los sensores después del agrietamiento presentó plataformas de plastificación durante los picos de los ciclos de carga y ligeras recuperaciones de la deformación durante las descargas. Con el desarrollo del ensaye y el crecimiento de la distorsión del muro, la deformación residual se fue acumulando hasta superar en más de 500% a la deformación de fluencia.

En la fig. 4.20 también es notable la estabilidad que presentó el deformímetro BO2 en cuanto a los niveles de deformación alcanzados durante los picos de ciclos impares (distorsiones crecientes) y sus respectivas repeticiones (ciclos pares). Lo anterior indica que aunque se presentaron grietas horizontales a lo largo de las juntas reforzadas y existió cierto desplazamiento relativo entre bloques de mampostería, el refuerzo horizontal trabajó adecuadamente ya que su anclaje a los elementos de confinamiento no presentó deterioro.

En la etapa post-elástica de la curva carga lateral-deformación de la figura anterior se puede observar una clara tendencia en forma de números ocho. Tal comportamiento se explica por que una vez que se presenta la plataforma de plastificación durante el pico de carga de un ciclo, en la descarga se inicia una recuperación parcial de la deformación hasta cierto nivel de deformación. En general, el nivel de deformación al que se regresa durante la descarga coincide con el comienzo de la plataforma de plastificación. Después, al incrementar la carga en dirección opuesta se presentan los mismos fenómenos, tanto de incremento como de recuperación de deformación. Las deformaciones registradas por otros sensores adheridos al refuerzo ubicado en la parte inferior del muro presentaron tendencias semejantes a la de la fig. 4.20.

El comportamiento típico del refuerzo horizontal en el extremo superior del muro se presenta en la fig. 4.21. En esta figura se observa cómo el refuerzo sólo trabaja durante los ciclos negativos en los que las grietas que cruza incrementan su anchura. La recuperación prácticamente completa de la deformación aun después de la aparición de deformaciones permanentes es otra característica evidente de la relación carga lateral-deformación de la fig. 4.21.

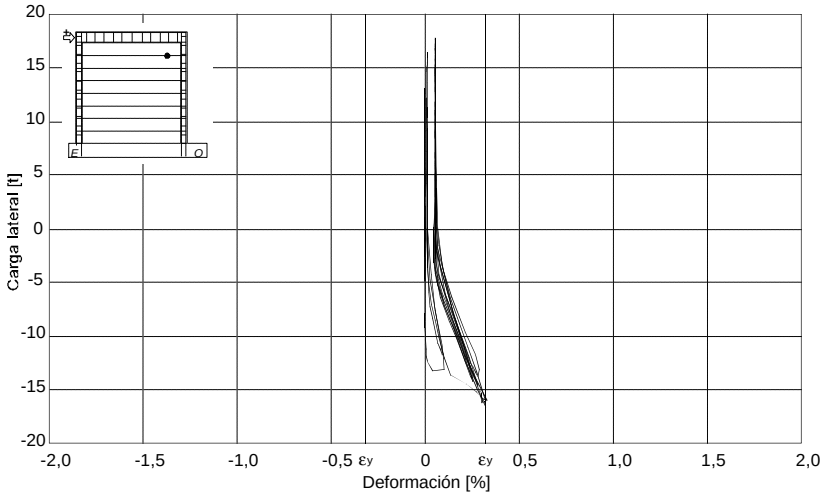


Figura 4.21 - Deformación en el extremo Oeste de uno de los alambres del refuerzo horizontal del espécimen M3 (deformímetro BO7)

A diferencia del primer modelo, reforzado con varillas no. 3, el espécimen M3 exhibió por lo menos una sección con fluencia en cada uno de los alambres de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro que fueron instrumentados. Lo anterior es un indicador de que el refuerzo horizontal del modelo M3 contribuyó más a resistir la carga lateral. Un estudio específico de la participación del refuerzo horizontal en la resistencia se presenta en la sección 5.2.2.

En la fig. 4.22 se muestran los distintos niveles de deformación registrados por los deformímetros ubicados a lo largo de las diagonales del espécimen M3. En esta figura se presentan únicamente los valores correspondientes a los picos de los ciclos nones. El comportamiento que mostraron las lecturas de los sensores durante los picos pares (repetición de los nones) fue prácticamente igual al de la fig. 4.22. A diferencia de la concentración de deformación que mostró el modelo M1 exclusivamente en su región inferior, el espécimen M3 exhibió concentraciones importantes en distintas zonas del panel de mampostería desde las etapas tempranas del ensaye.

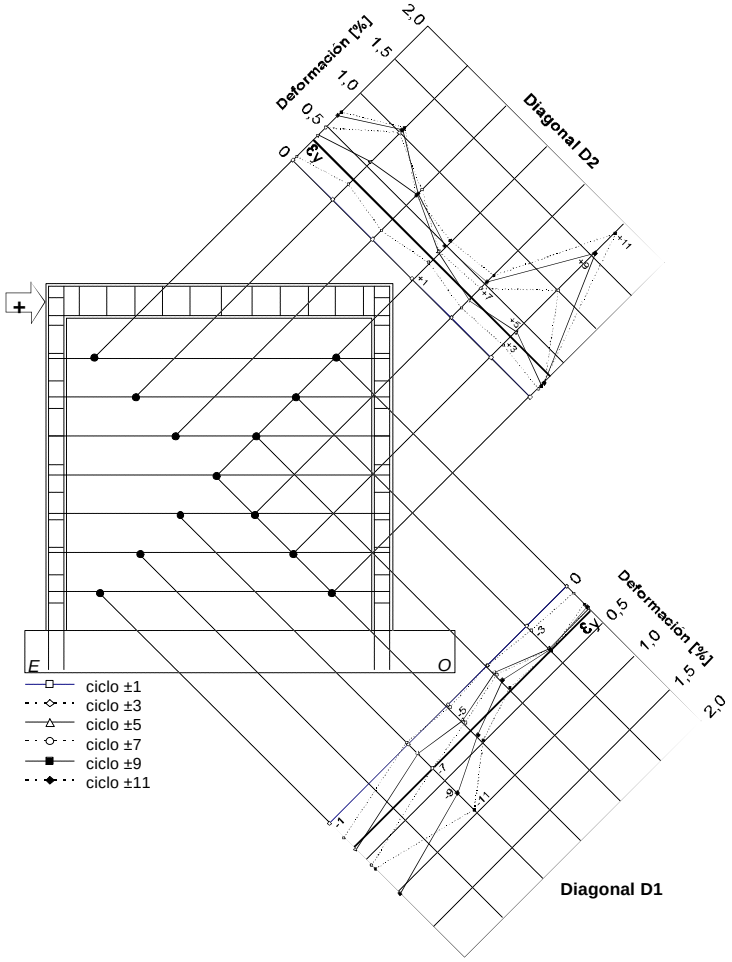


Figura 4.22 - Distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del espécimen M3 (M-5/32-E20)

Si se compara la fig. 4.22 con la fig. 4.8, que muestra la distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del modelo M1, se puede observar que el refuerzo horizontal del espécimen M3 alcanzó niveles de deformación que superan hasta en 250% los exhibidos en algunas secciones del primer muro ensayado. Las deformaciones del refuerzo horizontal a lo largo de las diagonales del modelo M3 dependieron fundamentalmente de la anchura de grietas y de la rotación local de la base de los castillos.

En la primera serie de curvas de la fig. 4.22, correspondiente a los deformímetros ubicados a lo largo de la diagonal D2 (ver fig. 2.7), se reconocen concentraciones importantes de deformación en las esquinas superior Este e inferior Oeste que se presentaron desde el ciclo +7 cuando se alcanzó la resistencia del modelo y el agrietamiento inclinado penetró en la base del castillo Oeste. La concentración de deformación en los extremos de la diagonal D2 obedece principalmente al patrón de agrietamiento que, hacia el final del ensaye, se caracterizó por la formación completa de grietas inclinadas que penetraron en los extremos de los castillos. Asimismo, la expansión en la base del muro (ver fig. 3.34), se tradujo en la aparición de grandes deformaciones en los alambres del refuerzo horizontal ubicados en la región inferior del modelo M3.

Debe recordarse que el final del ensaye se definió por la aparición de una grieta inclinada que siguió aproximadamente la diagonal D2 (ver fig. 3.29). Es interesante hacer notar la similitud de la distribución de las deformaciones a lo largo de la diagonal D2 (ver fig. 2.7) con la forma de un puntal entre las esquinas

superior Este e inferior Oeste de los castillos. En un puntal como el anterior se presentan concentraciones de deformaciones, y por tanto de esfuerzos, en los extremos opuestos de los castillos ya que el área del propio puntal se reduce hacia las esquinas del muro. Como se explica con mayor detalle en la sección 6.2 de este trabajo, el mecanismo resistente a carga lateral de los muros se puede modelar mediante un sistema de puntales y tensores (campos de esfuerzos de compresión y tensión, respectivamente).

La segunda secuencia de curvas de la fig. 4.22, correspondiente a los ciclos negativos nones, presenta una ligera concentración de deformaciones en la esquina inferior Este del muro. La ausencia de agrietamiento significativo en la esquina opuesta parece explicar los bajos niveles de deformación que se registraron en los deformímetros BO5, BO6 y BO7 (ver fig. 4.15). De manera semejante al modelo M1, hacia la etapa final del ensaye, las deformaciones observadas en la región central fueron menores, hasta en 50%, que las correspondientes a las esquinas del muro, si se exceptúa el extremo superior Oeste. Sin embargo, a diferencia del primer muro, las deformaciones de los alambres superaron la de fluencia, ε_y desde las etapas iniciales del ensaye y continuaron incrementando sus valores durante la parte final del mismo.

La evolución de las deformaciones a lo largo del alambre central, instrumentado con cinco deformímetros en su longitud, se presenta en la fig. 4.23. Esta gráfica incluye, además, la evolución de los esfuerzos de adherencia sobre el mismo alambre a lo largo del ensaye suponiendo que se distribuyeron uniformemente entre cada par de deformímetros contiguos. Para facilitar la interpretación de la información, la fig. 4.23 sólo presenta los valores que se registraron durante los picos de ciclos nones. Las lecturas correspondientes a los ciclos pares fueron muy similares.

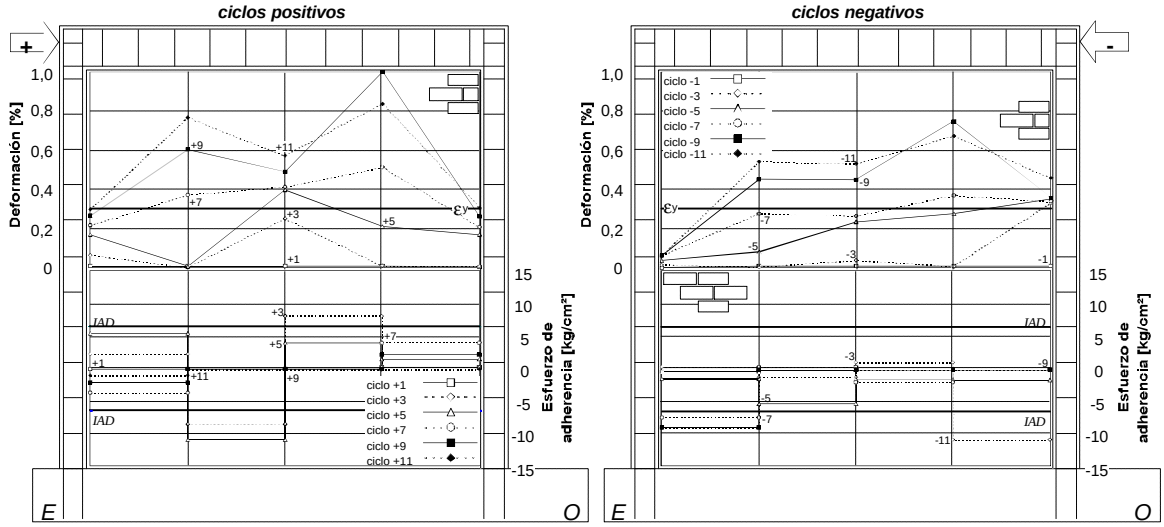


Figura 4.23 - Deformación y esfuerzo promedio de adherencia a lo largo del alambre central del espécimen M3 (M-5/32-E20)

Al igual que en la fig. 4.9 correspondiente al modelo M1, se han ubicado líneas horizontales para señalar la deformación de fluencia y el índice de adherencia de diseño (*IAD*), que fue de 6,4 kg/cm^2 (0,63 MPa). El *IAD* de este espécimen fue el más elevado de los modelos.

El comportamiento que muestran las deformaciones a lo largo del alambre central durante los ciclos positivos difiere en ciertos aspectos del que se registró durante los negativos. A pesar de la similitud en la concentración de deformación en las secciones *medias* (deformímetros BE42 y BO42 de la fig. 4.15), los valores en otras posiciones presentan diferencias de hasta 80% para ciclos a la misma distorsión; además, el extremo Este del alambre prácticamente no trabajó durante los ciclos negativos. Lo anterior se puede atribuir

a la diferente distribución del agrietamiento en las regiones de los extremos del alambre central. La influencia de este fenómeno fue observada claramente en la curva carga lateral-deformación correspondiente al deformímetro de la posición BE41, muy parecida a la mostrada en la fig. 4.21.

En la fig. 4.23 se puede observar que el refuerzo horizontal no presentó deformaciones; i.e. no trabajó durante los ciclos previos al agrietamiento inclinado. Durante los ciclos iniciales del ensaye, la deformación a lo largo del alambre central presentó una distribución aproximadamente uniforme con cierta concentración hacia el centro del panel. Esta distribución se vió modificada durante las etapas medias y finales del ensaye fundamentalmente por la orientación del patrón de agrietamiento. Como el refuerzo trabaja principalmente por la presencia de grietas, la deformación en cada tramo del alambre dependió de la anchura de las grietas que eran atravesadas por el propio refuerzo horizontal; es decir, existió una correspondencia entre el agrietamiento y la deformación de los alambres del refuerzo horizontal. Observando el patrón de agrietamiento de este modelo (fig. 3.28) es posible reconocer los tramos del alambre que no presentaron altas concentraciones de deformación.

Es interesante señalar que a pesar de los altos niveles de deformación que se presentaron en la zona de anclaje del alambre central a los castillos, que inclusive rebasaron la deformación de fluencia durante varios ciclos, no se observó ningún deterioro importante del anclaje del refuerzo horizontal. La presencia de deformaciones igualmente significativas en otras secciones del mismo alambre corrobora la efectividad del anclaje a 90º en sus extremos.

La parte inferior de la fig. 4.23 presenta la evolución de los esfuerzos de adherencia a lo largo del mismo alambre central. A diferencia de la tendencia mostrada por la varilla central del modelo M1, que rebasó el *IAD* correspondiente desde las etapas iniciales del ensaye, el alambre de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro del espécimen M3 tuvo escasas tres incursiones fuera del rango establecido por el *IAD* de este muro. Efectivamente, el deslizamiento de bloques de mampostería definidos por el refuerzo horizontal en el modelo M3 fue mucho menos evidente que el primer muro ensayado. La tendencia que exhibieron los esfuerzos de adherencia durante el ensaye fue más bien errática y dependió fundamentalmente de la orientación del agrietamiento en la zona central del muro. Una vez registrados los primeros signos de agrietamiento inclinado en el muro, los valores del esfuerzo de adherencia medio a lo largo del alambre central fueron en general crecientes con el nivel de distorsión. De acuerdo con los patrones de agrietamiento del modelo M3 (ver fig. 3.28), el daño se concentró en la parte inferior y central del panel, así como en las zonas de contacto entre los castillos y el panel de mampostería.

4.5.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec

El estudio de la evolución de la anchura de algunas grietas y de la separación entre el panel de mampostería y los elementos confinantes se llevó a cabo durante el ensaye del modelo M3 siguiendo un procedimiento igual al descrito en la sección 4.3.3 para el modelo M1.

Los primeros registros de la anchura de grietas se realizaron durante el ciclo -4 (R=0,21%) cuando las grietas iniciales debidas a la flexión de los castillos se hicieron perceptibles. Desde las primeras mediciones hasta los ciclos posteriores al agrietamiento inclinado significativo del panel de mampostería, dichas grietas presentaron anchuras cercanas a 0,5 mm, en promedio.

Las grietas inclinadas, por otra parte, mostraron un comportamiento radicalmente diferente. Durante la etapa inicial del ensaye, las anchuras fueron inferiores a 0,2 mm; sin embargo, desde el ciclo +9 (R=0,92%) hasta el final del ensaye, se registraron anchuras mucho mayores (hasta de 4,0 mm). De forma similar a la tendencia que presentaron las grietas inclinadas en el modelo sin refuerzo horizontal, el agrietamiento inclinado del modelo M3 exhibió anchuras cuyos valores oscilaron entre 0,5 y 4,0 mm según el sentido de la carga. Sin embargo, las anchuras del agrietamiento inclinado del modelo M3 fueron cinco veces menores a las registradas en el modelo de control. Tal diferencia es atribuible, sin duda, a la presencia del refuerzo horizontal que condujo a la reducción de las anchuras de la grietas y a una mejor distribución del daño.

Aun más, en el espécimen M1, reforzado horizontalmente con varillas no. 3, se registraron grietas inclinadas con anchuras máximas de 1,0 mm (25% de las máximas anchuras medidas en el modelo M3). Por lo tanto, se puede afirmar que el empleo de refuerzo horizontal en estructuras de mampostería confinada permite controlar la anchura de grietas, lo que a su vez se traduce, por ejemplo, en una disminución del costo de reparación o de rehabilitación de la propia estructura después de un evento sísmico.

La separación entre el panel de mampostería y los castillos en la región de la base del muro se midió a lo largo del ensaye mediante el empleo de un transductor tipo Demec. La evolución de la separación entre dichos elementos presentó dos etapas particularmente diferentes entre sí. Antes de alcanzar la resistencia del modelo (R=0,61%), las lecturas presentaron una oscilación entre prácticamente cero deformación y 0,025%. Este comportamiento se asoció con la completa recuperación de la deformación por flexión de los castillos mientras el refuerzo longitudinal de los mismos permaneció en el intervalo elástico (ver fig. 4.16).

Una vez alcanzada la resistencia del modelo M3, cuando se presentó la plastificación de algunas secciones del refuerzo longitudinal de los castillos, la separación entre los mismos y el panel de mampostería, mostró una tendencia creciente, similar a la del primer modelo ensayado.

Los valores máximos registrados durante la primera etapa no fueron superados durante la segunda. Al igual que en los modelos M1 y M2, la separación máxima medida en la base del muro, entre el panel de mampostería y los elementos confinantes fue de 0,025%. Lo anterior hace pensar que, a pesar de la penetración del agrietamiento inclinado en los extremos de los castillos, los elementos del muro continuaron resistiendo las cargas laterales en conjunto.

4.6 MODELO M4 (M-1/4-E6)

El último modelo ensayado fue el espécimen M4. Este muro estuvo reforzado horizontalmente con dos alambres corrugados de alta resistencia de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro cada cuatro hiladas. El modelo M4 tuvo una cuantía de refuerzo horizontal p_h de 0,190%; el producto $p_h f_y$ (11,4 kg/cm^2 o 1,12 MPa) fue el mayor de los tres modelos reforzados horizontalmente.

El refuerzo longitudinal de los castillos del espécimen M4 estuvo compuesto por cuatro varillas no. 3, mientras que el refuerzo transversal se proporcionó mediante estribos de alambrón liso no. 2. Tanto el refuerzo longitudinal como transversal de los castillos del modelo M3 fueron iguales a los del modelo de control (M2). En la fig. 4.24 se muestra un esquema de la instrumentación interna del espécimen M4.

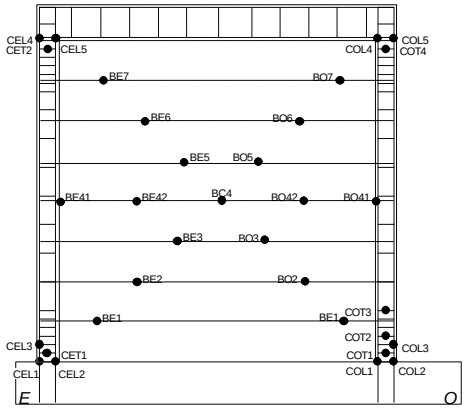


Figura 4.24 - Instrumentación interna del espécimen M4 (M-1/4-E6)

4.6.1 Refuerzo de castillos

El refuerzo de los castillos del espécimen M4 fue igual al correspondiente a los elementos confinantes del modelo sin refuerzo horizontal. Como ya fue establecido en la sección 4.4.1 de este capítulo, la distribución del refuerzo transversal (7 estribos a cada 6 cm en los extremos del castillo y estribos a cada 20 cm en el resto de la altura) se basa en las recomendaciones de Hernández y Meli (1976) para lograr un comportamiento más estable y una mayor capacidad de deformación de muros de mampostería confinada.

Sólo seis secciones de las 16 instrumentadas sobre el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos presentaron deformaciones permanentes asociadas con la fluencia. La localización de estas secciones se presenta en la fig. 4.25. Esta figura muestra mediante números arábigos la secuencia en que las diferentes plastificaciones ocurrieron e incluye la curva carga lateral-distorsión para relacionar el comportamiento general del modelo con la fluencia del refuerzo de los castillos. Debe recordarse que este modelo alcanzó su resistencia por flexión y finalmente falló por una combinación de cortante y compresión. Al igual que en los modelos M2 y M3, ningún estribo instrumentado mostró deformaciones superiores a la de fluencia.

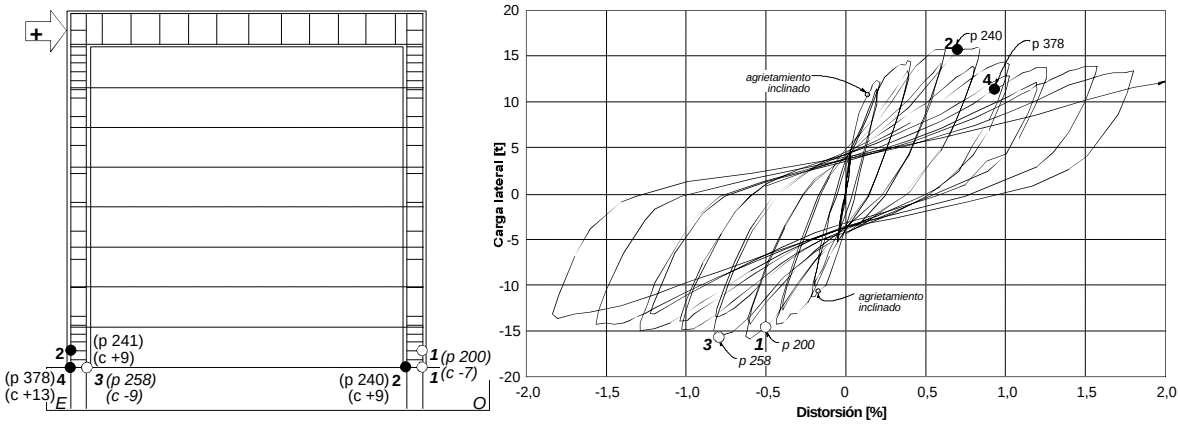


Figura 4.25 - Secuencia de fluencia del refuerzo de castillos del espécimen M4 (M-1/4-E6)

Las primeras plastificaciones del refuerzo de los castillos se presentaron en la base del castillo Oeste durante el ciclo -7 (R=0,50%). Estas plastificaciones se presentaron en las posiciones COL2 y COL3 (ver fig. 4.24) mientras la flexión del propio muro indujo deformaciones de tensión importantes sobre el refuerzo longitudinal del mismo. Durante el ciclo -7 se alcanzó la resistencia del modelo para el sentido negativo de la carga. Durante esta etapa del ensaye, el agrietamiento estuvo caracterizado por una distribución general del daño sobre el panel de mampostería y la aparición de algunas grietas por flexión en las bases de ambos castillos.

Durante el ciclo +9 (R=0,69%) se registró la plastificación de otro par de secciones. En las posiciones designadas como COL1 y CEL3 se registraron plastificaciones del refuerzo longitudinal por la tensión del castillo. Durante el ciclo +9, aun cuando el castillo Oeste se encontraba sujeto a compresión por efecto de la dirección de la carga, la rotación local en la base del mismo fue tal que indujo la plastificación del refuerzo longitudinal por deformaciones de tensión. La rotación local promedio de la base de los castillos del espécimen M4 alcanzó los valores más grandes de los cuatro muros ensayados (3,0%).

Es en el ciclo +9 cuando se observó por primera vez la penetración de grietas inclinadas y verticales en la base del castillo Oeste. Cerca del pico del ciclo negativo siguiente (R=0,81%), este mismo fenómeno se observó en la base del castillo Este, lo que provocó la aparición de una nueva plastificación del refuerzo longitudinal (deformímetro CEL2). La última plastificación del refuerzo se presentó, nuevamente por la flexión del castillo, en la posición CEL1 durante el ciclo +13 (R=0,89%). El daño del modelo durante este ciclo de carga estuvo caracterizado fundamentalmente por la aparición de grietas horizontales a lo largo de las juntas de mortero con refuerzo. Este agrietamiento provocó un deslizamiento de bloques de mampostería similar al observado en el espécimen M1 y M3. En la fig. 3.43 se presenta un esquema de la configuración final de deformación del modelo M4 en el que se puede observar la influencia del deslizamiento de los bloques sobre los elementos confinantes y su refuerzo.

Mientras que los especímenes M2 y M3 presentaron secciones con plastificación en la parte superior del muro, los modelos M1 y M4 no presentaron deformaciones de fluencia en los extremos superiores de los castillos. La razón para esta diferencia se atribuyó a la distribución del daño en los especímenes. El primero y último modelos ensayados registraron relativamente poco daño en la parte superior y tuvieron patrones finales de agrietamiento muy similares entre sí (ver figs. 3.8 y 3.36).

Las máximas deformaciones observadas en el extremo superior del refuerzo longitudinal de los castillos del modelo M4 fueron de 0,08% y se presentaron en la posición del deformímetro CEL5 durante el ciclo +9 en que fluyeron las secciones COL1 y CEL3. No se registraron deformaciones de fluencia en ninguno de los deformímetros ubicados en la zona superior del muro.

De la misma manera que en los modelos M2 y M3, cuyo refuerzo longitudinal de castillos fue igual al del modelo M4, fue posible reconocer dos tipos de relaciones carga lateral-deformación para los deformímetros adheridos al refuerzo. La primera de ellas se presentó en los deformímetros ubicados sobre el refuerzo correspondiente al paño exterior de los castillos. El refuerzo que se ubica hacia el panel de mampostería registró el segundo tipo de comportamiento. El primer tipo de comportamiento se muestra en la fig. 4.26 que presenta la curva carga lateral-deformación del deformímetro CEL3. En esta figura es posible observar que el refuerzo de la cara exterior de los castillos registró deformaciones tanto de tensión como de compresión según el sentido de la carga lateral.

El comportamiento asimétrico de la fig. 4.26 se atribuyó principalmente a tres razones: la distribución del daño, la rotación local de la base del castillo y la acumulación de deformación residual del refuerzo al cambiar el sentido de la carga. El comportamiento de los deformímetros CEL1, COL2 y COL3, ubicados también en la cara exterior de la base de los castillos, fue muy parecido al que exhibe la fig. 4.26; sin embargo en dichas posiciones se alcanzaron menores niveles de deformación.

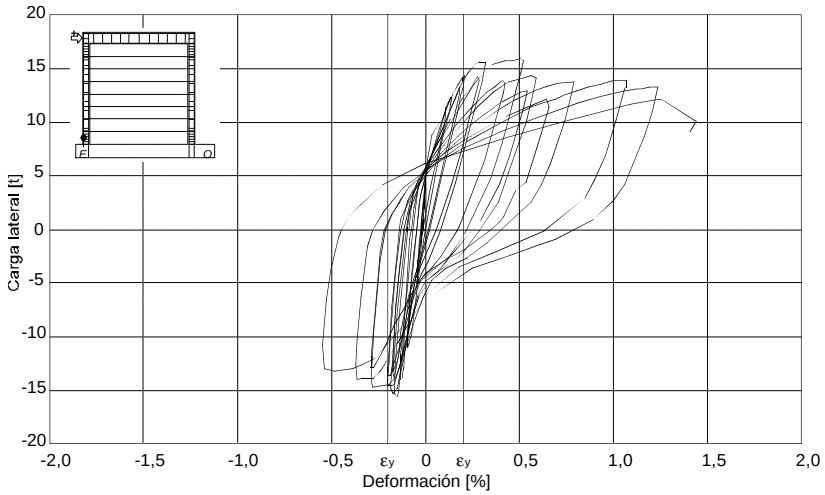


Figura 4.26 - Deformación en la base del castillo Este del espécimen M4 (M-1/4-E6)

En la figura anterior, se pueden reconocer ciclos alternantes de tensión y de compresión, tanto en la etapa elástica inicial como en la parte inelástica del comportamiento del deformímetro, lo que habla de un muy buen trabajo de adherencia entre el refuerzo longitudinal de castillos y el concreto de los mismos. El comportamiento del deformímetro CEL3 indica que la longitud de articulación plástica que se alcanzó en este modelo fue de 12 cm aproximadamente.

El segundo tipo de relación carga lateral-deformación se presenta en la fig. 4.27. Esta figura corresponde al deformímetro COL1 del castillo Oeste. El comportamiento de este deformímetro estuvo caracterizado, una vez que se alcanzó la resistencia del modelo, por el trabajo a tensión para ambos sentidos de carga y por una ligera concentración de la deformación durante los ciclos negativos en los que el castillo Oeste estuvo sujeto a tensión.

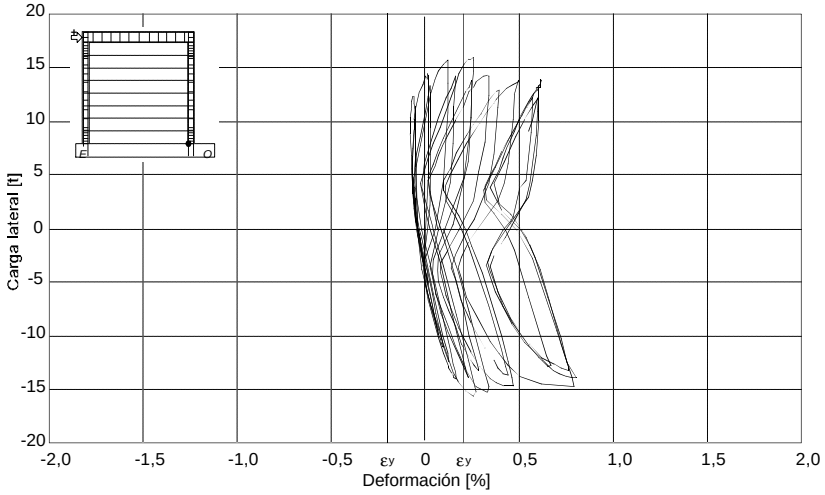


Figura 4.27 - Deformación en la base del castillo Oeste del espécimen M4 (M-1/4-E6)

La fig. 4.27 es similar a la 4.5, correspondiente a la base del castillo Este del modelo M1. Recuérdese que el refuerzo longitudinal de los castillos de aquel modelo estuvo formado por una sola varilla no. 6 ubicada al centro de los mismos, por lo que se le consideró como refuerzo de cara interior de castillo. En el refuerzo longitudinal del modelo M4 se registraron las deformaciones de compresión y de tensión más grandes de los cuatro muros, ya que la flexión tuvo una mayor participación en la deformación total del espécimen.

En la fig. 4.27 se puede observar que durante los primeros ciclos positivos del ensaye, el deformímetro registró pequeñas deformaciones de compresión como resultado de la flexión de los castillos. Sin embargo, esta tendencia se vió modificada en el ciclo +7 (R=0,59%) cuando prácticamente se alcanzó la resistencia del modelo. Durante los ciclos posteriores de carga, el deformímetro COL1 registró sólo deformaciones de tensión.

El cambio de comportamiento antes descrito se puede atribuir a un corrimiento del eje neutro hacia el extremo del modelo conforme se avanzó en la prueba. En el inicio del ensaye, cuando el daño es escaso o nulo, la región a compresión incluye tanto al castillo como una porción del panel de mampostería; sin embargo, con el incremento del daño y la penetración de grietas inclinadas al castillo en compresión, la restricción a la rotación local de la base del propio castillo se reduce y con ello aparecen solicitaciones importantes de tensión al refuerzo longitudinal del castillo, antes incluido en la región a compresión.

Como en los tres primeros modelos ensayados, las lecturas de los deformímetros adheridos al refuerzo transversal de los castillos, no presentaron deformaciones que indiquen su plastificación. Las deformaciones más grandes fueron registradas durante la etapa final del ensaye, una vez que el daño en los extremos de los castillos se hizo evidente. El aumento de la anchura de las grietas inclinadas y verticales que penetraron en las bases de los castillos indujeron el crecimiento de las deformaciones de tensión de los deformímetros. Los valores máximos registrados fueron cercanos a 0,02% (10% de la deformación de fluencia, ε_y).

El refuerzo transversal de este modelo presentó valores de deformación ligeramente menores que en los primeros tres modelos ensayados, lo cual se puede atribuir al poco agrietamiento que penetró a los castillos y a que la flexión dominó las deformaciones del muro en la etapa final del ensaye y con ello probablemente se redujo la participación directa de los estribos (mediante la deformación a lo largo de sus ramas) en la resistencia a carga lateral. Otra razón para la reducción de las deformaciones en los estribos apunta a la alta capacidad del refuerzo horizontal de este modelo para tomar carga lateral ($p_h f_y$ de 11,4 kg/cm^2 o 1,12 MPa). Es entonces que la colaboración de los estribos a la resistencia se manifiesta de forma casi exclusiva por el trabajo por acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos.

Al estudiar el comportamiento general del modelo M4 y en particular aquél correspondiente a los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo longitudinal de sus castillos, resulta más o menos evidente que la flexión tuvo una participación importante en la deformación del espécimen. Como se explicó en la sección 2.3 de este documento, una buena predicción de la resistencia a flexión de los modelos se puede calcular a partir de los diagramas momento-curvatura. De acuerdo con ese estudio, la falla por corte estaba garantizada en todos los especímenes (ver columna 7 de la tabla 2.5). Sin embargo, al aplicar la ec. 2.1 que se incluye en las NTCM para el cálculo de la resistencia a flexión de muros de mampostería (ver columnas 3 y 4 de la tabla 2.5), la fuerza cortante asociada con este tipo de falla en el modelo M4 fue de 15,7 t (154,0 kN). Esta carga lateral fue superada en 3% por la máxima carga lateral resistida por el modelo M4 (16,2 t o 158,9 kN) en el pico del ciclo +9 (R=0,83%).

Lo anterior permite afirmar no sólo que la expresión de las NTCM predice adecuadamente la resistencia a flexión de muros de mampostería, sino que la resistencia del modelo M4 se alcanzó por flexión. Sin embargo, hacia el final del ensaye, las deformaciones laterales crecieron significativamente y aceleraron el deterioro por corte hasta conducir a una falla por compresión-cortante.

4.6.2 Refuerzo horizontal

El último muro ensayado fue reforzado cada cuatro hiladas mediante alambres corrugados de alta resistencia (grado 60). Estos alambres, de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro, se colocaron por pares en las juntas de mortero correspondientes y se anclaron en los castillos 12 cm. Adicionalmente, se hicieron ganchos de 90º de 12 cm de longitud aproximada en ambos extremos de los alambres del refuerzo horizontal. Las razones para el empleo de una longitud de gancho ligeramente mayor a la que indican las NTCC se hayan establecidas en la sección 4.5.2 de este capítulo. De acuerdo con las pruebas mecánicas practicadas al refuerzo, la deformación de fluencia para el refuerzo horizontal del espécimen M4 fue de 0,3%. En el apéndice A se presenta un resumen de las pruebas mecánicas que se practicaron a los materiales empleados en la construcción de los modelos.

El refuerzo horizontal del modelo M4 fue el que registró el menor número de secciones plastificadas de los muros ensayados. En la fig. 4.28 se muestra el orden en que fluyeron las distintas secciones del refuerzo horizontal del modelo M4. La curva carga lateral-distorsión se ha incluido con la intención de mostrar el efecto de las plastificaciones del refuerzo horizontal en el comportamiento general del muro.

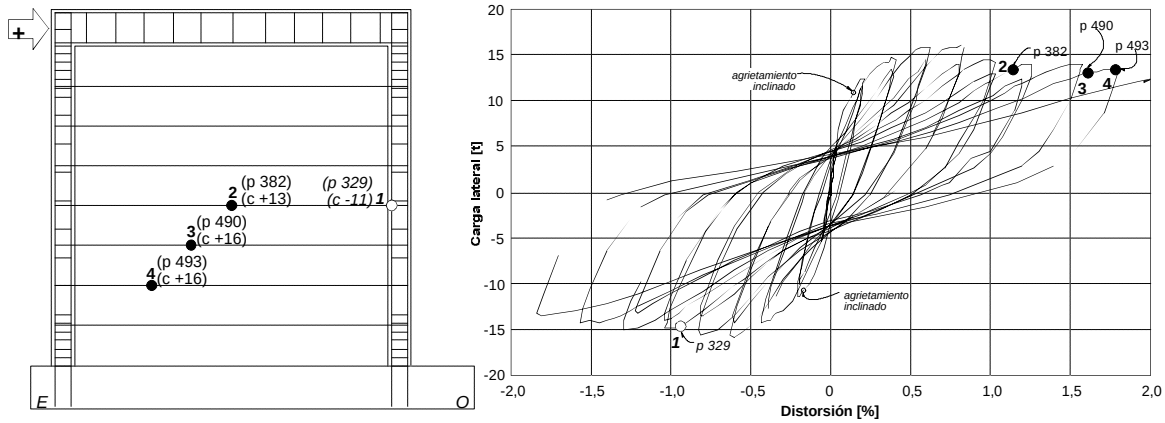


Figura 4.28 - Secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del espécimen M4 (M-1/4-E6)

Es interesante hacer notar que, a diferencia de los otros modelos reforzados horizontalmente, en el espécimen M4 se registró la plastificación del refuerzo horizontal después de la fluencia del acero de refuerzo de los castillos, probablemente por que la cuantía de refuerzo horizontal de este modelo (0,190%) requirió de grandes distorsiones para iniciar su participación en la resistencia a carga lateral del muro; es decir, la resistencia a flexión del modelo se vió desarrollada con anterioridad a la de corte. En los modelos M1 y M3, la plastificación del refuerzo horizontal y del refuerzo longitudinal de los castillos se presentó en forma prácticamente simultánea.

Las plastificaciones del refuerzo horizontal del modelo M4 se concentraron en la zona central inferior del panel de mampostería y se pueden atribuir, en general, al desplazamiento en bloques que se observó durante el ensaye (ver figs 3.36 y 3.37). La plastificación de los alambres del espécimen M4 se presentó durante las etapas finales del ensaye, después de haberse alcanzado la resistencia del modelo y con el patrón final de agrietamiento prácticamente definido por completo. En la fig. 4.28 se puede observar que la primera plastificación del refuerzo horizontal se registró en el extremo Oeste de la barra central, precisamente en la interfaz panel de mampostería-castillo Oeste (deformímetro BO41). Esta primera plastificación se presentó durante el ciclo -11 (R=0,90%) cuando se hizo evidente el deslizamiento horizontal de bloques de mampostería y el aplastamiento de tabiques próximos al castillo Oeste. La siguiente sección plastificada fue ubicada nuevamente sobre la barra central en la posición BC4, durante el ciclo +13 (R=1,15%), poco después de la última fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos (ver fig. 4.25). La fluencia de esta sección se

asoció con el nivel de daño que presentó la región central del panel de mampostería durante las etapas finales del ensaye.

Las últimas dos secciones del refuerzo horizontal que presentaron deformaciones asociadas con la fluencia se ubicaron en las posiciones BE2 y BE3. La plastificación de estas secciones se registró durante el ciclo +16, cuando la distorsión del muro se encontraba entre 1,70% y 1,79%. Los anteriores niveles de distorsión resultan excesivos para estructuras de mampostería confinada; sin embargo, permitieron estudiar el comportamiento de dicho tipo de estructuras ante grandes solicitaciones de desplazamiento. La posición de las distintas secciones que registraron fluencia coincidió aproximadamente con la zonas del muro que mostraron aplastamiento de tabiques (ver fig. 3.36).

El comportamiento de los diferentes deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del espécimen M4 fue similar al registrado durante el ensaye de los modelos M1 y M3. Al igual que en aquel modelo, fue posible reconocer dos tipos de relación carga lateral-deformación de los sensores. El primero fue el exhibido por los deformímetros ubicados en la parte inferior y central del muro. En la fig. 4.29 se muestra la relación entre la carga lateral y la deformación correspondiente a la posición BO41, donde se registró la primera fluencia del refuerzo horizontal. La tendencia que muestra la fig. 4.29 corresponde al comportamiento típico de los deformímetros de la región inferior y central del muro. Dicha figura presenta gran similitud a la fig. 4.7, que corresponde a uno de los deformímetros de la parte inferior del modelo M1.

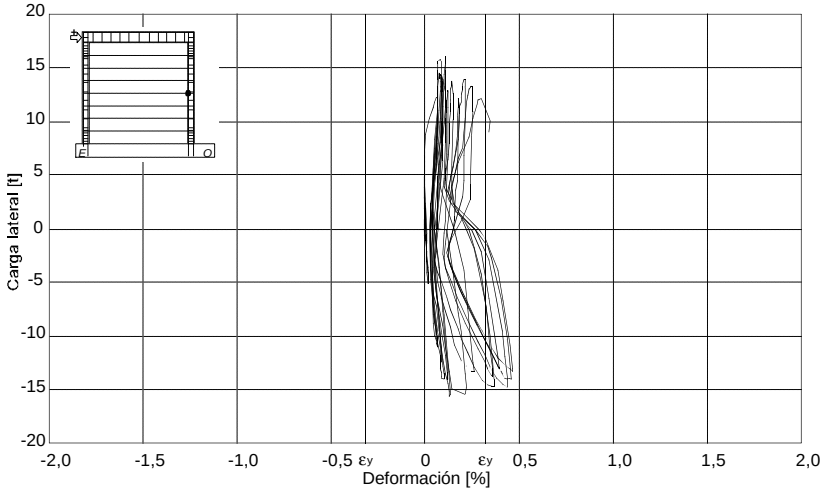


Figura 4.29 - Deformación en el extremo Oeste de uno de los alambres del refuerzo horizontal del espécimen M4 (deformímetro BO41)

El segundo tipo de relación carga lateral-deformación corresponde al exhibido por los deformímetros adheridos al refuerzo colocado en la región más alta del espécimen. Los deformímetros BE6, BE7, BO6 y BO7 mostraron comportamientos muy parecidos al de la fig. 4.21, correspondiente a la posición BO7 del modelo M3. En la parte superior del muro, el refuerzo horizontal trabajó únicamente durante los semiciclos de carga que provocaron el aumento de la anchura de las grietas que cruzaban los alambres. En los semiciclos restantes, el refuerzo recuperó prácticamente toda su deformación. Los niveles máximos de deformación del refuerzo horizontal que se alcanzaron en la región superior del muro (0,17%) fueron inferiores a los registrados en el modelo M3. Sin embargo, en las posiciones BE7 y BO7 del modelo M1 se registraron deformaciones aun menores a las del espécimen M4.

En la fig. 4.30 se muestran los niveles de deformación exhibidos por el refuerzo horizontal del modelo M4 a lo largo de las diagonales del último. En esta figura se ha incluido los valores correspondientes a los ciclos nones tanto positivos como negativos. La tendencia que presentaron los valores en los ciclos pares fue relativamente similar a la de la fig. 4.30. El comportamiento a lo largo de las diagonales del espécimen M4 presentó un comportamiento radicalmente distinto al de los dos modelos con refuerzo horizontal ensayados previamente. Mientras que los modelos M1 y M3 presentaron concentraciones de la deformación en el extremo inferior de las diagonales, donde el agrietamiento era importante, el espécimen M4 registró dichas concentraciones hacia el centro del panel, donde se hizo patente el aplastamiento de algunas piezas. Tal aplastamiento de piezas indica la región en la que se forma un puntal de compresión como mecanismo para resistir la carga lateral impuesta al modelo (ver sección 6.2).

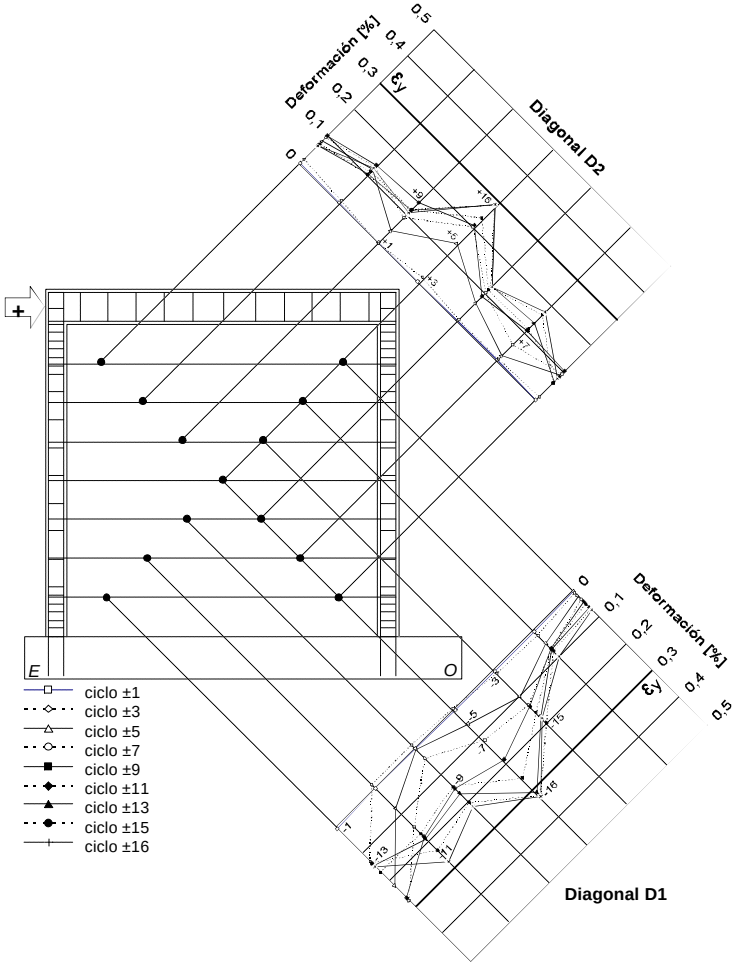


Figura 4.30 - Distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del espécimen M4 (M-1/4-Z6)

En la fig. 4.30 se puede observar que durante los primeros ciclos, existió una distribución uniforme de deformaciones a lo largo de las diagonales. Conforme el nivel de distorsión se incrementó, dicha uniformidad se perdió y las diagonales mostraron deformaciones con una tendencia aproximadamente parabólica en su longitud. Los valores máximos se presentaron, entonces, en el cruce de las diagonales. Durante los ciclos finales del ensaye, la diagonal D1 (ver fig. 2.7), cuya distribución se muestra en el segundo grupo de curvas de la fig. 4.30, registró una concentración de deformación hacia la esquina inferior Este del muro. Esta concentración se atribuyó a que, durante los ciclos a grandes distorsiones, se presentó el aplastamiento de

piezas en la región inferior y central del panel de mampostería. La diagonal D2 (ver fig. 2.7), en cambio, continuó presentando esta concentración en el cruce de las diagonales, exhibiendo un trabajo en forma de puntal. Al igual que en el modelo M1, con cuantía de refuerzo horizontal ligeramente superior a la del espécimen M4, las deformaciones a lo largo de las diagonales del último modelo ensayado presentaron valores superiores a ε_y únicamente durante los últimos ciclos del ensaye, una vez que la distorsión había superado 1,20%.

La evolución de la deformación y de los esfuerzos promedio de adherencia a lo largo de uno de los alambres ubicados en el centro del modelo M4 se presenta en la fig. 4.31. Dicha figura presenta únicamente los valores registrados durante los ciclos nones. Como en los modelos M1 y M3, las lecturas obtenidas durante los ciclos pares fueron similares a las graficadas en la fig. 4.31. Las líneas horizontales de la fig. 4.31 corresponden, en la parte superior, a ε_y; y al índice de adherencia de diseño (*IAD*) en la parte inferior. El *IAD*, definido en la sección 4.2, fue de 3,9 kg/cm^2 (0,38 MPa), prácticamente el mismo que el correspondiente al modelo M1.

La fig. 4.31 muestra que, de forma similar a los especímenes M1 y M3, los niveles de deformación a lo largo del alambre central fueron prácticamente los mismos para ciclos positivos y negativos. La distribución de deformación durante los ciclos iniciales del ensaye fue aproximadamente uniforme. Esta tendencia se conservó durante una gran parte del ensaye y sólo hacia el final del mismo se registraron concentraciones de deformación en el centro y los extremos del alambre.

El incremento en la anchura de grietas inclinadas y el aplastamiento de piezas en el centro del panel parecen explicar dichas concentraciones. La presencia de deformaciones superiores a la de fluencia (0,3%), que se registró durante los ciclos finales del ensaye en la sección central y en el extremo Oeste del alambre, se atribuyó al nivel de distorsión a que estaba sujeto el modelo y al aplastamiento de algunas piezas en las regiones circundantes a los deformímetros BC4 y BO41 (ver fig. 4.24).

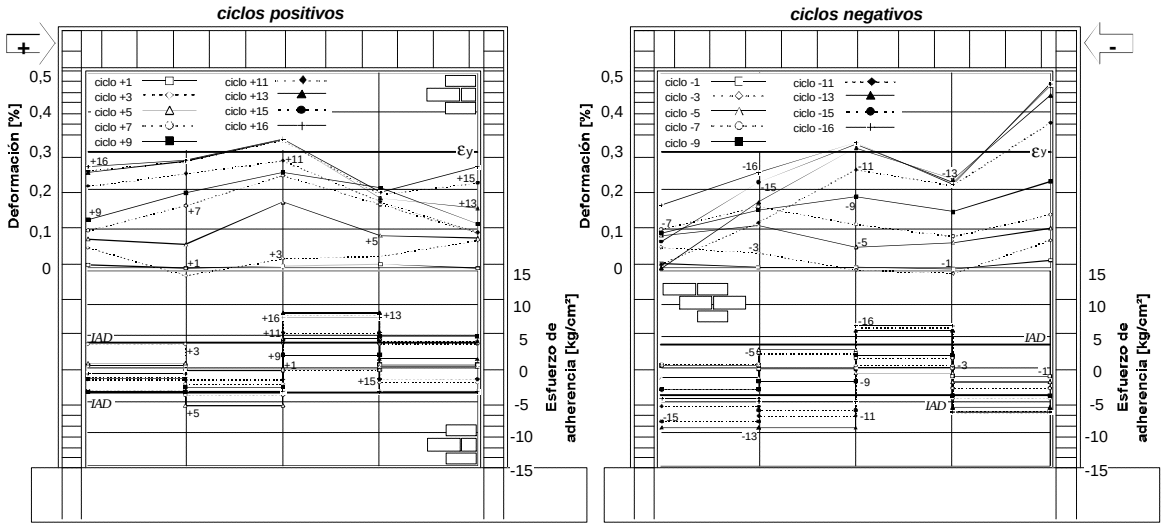


Figura 4.31 - Deformación y esfuerzo promedio de adherencia a lo largo de la barra central del espécimen M4 (M-1/4-E6)

La parte inferior de la fig. 4.31, que muestra los esfuerzos de adherencia a lo largo del alambre central del refuerzo horizontal del modelo M4, se construyó a partir de las lecturas de los cinco deformímetros colocados sobre dicho alambre empleando la ec. 4.1. y suponiendo una distribución uniforme del esfuerzo

entre cada par de secciones instrumentadas. La tendencia que se puede observar en la parte inferior de la fig. 4.31 es semejante a la que exhibió la varilla central del modelo M1 (ver fig. 4.9). Durante los ciclos iniciales de la prueba, antes de alcanzar la resistencia del modelo, los esfuerzos de adherencia permanecieron bajo el umbral definido por el *IAD*; sin embargo, durante las etapas finales del ensaye, el *IAD* fue rebasado en múltiples ocasiones por los esfuerzos a lo largo del alambre central. Durante esta etapa del ensaye fue evidente el deslizamiento de bloques de mampostería a lo largo del refuerzo horizontal, sobre todo en la región central del muro. Este corrimiento, sin embargo, fue menor en magnitud y menos notorio que en el modelo M1.

4.6.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec

El seguimiento tanto de la anchura de grietas por corte y por flexión como de la separación en la base del modelo M4 entre los castillos y el panel de mampostería se llevó a cabo a partir del ciclo +5 (*R*=0,40%) siguiendo los procedimientos descritos en la sección 4.3.3 de este capítulo.

La anchura de grietas por corte y por flexión presentó una evolución a lo largo del ensaye que contrastó particularmente con las tendencia descritas para los modelos M1, M2 y M3. Mientras en los tres primeros modelos ensayados las grietas por flexión registraron anchuras menores a las grietas por corte, en el espécimen M4, las primeras superaron la anchura de las segundas hasta en 200%. Lo anterior se debe, sin duda, a las diferencias de comportamiento (resistencia por flexión) y de modo de falla (cortante-compresión) del último modelo ensayado con respecto a loa modelos M1, M2 y M3.

Desde el ciclo +5 hasta el final del ensaye, las grietas inclinadas asociadas a la deformación por corte del muro presentaron anchuras de 1,0 mm, en promedio. No se registraron cambios significativos de la anchura de este tipo de grietas al incrementar tanto carga lateral como distorsión. Este fenómeno de estabilidad en la anchura del agrietamiento inclinado se pudo asociar con la presencia del refuerzo horizontal que restringió el tamaño de las grietas y propició una distribución más uniforme del daño.

En contraste, las grietas por flexión que fueron monitoreadas en las caras exteriores de los castillos mostraron una oscilación en los valores de sus anchuras similar a la que registraron las grietas inclinadas en los modelos M2 y M3. Dependiendo del sentido de la carga lateral, las grietas por flexión exhibieron anchuras entre 0,5 mm y 3,5 mm, prácticamente desde el inicio del monitoreo de la anchura de grietas en el ciclo +5.

Tanto la relación de anchuras entre las grietas por corte y por flexión, como el fenómeno de control de la anchura de las grietas por corte en el panel de mampostería, apoyan la afirmación sobre que la flexión caracterizó la falla del modelo M4.

La separación entre el panel de mampostería y el eje de los castillos en las esquinas inferiores del modelo fueron registradas mediante un transductor mecánico tipo Demec desde el ciclo +2 (R=0,03%). Dos tendencias diferentes pudieron ser reconocidas. La primera de ellas, de carácter oscilatorio, se presentó a lo largo de todo el ensaye en la base del castillo Este. La orientación prácticamente vertical que presentaron las grietas en la esquina inferior Este del muro propiciaron que la separación entre el panel y los castillos cambiará entre cero deformación y casi 0,025%, como en la etapa inicial del ensaye del modelo M1. En el extremo Oeste, en contraste, la tendencia fue creciente con la distorsión, alcanzándose valores de 0,012% hacia el final del ensaye.

A pesar del aplastamiento de piezas en la zona próxima a las mediciones, la orientación del agrietamiento no generó grandes desplazamientos relativos entre la mampostería y la base del castillo. Lo anterior se hizo aun más evidente en este modelo al alcanzarse la resistencia por flexión. El intervalo de valores para la separación entre la parte inferior del panel de mampostería y la base de los elementos confinantes fue similar al registrado en los otros especímenes. Las observaciones anteriores permiten concluir, sin duda, que los elementos confinantes no se separan del panel de mampostería.

4.7 RESUMEN

Esta sección presenta la comparación de los principales parámetros empleados para describir el comportamiento detallado de los modelos ensayados. Se incluyen comentarios generales en relación a la plastificación del refuerzo horizontal y de los castillos y a la distribución de deformación a lo largo de las diagonales de los muros. Asimismo, la evolución de los esfuerzos de adherencia y de la deformación a lo largo de las barras centrales, las anchuras de grietas y la separación entre panel y castillos son resumidos en esta sección.

4.7.1 Refuerzo de castillos

La plastificación del refuerzo de los castillos fue estudiada detalladamente con objeto de explicar el comportamiento interno de los muros. En general, sólo las secciones del refuerzo longitudinal que se encontraban en las bases de los castillos presentaron deformaciones de fluencia. En el caso del modelo M1, todas las plastificaciones se presentaron por la tensión en el refuerzo longitudinal de los castillos que indujo la flexión del muro. En el espécimen M2, en cambio, las plastificaciones se atribuyeron a las deformaciones por corte y al elevado nivel de daño que exhibieron las esquinas del muro durante los ciclos a grandes distorsiones. En los especímenes M3 y M4, las plastificaciones del refuerzo longitudinal de los castillos se debieron tanto a deformaciones por corte como a la flexión que la carga lateral impuso a los muros. Sin embargo, en el modelo M4 las deformaciones por flexión dominaron hacia el final del ensaye.

La carga lateral asociada a la primera fluencia del refuerzo de los castillos de los especímenes reforzados horizontalmente fue cercana a 15,0 t (147,2 kN); sin embargo, en el modelo de control fue de alrededor de 10,0 t o 98,1 kN. El primer valor coincide aproximadamente con la fuerza cortante asociada a la capacidad a flexión de los muros que se calculó empleando la ec. 2.1 y los parámetros realistas de los muros (ver tabla 2.5). Lo anterior permite afirmar que la ec. 2.1 proporciona una buena estimación de la resistencia a flexión de muros de mampostería confinada. La distorsión asociada a la primera plastificación del refuerzo longitudinal de los castillos, en contraste, varió significativamente de modelo a modelo. Los valores encontrados oscilaron entre 0,38% para el espécimen M1 y 0,69% para el M3.

De acuerdo con las lecturas de los deformímetros ubicados sobre el refuerzo longitudinal de la parte inferior de los castillos de los modelos se pudo determinar que las plastificaciones de este tipo de refuerzo se concentraron en una zona de 12 cm aproximadamente. Se puede afirmar, entonces, que la longitud plástica en los modelos ensayados fue cercana a los 12 cm (peralte efectivo). No se logró establecer una relación clara entre las deformaciones máximas alcanzadas por el refuerzo longitudinal de los castillos y la cuantía de refuerzo horizontal; sin embargo, éstas aumentaron en los especímenes reforzados horizontalmente.

En ningún elemento del refuerzo transversal de los castillos se registraron deformaciones de fluencia. Las menores deformaciones se alcanzaron en el modelo M4, que fue reforzado con estribos a cada 20 cm en la parte central de los castillos y con siete estribos a cada 6 cm en los extremos de los mismos. Además, es importante recordar que en este modelo la resistencia se alcanzó por flexión y que contaba con la más alta capacidad del refuerzo horizontal para tomar carga lateral ($p_h f_y$ de 11,4 kg/cm^2 o 1,12 MPa). Los estribos más esforzados se localizaron en el modelo M3, que contó con el refuerzo transversal típico de la práctica constructiva (estribos a cada 20 cm en toda la altura). La concentración de las deformaciones en los estribos del modelo M3 se puede atribuir a que los castillos de este espécimen sólo contaban con el 60% del refuerzo transversal que se colocó en los modelos restantes. Un estudio detallado de la participación del refuerzo transversal en la resistencia se encuentra en la sección 6.3.1.

4.7.2 Refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal de los modelos M1, M3 y M4 se colocó en las juntas de mortero cada cuatro hiladas. En todos los casos, el refuerzo horizontal fue anclado a los castillos 12 cm (peralte efectivo de los

propios castillos) y se remataron con ganchos de 90º de 12 cm de longitud, aproximadamente. La plastificación de este tipo de refuerzo se presentó siempre bajo esfuerzos de tensión después que el agrietamiento inclinado del panel de mampostería había sido observado. La presencia de mayor o menor cuantía de refuerzo horizontal en los muros condicionó tanto la distribución y orientación del daño, como la respuesta ante cargas laterales y el modo de falla.

El número de secciones plastificadas varió de muro a muro. En los modelos M1 y M4, ocho y cuatro secciones presentaron deformaciones asociadas con la fluencia, respectivamente. En el modelo M3, con cuantía de refuerzo horizontal cercana a la mínima, hasta 15 secciones fluyeron. Se encontró que el número de secciones plastificadas puede ser un indicador aproximado del nivel de participación que alcanzó el refuerzo horizontal en la resistencia ante cargas laterales del muro. El número de secciones plastificadas decreció al aumentar la relación $p_h f_y$.

La carga lateral correspondiente a la primera fluencia del refuerzo horizontal fue ligeramente inferior a la correspondiente a la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos. En cuanto a las distorsiones asociadas con la plastificación de este tipo de refuerzo, se presentaron dos situaciones contrastantes. Mientras la plastificación en los modelos M1 y M3 se inició en distorsiones aproximadas de 0,20%, en el M4 ésta se detectó por primera vez para 0,90%, seguramente por la participación de las deformaciones de flexión en el comportamiento general de este modelo.

En ninguno de los modelos ensayados se observó deterioro significativo del anclaje del refuerzo horizontal a los castillos. Los ganchos de 90º y sus longitudes (12 cm aproximadamente) fueron suficientes para garantizar que el refuerzo horizontal trabajará adecuadamente, aun para grandes niveles de distorsión. La comparación del índice de adherencia de diseño (*IAD*) con los esfuerzos de adherencia desarrollados a lo largo del refuerzo horizontal permitió determinar la posible ocurrencia del deslizamiento. Cuanto mayor fue el nivel de esfuerzos de adherencia en relación al *IAD*, mayor fue el desplazamiento en bloques a lo largo de las hiladas con refuerzo horizontal. En el modelo M1, con refuerzo horizontal a base de varillas no. 3, se presentó este fenómeno con mayor evidencia. El espécimen que registró menores corrimientos horizontales a lo largo del refuerzo fue el M3, correspondiente a la cuantía mínima de refuerzo horizontal.

Aparentemente, la eficiencia del refuerzo horizontal; es decir, su participación en la resistencia a carga lateral del muro, no está relacionada con el nivel de esfuerzos de adherencia desarrollados en su longitud; más bien depende de las condiciones de anclaje del mismo a los elementos confinantes. Asimismo, la existencia de grietas paralelas a las hiladas con refuerzo horizontal no pareció afectar el desempeño del mismo, siempre que no existiera deterioro de las zonas de anclaje.

La evolución de la deformación del refuerzo horizontal a lo largo de las diagonales de los muros presentó distintos comportamientos en cada modelo; sin embargo, el comportamiento inicial en todos los casos se acercó a una distribución uniforme. Las tendencias registradas durante las etapas medias y finales del ensaye de los modelos estuvieron definidas fundamentalmente por la orientación y distribución del daño. Mientras que en los modelos M1 y M3 se presentó una concentración de deformación en la región inferior de los castillos; en el modelo M4 se hizo evidente un trabajo de puntal con concentraciones de deformación muy importantes en ambos extremos de los castillos. Igualmente, se encontró que la distribución de deformación a lo largo de las barras centrales de los modelos M1, M3 y M4, estuvo mayormente dictada por el patrón de agrietamiento. Algunas concentraciones importantes de deformación se presentaron en los extremos de las barras, alcanzándose inclusive deformaciones de fluencia; sin embargo, esto no ocasionó daño significativo al anclaje del refuerzo horizontal en los castillos ni repercutió en el desempeño del mismo.

El nivel de deformación que exhibió el refuerzo horizontal de cada muro estuvo relacionado básicamente con la cuantía de refuerzo. Mientras en el modelo con cuantía mínima (M3) se observaron deformaciones de hasta 1,8%, en los modelos M1 y M4, con cuantías de refuerzo horizontal semejantes, la máxima deformación fue inferior a 0,5%. Lo anterior es un primer indicador de que la colocación de cuantías de refuerzo horizontal cercanas a la mínima establecida por las NTCM resulta más eficiente que la inclusión de elevadas cantidades de refuerzo horizontal.

4.7.3 Anchura de grietas y transductor tipo Demec

Tanto la separación entre las bases de los castillos y el panel de mampostería como la anchura de algunas grietas fue monitoreada a lo largo de los ensayes. La anchura de grietas inclinadas, asociadas con deformaciones por corte del muro, dependió fundamentalmente de la cuantía de refuerzo tanto horizontal como de los castillos. Mientras en los modelos M1 y M4, reforzados con cuantías importantes de refuerzo horizontal, las grietas inclinadas mantuvieron su anchura prácticamente constante durante todo el ensaye (0,5 a 1,0 mm); en los especímenes M2 y M3, se presentó una variación continua de las anchuras de estas grietas. En el modelo de control se registraron anchuras que oscilaron entre 3 mm y 19 mm y en el modelo con refuerzo horizontal mínimo según las NTCM, la variación fue entre 0,5 mm y 4,0 mm. Es indudable que el refuerzo horizontal controla la anchura del agrietamiento inclinado. Al proporcionar refuerzo horizontal a los muros de mampostería confinada, se observó que la reducción en la magnitud de las anchuras osciló entre 2 y 20 veces, dependiendo de la cuantía de refuerzo horizontal y del nivel de distorsión.

El comportamiento que exhibieron las grietas por flexión fue similar en los primeros tres modelos. Los valores inicialmente observados se conservaron durante casi todo el ensaye. Las anchuras de las grietas por flexión oscilaron entre 0,3 mm en el modelo de control y 1,75 para el espécimen M1. El modelo M4, en cambio, presentó grietas por flexión que alcanzaron 3,5 mm hacia el final del ensaye. La diferencia se puede explicar por los diferentes modos de falla de los modelos. Mientras el corte dominó el comportamiento del espécimen M2, la componente de flexión tuvo mayor influencia en el comportamiento de los muros M1 y M4. En el último espécimen ensayado (M4), la resistencia se alcanzó por flexión y una combinación de compresión y cortante determinó la falla.

La separación en la base del muro, medida como deformación en una longitud calibrada de 20 cm, fue muy pequeña para todos los muros (inferior a 0,025%). El comportamiento exhibido a lo largo de los ensayes se relacionó principalmente con la orientación del agrietamiento en la región inferior de los especímenes. Los bajos niveles de deformación observados hacen pensar que, aun para niveles elevados de distorsión, la base de los elementos confinantes y la región inferior del panel de mampostería no se separaron. Efectivamente, durante las etapas finales de los ensayes de los cuatro modelos, el desplazamiento se concentró en la región cercana al nivel de aplicación de la carga mientras la zona de empotramiento del muro a la viga de cimentación no presentaba movimientos considerables.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el análisis de los resultados obtenidos durante los ensayes de los modelos. Inicialmente, se hace una revisión de la resistencia de los cuatro muros, más adelante se presenta un estudio de la rigidez lateral de los muros que incluye la evolución de este parámetro a lo largo de los ensayes. Asimismo, se incluye un acercamiento a los conceptos de energía y de amortiguamiento. Por último, se utiliza el concepto de ductilidad para evaluar la capacidad de deformación de los modelos.

Algunas de las propiedades más relevantes de las estructuras estudiadas por la ingeniería civil son la resistencia, la rigidez, la energía disipada y la capacidad de deformación. Es prácticamente imposible describir adecuadamente la respuesta de una estructura ante cargas laterales sin incluir alguno de estos parámetros. La importancia del estudio de la resistencia radica en que cualquier estructura debe soportar las solicitaciones de carga a las que se puede ver expuesta. El análisis de la capacidad de deformación, por su parte, es conveniente ya que se desea que la resistencia de las estructuras no disminuya en forma súbita, sino que tengan capacidad de deformarse sin disminuir su capacidad de carga ante las solicitaciones a que se encuentran sujetas.

Durante los ensayes ante cargas laterales a que fueron sometidos los cuatro modelos, se obtuvo información sobre el comportamiento no lineal de los muros y sobre la degradación de rigidez y de resistencia de los mismos. También se hicieron observaciones relativas a la capacidad de deformación y a la disipación de energía. Los parámetros experimentales anteriores adquieren especial importancia cuando se desea establecer el modo de falla y la respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas.

5.2 RESISTENCIA

Genéricamente, la resistencia de una estructura se refiere a la máxima carga que es capaz de soportar. Durante el ensaye de los muros no sólo se tomó nota de la carga máxima resistida, también fueron registradas las cargas laterales o resistencias asociadas a fenómenos de particular interés como el primer agrietamiento inclinado o la primera fluencia del refuerzo horizontal del tablero o longitudinal de los castillos. El estudio de la resistencia de los modelos consistió fundamentalmente en la comparación de los valores registrados experimentalmente con aquéllos obtenidos empleando las expresiones de diseño contenidas en las NTCM. Para complementar el estudio de la resistencia, se presenta un análisis de la colaboración del refuerzo horizontal a la resistencia a carga lateral de los modelos y algunos comentarios sobre la predicción de la resistencia de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

5.2.1 Envolventes de respuesta

Las envolventes de respuesta son curvas construidas a partir de la respuesta carga lateral-distorsión de los modelos que resultan de gran utilidad para comparar el comportamiento de los modelos. En la fig. 5.1 se presentan las curvas envolventes de los cuatro modelos ensayados.

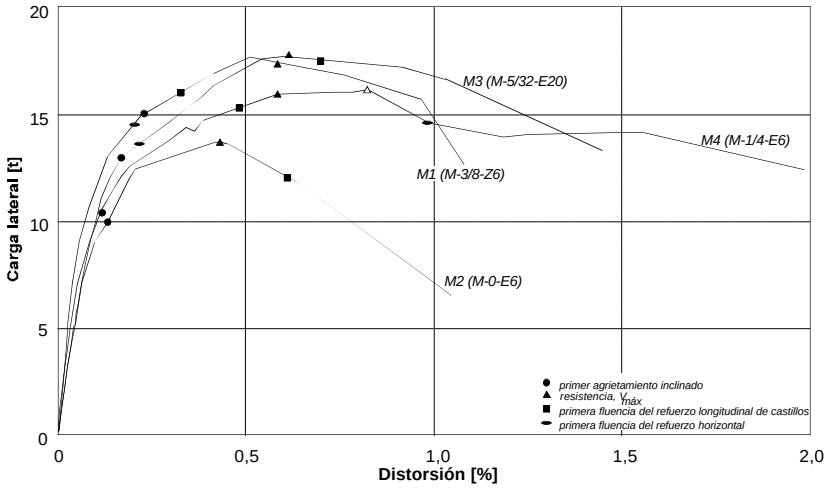


Figura 5.1 - Envolventes de respuesta de los especímenes ensayados

Las curvas de la fig. 5.1 corresponden a la envolvente de los ciclos positivos de los ensayes. Dichas envolventes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza cortante en ciclos a la misma distorsión. Las curvas para los ciclos negativos de los diferentes muros ensayados presentaron una tendencia semejante a la de la fig. 5.1. En dicha figura se han indicado algunos puntos que presentaron especial interés; entre ellos están el primer agrietamiento inclinado, la resistencia máxima y la primera fluencia tanto del refuerzo longitudinal de los castillos como del refuerzo dispuesto horizontalmente en las juntas de mortero. Cuando los fenómenos anteriores se presentaron durante los ciclos negativos del ensaye, las marcas de la fig. 5.1 se ubicaron en el punto de distorsión correspondiente al registrado durante los ensayes, aun cuando la carga lateral fuera, en algunos casos, diferente.

En la fig. 5.1 se pueden reconocer tres etapas principales en el comportamiento general de los muros ensayados. La etapa inicial exhibió un relación lineal entre la carga y la distorsión. Esta etapa terminó poco antes de la aparición del primer agrietamiento inclinado. La etapa intermedia se pudo acotar por el primer agrietamiento inclinado y por la resistencia de los modelos. La tercera etapa quedó definida por el cortante máximo resistido y la distorsión última a la que estuvieron sujetos los especímenes. A diferencia de las observaciones hechas por Hernández y Meli (ver sección 1.4.1.2), no se logró identificar el efecto del refuerzo horizontal sobre la distorsión correspondiente al agrietamiento inclinado.

El comportamiento de los muros durante la etapa inicial estuvo caracterizado por una relación lineal entre la carga lateral y la distorsión. La proporcionalidad entre carga y distorsión, sin embargo, se perdió rápidamente al aparecer las primeras grietas por flexión en los castillos. Tanto el fenómeno de histéresis como el de disipación de energía iniciaron con dicho agrietamiento. La etapa intermedia del comportamiento de los muros inició aproximadamente con el primer agrietamiento inclinado (observado poco después del asociado con la flexión de los castillos) y se extendió hasta alcanzar la resistencia de los modelos. La aparición del primer agrietamiento inclinado en los modelos se pudo asociar con una distorsión de 0,16%, en promedio. Esta segunda etapa estuvo caracterizada por un incremento de la capacidad de carga con el aumento de distorsión. Sin embargo, la proporción de este crecimiento fue distinta en cada modelo.

Una vez alcanzada la resistencia de los muros (R=0,55%, en promedio), se inició la tercera etapa que fue posible reconocer en las envolventes de respuesta. La tendencia de las curvas en esta última etapa se caracterizó por el descenso de la resistencia al incrementar la distorsión. La rapidez con que cada modelo alcanzó su distorsión y carga lateral últimas dependió fundamentalmente del refuerzo de los castillos y de la cuantía de refuerzo horizontal. Mientras en el modelo de control (M2) se presentó un descenso brusco de la resistencia, en los modelos reforzados horizontalmente, este descenso fue paulatino y mostró estabilidad. En

el modelo M4 se presentó, incluso, un ligero incremento en la capacidad lateral de carga; sin embargo, fue de sólo 1,5% de la carga máxima previamente detectada. En la curva correspondiente al espécimen M4 de la fig. 5.1, este punto se presenta mediante un triángulo vacío. Para efecto del análisis de la resistencia de los muros, tal punto fue ignorado, y se consideró como resistencia del modelo M4 aquella obtenida durante el pico del ciclo anterior, indicado en la fig. 5.1 mediante un triángulo lleno.

En la tabla 5.1 se presentan los valores correspondientes a algunos de los puntos destacados sobre las envolventes de respuesta de la fig. 5.1. También se ha incluido el valor de resistencia (V^*_{RDF}) calculado mediante la expresión de las NTCM (ec 1.4) y el empleo tanto de las dimensiones reales de los muros y de la carga vertical promedio durante los ensayes, como del esfuerzo cortante de diseño obtenido de las pruebas de muretes y un factor de reducción unitario. Debe recordarse que V^*_{RDF} representa la mejor estimación de las NTCM en relación a la resistencia de los muros ante fuerza cortante. Las NTCM asocian la resistencia de los muros de mampostería confinada con el agrietamiento inclinado, ignorando la resistencia adicional que este tipo de estructuras registra al ingresar al rango inelástico de su comportamiento.

Tabla 5.1 - Resistencia a carga lateral de los especímenes ensayados

Espécimen	V_{agr} [t] (kN)	$V_{máx}$ [t] (kN)	V^*_{RDF} [t] (kN)	$\frac{V_{agr}}{V^*_{RDF}}$	$\frac{V_{máx}}{V_{agr}}$	R_{agr} [%]	$R_{máx}$ [%]
M1 (M-3/8-Z6)	15,0 (147,2)	17,8 (174,6)	12,5 (122,6)	1,20	1,19	0,22	0,57
M2 (M-0-E6)	10,0 (98,1)	13,8 (135,4)	8,2 (80,4)	1,21	1,38	0,13	0,44
M3 (M-5/32-E20)	13,0 (127,5)	17,8 (174,6)	10,0 (98,1)	1,29	1,37	0,17	0,61
M4 (M-1/4-E6)	10,5 (103,0)	16,2 (158,9)	10,1 (99,1)	1,04	1,54	0,12	0,59

La carga lateral asociada con el primer agrietamiento de los muros fue superior en los muros reforzados horizontalmente; sin embargo, la diferencia fue despreciable y puede considerarse que la carga de agrietamiento es independiente de la cuantía de refuerzo horizontal. Los diferentes valores de la fuerza cortante de agrietamiento para cada modelo V_{agr}, que se presentan en la tabla 5.1, se pueden explicar por variaciones propias de las propiedades de la mampostería. La carga de agrietamiento promedio fue de 12,1 t (118,7 kN); es decir, un esfuerzo cortante medio de 4,0 kg/cm^2 (0,39 MPa), aun cuando las pruebas de materiales (ver apéndice A) indicaron una resistencia a fuerza cortante de la mampostería promedio, v^* de sólo 2,8 kg/cm^2 (0,27 MPa). La presencia de elementos de concreto confinando al panel de mampostería condujo, sin duda, a la obtención de una resistencia a fuerza cortante superior a la de la mampostería no confinada. Como ya se explicó, la distorsión a la que se presentó el primer agrietamiento en los modelos fue de 0,16%, en promedio. Aunque la colocación de refuerzo horizontal incrementó ligeramente la distorsión asociada al primer agrietamiento inclinado en los modelos M1 y M3, no se logró establecer con claridad una relación directa entre ambos fenómenos (comparar especímenes M2 yM4).

Los cuatro modelos presentaron fuerzas laterales de agrietamiento superiores a las calculadas mediante las NTCM. La proporción en que la resistencia calculada con las NTCM supera la resistencia asociada con el primer agrietamiento fue distinta en cada modelo. Para los especímenes M1, M2 y M3 fue de 23% en promedio; sin embargo, para el modelo M4 fue de sólo 4%. La reducida diferencia que se presentó para el espécimen M4 permite ver con claridad que la carga de agrietamiento en realidad no depende de la cuantía de refuerzo horizontal. En general, se observa que la ec. 1.4 de las NTCM predice en forma más o menos aceptable la carga lateral correspondiente al agrietamiento de muros de mampostería confinada. Sin embargo, se debe tener siempre en cuenta que existe una reserva de resistencia, algunas veces bastante considerable, cuando estos elementos presentan incursiones en el rango inelástico.

La resistencia de todos los modelos se alcanzó después de la formación del agrietamiento inclinado a lo largo de las diagonales, para distorsiones cercanas a 0,60%. Es recomendable, entonces, limitar las deformaciones laterales de los muros de mampostería al anterior nivel de distorsión. La máxima capacidad de carga lateral de los modelos reforzados horizontalmente fue superior a la del modelo de control en un 25%, en promedio. Sin embargo, la colocación de mayores cuantías de refuerzo horizontal no incrementó proporcionalmente la capacidad a carga lateral de los muros ya que la participación de este tipo de refuerzo en la resistencia se vió modificada de modelo a modelo. La relación entre la carga máxima y la de agrietamiento que se presenta en la tabla 5.1 indica que la incursión en el rango inelástico de los muros permitió un incremento en la capacidad de carga lateral. Dichos incrementos oscilaron entre 19% para el modelo M1 y 54% para el modelo M4.

Una vez alcanzada la resistencia de los modelos, se inició un descenso de su capacidad ante cargas laterales. Esta disminución, asociada a la pendiente de la curva envolvente, tuvo valores de 28%, 26% y 23% para los modelos M1, M3 y M4, respectivamente (26% en promedio). Para el modelo de control, en cambio, tal reducción alcanzó 53%. La reserva de resistencia y de deformación después del primer agrietamiento inclinado dependió fundamentalmente del producto $p_h f_y$. El deterioro en la capacidad de los modelos coincidió, en general, con la penetración de grietas hacia los extremos de los castillos, con el aplastamiento de piezas, con el plegamiento del refuerzo longitudinal de los castillos o con la plastificación y rotura del refuerzo horizontal de los muros.

Las primeras plastificaciones del refuerzo longitudinal de castillos se presentaron para distorsiones cercanas a 0,65%, en promedio, para el modelo de control y para el modelo M3, correspondiente a la cuantía mínima de refuerzo horizontal. Para los modelos restantes, reforzados horizontalmente con cuantías importantes, tal fenómeno se presentó para una distorsión promedio de 0,41%. La diferencia anterior se puede atribuir a que los muros reforzados horizontalmente con cuantías considerables, mostraron un comportamiento en el que las deformaciones por flexión fueron significativas. Esto provoca, a su vez, que el refuerzo longitudinal de los castillos quede sujeto a esfuerzos importantes de tensión-compresión en los extremos de los muros desde las etapas tempranas del ensaye.

En contraste, el comportamiento general de los modelos M2 y M3 se rigió fundamentalmente por deformaciones por corte. En tales casos, la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos se debe a la presencia de esfuerzos cortantes y a la rotación local en la base de los castillos. Sin embargo se requieren mayores desplazamientos laterales para que la combinación de estos fenómenos provoque la plastificación del refuerzo.

La distorsión a la que inició la plastificación del refuerzo horizontal de los modelos presentó dos tendencias contrastantes. Mientras en los modelos M1 y M3 fue de 0,22%, en promedio; en el modelo M4 fue de 0,90%. La diferencia se pudo asociar, en cierta medida, con los distintos productos $p_h f_y$ de cada modelo. La magnitud de $p_h f_y$ es un indicador del esfuerzo cortante que puede resistir el refuerzo horizontal.

5.2.2 Participación del refuerzo horizontal en la resistencia

El estudio de la participación del refuerzo horizontal en la resistencia a carga lateral de los muros resulta muy importante, sobre todo para fines de diseño. La práctica actual consiste en suponer un incremento del 25% en la resistencia a carga lateral en aquellos muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente que cumplen con los requisitos de la ec. 1.5. Esta consideración proviene del incremento en la capacidad de deformación observado en muros con este tipo de refuerzo.

El incremento en la ductilidad que ha sido registrado en otros programas experimentales se tradujo en un aumento del valor del factor de comportamiento sísmico, Q. Con objeto de evitar confusión por el uso de coeficientes sísmicos diferentes para muros sin refuerzo interior y para muros reforzados horizontalmente, las

NTCM prefieren aumentar la resistencia nominal en un 25%, que es, aproximadamente, la proporción en que crece la capacidad de deformación.

El criterio de diseño anterior acepta, implícitamente, que el refuerzo horizontal de un muro de mampostería alcanza la fluencia simultáneamente en todas sus secciones y participa en la resistencia a carga lateral con una fuerza cuya magnitud es independiente de la cuantía, de la distribución del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto. Sin embargo, para considerar adecuadamente la participación o influencia del refuerzo horizontal en la resistencia a fuerza lateral, fue imprescindible tener presente que tanto deformaciones como esfuerzos no sólo no fueron uniformes a lo largo de los alambres o varillas de refuerzo horizontal sino que tampoco presentaron una tendencia uniforme de acuerdo con su localización en la altura del panel.

Durante el estudio del comportamiento del refuerzo horizontal (ver capítulo 4), se logró establecer que tanto las deformaciones como los esfuerzos de este tipo de refuerzo se relacionaron fundamentalmente con el nivel, tipo y orientación del daño del panel de mampostería. En particular, la distinta anchura de las grietas inclinadas cruzadas por el refuerzo horizontal ocasionó que el mismo presentara distintos niveles de deformación en su longitud y en la altura de los especímenes. Tal diferencia, que se hace evidente al observar la distribución y secuencia de fluencia del refuerzo horizontal de los modelos M1, M3 y M4 (ver figs. 4.6, 4.19 y 4.28), provocó que no todos los alambres o varillas del refuerzo horizontal se plastificaran en forma simultánea.

La determinación de la participación del refuerzo horizontal en la resistencia a carga lateral de los muros ensayados se llevó a cabo mediante el cálculo de un parámetro que fue denominado *eficiencia del refuerzo horizontal*, η. Este parámetro fue calculado a partir de la relación entre la resistencia nominal del refuerzo horizontal y la resistencia efectivamente desarrollada por el mismo a lo largo de los ensayes.

La introducción del concepto de eficiencia del refuerzo horizontal, η se debe a la necesidad de corregir la distribución uniforme supuesta por las expresiones de diseño en el cálculo de la resistencia ante carga lateral del refuerzo horizontal. Aunque existen otras maneras de calcular la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia, la que aquí se emplea ofrece la ventaja de que su aplicación en diseño es sencilla. La práctica de diseño admite que el esfuerzo a que está sujeta cualquier sección del refuerzo horizontal es constante en la altura del muro e igual al esfuerzo nominal de fluencia del mismo, f_y. Tal suposición permite calcular la resistencia lateral del muro por la presencia del refuerzo horizontal mediante la expresión siguiente

$$V_s = p_h f_y A_T \tag{5.1}$$

donde V_s es la fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal (fuerza medida);
p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, definida por la ec. 1.1 en la sección 1.6;
f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal; y
A_T es el área de la sección transversal del muro.

Por otro lado, la resistencia desarrollada efectivamente por el refuerzo horizontal durante los ensayes se logró calcular a partir de las lecturas de los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal y el empleo de las relaciones esfuerzo-deformación correspondientes. La ec. 5.2 permitió la determinación de la carga lateral resistida realmente por el refuerzo horizontal durante los ensayes.

$$V^*_s = A_{sh} \sum_i f_{s_i} \tag{5.2}$$

donde V^*_s es la fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal (fuerza medida);
A_{sh} es el área de refuerzo horizontal, definida en la sección 1.7 (ec. 1.1); y
f_{s_i} es el esfuerzo registrado en el alambre o varilla horizontal *i*-ésima, obtenido a partir de las relaciones esfuerzo-deformación correspondientes (ver figs. 4.1 y 4.2).

Finalmente, la eficiencia del refuerzo horizontal se calculó como el cociente de las ecs. 5.1 y 5.2. La eficiencia η, que permitió la inclusión de un parámetro adicional de diseño que contempla la distribución no uniforme de deformaciones en el refuerzo horizontal, se definió como sigue

$$h = \frac{V^*_s}{V_s} = \frac{A_{sh}\sum_i f_{s_i}}{p_h f_y A_T} \tag{5.3}$$

La eficiencia del refuerzo horizontal fue calculada en los picos de ciclo de la historia de carga de los modelos M1, M3 y M4. La fig. 5.2 presenta la evolución de η durante los picos de ciclos positivos impares. De forma semejante a la fig. 5.1, se han indicado algunos sucesos de interés registrados durante los ensayes. La tendencia exhibida durante los ciclos de signo negativo no se presenta ya que fue muy parecida a la mostrada en la fig. 5.2.

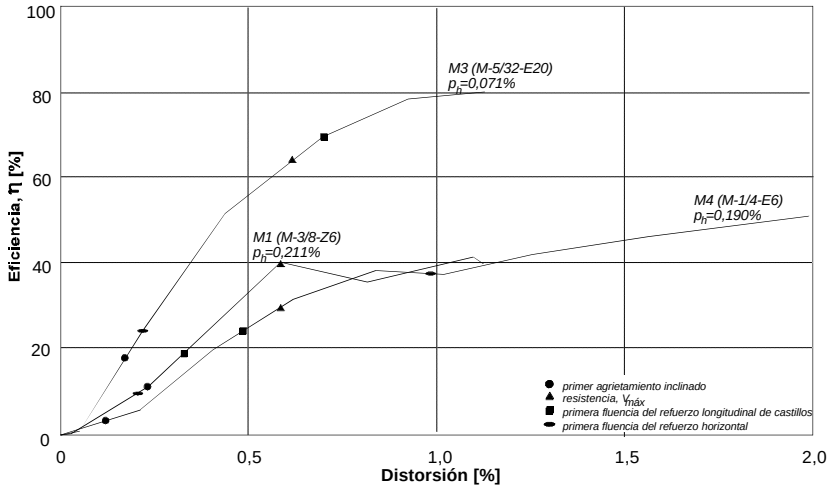


Figura 5.2 - Evolución de la eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes M1, M3 y M4

Como era predecible por el reducido nivel de daño en el panel de mampostería, durante los ciclos de carga previos al agrietamiento inclinado, los valores de η fueron inferiores al 1% en los tres modelos reforzados horizontalmente. Sin embargo, después de registrarse el primer agrietamiento inclinado, la eficiencia mostró un crecimiento regular de sus valores al incrementar la distorsión.

En la fig. 5.2 se pueden reconocer dos tendencias diferentes de la evolución de la eficiencia del refuerzo horizontal en relación con la distorsión. Mientras el modelo M3, reforzado ligeramente (cuantía mínima), mostró valores de η crecientes más o menos proporcionalmente con el nivel de distorsión; los modelos M1 y M4, reforzados con cuantías considerables de refuerzo, presentaron un crecimiento reducido de η que se estabilizó alrededor de 0,60% de distorsión y se mantuvo más o menos constante desde dicho nivel de distorsión hasta el final de los ensayes (η de 40%).

La rapidez con que los valores de η crecieron en el modelo M3 fue del orden del doble de la registrada para los especímenes restantes, lo que indica que el refuerzo horizontal en cuantías reducidas participa en forma importante en la resistencia a carga lateral desde las etapas tempranas de daño. El refuerzo horizontal de los especímenes M1 y M4 (p_h de 0,211% y p_h de 0,190%, respectivamente) requirió mayores niveles de distorsión para iniciar su colaboración a la resistencia, siendo ésta menor a la registrada en el espécimen M3.

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los valores redondeados de η correspondientes a algunos de los eventos señalados en las envolventes de respuesta de la fig. 5.1. Los valores de la eficiencia del refuerzo

horizontal asociados con el primer agrietamiento inclinado y con la resistencia de los muros se vieron reducidos al incrementar el producto $p_h f_y$. Lo mismo sucedió para los valores máximos de η registrados durante los ensayes y para los valores promedio de η que se lograron reconocer durante los ciclos finales de carga. El efecto de la plastificación tanto del refuerzo longitudinal de castillos como de los alambres y varillas del refuerzo horizontal sobre los valores de la eficiencia, η no se logró establecer con claridad. Aunque el registro de estos fenómenos se tradujo en el incremento de los valores de η, el mismo aumento fue también registrado con el simple crecimiento de la distorsión.

Los valores máximos de la eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes se presentaron hacia el final de los ensayes. Para las tres cuantías de refuerzo horizontal, la eficiencia máxima superó a la registrada durante los picos correspondientes a la resistencia de los modelos. En el caso de los especímenes fuertemente reforzados, el valor máximo de η superó en 138% y en 166% al registrado para la resistencia de los modelos M1 y M4, respectivamente. En el modelo M3, la máxima eficiencia fue 123% mayor a la registrada en el pico correspondiente a la resistencia a carga lateral del mismo. La más alta eficiencia del refuerzo horizontal se registró en el modelo M3 (80%) hacia el final del ensaye, cuando se presentó la fractura en cadena de todos los alambres de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro del refuerzo horizontal. En este muro se registraron 15 secciones del refuerzo horizontal con deformaciones plásticas. Conviene destacar que este valor no es absoluto y único para los modelos ya que depende de la coincidencia entre plastificación y ubicación del deformímetro.

En los ensayes de los muros reforzados horizontalmente se observó que tanto el número de secciones del refuerzo horizontal con plastificación como la eficiencia del mismo tipo de refuerzo se redujeron al aumentar el producto $p_h f_y$. La eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes no dependió de las condiciones de adherencia a lo largo de las varillas o alambres (ver secciones 4.3.2, 4.5.2, 4.6.2 y 4.7.2); más bien se relacionó con las condiciones de anclaje a los castillos. La participación del refuerzo horizontal en la resistencia ante carga lateral creció al disminuir $p_h f_y$, siempre que las condiciones de anclaje del refuerzo horizontal a los castillos no se deterioraron, como sucedió en los tres modelos con refuerzo horizontal que fueron ensayados.

Tabla 5.2 - Eficiencia del refuerzo horizontal de los especímenes M1, M3 y M4

Espécimen	h [%] primer agrietamiento inclinado	h [%] resistencia a carga lateral	h [%] primera fluencia del refuerzo de castillos	h [%] primera fluencia del refuerzo horizontal	h [%] máxima (*R* asociada)	h [%] promedio (rango de *R* asociado)
M1 (M-3/8-Z6) $p_h f_y$=8,9 kg/cm^2	10	40	20	20	55 (1,12%)	45 (0,59 a 1,12%)
M3 (M.5/32-E20) $p_h f_y$=4,3 kg/cm^2	20	65	75	20	80 (1,24%)	80 (0,69 a 1,18%)
M4 (M-1/4-E6) $p_h f_y$=11,4 kg/cm^2	5	30	25	35	50 (1,99%)	40 (0,83 a 1,78%)

Los resultados anteriores permiten sugerir la colocación de cuantías de refuerzo horizontal cercanas a la mínima establecida por las NTCM, ya que se observó que la presencia de cuantías mayores resultó innecesaria y redundó en la subutilización del refuerzo horizontal. La eficiencia del refuerzo horizontal, η se logró asociar directamente con $p_h f_y$; los valores de η se redujeron al incrementar los de dicho producto. Se encontró que la colocación de mayores cuantías no se tradujo proporcionalmente en el crecimiento ni de la resistencia a carga lateral ni de la capacidad de deformación de los muros ensayados.

Por otro lado, el anclaje del refuerzo horizontal en los castillos mediante ganchos a 90º trabajó satisfactoriamente durante los ensayes, garantizando la continua participación del mismo en la resistencia a carga lateral. La presencia de grietas paralelas al refuerzo horizontal, indicadora del deslizamiento del mismo en relación a las piezas del panel, no influyó determinantemente en la disminución de la colaboración del refuerzo horizontal ya que se conservó la integridad de la zona de anclaje en los elementos confinantes.

5.2.3 Predicción de la resistencia a carga lateral

La predicción de la resistencia de los especímenes resulta de gran importancia, sobre todo para fines de diseño. Tomando en cuenta las buenas estimaciones obtenidas en otras investigaciones realizadas en el CENAPRED (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995), la resistencia a carga lateral de muros de mampostería se puede estimar mediante la superposición de la contribución de la mampostería y del refuerzo horizontal. Esta aproximación al problema es similar a la empleada para estimar la resistencia a fuerza cortante de elementos de concreto reforzado en las NTCC. La resistencia se puede calcular, entonces, mediante una expresión de la forma siguiente

$$V_R = V_m + V_s \tag{5.4}$$

donde V_R es la fuerza cortante resistente (nominal);
V_m es la contribución de la mampostería a la resistencia; y
V_s es la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia.

La contribución de la mampostería a la resistencia a carga lateral de los muros se puede calcular a partir de la ec. 1.4, establecida en las NTCM para el cálculo de la fuerza cortante resistente, ya que se vió que proporciona una predicción aceptable de la carga de agrietamiento. La contribución del refuerzo horizontal, por otra parte, se puede estimar mediante el empleo de la ec. 5.1. Sin embargo, dicha expresión debe ser afectada por la eficiencia del refuerzo horizontal, η para tomar en consideración las suposiciones de diseño discutidas en la sección 5.2.2. Para fines de diseño, parece adecuado el uso de los valores de la eficiencia η asociados a la resistencia de los especímenes. Tales valores oscilaron entre el 30 y el 65% según varió $p_h f_y$.

Al sustituir las ecs. 1.4 y 5.1 en la ec. 5.4 se obtiene la expresión siguiente, que permite estimar la resistencia a carga lateral de muros de mampostería reforzados horizontalmente

$$V_R = F_R\left[(0{,}5v^* A_T + 0{,}3P) + \eta p_h f_y A_T\right] \tag{5.5}$$

donde V_R es la fuerza cortante resistente del muro de mampostería;
v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño, determinado según el inciso 2.4.2 de las NTCM;
A_T es el área de la sección transversal del muro;
P es la carga vertical que actúa sobre el muro;
η es la eficiencia del refuerzo horizontal;
p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, definido por la ec. 1.1 de este documento; y
f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

De acuerdo con la ec. 5.5, la resistencia de muros de mampostería ante cargas laterales depende de la resistencia a tensión diagonal de las piezas, del área efectiva para resistir la fuerza cortante, de la carga vertical aplicada, y de la cuantía y tipo de refuerzo horizontal. Por otro lado, el comportamiento post-agrietamiento de los muros de mampostería depende del refuerzo horizontal y de la resistencia de los elementos confinantes (contribución del concreto, de los estribos y de la acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos).

En la ec. 5.5, la eficiencia del refuerzo horizontal debe tomarse como la asociada con la resistencia del muro. Conservadoramente, se sugiere η de 2/3 para $p_h f_y$ hasta 6,0 kg/cm^2 (0,59 MPa), y una eficiencia, η de 1/4 para productos $p_h f_y$ mayores a 9,0 kg/cm^2 (0,88 MPa). Para valores de $p_h f_y$ entre 6,0 y 9,0 kg/cm^2 (entre 0,59 y

0,88 MPa) se propone interpolar linealmente (ver fig. 5.3). Como referencia complementaria, en la fig. 5.3 se presentan los valores de eficiencia del refuerzo horizontal asociados con la resistencia, de otros muros de mampostería confinada reforzados con alambres, escalerilla o malla electrosoldada, que han sido ensayados en el CENAPRED (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995; Pineda, 1996). En la misma figura también se han incluido los puntos correspondientes al presente programa experimental.

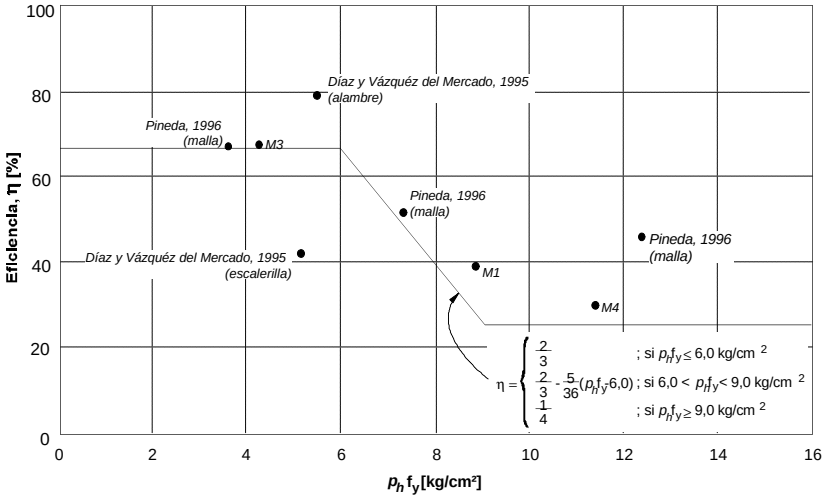


Figura 5.3 - Eficiencia del refuerzo horizontal** h **asociada a la resistencia, de muros de mampostería confinada ensayados en el CENAPRED

En la fig. 5.4 se presentan nuevamente las envolventes de respuesta de los tres modelos reforzados horizontalmente. Sin embargo, en esta figura se han incluido líneas horizontales que muestran la predicción de la resistencia de acuerdo con la ec. 5.5. Para el cálculo de la resistencia se han empleado las propiedades de los materiales determinadas mediante pruebas de laboratorio, las dimensiones reales de los modelos, la carga vertical promedio durante los ensayes y factores de reducción unitarios. De la observación de dicha figura es posible concluir que la ec. 5.5 proporciona una buena estimación de la capacidad a carga lateral de muros de mampostería confinada.

5.3 RIGIDEZ

Al igual que la resistencia, la rigidez de las estructuras es un parámetro muy importante para el estudio del comportamiento de las mismas, sobre todo ante acciones sísmicas. En esta sección se presentan la comparación de la rigidez elástica, la rigidez de ciclo y la rigidez equivalente de los muros con los valores registrados experimentalmente. La comparación de los valores anteriores condujo a la obtención de algunas conclusiones importantes que se resumen en esta sección.

En general, la rigidez de una estructura es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que se ha construido. Comúnmente, la rigidez inicial de los muros de mampostería confinada se calcula a través de un análisis elástico en el que se involucran las propiedades geométricas nominales y las propiedades mecánicas de los materiales que se recomiendan en las NTCM.

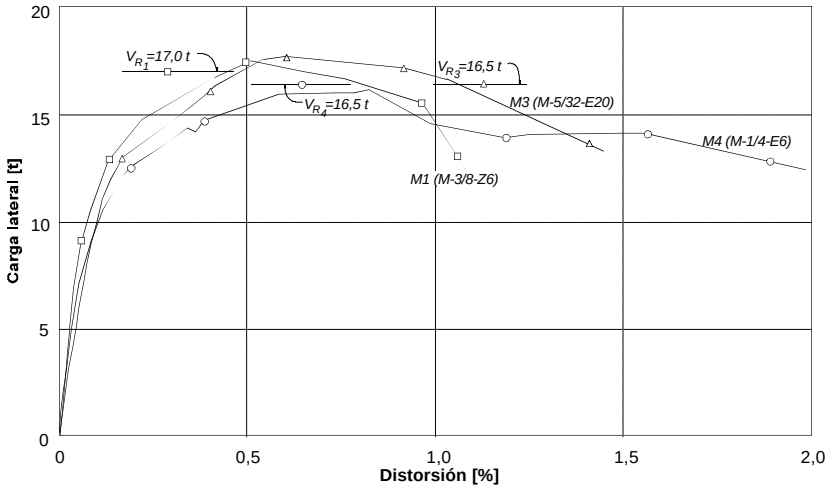


Figura 5.4 - Predicción de la resistencia de los especímenes con refuerzo horizontal

5.3.1 Rigidez elástica

La rigidez elástica de los modelos se obtuvo mediante la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad. Como el ensaye de los muros se llevó a cabo sometiéndolos a un sistema de carga en voladizo, la rigidez elástica se pudo calcular mediante la expresión siguiente, que involucra tanto la componente de flexión como la de corte

$$k_{teórica} = \left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1} \tag{5.7}$$

donde h es la altura del espécimen;
E es el módulo de elasticidad del material que constituye al espécimen;
I es el momento de inercia con respecto al eje centroidal de la sección transversal en la dirección de la deformación;
A es el área de cortante; y
G es el módulo de rigidez al corte.

Como la rigidez de los muros depende tanto de las propiedades de los castillos como de las del panel de mampostería, el momento de inercia I, y el área de cortante A, que se incluyen en la ec. 5.7 se determinaron a partir de la consideración de una sección equivalente de concreto obtenida mediante el concepto de sección transformada.

Las siguientes expresiones permitieron la determinación de dichos parámetros

$$I = \frac{t}{12n_E}\left[l^3 + 2b(n_E - 1)(3l^2 + 4b^2 - 6bl) \right] \qquad A = \frac{t}{n_G}\left[l + 2b(n_G - 1) \right] \tag{5.8}$$

donde t es el espesor del muro, considerado igual al ancho de los castillos;
l es la longitud total del muro;
b es la longitud (peralte) de los castillos; y
n_E , n_G son las relaciones modulares consideradas en la transformación de la sección, definidas por

$$n_E = \frac{E_c}{E_m} \qquad\qquad n_G = \frac{G_c}{G_m}$$

donde los subíndices *c* y *m* corresponden a concreto y mampostería, respectivamente.

Sustituyendo las expresiones de la ec. 5.8 en la ec. 5.7 y considerando un factor de forma, Ω unitario en el cálculo del área de cortante, se puede determinar la rigidez elástica de los muros mediante la expresión siguiente

$$k = \left[\frac{h^3}{\frac{E_c t}{4n_E}\left[l^3 + 2b(n_E - 1)(3l^2 + 4b^2 - 6bl)\right]} + \frac{h}{\frac{G_c t}{n_G}\left[l + 2b(n_G - 1)\right]} \right]^{-1} \tag{5.9}$$

Los valores de rigidez calculados con la ec. 5.9 se compararon con los obtenidos directamente de la parte inicial (elástica lineal) de las envolventes de respuesta (ver fig. 5.1), donde el comportamiento de los muros fue aproximadamente elástico lineal. La tabla 5.3 muestra un resumen de los valores de la rigidez elástica de los muros en el que también se incluyen las distorsiones correspondientes a cada uno de los valores calculados u obtenidos experimentalmente.

Tabla 5.3 - Rigidez elástica de los especímenes ensayados

Espécimen	Rigidez elástica teórica [1] [t/cm] (kN/m) (R asociada)	Rigidez experimental [2] [t/cm] (kN/m) (R asociada)	Rigidez elástica teórica / Rigidez experimental
M1 **(M-3/8-Z6)**	67,24 (65 962) (0,08%)	66,51 (65 246) (0,06%)	1,01
M2 **(M-0-E6)**	63,81 (62 598) (0,05%)	48,29 (47 372) (0,04%)	1,32
M3 **(M-5/32-E20)**	46,88 (45 989) (0,09%)	45,79 (44 920) (0,05%)	1,02
M4 **(M-1/4-E6)**	57,31 (56 221) (0,07%)	53,64 (52 621) (0,05%)	1,07

[1] Rigidez obtenida mediante la ec. 5.9, con las propiedades geométricas y mecánicas reales de los modelos
[2] Rigidez obtenida del intervalo elástico lineal de las curvas envolventes de ciclos positivos

En la tabla 5.3 se puede observar que la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad para calcular la rigidez elástica de los muros no siempre conduce a resultados conservadores. Mientras que en los modelos M1, M3 y M4 se obtuvieron resultados similares a los detectados experimentalmente, en el modelo de control la rigidez se sobrevaluó en 32%. Los muros exhibieron rigideces iniciales un 11% menores, en promedio, a las calculadas con la ec. 5.9.

De la tabla 5.3 se puede concluir que la rigidez inicial de los muros ensayados no dependió del tipo ni de la cuantía de refuerzo horizontal, ni del refuerzo en los castillos. Este parámetro, como se puede ver al analizar la ec. 5.9, únicamente depende de las propiedades geométricas de cada modelo y de las propiedades mecánicas de los materiales con que fue construido.

5.3.2 Degradación de rigidez

La degradación de rigidez en una estructura es un fenómeno asociado con el aumento de la distorsión y del nivel de daño. El análisis de la degradación de rigidez resulta de particular interés ya que permite conocer la capacidad remanente de la estructura en cualquier momento del ensaye o en ciertas condiciones de daño.

Existen dos parámetros que se pueden emplear para describir la degradación de rigidez de una estructura. El primero de ellos, conocido como rigidez de ciclo, consiste en evaluar la pérdida de rigidez ante ciclos completos de carga. El segundo parámetro, la rigidez equivalente, permite conocer la evolución de la rigidez en cada semiciclo de carga; es decir, para cada cambio de dirección de carga.

5.3.2.1 Rigidez de ciclo

Para efecto de evaluar la degradación de rigidez, se calculó la rigidez de ciclo. Esta se definió como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos consecutivos de un ciclo; es decir

$$k_c = \frac{V^+ + \left|V^-\right|}{R^+ + \left|R^-\right|} \tag{5.10}$$

donde k_c es la rigidez de ciclo;
V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo;
V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo;
R^+ es la distorsión asociada a V^+; y
R^- es la distorsión asociada a V^-.

En la fig. 5.5 se presenta las curvas de distorsión promedio de cada par de semiciclos consecutivos contra la rigidez de ciclo correspondiente a los ciclos nones de los cuatro modelos ensayados. La tendencia mostrada por los ciclos pares fue prácticamente igual. Asimismo, se incluye un diagrama que describe la forma de cálculo de la rigidez de ciclo.

En la fig. 5.5 se puede observar que, independientemente del refuerzo horizontal y del detallado de los castillos, el deterioro de la rigidez de ciclo tuvo una tendencia aproximadamente parabólica. La mayor pérdida de rigidez se presentó durante los primeros ciclos. La pérdida de rigidez durante los primeros ciclos de carga, a bajas distorsiones, obedece a la aparición del primer agrietamiento horizontal por flexión en los castillos, al acomodo de las piezas de tabique y, más adelante, al agrietamiento inclinado por corte en el panel de mampostería.

La tasa de deterioro de la rigidez de ciclo para las etapas finales de los ensayes fue similar en los cuatro muros (26% en promedio). Sin embargo, durante el inicio de los ensayes, la mayor tasa de pérdida de rigidez se presentó en los modelos M1 y M2 (69%). Para los modelos M3 y M4, la tasa inicial de degradación de rigidez fue de 54%, en promedio. La diferencia se debió a la rápida aparición del primer agrietamiento por flexión y por corte en los primeros dos modelos ensayados. Es importante hacer notar que aun cuando la penetración del agrietamiento inclinado a los castillos del modelo M4 se retrasó por la participación del refuerzo horizontal en la resistencia ante cargas laterales, la tasa de deterioro de la rigidez de ciclo en este modelo fue similar a la de los muros restantes. Lo anterior se debió a la temprana aparición y desarrollo de las grietas por flexión en los castillos, que condujo a una reducción significativa de la rigidez inicial del modelo.

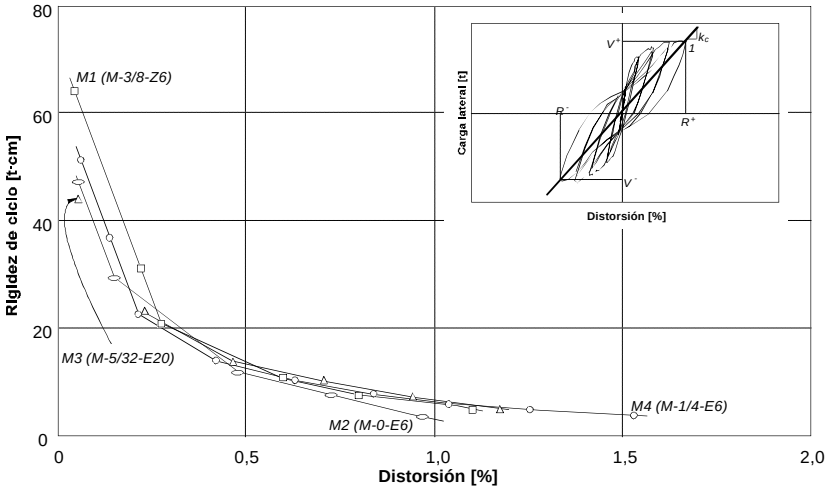


Figura 5.5 - Degradación de rigidez de ciclo de los especímenes ensayados

Finalmente, de la observación de la fig. 5.5 es posible afirmar que una estructura de mampostería que a sido sujeta a distorsiones superiores a 0,40% (aproximadamente 1 mm de desplazamiento lateral al nivel de la losa), puede haber perdido hasta el 70% de su rigidez inicial. Por lo anterior, es conveniente considerar que la alta rigidez de las estructuras de mampostería se reduce significativamente aun a bajas distorsiones.

5.3.2.2 Rigidez equivalente

El estudio del deterioro de la rigidez de los modelos en cada semiciclo de carga se practicó a través del cálculo de la rigidez equivalente. La rigidez equivalente, k_{eq} se definió como la pendiente de la recta que une el punto de máxima carga lateral y de máxima distorsión con el punto de carga lateral nula, para cada semiciclo. En la fig. 5.6 se presentan las rigideces equivalentes para los semiciclos positivos y negativos nones de los cuatro modelos ensayados y un diagrama que ilustra el cálculo de la rigidez equivalente. La variación de la degradación de rigidez equivalente a lo largo del ensaye de los modelos fue similar a la observada para la rigidez de ciclo. Sin embargo, las rigideces equivalentes iniciales fueron ligeramente menores (6% en promedio) a las rigideces iniciales tanto teóricas como experimentales en todos los modelos.

En la curvas de la fig. 5.6, se puede observar que, en todos los modelos, la rigidez en ciclos positivos fue superior a la de los negativos. La proporción en que la rigidez de ciclos positivos superó a la de negativos varió de modelo a modelo; sin embargo, esta diferencia se redujo en los últimos ciclos de los ensayes. En el modelo M1, la rigidez de ciclos positivos fue 39% mayor para el primer ciclo; esta diferencia se redujo a 30%, en promedio, entre los ciclos +3 (R=0,22%) y +7 (R=0,76%) y terminó siendo de sólo 1% en el ciclo +11 (R=1,09%). Para el modelo M2, la rigidez de ciclos positivos fue, al inicio del ensaye, 44% mayor que la de ciclos negativos; 35% mayor durante la mayor parte del ensaye y 1% mayor hacia al final del mismo. Para los especímenes M3 y M4, la situación anterior se repitió con valores menores. Durante los ciclos positivos intermedios (ciclos +3 a +9) del ensaye de los modelos M3 y M4, la rigidez promedio fue 17% y 21% mayor, respectivamente, que la rigidez de ciclos negativos. Hacia el final del ensaye, los porcentajes anteriores se redujeron al 14% y al 3%, para los modelos M3 y M4, respectivamente.

En la fig. 5.7 se presenta el deterioro de la rigidez de los modelos mediante la comparación de la rigidez equivalente promedio de ciclos positivos y negativos, y de la rigidez de ciclo correspondiente a los ciclos nones. Sobre la curva de rigidez de ciclo de la misma figura se han destacado los puntos de distorsión correspondientes a la ocurrencia de algunos sucesos relevantes como el primer agrietamiento inclinado, la carga lateral máxima, y la fluencia del refuerzo horizontal o de los castillos.

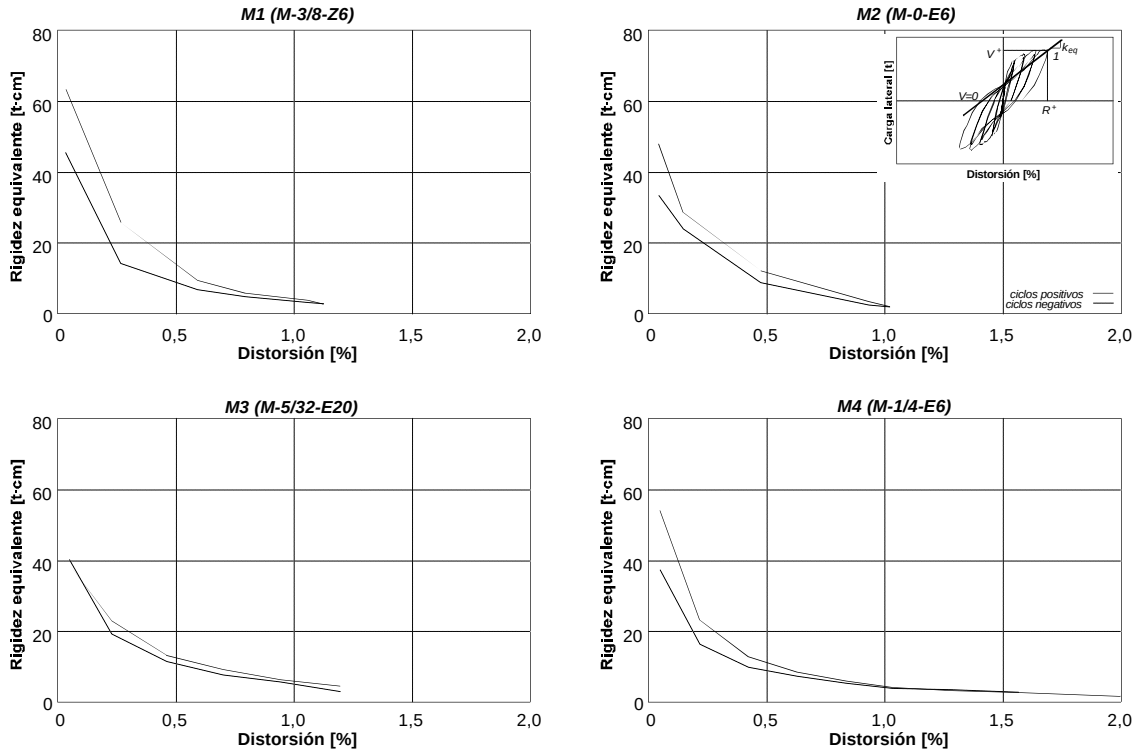


Figura 5.6 - Degradación de rigidez equivalente de los especímenes ensayados

No se logró establecer ninguna relación directa entre la fluencia del refuerzo horizontal o del refuerzo de los castillos con la pérdida de rigidez de ciclo o de rigidez equivalente de los modelos. Sin embargo, a partir de la fig. 5.7 se pudo relacionar, por un lado, el primer agrietamiento inclinado de los modelos con la pérdida más significativa de rigidez al inicio de los ensayes y; por otro, la resistencia de los muros con el inicio de la etapa más estable (de menor pérdida) de la degradación de rigidez hacia el final de los ensayes

Al observar la fig. 5.7 se puede reconocer, además, que la rigidez de ciclo fue ligeramente mayor a la rigidez equivalente promedio. Al inicio de los ensayes, la diferencia de valores de los dos parámetros anteriores fue aproximadamente la misma para los cuatro modelos (19% en promedio). Hacia el final de los ensayes, esta diferencia se incrementó a 47%, en promedio.

5.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El estudio de la disipación de energía a partir del concepto de energía de deformación resulta particularmente importante ya que a través de él se puede conocer la respuesta de una estructura en particular ante cargas laterales estáticas y dinámicas. El concepto de energía de deformación se basa en el trabajo realizado por una fuerza al desplazar al cuerpo sobre el que actúa. Matemáticamente es igual al área bajo la curva carga lateral-deformación (ver fig. 5.8).

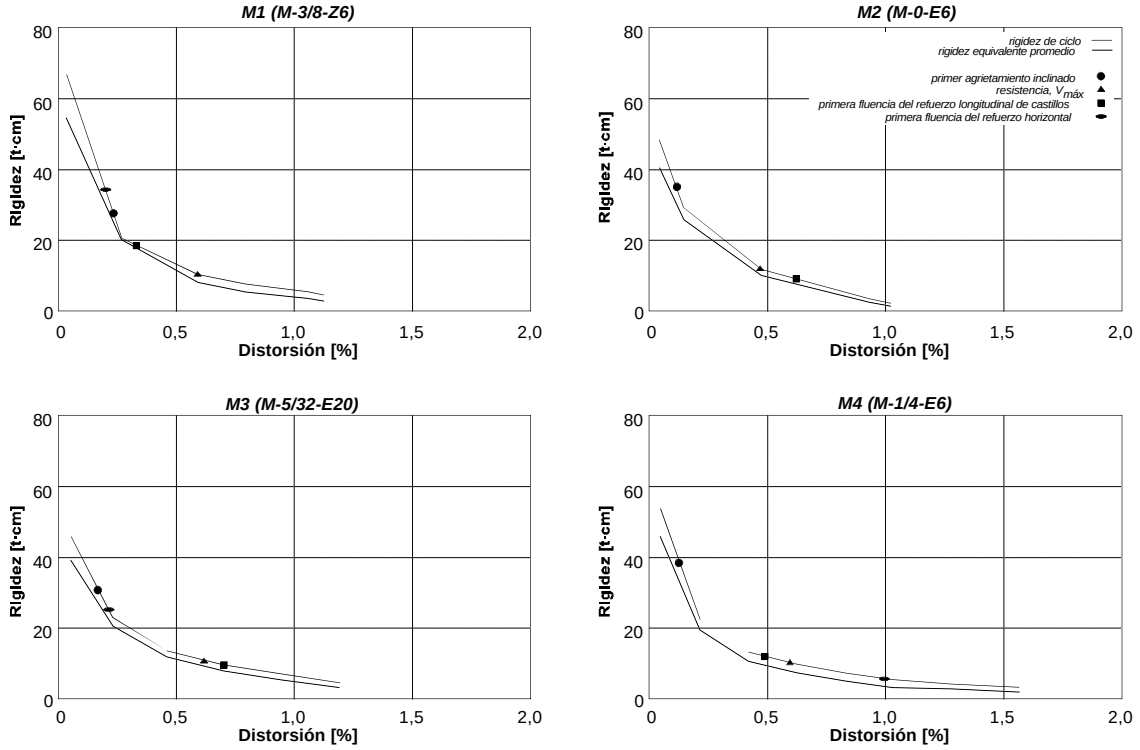


Figura 5.7 - Degradación de rigidez de ciclo y de rigidez equivalente de los especímenes ensayados

5.4.1 Energía disipada

Tomando en cuenta la interpretación gráfica del concepto de energía de deformación, la energía disipada por una estructura se puede obtener a partir de su curva histerética carga lateral-deformación, como el área cuyo perímetro está definido por los lazos histeréticos. La disipación de energía en la forma anterior, conocida como amortiguamiento histerético, generalmente crece al aumentar el desplazamiento lateral de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento de las piezas y de los elementos confinantes. En la fig. 5.8 se presentan tres esquemas que ilustran tanto los conceptos como la forma de calcular la energía de deformación y la energía disipada.

La energía disipada por los muros se acumuló ciclo a ciclo mediante la suma de las áreas encerradas por los lazos histeréticos de la curva carga lateral-deformación como se ilustra en el tercer diagrama de la fig. 5.8. En la fig. 5.9 se presentan la energía disipada por los cuatro muros ensayados en función de la distorsión. Para construir la fig. 5.9, la energía disipada se acumuló entre ciclos impares consecutivos. En la fig. 5.9 se puede observar que la disipación de energía al inicio de los ensayes fue semejante en los cuatro modelos, independientemente del tipo y distribución del refuerzo horizontal o de los castillos. Esta semejanza se conservó hasta una distorsión de 0,60%; es decir, hasta que los muros alcanzaron su resistencia. A partir de dicha distorsión, los modelos con refuerzo horizontal presentaron una mayor disipación de energía con respecto al modelo de control.

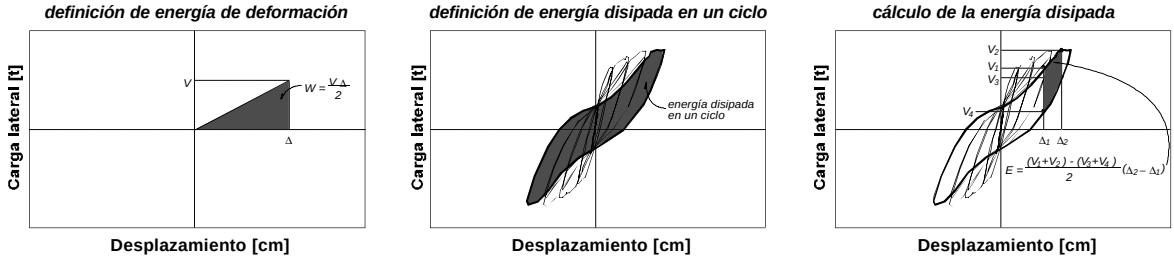


Figura 5.8 - Definición y cálculo de la energía de deformación y de la energía disipada

La disipación de energía en los modelos se asoció directamente con la existencia de agrietamiento, con la fricción desarrollada a lo largo de las grietas, con el deslizamiento relativo de los bloques del panel de mampostería, con la plastificación del refuerzo horizontal y de los castillos, y en general, con el registro de deformaciones permanentes en los materiales que incursionaron en el rango inelástico de su comportamiento.

Al crecer la capacidad nominal del refuerzo horizontal para tomar carga lateral; i.e. el producto $p_h f_y$, se incrementó la disipación de energía de los modelos. Para una distorsión de 1,00%, por ejemplo, la energía disipada acumulada de los modelos reforzados M1, M3 y M4 superó en 38%, 16% y 40%, respectivamente, a la del modelo de control (M2). Hacia el final de los ensayes, las proporciones anteriores se incrementaron aun más, llegando a 90%, 55% y 183%, respectivamente.

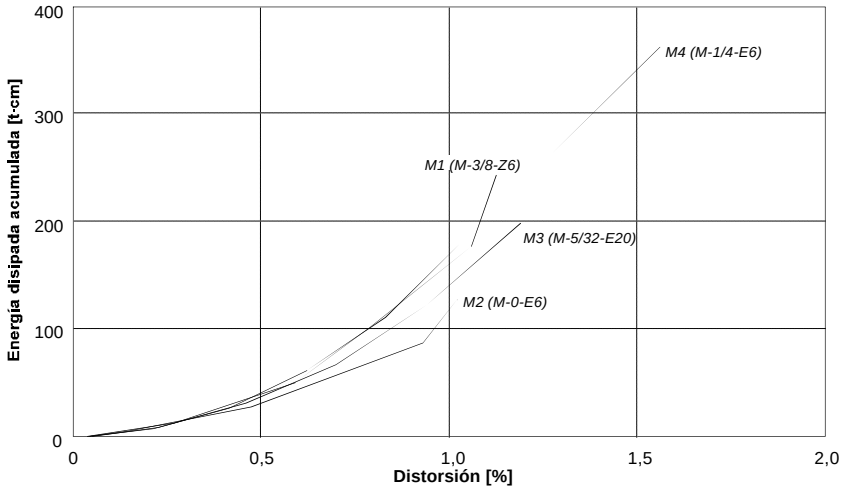


Figura 5.9 - Disipación de energía de los especímenes ensayados

El incremento en la disipación de energía de los modelos reforzados horizontalmente se explica por que además de los mecanismos de disipación descritos anteriormente, se presentó la plastificación de algunas secciones del refuerzo horizontal. Sin embargo y contrariamente a lo que se podría suponer, la disipación de energía creció al disminuir el número de secciones del refuerzo horizontal con plastificación (ver sección 4.7), seguramente porque la presencia del refuerzo horizontal redujo la anchura del agrietamiento y, con ello, la disipación de energía por fricción; y porque los especímenes reforzados horizontalmente fueron más resistentes (25% en promedio) que el de control y tuvieron, desde el inicio de los ensayes, mayor capacidad para disipar energía.

5.4.2 Componentes de la energía disipada

De la misma manera que se hizo con la distorsión al inicio del capítulo 3 (ver sección 3.2.3), se puede suponer que la energía disipada por una estructura se puede descomponer en la energía debida a las deformaciones por corte y en la energía debida a las deformaciones por flexión.

De acuerdo con lo anterior, se puede escribir

$$E = E_F + E_C \tag{5.11}$$

donde E es la energía total disipada por la estructura;
E_F es la energía disipada por deformaciones de flexión; y
E_C es la energía disipada por deformaciones de corte.

En la ec. 5.11, la energía total disipada se calcula a partir del tercer esquema de la fig. 5.8 mientras que la energía por corte se calcula de la misma manera pero a partir de la curva carga lateral-deformación lateral por corte. La deformación lateral por corte del panel de mampostería, D_C se obtuvo a partir de la deformación angular, γ calculada por resistencia de materiales (ver sección 3.2.3.1), y despejando de la expresión incluida en la fig. 3.3. Finalmente, la energía por flexión se calcula como la diferencia de la energía total y la asociada a las deformaciones por corte

$$E_F = E - E_C \tag{5.11a}$$

Particularmente, las contribuciones de la energía por deformaciones de corte y de la energía por deformaciones de flexión a la disipación total de energía de los muros se obtuvieron considerando la relación

$$\frac{E_F}{E} + \frac{E_C}{E} = 1 \tag{5.12}$$

De acuerdo con la expresión anterior, cuando uno de los cocientes se acerca a la unidad, el otro tiende a cero; es decir, cuando un tipo de deformaciones domina el comportamiento de la estructura, la energía asociada contribuye en mayor proporción a la disipación total de energía.

En la fig. 5.10 se presenta la contribución de la energía por flexión y de la energía por corte a la disipación total de energía de los modelos ensayados. La región ubicada por debajo de las curvas corresponde a la disipación de energía por deformaciones de corte, mientras que la región que queda por encima de las curvas corresponde a la energía asociada con deformaciones de flexión. Nuevamente se han destacado sobre las curvas de la fig. 5.10 algunos de los sucesos más importantes de los ensayes, con objeto de observar su influencia en la disipación de energía.

Algunos segmentos de las curvas de la fig. 5.10, específicamente los correspondientes al modelo M3, superaron ligeramente el 100% de contribución a la disipación total de energía. Esto se debió a que el agrietamiento del panel de mampostería del modelo M3 incluyó los puntos de apoyo de las diagonales instrumentadas (ver fig. 2.7) y las lecturas de los transductores correspondientes se vieron alteradas durante ciertos picos de distorsión. En la situación anterior, se puede suponer que las deformaciones por flexión fueron despreciables y la disipación de energía estuvo dominada por las deformaciones de corte.

En términos generales, la contribución de las deformaciones por corte y por flexión a la disipación de energía fue similar a la contribución al desplazamiento lateral. Durante los primeros ciclos de los ensayes se registró una mayor participación de la flexión en la disipación de energía, asociada con la aparición y extensión del agrietamiento por flexión en los castillos y en la parte inferior de los muros.

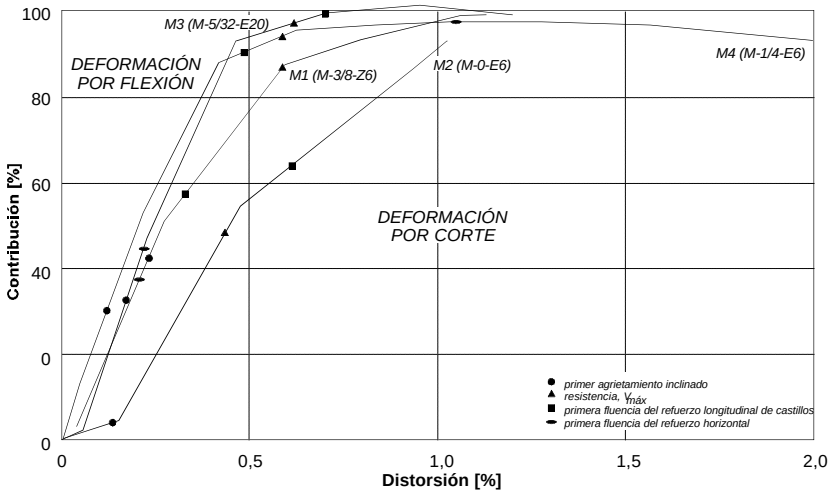


Figura 5.10 - Componentes de la energía disipada por los especímenes ensayados

En la fig. 5.10 se puede observar que desde el inicio de los ensayes y hasta alcanzar la máxima carga lateral (resistencia), los tres modelos reforzados horizontalmente presentaron un rápido crecimiento en la contribución de las deformaciones de corte, mientras que en el modelo de control este crecimiento fue más lento. Lo anterior se debe posiblemente a la posición relativa del agrietamiento del panel de mampostería y las diagonales instrumentadas, así como al comportamiento exhibido por el refuerzo longitudinal de los castillos del modelo de control (ver sección 4.4).

Mientras que en el modelo de control la participación de las deformaciones por flexión se redujo en forma permanente al crecer la distorsión, la contribución de este tipo de deformaciones en los modelos con refuerzo horizontal se hizo aproximadamente constante una vez alcanzada la resistencia de los muros (alrededor de 0,60% de distorsión). La contribución de las deformaciones de flexión a la disipación de energía, en la parte final de los ensayes de los modelos M1, M3 y M4, fue de 5%, en promedio, después de alcanzada la resistencia.

En todos los muros ensayados, las deformaciones de corte dominaron el comportamiento y la disipación de energía, en particular para distorsiones mayores a 0,50%. Sin embargo, fue evidente que al crecer la capacidad del refuerzo horizontal para tomar carga lateral (producto $p_h f_y$), la participación de las deformaciones por flexión en la disipación de energía, para niveles altos de distorsión, fue mayor. Lo anterior se debe a que, como ya se dijo en los capítulos 3 y 4, hacia el final del ensaye de los modelos reforzados horizontalmente, las deformaciones por flexión participaron en forma importante en el comportamiento general de los muros.

5.4.3 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso *x* es, en forma simplista, un parámetro responsable de la reducción de los desplazamientos laterales de las estructuras, y cuyo comportamiento depende linealmente de la velocidad de aplicación de las cargas. El amortiguamiento viscoso no existe propiamente en ninguna estructura, se emplea únicamente como una simplificación para estudiar el fenómeno de disipación de energía, ya que, en forma rigurosa, los desplazamientos de las estructuras se ven reducidos fundamentalmente por la disipación de energía a través de la incursión en el rango inelástico del comportamiento de los materiales (amortiguamiento histerético).

Una forma simplificada de hacer el análisis dinámico de sistemas inelásticos como las estructuras de mampostería, consiste en emplear el concepto del amortiguamiento viscoso equivalente. De esta forma la estructura inelástica que disipa energía histerética se puede reemplazar por una estructura elástica que alcanza el mismo nivel de deformación y que cuenta con un amortiguador viscoso equivalente que disipa la misma cantidad de energía que la estructura original.

El amortiguamiento viscoso equivalente x_{eq} se calculó a partir del cociente de energías disipadas en el sistema original y en el sistema equivalente. Para cada semiciclo se tiene

$$x_{eq} = \frac{1}{2p} \frac{\sum_{inicio}^{máx} \frac{(V_1 + V_2) - (V_3 + V_4)}{2} (\Delta_2 - \Delta_1)}{\frac{1}{2}(V_{máx} \cdot \Delta_{máx})} \tag{5.13}$$

donde

x_{eq}	es el amortiguamiento viscoso equivalente para un semiciclo en particular;
V_1, V_2, V_3 y V_4	son las cargas laterales correspondientes a los desplazamientos Δ_1 y Δ_2 (ver fig. 5.8);
$V_{máx}$	es la carga lateral máxima del semiciclo (pico de carga); y
$\Delta_{máx}$	es el desplazamiento máximo del semiciclo (pico de desplazamiento).

Sin embargo, si se emplea el esquema de la fig. 5.11, la ec. 5.13 se puede replantear en una forma más simple

$$x_{eq} = \frac{1}{2p} \frac{área\ ABCA}{área\ OBB'O} \tag{5.14}$$

La fig. 5.11 presenta el amortiguamiento viscoso equivalente, correspondiente a los ciclos positivos impares, de los cuatro modelos ensayados. La tendencia exhibida por los ciclos negativos impares y por los ciclos pares en ambos sentidos de la carga fue similar a la que presentan las curvas de la fig. 5.11. En la misma figura se incluye un esquema que explica la aplicación de la ec. 5.14 para el cálculo de dicho parámetro.

En la fig. 5.11 se aprecia que, para los muros con refuerzo horizontal, el amortiguamiento viscoso equivalente presentó un incremento regular hasta alcanzar un valor medio en el que se estabiliza alrededor de 0,60% de distorsión (resistencia de los muros). Dicho valor medio, que se conservó más o menos constante durante el resto de los ensayes, fue del 17%, 13% y 15% para los modelos M1, M3 y M4, respectivamente. De forma conservadora, el valor de amortiguamiento viscoso que se emplea en el análisis dinámico de estructuras de mampostería es de 5%.

En contraste, el amortiguamiento viscoso equivalente del modelo de control presentó un incremento permanente con la distorsión. Sin embargo, se registró una meseta estable entre 0,25% y 0,50% de distorsión aproximadamente en la que el amortiguamiento promedio fue de 13%. El gran incremento del amortiguamiento hacia el final del ensaye del modelo M2 (hasta 36%) se pudo asociar con los grandes desplazamientos laterales que sufrió la región triangular superior del muro (ver sección 3.4.6). En efecto, al registrarse grandes desplazamientos laterales, el numerador de las ecs. 5.13 ó 5.14 crece, lo que se traduce en el aumento del amortiguamiento x_{eq}.

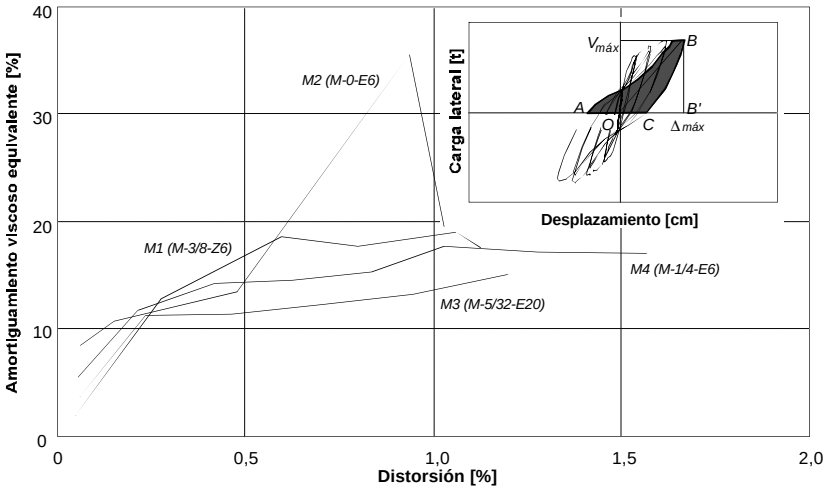


Figura 5.11 - Amortiguamiento viscoso equivalente de los especímenes ensayados

El efecto del refuerzo horizontal en el amortiguamiento viscoso equivalente se puede observar en la fig. 5.11 como el incremento en los valores de ξ_{eq} hacia el final de los ensayes. Al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal p_h, se incrementaron los valores del amortiguamiento equivalente. Para una distorsión de 0,80%, por ejemplo, el modelo M1 (p_h de 0,211%) superó a los modelos M4 (p_h de 0,190%) y M3 (p_h de 0,071%) en 20% y en 38%, respectivamente. La proporción anterior se conservó, en términos generales, hasta el final de los ensayes.

5.5 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

Cuando se espera que una estructura de mampostería sujeta a cierto evento sísmico incursione en el rango de comportamiento inelástico y, por tanto, presente cierto nivel de daño, se debe garantizar que los muros que la componen acepten desplazamientos laterales sólo con una degradación gradual de su capacidad ante cargas laterales. En general, la habilidad de una estructura, de sus elementos o de los materiales que los componen, para mantener su resistencia ante cargas que les han impuesto deformaciones inelásticas, se denomina ductilidad.

La ductilidad, μ se puede calcular como el cociente de cualquier deformación Δ, mayor al límite elástico, entre la deformación de fluencia teórica especificada (o bien, medida) D_y, como sigue

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \tag{5.15}$$

En la ec. 5.15, Δ y Δ_y no sólo se refieren a deformaciones, también pueden representar desplazamientos laterales, desplazamientos asociados a deformaciones por corte o por flexión, rotaciones o curvaturas. Asimismo, es posible reconocer diferentes *ductilidades* a las que corresponden distintos comportamientos estructurales o distintos niveles de daño, según los valores de Δ y de Δ_y. Por ejemplo, la ductilidad μ puede alcanzar un valor límite si Δ se toma como el valor asociado a la resistencia última Δ_u, o un valor intermedio si Δ es el desplazamiento asociado a una deformación máxima aceptable $\Delta_{útil}$. En este trabajo, la ductilidad se calculó a partir de la deformación asociada al 85% de la resistencia de los muros. Lo anterior equivale a suponer que cuando se presenta un descenso de más del 15% de la carga lateral máxima resistida, los muros han alcanzado la deformación última o de falla. Este criterio obedece a que el incremento en la capacidad de deformación resulta poco relevante si no se conserva la resistencia en forma razonable.

Con objeto de comparar la ductilidad de los cuatro modelos ensayados, se utilizó el criterio de Park, que se basa en la determinación de una rigidez inicial secante al 75% de la carga última. La carga última se definió, a su vez, como la asociada al 15% de degradación de resistencia. En la fig. 5.12 se presenta un esquema que ilustra el procedimiento de cálculo de la ductilidad de los modelos. Los valores de ductilidad obtenidos mediante la aplicación del criterio anterior a las envolventes de respuesta carga lateral-distorsión de los ciclos positivos (ver fig. 5.1) se presentan en la tabla 5.4.

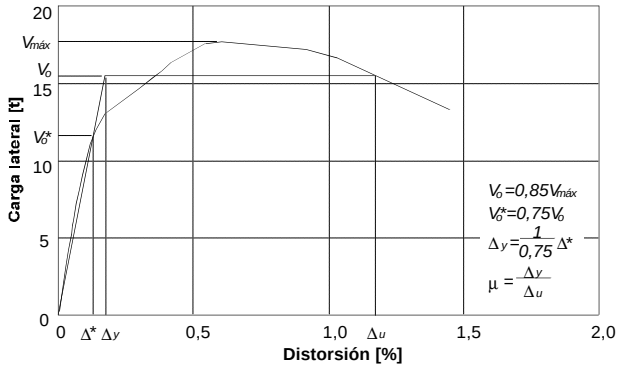


Figura 5.12 - Cálculo de la ductilidad de acuerdo con el criterio de Park

En la tabla 5.4 se puede observar que los valores de ductilidad variaron entre 5,3 y 10,9 según la cuantía y tipo de refuerzo horizontal de los especímenes. Como es evidente, la menor ductilidad correspondió al modelo de control. La ductilidad más grande fue exhibida por el modelo M4, con el mayor producto $p_h f_y$; es decir, con el refuerzo horizontal con mayor capacidad de resistir cargas laterales.

De acuerdo con la tabla 5.4, la ductilidad de los modelos dependió más del producto $p_h f_y$ que de la cuantía de refuerzo horizontal p_h, lo cual resulta congruente con las conclusiones de Tomaževič y Zarnic (ver sección 1.5.4.2). Al aumentar $p_h f_y$, se incrementó la ductilidad y, por tanto, el factor de comportamiento sísmico Q.

Sin embargo, es importante destacar que el modelo M3, que contó con la cuantía mínima de refuerzo horizontal, tuvo una excelente ductilidad que prácticamente igualó la del modelo M1, reforzado con varillas no. 3. Mientras que $p_h f_y$ del modelo M3 fue de 4,3 kg/cm^2 (0,42 MPa), y μ de 7,6; en el modelo M1 se tuvo un producto $p_h f_y$ mayor en un 105% (8,9 kg/cm^2 o 0,87 MPa) y una ductilidad sólo 3% mayor (μ de 7,9). Lo anterior sugiere que la colocación de cuantías reducidas de refuerzo horizontal en muros de mampostería confinada redunda en un mejor aprovechamiento de las bondades de dicho refuerzo.

Por otro lado, al estudiar la ductilidad desarrollada por el modelo M4 ($p_h f_y$ de 11,4 kg/cm^2 o 1,12 MPa) se puede ver que superó en 105% la del modelo de control y hasta en 41% la de los modelos M1 y M3. Lo anterior se atribuyó a que este modelo alcanzó su resistencia por flexión y, por tanto pudo desarrollar un comportamiento más dúctil durante una gran parte del ensaye. Sin embargo, se debe tener cuidado especial al colocar cuantías muy elevadas de refuerzo ya que el modo de falla puede cambiar radicalmente, generando comportamientos estructurales no esperados. En la sección 6.3.2.2 se presenta un análisis sobre la colocación de cuantías elevadas de refuerzo horizontal.

Tabla 5.4 - Ductilidad de los especímenes ensayados

Espécimen	Cuantía de refuerzo horizontal p_h [%]	Capacidad del refuerzo horizontal $p_h f_y$ [kg/cm^2] (MPa)	Ductilidad μ
M1 (M-3/8-Z6)	0,211	8,9 (0,87)	7,9
M2 (M-0-E6)			5,3
M3 (M-5/32-E20)	0,071	4,3 (0,42)	7,6
M4 (M-1/4-E6)	0,190	11,4 (1,12)	10,9

CAPÍTULO 6

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan, como complemento del análisis de resultados presentado anteriormente, algunos estudios específicos sobre el comportamiento de los elementos que componen a los especímenes ensayados. Se incluye un análisis ante cargas verticales que muestra la influencia de este factor en la resistencia de los muros y un análisis ante cargas laterales que permite apreciar el mecanismo resistente a través del refuerzo de los castillos y del refuerzo horizontal. La discusión de resultados termina con el análisis del desempeño de los muros ensayados desde los puntos de vista económico y constructivo.

El estudio del mecanismo resistente de una estructura ante ciertas solicitaciones es de gran importancia cuando se desea describir su comportamiento desde el punto de vista cinemático y de resistencia de materiales. Dicho estudio contempla tanto el reconocimiento de las variables que más influyen en la respuesta, como la determinación de la forma en que la modifican. Por ello, se estudió la participación de los elementos confinantes y del refuerzo horizontal en la resistencia de los muros ante cargas verticales y laterales. Por último, el estudio relativo a las facilidades y costos de construcción permitió establecer las ventajas y los inconvenientes de los especímenes ensayados desde el punto de vista económico.

6.2 ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES

El análisis ante cargas gravitacionales contempló, fundamentalmente, la determinación de la proporción de carga vertical que resistieron los elementos confinantes y el panel de mampostería; así como el efecto de la carga vertical en la resistencia y comportamiento de los especímenes ensayados.

Para conocer la contribución de los castillos y del panel de mampostería a la resistencia ante cargas verticales se hicieron, antes de iniciar la carga lateral de los modelos, dos ciclos de carga vertical llevando a los especímenes desde una carga nula hasta la carga correspondiente a 5 kg/cm^2 (0,49 MPa) de esfuerzo vertical. Una vez alcanzado el nivel de esfuerzo vertical anterior por segunda ocasión, se inició la aplicación de la carga lateral manteniendo en forma constante la carga aplicada mediante los gatos verticales (ver sección 2.5).

Durante los dos ciclos de carga vertical se tomaron lecturas en los transductores dispuestos verticalmente en el muro (transductores DV1, DV2, DV3, DV4, DV5, DV6 y DV7 de la fig. 2.7). Mediante las lecturas de deformación del transductor DV4 ubicado en la región inferior del panel de mampostería se lograron verificar los valores del modulo de elasticidad de la mampostería E, determinados mediante el ensaye de pilas.

Como el comportamiento de la mampostería ante cargas de compresión se puede considerar elástico para bajos niveles de esfuerzo y deformación como los que se presentaron en los ciclos de carga vertical, el análisis de la capacidad de carga axial de los castillos y del panel de mampostería se llevó a cabo mediante el empleo de las expresiones de la mecánica de materiales, válidas en el rango de comportamiento elástico de los materiales.

Mediante la combinación de la ley de Hooke, que establece que las deformaciones de un material elástico son proporcionales a las carga o esfuerzo a que se encuentra sujeto, y de la definición de esfuerzo normal o axial, se llega a la siguiente expresión que relaciona las propiedades mecánicas de un material elástico con las deformaciones que presenta por efecto de una carga axial

$$P = \frac{EA}{L}\delta \tag{6.1}$$

donde P es la carga axial actuante sobre el elemento;
E es el módulo de elasticidad del material que constituye al elemento;
A es el área sobre la que actúa la carga P;
L es la longitud del elemento, medida en la dirección de la aplicación de la carga P; y
δ es la deformación axial (en dirección de la aplicación de la carga P) que registra el elemento.

Para aplicar la ec. 6.1 bajo la condición de carga axial de los especímenes ensayados, se partió de un diagrama de cuerpo libre que permitió establecer las fuerzas actuantes sobre los muros. En la fig. 6.1 se presenta el diagrama de cuerpo libre de los modelos cuando están sujetos exclusivamente a cargas gravitacionales.

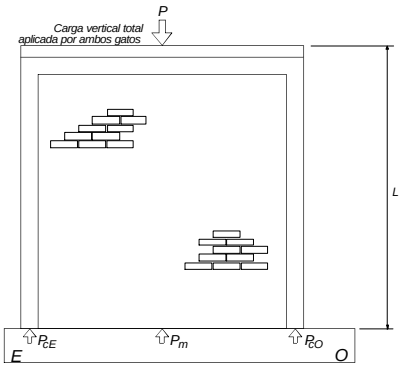


Figura 6.1 - Diagrama de cuerpo libre de los especímenes cuando sólo existen cargas gravitacionales

Entonces, al establecer el equilibrio de fuerzas en dirección vertical sobre el diagrama de la fig. 6.1, se obtiene

$$P = P_{cE} + P_{cO} + P_m \tag{6.2}$$

donde P es la carga vertical total sobre los muros;
P_{cE} es la carga vertical resistida por el castillo Este;
P_{cO} es la carga vertical resistida por el castillo Oeste;
P_m es la carga vertical resistida por el panel de mampostería;

Aun más, en la expresión anterior se pueden agrupar las cargas resistidas por ambos castillos en un sólo término P_c, que representaría la carga vertical resistida por los castillos. De la forma anterior, la carga vertical total a que estuvieron sujetos los especímenes se puede separar en sólo dos componentes resistentes, la del panel de mampostería y la de los castillos. Sustituyendo ahora la ec. 6.1 en la relación reducida de la ec. 6.2 se obtiene

$$P = P_c + P_m = \left[\frac{EA}{L}d\right]_c + \left[\frac{EA}{L}d\right]_m \tag{6.3}$$

En la ec. 6.3, el subíndice c corresponde a los parámetros relacionados con las propiedades del concreto de los castillos; mientras que el subíndice m se refiere a las características de la mampostería. Sin embargo, por compatibilidad de deformaciones en dirección vertical, y partiendo de que la dala no se deforma por flexión, la deformación en los castillos δ_c es igual a la del panel de mampostería, δ_m. Asimismo, la

longitud de los castillos y del panel de mampostería en dirección vertical también es igual por lo que la ec. 6.3 se puede rescribir como sigue

$$P = \left[(EA)_c + (EA)_m\right]\frac{d}{L} = \left[(EA)_c + (EA)_m\right]e \tag{6.4}$$

donde δ es la deformación del muro en dirección vertical, igual a la deformación vertical de los castillos, δ_c y a la del panel de mampostería, δ_m;
L es la longitud de los elementos a compresión; es decir, la altura del muro; y
ε es la deformación en la dirección de la aplicación de la carga de compresión.

Por otro lado, si se aplica el concepto de sección transformada mediante el empleo de la segunda relación modular empleada en la sección 5.3.1, se puede obtener una expresión equivalente a la ec. 6.4

$$P = \left[E_{eq} A_{eq}\right]\frac{d}{L} = \left[E_{eq} A_{eq}\right]e \tag{6.5}$$

donde E_{eq} es el módulo de elasticidad equivalente de la sección transformada, tomado como el del concreto de los castillos E_c;
A_{eq} es el área en compresión equivalente de la sección transformada a concreto exclusivamente, dada por

$$A_{eq} = A_c + \frac{1}{n_E} A_m \tag{6.6}$$

Como las ecs. 6.4 y 6.5 son equivalentes entre sí, su cociente es la unidad. Mediante la expresión siguiente, obtenida a partir del cociente anterior, se logró evaluar la participación de los castillos y de la mampostería en la resistencia a carga vertical

$$\frac{\left[EA\right]_c}{\left[EA\right]_{eq}} + \frac{\left[EA\right]_m}{\left[EA\right]_{eq}} = 1 \tag{6.7}$$

Al evaluar la ec. 6.7 se emplearon las propiedades mecánicas determinadas mediante el ensaye de materiales (ver apéndice A) y las dimensiones reales de los especímenes. Del cálculo hecho con la ec. 6.7 se pudo concluir que, en promedio, los castillos tomaron el 70% de la carga vertical. El panel de mampostería, resistió entre el 16% y el 40% (30% en promedio) de la carga vertical, dependiendo de las propiedades mecánicas de la misma. Los resultados de este análisis se presentan en la tabla 6.1.

Una segunda parte del análisis ante cargas verticales consistió en la determinación del módulo de elasticidad de la mampostería directamente en el muro. Mediante el cociente entre el esfuerzo vertical y las lecturas de deformación del transductor DV4, cuya localización se puede ver en la fig. 2.7, se determinó el módulo de elasticidad de la mampostería. El cálculo anterior se llevó a cabo durante los dos ciclos de carga vertical aplicados al inicio del ensaye.

En la determinación del módulo de elasticidad de la mampostería de los muros, se empleó la proporción del esfuerzo vertical tomada por el panel de mampostería de acuerdo al cálculo hecho con la ec. 6.7. En la tabla 6.1 se incluyen los valores del módulo de elasticidad calculados mediante las lecturas del transductor DV4 y los determinados mediante las pruebas de materiales (ver apéndice A).

Tabla 6.1 - Análisis ante cargas gravitacionales

Espécimen	Carga vertical en los castillos [%]	Carga vertical en el panel de mampostería [%]	E_{pm} [1] [kg/cm^2] (MPa)	E_{mm} [2] [kg/cm^2] (MPa)
M1 (M-3/8-Z6)	60	40	10 695 (1 049,2)	9 515 (933,4)
M2 (M-0-E6)	68	32	7 285 (714,7)	6 935 (680,3)
M3 (M-5/32-E20)	84	16 [3]	2 840 (278,6)	3 705 (363,5)
M4 (M-1/4-E6)	69	31	6 675 (654,8)	8 275 (811,8)

[1] E_{pm} es el módulo de elasticidad determinado mediante el ensaye de pilas a compresión (ver apéndice A)
[2] E_{mm} es el módulo de elasticidad determinado directamente en el panel de mampostería de los muros
[3] La proporción de carga vertical tomada por la mampostería del modelo M3 se redujo notablemente por el bajo módulo de elasticidad, E_m medido en este espécimen

Se puede observar que el módulo de elasticidad de la mampostería determinado directamente en los muros fue similar al calculado mediante el ensaye de pilas a compresión. En promedio, el módulo de elasticidad medido directamente en los muros fue 6% menor al obtenido en el ensaye de pilas. La mejor correlación entre los dos valores del módulo de elasticidad calculados se presentó en el modelo de control. La ligera subestimación del módulo de elasticidad a través del ensaye en compresión de pilas no es demasiado importante por dos razones. La primera es que, en el caso de la mampostería confinada, existe una capacidad adicional debida a la importante colaboración de los castillos en la resistencia ante cargas gravitacionales; la segunda apunta a que, generalmente, el diseño de estructuras de mampostería se ve regido por la resistencia ante carga lateral y no por las solicitaciones verticales.

En el análisis ante cargas gravitacionales, por último, se intentó relacionar el efecto del esfuerzo vertical con el comportamiento de los modelos ensayados. Aun cuando el esfuerzo vertical fue mantenido en forma constante durante el ensaye de los especímenes, las ligeras diferencias que se detectaron durante los mismos permitieron hacer algunas observaciones. Al inicio de los ensayes, antes de presentarse el primer agrietamiento, el incremento en la carga vertical redundó en una mayor capacidad a carga lateral tal como lo contempla la expresión de diseño. Sin embargo, cuando la carga vertical aumentó una vez alcanzada la resistencia, se aceleró el proceso de deterioro de la resistencia.

Al igual que en la investigación llevada a cabo por Shing (ver sección 1.5.5), el deterioro en la resistencia después del agrietamiento se aceleró con el incremento de la carga vertical. El aumento del nivel de esfuerzos en la zona a compresión de los castillos provocó un mayor aplastamiento del concreto y, con ello, se aceleró la degradación de resistencia ante cargas laterales. El mayor descenso en la resistencia, evidente al observar las envolventes de respuesta de la fig. 5.1, se presentó en el espécimen M1, sujeto a un esfuerzo vertical ligeramente superior al del resto de los modelos.

6.3 ANÁLISIS ANTE CARGAS LATERALES

El análisis ante cargas laterales, por su parte, trató de establecer el mecanismo resistente de los modelos ante este tipo de solicitaciones. Para ello, se estudió la forma en que los castillos y el panel de mampostería resisten las cargas laterales que les imponen, por ejemplo, las solicitaciones sísmicas.

Los muros de mampostería confinada resisten las cargas laterales a través de distintos fenómenos; sin embargo, gran parte de la resistencia se puede atribuir a la capacidad a corte de la mampostería y de los castillos, y al trabajo por acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos. En los muros reforzados

horizontalmente, el trabajo a tensión del refuerzo horizontal debe sumarse a los anteriores mecanismos resistentes.

En las expresiones de diseño de la NTCM, la contribución de los castillos a la carga lateral se desprecia ya que el marco de confinamiento no participa en la resistencia hasta que el panel de mampostería se ha agrietado; es decir, cuando según las NTCM ha alcanzado su resistencia. Para efectos de un análisis de resistencia en condiciones de agrietamiento, sin embargo, se puede suponer que una parte de la carga lateral es resistida por la mampostería y otra por los castillos. La porción de la carga lateral tomada por la mampostería se resiste mediante la formación de un puntal definido por el campo de esfuerzos de compresión sobre el panel de mampostería. La carga lateral resistida por los castillos se debe fundamentalmente a la acción de dovela del refuerzo longitudinal. Cuando los castillos se encuentran agrietados se puede suponer conservadoramente que la contribución del concreto al corte es nula.

6.3.1 Mecanismo resistente en el panel de mampostería

De acuerdo con los patrones de agrietamiento de los especímenes ensayados y con la distribución de deformaciones del refuerzo horizontal a lo largo de las diagonales de lo modelos M1, M3 y M4, se logró establecer un puntal de compresión a través del cual se resistió la carga lateral. Este puntal fue, en términos generales, la franja de mampostería que va de la esquina superior de uno de los castillos a la esquina inferior del castillo opuesto. En general, la forma del puntal quedó definida por la orientación del agrietamiento inclinado. En la fig. 6.2 se presentan nuevamente los patrones finales de agrietamiento de los cuatro modelos ensayados. Sobre dichos patrones se han tratado de delimitar, en forma aproximada, los puntales de compresión mediante los que el panel de mampostería resistió las cargas laterales.

Figura 6.2 - Puntales de compresión establecidos en los especímenes ensayados

La fuerza de compresión que actúa en el puntal se puede descomponer en dos componentes ortogonales como lo muestra el esquema de la fig. 6.3. Se puede ver que la componente horizontal es equilibrada por la resistencia a esfuerzo cortante desarrollada por la piezas, por la fricción que se genera entre las mismas y por la resistencia a tensión de la mampostería. Cuando se coloca refuerzo horizontal, existe un elemento adicional para resistir la componente horizontal del puntal. La componente vertical del puntal, por otro lado, se ve equilibrada por la resistencia a compresión de la mampostería.

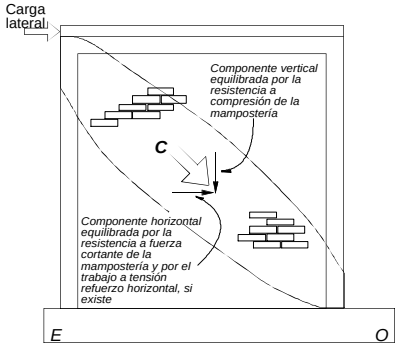


Figura 6.3 - Equilibrio de fuerzas en el puntal de compresión

Como generalmente el puntal de compresión tiene una inclinación aproximada de 45º, sobre todo en muros cuadrados como los ensayados, se puede suponer que tanto la componente horizontal como la vertical equivalen al 70% de la carga lateral. Sin embargo, se debe hacer un análisis específico para muros con relaciones de aspecto, *h/L* muy grandes (muros esbeltos con grandes componentes verticales) o muy pequeñas (muros bajos con grandes componentes horizontales).

Es importante, por otro lado, verificar que la fuerza del puntal de compresión no ocasione el aplastamiento de la mampostería, ya que este fenómeno acelera significativamente el deterioro de la resistencia y conduce a mecanismos de falla no dúctiles. De acuerdo con Díaz y Vázquez del Mercado (1995), el aplastamiento de la mampostería establece el límite en la determinación de la máxima cuantía de refuerzo horizontal. Un estudio específico de la máxima cuantía de refuerzo horizontal se presenta en la sección 6.3.1.3.

6.3.1.1 Comportamiento general del refuerzo horizontal

Como ya fue establecido, la colocación de refuerzo horizontal en las juntas de mortero redundó en un mejor comportamiento de los muros. Tanto la resistencia como la ductilidad se elevaron significativamente con el empleo de este tipo de refuerzo. Asimismo, se logró una mejor distribución del daño y una reducción significativa de la anchura de grietas y de la expansión del muro en su plano.

La participación del refuerzo horizontal en el mecanismo resistente ante cargas laterales fue descrito brevemente en la sección anterior. El trabajo a tensión del refuerzo horizontal colabora en el equilibrio de la componente horizontal del puntal de compresión (ver fig. 6.3). De acuerdo con los resultados de los ensayes, el refuerzo horizontal debe conservar sus condiciones de anclaje a los castillos para trabajar satisfactoriamente. Aun cuando existieron grandes deslizamientos relativos entre las piezas del panel de mampostería y el propio refuerzo horizontal, la componente correspondiente del puntal fue equilibrada por el trabajo a tensión de dicho refuerzo.

Como el registro de grandes desplazamientos relativos apunta a una reducción significativa de la adherencia a lo largo de las barras del refuerzo horizontal, se puede pensar que mientras no se alteren las condiciones de anclaje de dicho refuerzo en los castillos, el desarrollo de esfuerzos de adherencia a lo largo de las barras es irrelevante. De acuerdo con esto, se podría pensar en el empleo de alambres lisos en lugar de refuerzo horizontal con corrugaciones si se mantiene el anclaje de los mismos a los elementos confinantes. Sin embargo, si se atiende a las condiciones de un estado límite de daño que permita la reparación de los muros, el empleo de refuerzo horizontal liso no sería adecuado ya que permitiría desplazamientos relativos de gran magnitud. Esta situación se ha manifestado con cierta evidencia en otras investigaciones realizadas en el CENAPRED (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995).

Para finalizar con el estudio de la participación del refuerzo horizontal en el mecanismo resistente ante cargas laterales del panel de mampostería, se presentan dos estudios sobre la cuantía de refuerzo horizontal. El primero consiste en la determinación de la cuantía mínima de refuerzo horizontal que se debe colocar en muros de mampostería confinada. El segundo análisis se refiere al límite superior de la cuantía de refuerzo horizontal que es aconsejable emplear en dichos muros.

6.3.1.2 Cuantía mínima de refuerzo horizontal

El establecimiento de una cuantía mínima de refuerzo horizontal que sea adecuada resulta de gran utilidad ya que, como se vió en la sección 5.2.2, la eficiencia de este tipo de refuerzo aumentó al reducir la cuantía. Es importante, entonces, determinar cuál es la cuantía mínima necesaria para lograr los efectos benéficos de la colocación del refuerzo horizontal en muros de mampostería confinada. Para ello, se llevó a cabo un análisis de las expresiones de las NTCM que definen la cuantía de refuerzo horizontal mínima (ec. 1.5) y se compararon con los resultados del presente programa experimental.

La primera cuantía mínima establecida en la ec. 1.5 define un límite inferior para el caso de muros que no se encuentran sujetos a una carga vertical apreciable. Este límite garantiza que la capacidad del refuerzo horizontal ante cargas laterales sea equivalente a la resistencia nominal al agrietamiento de un muro sin refuerzo horizontal, incrementada en 20%. La segunda expresión de la ec. 1.5, por su parte, se obtuvo al considerar muros sujetos a carga vertical. Cuando no hay carga vertical, este segundo límite es 40% mayor al primero y su valor crece al aumentar el nivel de esfuerzo impuesto por la carga vertical. Al igual que el primer límite, la segunda expresión de la ec. 1.5 garantiza que la capacidad del refuerzo horizontal sea mayor a la resistencia nominal del propio muro sin refuerzo horizontal. Las NTCM incrementan el valor mínimo de la cuantía de refuerzo horizontal, p_h conforme se incrementa la carga vertical ya que hacen lo mismo con la resistencia a carga lateral de los muros (ec. 1.4); de esta manera se conserva la relación inicial entre la capacidad del refuerzo horizontal y del muro ante cargas laterales.

El criterio de las NTCM en relación a establecer una cuantía mínima de refuerzo horizontal cuya capacidad corresponda aproximadamente a la resistencia al agrietamiento del muro sin refuerzo horizontal se ha incluido también en la normatividad de otros países, por ejemplo, Chile (ver sección 1.5.1). La cuantía mínima establecida en las NTCM es, sin embargo, menor a la especificada en la norma chilena vigente.

Para estudiar la cuantía mínima más adecuada, se partió del comportamiento del modelo M3, que contó con la cuantía de refuerzo horizontal más cercana a la mínima especificada por las NTCM. En este modelo se presentaron plastificaciones en 15 secciones del refuerzo horizontal y se alcanzó la mayor eficiencia del mismo (80%) de todos los modelos ensayados. El comportamiento general del modelo M3 fue excelente. No sólo se logró elevar la resistencia un 28%, sino que se alcanzó una distorsión última 36% mayor a la del modelo de control. El agrietamiento del panel de mampostería se distribuyó uniformemente y el daño por aplastamiento de los extremos de los castillos se retrasó hasta después de alcanzar la resistencia del modelo.

La cuantía de refuerzo horizontal que se colocó en el modelo M3 fue 12% mayor a la mínima calculada empleando los valores nominales de las NTCM. La capacidad del refuerzo horizontal (producto $p_h f_y$) para resistir cargas laterales fue de 4,3 kg/cm^2 (0,42 MPa), mientras que el esfuerzo cortante correspondiente al agrietamiento inclinado del muro sin refuerzo horizontal (espécimen M2) fue de 3,3 kg/cm^2 (0,32 MPa). La relación entre las capacidades de carga anteriores fue de 1,30; por lo que se puede afirmar que la especificación de las NTCM en relación a la cuantía mínima de refuerzo horizontal resulta conservadoramente adecuada.

Se recomienda, entonces, la colocación de cuantías de refuerzo horizontal cercanas a la mínima con objeto de aprovechar de mejor forma la participación del refuerzo horizontal en la resistencia ante cargas laterales. Sin embargo, también es aconsejable ahondar en el problema de la determinación experimental de la cuantía mínima de refuerzo horizontal que garantice un comportamiento adecuado de los muros y en el cálculo de los valores de eficiencia asociados.

6.3.1.3 Cuantía máxima de refuerzo horizontal

Al igual que en el caso de la cuantía mínima de refuerzo horizontal, también es deseable lograr la determinación de la cuantía máxima de refuerzo horizontal. Sin embargo, en el caso de la cuantía mínima se trata de maximizar el aprovechamiento del refuerzo horizontal y de garantizar el mejoramiento del desempeño de los muros, mientras que en el caso de la cuantía máxima se intenta evitar modos de falla no dúctiles.

Como ya se ha establecido en otras investigaciones (Díaz y Vázquez del Mercado, 1995), una elevada capacidad del refuerzo horizontal para resistir cargas laterales puede conducir a una falla no dúctil por aplastamiento de las piezas de mampostería. En efecto, cuando se rebasa un valor límite del esfuerzo de compresión en el puntal que se establece aproximadamente entre las esquinas opuestas del muro, se puede presentar el aplastamiento de las piezas. Si se establece una reducción del 50% en la capacidad a compresión de la mampostería debida a la presencia de agrietamiento, la plastificación del refuerzo horizontal y la

inversión de la dirección de la carga lateral, el esfuerzo límite, $f^*_{lím}$ que establecería el aplastamiento de las piezas ubicadas dentro del puntal sería

$$f^*_{lím} = 0{,}5 f^*_m \tag{6.8}$$

donde f^*_m es la resistencia en compresión de la mampostería, determinada mediante el ensaye de pilas de acuerdo con el proyecto de norma correspondiente (SECOFI, 1996a).

En los estudios de Schlaich et al. (1987) sobre el modelo de puntales y tensores, se han propuesto reducciones de la resistencia a compresión del concreto del mismo orden cuando existe la posibilidad de que se presenten grietas inclinadas importantes. Por otro lado, si se toma en cuenta la eficiencia de 70% propuesta para el refuerzo horizontal en la sección 5.2.3, la cuantía máxima de refuerzo horizontal para evitar una falla por aplastamiento sería

$$p_h = 0{,}3 \frac{f^*_m}{f_y} \tag{6.9}$$

donde f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

Con objeto de verificar la validez de la ec. 6.9, se calcularon las cuantías máximas de refuerzo horizontal correspondientes a los tres modelos con refuerzo horizontal ensayados. De acuerdo con la ec. 6.9, las cuantías máximas que evitaban la falla por aplastamiento de los modelos M1, M3 y M4 fueron 0,230%, 0,088% y 0,101%, respectivamente. Al comparar las cuantías de refuerzo que se colocaron en los especímenes (ver tabla 2.4) con los valores anteriores, se observó que sólo en el modelo M4, la cuantía máxima calculada con la ec. 6.9 fue superada por la cuantía empleada en la construcción del espécimen (0,190%).

En efecto, en los modelos M1 y M3 no se presentaron signos evidentes del aplastamiento de los piezas del panel de mampostería. En el modelo M4, en cambio, se observó el aplastamiento de piezas en distintos puntos del panel de mampostería, sobre todo en la región central del modelo (ver figs. 3.37 y 6.2). De acuerdo con los resultados anteriores, se puede suponer que el límite establecido por la ec. 6.9 es correcto y se puede aplicar en el diseño de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente. Esta ecuación es válida si p_h es menor o igual que 0,20%.

6.3.2 Mecanismo resistente en los castillos

Si la descomposición de la fuerza del puntal, C (ver fig. 6.3) se hace en la vecindad de los castillos, se puede determinar el mecanismo resistente a carga lateral de los elementos confinantes. Dicho mecanismo consiste en que la componente horizontal del puntal se equilibra con la resistencia al esfuerzo cortante del concreto reforzado, con la tensión en las ramas de los estribos y con la acción de dovela del refuerzo longitudinal.

Sin embargo, para la etapas de los ensayes en que el agrietamiento inclinado ha penetrado en los castillos, se puede suponer conservadoramente que la contribución del concreto de los castillos a la resistencia al corte se pierde. Por otro lado, el bajo nivel de deformaciones registrado en los estribos instrumentados durante los ensayes (ver secciones 4.4.1, 4.5.1 y 4.6.1) permite despreciar, también de manera conservadora, la contribución de los estribos a la resistencia a carga lateral.

La carga lateral resistida por los estribos de los modelos M2, M3 y M4 se evaluó a partir de las lecturas de los deformímetros adheridos al refuerzo transversal de los castillos y empleando las relaciones esfuerzo-deformación determinadas experimentalmente (ver apéndice A). En promedio, los estribos de los modelos anteriores resistieron el 10%, el 13% y el 4% de la carga lateral, respectivamente.

Las simplificaciones anteriores conducen a suponer que la resistencia a carga lateral en la vecindad de los castillos se debe al trabajo por dovela del refuerzo longitudinal de los mismos y a la resistencia al esfuerzo cortante de la mampostería. Park y Paulay (1994) han establecido tres mecanismos para el desarrollo de la acción de dovela; flexión, corte y torcedura. En el caso del refuerzo longitudinal de los castillos, se trata del mecanismo de flexión, donde las deformaciones laterales están limitadas por el espaciamiento entre estribos, *s*. La fig. 6.4 muestra el mecanismo de flexión establecido por Park y Paulay. Planteando el equilibrio de fuerzas en la barra de la fig. 6.4, se obtiene la siguiente expresión para el cálculo del trabajo por dovela

$$V_d = \frac{2M}{s} = \frac{4d_b}{3p} \cdot \frac{a_s f_y}{s} \tag{6.10}$$

donde d_b es el diámetro de la barra;
a_s es el área de la sección transversal de la barra;
f_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la barra; y
s es la longitud libre entre los elementos que limitan el desplazamiento lateral de la barra.

Con objeto de comparar la resistencia por acción de dovela de los castillos de los especímenes ensayados, la ec. 6.10 fue evaluada empleando los valores nominales de los parámetros involucrados. La resistencia a carga lateral por acción de dovela del refuerzo longitudinal de cada castillo de los modelos M2 y M4 fue de 0,80 t (7,85 kN), mientras que para el modelo M3 fue de 0,24 t (2,35 kN).

Debe recordarse que el refuerzo transversal de los castillos del modelo M1 estuvo formado por una espiral de alambrón no. 2, por lo que el trabajo por dovela del refuerzo longitudinal de este espécimen no se desarrolló por flexión. Se aceptó que el mecanismo de torcedura condujo al desarrollo de la capacidad por dovela del refuerzo longitudinal de los castillos del modelo M1. De acuerdo con Park y Paulay (1994), la resistencia a carga lateral correspondiente al refuerzo longitudinal de los castillos del modelo M1 fue de 5,99 t (58,76 kN).

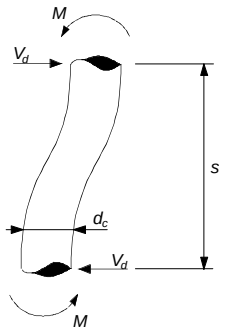


Figura 6.4 - Acción de dovela por flexión en el refuerzo longitudinal de los castillos

Al comparar los valores calculados se observa que el modelo M1 fue el modelo más resistente por acción de dovela. Este modelo presentó una falla por cortante-compresión cuando el recubrimiento del castillo Oeste se desprendió totalmente. Aun cuando los especímenes M2 y M4 tuvieron una menor resistencia a carga lateral por acción de dovela, la componente horizontal del puntal de compresión se logró equilibrar en forma adecuada. En el modelo M3, cuyos castillos estuvieron reforzados transversalmente por estribos de alambrón no. 2 espaciados 20 cm en toda la altura, se presentó una falla en cadena de los alambres del refuerzo horizontal. La gran separación entre los estribos de este modelo provocó que la contribución por acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos se redujera notablemente (más de tres veces en relación a los modelos M2 y M4). Esta reducción condujo a que, ante la falla del refuerzo horizontal, los castillos registraran desplazamientos permanentes de más de 10 cm (ver fig. 3.29).

A través de las observaciones hechas durante los ensayes y con el análisis de resultados presentado en el capítulo 5, se pudo verificar la utilidad de las recomendaciones de Díaz y Vázquez del Mercado (1995) en relación al confinamiento de los extremos de los castillos mediante estribos espaciados $d/2$ en una longitud no menor a un sexto de la altura, a 40 cm o a 4d.

6.4 ANÁLISIS ECONÓMICO

Con objeto de encontrar el muro más económico y resistente de los ensayados, se llevó a cabo un estudio que permitió relacionar el costo de construcción de cada modelo con algunas de sus propiedades mecánicas más relevantes como la resistencia y la capacidad de deformación.

En la determinación del costo de construcción de los modelos se emplearon los precios de materiales vigentes en la ciudad de México al momento de la edición de este trabajo. Para simplificar la obtención de los costos totales, los costos de mano de obra, supervisión y herramientas se consideraron como un porcentaje del costo de los materiales. Este porcentaje se fijó en 50% de acuerdo con las recomendaciones de algunos ingenieros de la práctica. En la tabla 6.2 se presentan los resultados obtenidos a partir del peso del acero de refuerzo horizontal colocado.

En la tabla 6.2 se puede ver que el modelo M3, correspondiente a la cuantía mínima de refuerzo horizontal, es el más económico en cuanto a resistencia y ductilidad. El modelo M4, por su parte, fue prácticamente igual de económico que el M3 en lo que se refiere a capacidad de deformación; sin embargo fue el más costoso de los muros reforzados horizontalmente si se atiende a su resistencia. La situación anterior contrasta con la del espécimen M1 que fue relativamente económico en cuanto a la carga lateral resistida pero hasta 165% más costoso que el modelo M3 en lo referente a la ductilidad.

Tabla 6.2 - Costos de construcción de los especímenes ensayados

Espécimen	$p_h f_y$ [kg/cm^2] (MPa)	Costo total de construcción [$]	Costo por tonelada resistida [$]	Costo por incrementar la ductilidad con respecto a M2 [$]
M1 (M-3/8-Z6)	8,9 (8,87)	1 040.00	58.40	23.10
M2 (M-0-E6)		980.00	71.00	
M3 (M-5/32-E20)	4,3 (0,42)	1 000.00	56.20	8.70
M4 (M-1/4-E6)	11,4 (1,12)	1 030.00	63.60	8.90

Además, es interesante que el modelo de control fue el modelo más costoso atendiendo a la resistencia ante carga lateral. Desde el punto de vista de la resistencia resulta más económico, entonces, construir muros con refuerzo horizontal que muros sin dicho tipo de refuerzo, si en el diseño se considera el incremento en resistencia debido al acero horizontal. La tabla 6.2 permite ver que, al igual que en lo relativo al aumento de resistencia y de ductilidad, también desde el punto de vista económico es mejor el empleo de refuerzo horizontal en cuantías cercanas a la mínima establecida por las NTCM.

6.5 ANÁLISIS CONSTRUCTIVO

El análisis de los especímenes desde el punto de vista constructivo consistió en evaluar las ventajas e inconvenientes que se presentaron durante la construcción de los modelos. En realidad, el análisis constructivo se concentra en el refuerzo horizontal ya que los procedimientos constructivos relativos a los elementos confinantes o al panel de mampostería se mantuvieron prácticamente iguales en los cuatro modelos con la intención de reducir el número de variables involucradas en el presente estudio. A continuación se evalúan las actividades más relevantes del proceso de construcción de los modelos.

Como se explicó en la sección 2.4, sobre las vigas de cimentación se trazó el eje de desplante de los muros y se practicó un picado con maceta y cincel con objeto de proporcionar una superficie rugosa que incrementase la adherencia. Efectivamente, este procedimiento redujo los desplazamientos relativos entre la base de los muros y las vigas de cimentación. De la misma manera, el practicar un dentado triangular en las piezas que quedan en contacto con los castillos ayudaría en la reducción del agrietamiento vertical entre los elementos confinantes y el panel de mampostería. La observación de numerosas grietas verticales en la junta castillo-panel de mampostería durante los ensayes de los muros se debió a que no se había practicado ningún dentado especial en las piezas de los extremos Este y Oeste del panel de mampostería.

El espécimen M1, diseñado a partir de la práctica japonesa fue el modelo que presentó mayores inconvenientes desde el punto de vista constructivo. A pesar de que las piezas de mampostería, se fabricaron sin problema en una tabiquera tradicional, se requirió del diseño y revisión de los moldes de madera con que se da forma al barro fresco. Además, se presentó el inconveniente de requerir varios tipos de piezas en la obra y, por tanto, una supervisión especial para garantizar su correcta colocación. En la construcción tradicional de vivienda con tabique de barro, estos problemas no se presentan ya que sólo se emplea un tipo de pieza.

La fabricación de la espiral de refuerzo transversal del modelo M1, por su parte, no fue demasiado problemática ya que se hizo fuera de los castillos; sin embargo, se debieron tomar medidas especiales para garantizar que el paso de la espiral se mantuviera constante una vez que fue colocada alrededor de la varilla no. 6 del refuerzo longitudinal de los castillos. La colocación del refuerzo horizontal (varillas no. 3) conforme se avanzó en la construcción del muro, no presentó mayores dificultades. Durante la construcción de los modelos M2, M3 y M4, no se presentó ninguno de los problemas anteriores.

Por otro lado, la colocación de las piezas en el panel de mampostería de los modelos M2, M3 y M4 no representó problema alguno, sin embargo debe verificarse la saturación de las piezas para evitar la absorción de agua del mortero. Se recomienda saturar las piezas en agua durante 24 h.

La ubicación del refuerzo horizontal en las hiladas correspondientes fue sencilla y rápida, tanto para la colocación de un alambre como la de dos. El control de la posición del refuerzo horizontal fue más fácil al incrementarse el diámetro de los alambres o varillas. Es muy importante contar con una supervisión permanente que garantice que el refuerzo horizontal sea colocado en forma adecuada sobre las hiladas especificadas. Asimismo, debe revisarse con especial cuidado el anclaje del refuerzo horizontal a los castillos, verificando que los ganchos a 90º se hayan ejecutado apropiadamente y que se ubican dentro del núcleo de los elementos confinantes, lo más alejados posible de la junta panel de mampostería-castillo.

En relación al colado de los elementos confinantes, se observó que el colado por mitades (1,20 m de altura) permitió tanto la fácil colocación y desmontaje de la cimbra como el buen vibrado durante el colado. Se observó que, adicionalmente al uso de vibradores eléctricos, el empleo de un martillo de goma por el exterior de la cimbra redundó en el mejor acabado de los castillos. A pesar de lo reducido de las dimensiones de los castillos, el uso del vibrador eléctrico fue suficiente para garantizar la eliminación de *cangrejeras*.

Por último, debe verificarse atentamente el habilitado, armado y la colocación del acero de refuerzo de los castillos, la dala y la losa, en especial en las juntas viga de cimentación-castillo y castillo-dala. El refuerzo transversal de los castillos debe continuarse a través de dichas juntas empleando las recomendaciones de Díaz y Vázquez del Mercado (1995), incluidas en el capítulo 7.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 INTRODUCCIÓN

En este último capítulo se presenta un resumen del programa experimental llevado a cabo. También se presentan la principales conclusiones y recomendaciones obtenidas del análisis y la discusión de resultados. Por último, se incluyen algunas sugerencias sobre investigaciones futuras.

7.2 RESUMEN

El presente programa experimental, llevado a cabo en el CENAPRED, consistió en el ensaye de cuatro muros de mampostería confinada ante cargas laterales cíclicas reversibles bajo un esfuerzo vertical constante de 5 kg/cm^2 (0,49 MPa). Los especímenes fueron muros aislados de 2,50 x 2,50 m de dimensiones nominales construidos con piezas de barro recocido de fabricación tradicional. Los cuatro muros fueron diseñados de acuerdo con las expresiones de diseño de las NTCM para presentar una falla por corte. Las variables en estudio fueron la cuantía y tipo de refuerzo horizontal del muro, y longitudinal y transversal de los castillos.

El primer modelo ensayado, denominado M1 o M-3/8-Z6 se reforzó horizontalmente mediante una varilla no. 3 cada 4 hiladas (p_h de 0,211%; $p_h f_y$ de 8,9 kg/cm^2 o 0,87 MPa). Este modelo contó con una varilla no. 6 y una espiral de alambrón no. 2 de 6 cm de paso como refuerzo longitudinal y transversal de los castillos, respectivamente. La configuración de refuerzo de los castillos del modelo M1 es una modificación de la práctica tradicional japonesa. El segundo modelo (M2 o M-0-E6) se consideró como modelo de control ya que no fue reforzado horizontalmente. Los modelos M3 y M4 fueron reforzados horizontalmente mediante alambres corrugados laminados en frío de 5/32 de pulgada (3,97 mm) y de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro, respectivamente. La cuantía de refuerzo horizontal del modelo M3 fue la más cercana a la mínima especificada por las NTCM (p_h de 0,071%; $p_h f_y$ de 4,3 kg/cm^2 o 0,42 MPa). Para el modelo M4 se tuvieron p_h de 0,190% y $p_h f_y$ de 11,4 kg/cm^2 o 1,12 MPa. El refuerzo longitudinal de los castillos de los especímenes M2, M3 y M4 correspondió a la práctica tradicional (4 varillas no. 3). El refuerzo transversal de los modelos M2 y M4 se proporcionó mediante estribos de alambrón no. 2 separados 6 cm en los extremos de los castillos y 20 cm al centro de los mismos, de acuerdo con las recomendaciones de Díaz y Vázquez del Mercado (1995). El refuerzo transversal de los castillos del modelo M3 se espació 20 cm en toda la altura como se hace en la práctica tradicional.

Los cuatro modelos mostraron un buen comportamiento, aun cuando el corte rigió la mayor parte de los ensayes. Tanto el comportamiento general como el modo de falla de los modelos dependió del tipo y cuantía de refuerzo horizontal y de los castillos. Se encontró una relación directa entre la resistencia y la ductilidad de los modelos con la capacidad del refuerzo horizontal para tomar carga laterales (producto $p_h f_y$).

7.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de los comentarios vertidos en los capítulos relativos al comportamiento general y detallado de los modelos y al análisis y discusión de resultados, se obtuvieron las siguientes conclusiones.

1. El agrietamiento en el modelo de control mostró una inclinación de 45º aproximadamente, concentrando el daño en una o dos grietas inclinadas principales que penetraron a los cuatro extremos de los castillos. En contraste, los modelos reforzados horizontalmente, mostraron una distribución más uniforme del daño en

el panel de mampostería, con una inclinación ligeramente inferior a 45º. La formación de un puntal de compresión para resistir la carga lateral fue más o menos evidente en todos los modelos.

2. El daño más importante en los extremos de los castillos se presentó en el modelo de control por la penetración de las grietas inclinadas. Sin embargo, en los castillos del modelo M3, con estribos separados 20 cm en toda la altura, se registraron deformaciones permanentes (desplazamientos horizontales) de hasta 10 cm. Con objeto de reducir el daño en los extremos de los castillos que redunda en la pérdida de capacidad de carga, se recomienda seguir la indicación de Díaz y Vázquez del Mercado (1995), misma que fue verificada en esta investigación: se debe colocar refuerzo transversal en los extremos de los castillos mediante estribos cerrados con ganchos de 135º, a cada hilada o a $d/2$ (lo que resulte en una separación menor), en una longitud del castillo no menor a un sexto de la altura libre, $4d$ o 40 cm.
3. La comparación del comportamiento entre los modelos reforzados horizontalmente y el modelo de control mostró que la colocación de refuerzo horizontal redunda en un incremento en la resistencia y en la capacidad de deformación de los muros. Mientras el modelo de control falló para una distorsión de 1,00%, en el modelo M4 (con máximo producto $p_h f_y$) la falla se alcanzó para una distorsión de 2,11%.
4. En las curvas histeréticas de los cuatro muros se distinguió un comportamiento elástico-lineal anterior al primer agrietamiento. La etapa post-agrietamiento de la respuesta de los modelos mostró una relación carga lateral-distorsión no lineal con histéresis y reducción de rigidez con el incremento de la distorsión.
5. La resistencia de los tres modelos reforzados horizontalmente se alcanzó para una distorsión cercana a 0,60%. La resistencia del modelo de control se alcanzó para una distorsión de 0,44%.
6. La reserva de resistencia después del agrietamiento cambió de modelo a modelo según el producto $p_h f_y$. La menor reserva de resistencia se presentó en el modelo M1. En los modelos restantes, la reserva de resistencia tuvo valores entre el 37% y el 54%.
7. En todos los casos, la resistencia de los modelos fue subestimada por la expresión de las NTCM. Durante los ensayes se registraron fuerzas cortantes hasta 29% mayores que las calculadas mediante la aplicación de las NTCM.
8. Las rotaciones de los muros, calculadas en tres regiones diferentes, presentaron valores pequeños. El incremento en la rotaciones se asoció con la penetración del agrietamiento inclinado a los castillos y con la plastificación del refuerzo horizontal de los modelos.
9. En los cuatro modelos ensayados, las deformaciones por corte dominaron el comportamiento general. La tasa de crecimiento de la deformación angular de los muros fue sólo 10% menor, en promedio, a la tasa de incremento de la distorsión.
10. Las expansiones en el plano de los muros se relacionaron directamente con la cuantía y tipo del refuerzo horizontal. Mientras la expansión del modelo de control prácticamente no mostró recuperación, en los modelos reforzados horizontalmente la recuperación osciló entre el 80% y el 100%. Se encontró que la expansión de los muros se redujo al aumentar la rigidez axial del refuerzo horizontal.
11. La fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos de los modelos se presentó para distintos niveles de distorsión y de carga. Las plastificaciones del refuerzo longitudinal de los castillos de los modelos M2 y M3 se presentaron por cortante. En contraste, la fluencia de algunas secciones del refuerzo longitudinal de los castillos de los modelos M1 y M4, con mayores cuantías de refuerzo horizontal, se presentó por deformaciones de tensión debidas a la flexocompresión. Hacia el final del ensaye del modelo M4, las deformaciones por flexión participaron en forma importante en el comportamiento general de este muro.
12. En ninguno de los estribos instrumentados se registraron deformaciones de fluencia. La participación de los estribos en la resistencia a carga lateral se redujo a limitar el desplazamiento lateral del refuerzo longitudinal y, con ello fomentar su trabajo por acción de dovela.
13. La colocación de refuerzo horizontal en las juntas de mortero condicionó tanto la distribución y la orientación del daño como la respuesta ante cargas laterales y el modo de falla. Se encontró que el número de secciones con plastificación del refuerzo horizontal puede ser un indicador de la eficiencia del mismo.
14. Aun cuando los esfuerzos de adherencia superaron el índice de adherencia de diseño, *IAD* y se presentaron desplazamientos relativos entre la piezas del panel de mampostería y el refuerzo horizontal, el

trabajo del refuerzo horizontal no se vió afectado mientras se conservaron las condiciones de anclaje a los castillos. El anclaje a los castillos mediante ganchos a 90º resultó suficiente y trabajó adecuadamente.

15. La anchura del agrietamiento por corte y por flexión disminuyó con la colocación de refuerzo horizontal. En los modelos M1 y M4, que contaron con grandes cuantías de refuerzo horizontal, las grietas inclinadas mantuvieron una anchura de alrededor de 1,0 mm durante gran parte de los ensayes. En los modelos M2 y M3, la anchura del agrietamiento inclinado osciló entre 3 y 19 mm y entre 0,5 y 4,0 mm, respectivamente. El empleo de refuerzo horizontal, aun en cuantías cercanas a la mínima establecida por las NTCM, redujo hasta en 20 veces la anchura del agrietamiento inclinado.
16. Las grietas por flexión mostraron un comportamiento similar en los primeros tres modelos ensayados, conservando los valores iniciales durante la mayor parte de los ensayes. En el modelo M4, en cambio, la anchura de las grietas por flexión creció hacia el final del ensaye, indicando la participación de la componente de flexión en la respuesta de este espécimen.
17. Se lograron identificar tres etapas en las envolventes de respuesta de los modelos. La primera etapa mostró una relación lineal entre la carga y la distorsión y terminó con la aparición de las primeras grietas por flexión. La segunda etapa se extendió hasta la resistencia de los modelos mostrando un incremento en la resistencia al aumentar la distorsión. La tercera etapa se caracterizó por el descenso de la resistencia al incrementar la distorsión. El deterioro de la resistencia en esta tercera etapa dependió fundamentalmente del refuerzo de los castillos y de la cuantía de refuerzo horizontal. Para los modelos reforzados horizontalmente este deterioro fue de 26% en promedio. Para el modelo de control, en cambio, alcanzó 53%.
18. La participación del refuerzo horizontal en la resistencia ante cargas laterales se evaluó mediante el cálculo de un factor de eficiencia, η que contempló la necesidad de corregir la distribución uniforme de deformaciones supuesta por las expresiones de diseño. Se encontró que el factor de eficiencia del refuerzo horizontal depende tanto de la cuantía de refuerzo como del nivel de distorsión en el muro.
19. Mediante una aproximación similar a la empleada para determinar la resistencia de elementos de concreto reforzado en las NTCC, se estableció una ecuación que permite calcular la resistencia de muros de mampostería con refuerzo horizontal

$$V_R = F_R\left[(0{,}5v^* A_T + 0{,}3P) + \eta p_h f_y A_T\right]$$

donde V_R es la fuerza cortante resistente del muro de mampostería;
v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño, determinado según el inciso 2.4.2 de las NTCM;
A_T es el área de la sección transversal del muro;
P es la carga vertical que actúa sobre el muro;
η es la eficiencia del refuerzo horizontal;
p_h es la cuantía de refuerzo horizontal, definido por la ec. 1.1 de este documento; y
f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

En la expresión anterior, la eficiencia del refuerzo horizontal debe tomarse como la asociada con la resistencia del muro. Conservadoramente, se sugiere η de 2/3 para $p_h f_y$ hasta 6,0 kg/cm^2 (0,59 MPa), y una eficiencia, η de 1/4 para productos $p_h f_y$ mayores que 9,0 kg/cm^2 (0,88 MPa). Para valores intermedios de $p_h f_y$ se interpolará linealmente.

20. La rigidez elástica de los modelos, obtenida mediante las expresiones de la teoría de la elasticidad, fue 10% mayor, en promedio, que la determinada experimentalmente. La rigidez de los modelos ensayados no dependió del refuerzo de los castillos ni del tipo o cuantía de refuerzo horizontal.
21. El deterioro de la rigidez inicial al aparecer el primer agrietamiento por flexión y por corte, alcanzó valores de hasta 69%. Se puede suponer que si una estructura de mampostería ha alcanzado distorsiones superiores a 0,40%, entonces su rigidez inicial puede haberse visto reducida hasta en 70%.

22. La disipación de energía en los modelos se asoció directamente con el producto $p_h f_y$. Para una distorsión de 1,00%, la energía disipada por los modelos reforzados horizontalmente M1, M3 y M4, superó a la energía disipada por el modelo de control en 38%, 16% y 40%, respectivamente.
23. Desde el inicio de los ensayes y hasta alcanzar la resistencia de los modelos, las deformaciones por corte presentaron un importante crecimiento. Hacia el final del ensaye de los modelos con refuerzo horizontal, las deformaciones por flexión permanecieron en un nivel más o menos constante (5% de la energía total disipada).
24. El amortiguamiento viscoso equivalente de los modelos reforzados horizontalmente se estabilizó para distorsiones superiores a 0,60%. Los valores promedio para los especímenes M1, M3 y M4 fueron de 17%, 13% y 15%, respectivamente. El amortiguamiento viscoso equivalente del modelo de control tuvo un valor medio de 13% para distorsiones entre 0,25% y 0,50%.
25. La capacidad de deformación de los modelos, medida mediante el concepto de ductilidad de acuerdo con el criterio de Park, se relacionó directamente con el producto $p_h f_y$ (medida de la capacidad del refuerzo horizontal para resistir cargas laterales). Mientras el modelo de control tuvo una ductilidad de 5,3, los modelos M1, M3 y M4 alcanzaron valores de 7,9, 7,6, y 10,9, respectivamente.
26. Mediante un estudio elástico ante cargas verticales exclusivamente, se reconoció que los castillos resistieron el 70% de la carga vertical, en promedio. Por otro lado, la determinación del módulo de elasticidad de la mampostería directamente en los muros mostró que éste puede ser ligeramente menor al determinado mediante ensayes de pilas (6% en promedio).
27. Se reconoció la influencia de la carga vertical en la resistencia. Antes que los modelos alcancen su resistencia, el incremento en la carga vertical resultó benéfico; sin embargo, si este incremento se presenta una vez alcanzada la resistencia, se acelera el aplastamiento en las zonas a compresión.
28. El mecanismo resistente a carga lateral en el panel de mampostería se estableció mediante la formación de un puntal de compresión entre los extremos opuestos de los castillos. La componente horizontal del puntal fue equilibrada por la resistencia a corte de la mampostería y por el trabajo a tensión del refuerzo horizontal. La componente vertical se equilibró mediante la resistencia a compresión de la mampostería.
29. Se verificó la validez de la expresión de las NTCM en relación a la cuantía mínima de refuerzo horizontal. Mediante la aplicación de dicha expresión, se garantiza que el refuerzo horizontal tiene una resistencia ligeramente superior a la del muro sin refuerzo horizontal.
30. De acuerdo con los bajos niveles de deformación medidos en los estribos instrumentados, se puede suponer conservadoramente que éstos sólo participan restringiendo las deformaciones laterales del refuerzo longitudinal de los castillos y, por tanto, fomentando su trabajo por acción de dovela. Los estribos resistieron el 10%, el 13% y el 4% de la carga lateral actuante sobre los modelos M2, M3 y M4, respectivamente.
31. Resultó más económico, al tratarse de incrementar la resistencia, la construcción de muros con refuerzo horizontal que sin él. El empleo de cuantías cercanas a la mínima condujo al mejor aprovechamiento del refuerzo horizontal.
32. Se verificó la expresión propuesta por Díaz y Vázquez del Mercado (1995) para limitar la cuantía de refuerzo horizontal. La expresión propuesta se obtuvo mediante la consideración de un esfuerzo límite que provoca el aplastamiento de las piezas en el puntal de compresión.

La expresión propuesta es

$$p_h = 0{,}3\frac{f^*_m}{f_y}$$

donde f^*_m es la resistencia a compresión de la mampostería; y
f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

7.4 INVESTIGACIONES FUTURAS

Aun cuando la presente investigación permitió la verificación de fenómenos que ya habían sido observado en otros programas experimentales, se recomienda ahondar, en general, en el estudio del comportamiento de la mampostería ante cargas laterales. La influencia de los diferentes factores que afectan el comportamiento de las estructuras de mampostería debe ser estudiada con atención. Se sugieren las siguientes corrientes de investigación:

1. Estudio del comportamiento de estructuras de mampostería hecha con piezas de otros tipos como tabiques industrializados, bloques de mortero, etc.
2. Estudio detallado del mecanismo resistente a carga lateral por acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos.
3. Comprobación de la escasa colaboración directa de los estribos a la resistencia ante carga lateral.
4. Determinación precisa de la eficiencia del refuerzo horizontal para cuantías cercanas a la mínima establecida por las NTCM.
5. Estudio específico de los límites mínimo y máximo de la cuantía de refuerzo horizontal, con objeto de verificar la aplicabilidad de las expresiones propuestas.

APÉNDICE A

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presentan de manera resumida los principales resultados de las pruebas efectuadas a los materiales de construcción de los cuatro modelos. Se incluyen la descripción de la metodología de ensaye y las consideraciones para el empleo de la información generada durante los ensayes de los materiales. Este apéndice se divide en cuatro secciones que tratan, respectivamente, la mampostería, el mortero, el concreto y el acero de refuerzo.

A.2 MAMPOSTERÍA

Las propiedades índice de la mampostería fueron determinadas mediante el ensaye de pilas y muretes construidos simultáneamente a los muros. Seis pilas y seis muretes se construyeron por cada modelo empleando las mismas piezas y la misma mezcla de mortero usados en los muros. En la fig. A.1 se presenta una fotografía del conjunto de pilas y muretes ensayados para la determinación de las propiedades índice de la mampostería. El proyecto de Norma Mexicana correspondiente (SECOFI, 1996a) indica la metodología de ensaye para las pilas y los muretes.

Figura A.1 - Conjunto de pilas y muretes para determinar las propiedades de la mampostería

A.2.1 PILAS DE MAMPOSTERÍA

Las pilas de mampostería son elementos compuestos por al menos tres piezas sobrepuestas, unidas mediante juntas de mortero. De acuerdo con las NTCM (DDF, 1987b), una forma de determinar la resistencia en compresión de la mampostería f^*_m y el módulo de elasticidad de la misma, E; es a través del ensaye en compresión axial de pilas. Las propias normas indican factores correctivos por efectos de la relación de esbeltez de las pilas al calcular la resistencia f^*_m, y coeficientes de variación mínimos para tomar en cuenta la dispersión de esta propiedad.

Las pilas construidas para la determinación de las propiedades de la mampostería estuvieron constituidas por siete piezas. Con ello, la relación de esbeltez se acercó a 4 y los factores correctivos de las NTCM a la unidad.

Como indica el proyecto de Norma Mexicana correspondiente, los tabiques extremos de las pilas fueron cabeceados con una mezcla de azufre-arena para garantizar superficies de carga planas, uniformes y horizontalmente niveladas. En la tabla A.1 se presentan los resultados de los ensayes de pilas.

Tabla A.1 - Resultados de ensayes de compresión en pilas de mampostería

Identificación	a [cm]	l [cm]	h [cm]	Relación altura-espesor	Factor correctivo	Esfuerzo [kg/cm^2]	Módulo de elasticidad [kg/cm^2]
P-111	11,9	23,6	45,9	3,87	0,99	41	
P-112	12,0	23,8	43,7	3,66	0,97	48	
P-113	11,5	23,1	44,5	3,86	0,99	58	10 985
P-121	11,8	23,5	44,8	3,80	0,98	50	
P-122	11,8	23,4	44,8	3,80	0,98	53	13 190
P-123	11,8	23,3	45,1	3,81	0,98	46	7 905
Promedio					0,98	49	10 695
C.V. [%]						12	25
Esfuerzo de diseño						35	
P-211	12,3	24,9	48,4	3,92	0,99	38	
P-212	12,3	24,4	49,6	4,02	1,00	39	
P-213	12,4	24,7	48,0	3,88	0,99	44	7 620
P-221	12,4	25,0	47,4	3,84	0,98	32	
P-222	12,5	25,0	47,6	3,80	0,98	34	6 425
P-223	12,4	24,8	48,4	3,90	0,99	36	7 820
Promedio					0,99	37	7 285
C.V. [%]						11	10
Esfuerzo de diseño						27	
P-311	12,5	24,7	48,6	3,90	0,99	36	
P-312	12,5	24,9	47,7	3,83	0,98	40	
P-313	12,3	24,8	48,6	3,96	1,00	27	3 035
P-321	12,6	24,9	48,3	3,82	0,98	28	
P-322	12,6	24,9	48,7	3,88	0,99	21	2 645
P-323	12,6	24,9	47,6	3,79	0,98	32	
Promedio					0,99	31	2 840
C.V. [%]						22	9
Esfuerzo de diseño						20	
P-411	12,3	25,0	47,4	3,86	0,99	38	
P-412	12,7	25,1	46,8	3,70	0,97	38	
P-413	12,3	24,8	48,2	3,93	0,99	32	7 355
P-421	12,3	24,8	48,2	3,91	0,99	49	
P-422	12,3	24,5	47,4	3,86	0,99	26	3 990
P-423	12,3	24,7	46,6	3,78	0,98	44	8 685
Promedio					0,98	38	6 675
C.V. [%]						22	36
Esfuerzo de diseño						24	

En la tabla A.1 se incluyen los valores de la resistencia de diseño en compresión de la mampostería, f^*_m y del módulo de elasticidad de la mampostería, E. Los valores del módulo de elasticidad fueron calculados a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas durante el ensaye de tres pilas instrumentadas por cada muro mediante el criterio del módulo secante al 40% de la resistencia, de forma análoga a la propuesta para cilindros de concreto en la NMX C 128 (SECOFI, 1982).

En la fig. A.2 se muestra una fotografía tomada durante el ensaye de una pila instrumentada. En ella se pueden observar tanto la máquina universal de 100 t (981 kN) de capacidad como el equipo de captura de datos.

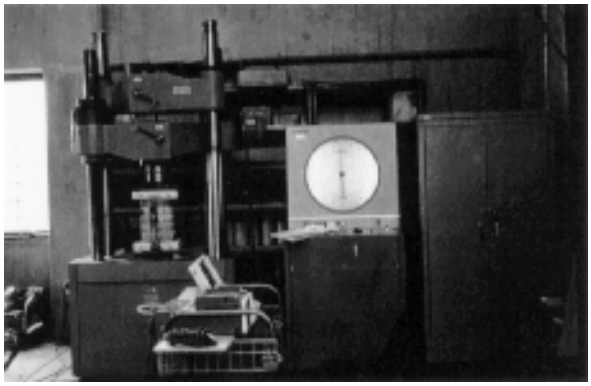


Figura A.2 - Ensaye de compresión en pilas para la determinación de propiedades índice

La sección 2.4.1 de las NTCM incluye una expresión para la determinación de la resistencia de diseño en compresión de la mampostería a partir de los resultados de los ensayes de pilas. Dicha expresión es la siguiente

$$f^*_m = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2{,}5c_m} \tag{A.1}$$

donde f^*_m es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería;
$\bar{f}_m$ es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregida por esbeltez; y
c_m es el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará inferior a 0,15.

Por su parte, la NMX C 128 propone determinar el módulo de elasticidad mediante el cálculo de la pendiente de una recta secante que inicia sobre la curva esfuerzo-deformación para una deformación de 0,005% y que la cruza en el 40% del máximo valor de resistencia. Dicha norma establece la expresión siguiente para la determinación del módulo de elasticidad por el criterio de módulo secante

$$E_c = \frac{s_2 - s_1}{e_2 - 0{,}00005} \tag{A.2}$$

donde E_c es el módulo de elasticidad secante (módulo de Young);
e_2 es la deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo s_2;
s_1 es el esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria longitudinal de 0,00005; y
s_2 es el esfuerzo correspondiente al 40% de la carga máxima.

La determinación de los dos parámetros anteriores tiene gran importancia ya que a partir de ellos se calculó la capacidad a flexión de los muros. Se obtuvo una buena predicción de dicha capacidad calculando los diagramas momento-curvatura de los cuatro modelos por el método de franjas. Este método requiere de las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales involucrados y su precisión depende en gran medida de la calidad de la información sobre el comportamiento de los materiales. Por ello la importancia de establecer apropiadamente las relaciones esfuerzo-deformación de la mampostería, del concreto y del acero. En la sección 2.3 de este documento se argumentó el empleo de un modelo elasto-plástico para representar el comportamiento de la mampostería. En la fig. A.3 se puede observar la razonable similitud del modelo sugerido con una de las curvas representativas obtenidas durante el ensaye de las pilas.

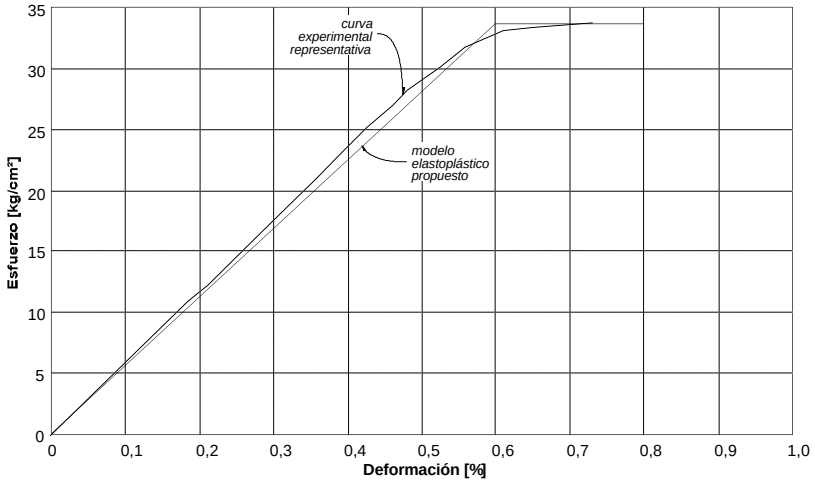


Figura A.3 - Curva esfuerzo-deformación representativa de pilas de mampostería

El modelo propuesto está formado por un tramo inicial elástico que termina en 0,6% de deformación, con un valor de esfuerzo igual a la resistencia de diseño en compresión de la mampostería f^*_m. El segundo tramo del modelo se consideró con un comportamiento plástico perfecto desde 0,6% hasta 0,8% de deformación.

A.2.2 MURETES DE MAMPOSTERÍA

La construcción de muretes de mampostería tuvo por objeto fundamental la determinación de dos parámetros de su comportamiento: la resistencia a compresión diagonal y el módulo de rigidez al corte. El primero de ellos, por ejemplo, es indispensable si se desea calcular con buena precisión la resistencia a carga lateral de los muros.

Figura A.4 - Ensaye de compresión diagonal en muretes de mampostería

Los elementos de mampostería de forma aproximadamente cuadrada constituidos por uno y medio tabiques en cada una de sus cinco hiladas se denominan muretes. Estos elementos se someten a una carga de compresión (fig. A.4) para provocar una falla por tensión diagonal. El buen contacto entre los ángulos de carga que separan al murete de los cabezales de la máquina universal y las esquinas del mismo se garantiza con la colocación de ángulos de acero adheridos al espécimen mediante yeso. Durante los ensayes se observó que la práctica anterior tiene gran importancia ya que los resultados son especialmente sensibles a la verticalidad y uniformidad de la carga. La determinación del módulo de rigidez al corte requiere, por su parte, la colocación de instrumentación con una distribución como la mostrada en la fig. A.4. Con ella, se busca conocer la relación esfuerzo cortante-deformación angular del murete. Una vez conocida esta relación, una operación similar a la descrita en la sección anterior para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería se lleva a cabo para calcular el módulo de rigidez al corte.

En la tabla A.2 se presentan los resultados del ensaye de compresión diagonal de los 24 muretes construidos simultáneamente a los muros. También se incluyen los valores del módulo de rigidez al corte. Las curvas esfuerzo cortante-deformación angular de los muretes mostraron tendencias similares a la relación esfuerzo-deformación de las pilas de mampostería. Los valores de la resistencia de diseño a fuerza cortante de la mampostería se calcularon mediante el empleo de la expresión de la sección 2.4.2 de las NTCM. Esta expresión tiene la misma forma que la ec. A.1, con la única diferencia que en la segunda no se aceptan coeficientes de variación inferiores a 0,20.

Tabla A.2 - Resultados de ensayes de compresión en muretes de mampostería

Identificación	a [cm]	Lf [cm]	La [cm]	Esfuerzo cortante [kg/cm^2]	Módulo de rigidez al corte [kg/cm^2]
MU-111	11,7	52,4	52,6	5,3	
MU-112	11,8	51,3	51,6	4,4	
MU-113	12,0	51,0	51,4	5,6	5 075
MU-121	12,1	55,0	55,2	5,9	
MU-122	11,7	54,9	55,1	7,5	6 460
MU-123	12,0	55,5	55,7	5,6	5 240
Promedio				5,7	5 590
C.V. [%]				18	14
Esfuerzo de diseño				3,8	
MU-211	12,7	56,9	53,5	3,5	
MU-212	12,5	56,2	56,9	4,6	
MU-213	12,4	55,6	56,2	2,8	4 595
MU-221	12,6	58,0	58,6	3,8	
MU-222	12,3	57,3	57,3	4,2	4 345
MU-223	12,4	57,5	58,0	4,3	5 610
Promedio				3,9	4 850
C.V. [%]				17	14
Esfuerzo de diseño				2,6	
MU-311	12,5	56,1	57,4	3,0	
MU-312	12,8	57,2	57,0	5,4	
MU-313	12,5	57,1	57,1	3,8	1 420
MU-321	12,5	56,7	56,9	3,5	
MU-322	12,4	57,9	57,6	4,1	
MU-323	12,4	57,0	56,6	3,2	2 075
Promedio				3,8	1 750 *
C.V. [%]				22	26
Esfuerzo de diseño				2,5	
MU-411	12,6	57,6	57,4	2,8	
MU-412	12,7	55,4	55,6	4,7	
MU-413	12,4	56,8	56,4	2,7	4 010
MU-421	12,5	56,7	56,8	4,5	
MU-422	12,2	57,2	57,5	4,2	4 760
MU-423	12,4	57,3	57,6	5,0	2 775
Promedio				4,0	3 845
C.V. [%]				24	26
Esfuerzo de diseño				2,5	

* valor promedio poco confiable por el escaso número de elementos ensayados y por la gran dispersión de resultados

A.3 MORTERO

El mortero empleado para unir las piezas de barro de los muros, pilas y muretes fue proporcionado con una relación volumétrica cemento:arena 1:4. Las características de este material fueron determinadas mediante el ensaye a compresión de doce cubos de 5 cm de arista por cada modelo. Seis de los cubos correspondieron a la primera mitad de muro construida, los restantes fueron extraídos de la mitad superior. Los resultados del ensaye de los cubos de mortero, realizado de acuerdo con la NMX C 61 (SECOFI, 1976). se presentan en la tabla A.3.

Tabla A.3 - Resultados de ensayes de compresión en cubos de mortero

Identificación	a [cm]	b [cm]	c [cm]	Peso volumétrico [t/m^3]	Esfuerzo [kg/cm^2]
M1-11	5,1	5,1	5,1	1,8	150
M1-12	5,1	5,1	5,1	1,8	160
M1-13	5,0	5,1	5,1	1,8	130
M1-14	5,1	5,1	5,1	1,8	55
M1-15	5,1	5,1	5,1	1,8	50
M1-16	5,1	5,1	5,1	1,8	55
Promedio				1,8	100
C.V. [%]				2	51
M1-21	5,0	5,1	5,1	1,8	95
M1-22	5,0	5,1	5,0	1,8	90
M1-23	5,0	5,1	5,0	1,8	90
M1-24	5,1	5,0	5,0	1,8	105
M1-25	5,1	5,1	5,0	1,8	100
M1-26	5,1	5,1	5,0	1,8	90
Promedio				1,8	95
C.V. [%]				1	7
M2-11	5,0	5,1	5,0	1,8	95
M2-12	5,0	5,0	5,0	1,8	66
M2-13	5,0	5,1	5,1	1,8	90
M2-14	5,1	5,1	5,0	1,7	54
M2-15	5,1	5,1	5,0	1,8	60
M2-16	5,0	5,0	5,0	1,8	60
Promedio				1,8	70
C.V. [%]				2	25
M2-21	4,9	5,1	5,0	1,8	100
M2-22	5,0	5,1	5,1	1,8	95
M2-23	5,0	5,0	5,0	1,8	90
M2-24	5,0	5,0	5,1	1,8	95
M2-25	5,0	5,0	5,1	1,8	90
M2-26	5,1	5,1	5,0	1,8	100
Promedio				1,8	95
C.V. [%]				1	5
M3-11	5,0	5,0	5,0	1,8	55
M3-12	5,1	5,1	5,1	1,8	60
M3-13	5,0	5,1	5,1	1,8	60
M3-14	5,1	5,1	5,1	1,8	55
M3-15	5,1	5,1	5,1	1,8	55
M3-16	5,0	5,1	5,1	1,8	45
Promedio				1,8	55
C.V. [%]				1	8
M3-21	5,0	5,1	5,0	1,8	75
M3-22	5,1	5,1	5,0	1,8	65
M3-23	5,1	5,2	5,1	1,8	80
M3-24	4,9	5,1	5,0	1,8	70
M3-25	5,0	5,1	5,1	1,7	65
M3-26	5,0	5,1	5,0	1,7	60
Promedio				1,8	70
C.V. [%]				1	11
M4-11	4,9	5,0	5,0	1,9	55
M4-12	5,0	5,0	5,0	1,9	50
M4-13	5,1	5,1	5,0	1,8	50
M4-14	5,1	5,1	5,1	1,9	80
M4-15	5,0	5,1	5,1	1,9	60
M4-16	5,0	5,1	5,1	1,9	70
Promedio				1,9	60
C.V. [%]				1	20
M4-21	5,0	5,1	5,1	1,7	40
M4-22	5,1	5,1	5,0	1,7	45
M4-23	5,0	5,1	5,0	1,7	50
M4-24	5,1	5,1	5,0	1,8	50
M4-25	5,1	5,1	5,0	1,8	40
M4-26	5,1	5,1	5,0	1,7	40
Promedio				1,7	45
C.V. [%]				1	10

A.4 CONCRETO

El concreto empleado en la construcción de los especímenes se fabricó en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con una dosificación por volumen para una resistencia nominal de 250 kg/cm^2 (24,53 MPa). Se recurrió a la realización de dos tipos de pruebas para el control de la calidad y la determinación de las propiedades de este material.

Al inicio de cada colado de castillos, dalas y losas se llevó a cabo una prueba de revenimiento para verificar las condiciones de trabajabilidad del concreto. Más adelante, durante cada colado, se extrajeron doce cilindros de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura. En la fig. A.5 se presenta un detalle de la prueba de revenimiento y del proceso de llenado de los moldes cilíndricos.

Figura A.5 - Prueba de revenimiento y muestreo del concreto

Una vez obtenidas las doce muestras de cada colado, se les clasificó y dividió en cinco grupos. Los primeros dos grupos estuvieron formados por un par de cilindros cada uno. Estos se ensayaron a los 7 y 14 días del colado, respectivamente, para conocer la evolución de la resistencia. El tercer grupo estuvo formado por tres cilindros que fueron ensayados a los 28 días. Los últimos dos grupos se ensayaron en fechas cercanas al ensaye de cada muro. El cuarto grupo, constituido por dos cilindros, se ensayó monótonamente. Los últimos tres cilindros (quinto grupo) se instrumentaron para determinar, además de la resistencia en compresión, el módulo de elasticidad del concreto. El resumen de los ensayes de los 184 cilindros se presentó en la tabla 2.2 del capítulo 2. Los valores del coeficiente de variación para la resistencia a compresión y para el módulo de elasticidad del concreto en cada grupo de cilindros fueron inferiores al 3%.

La NMX C 83 establece el procedimiento de ensaye de cilindros de concreto. De acuerdo con ella, los cilindros de cabecearon con una mezcla azufre-arena para garantizar superficies de carga uniformes. El ensaye se llevó a cabo en forma monótonamente creciente hasta la falla. El control de la prueba se hizo por carga, manteniendo una velocidad constante de aproximadamente 5 t por minuto (49,1 kN/min).

La determinación del módulo de elasticidad del concreto requirió de la instrumentación de los cilindros. Con las lecturas de dos transductores de desplazamiento fijos a los costados de los cilindros se pudieron construir las curvas esfuerzo-deformación para tres cilindros de cada colado. Empleando la ec. A.2, que aparece en la NMX C 128, se lograron determinar los módulos de elasticidad secantes para cada uno de los ensayes. El módulo de elasticidad promedio para los castillos fue de 111 090 kg/cm^2 (10 900 MPa). En el caso de las losas, el módulo de elasticidad alcanzó 111 535 kg/cm^2 (10 940 MPa).

Durante el estudio de la capacidad a flexión de los muros (sección 2.3) se afirmó que el modelo de Kent y Park para concreto no confinado es el que más se acerca al comportamiento real del concreto empleado en la construcción de los modelos. En la fig. A.6 se presenta la sobreposición de dicho modelo a una de las curvas esfuerzo-deformación representativas del comportamiento del concreto. La similitud en la tendencia de ambas curvas parece razonable, por lo que se puede afirmar que el empleo del modelo de Kent y Park en la predicción de la resistencia a flexión de los muros fue adecuada y condujo a resultados aceptables.

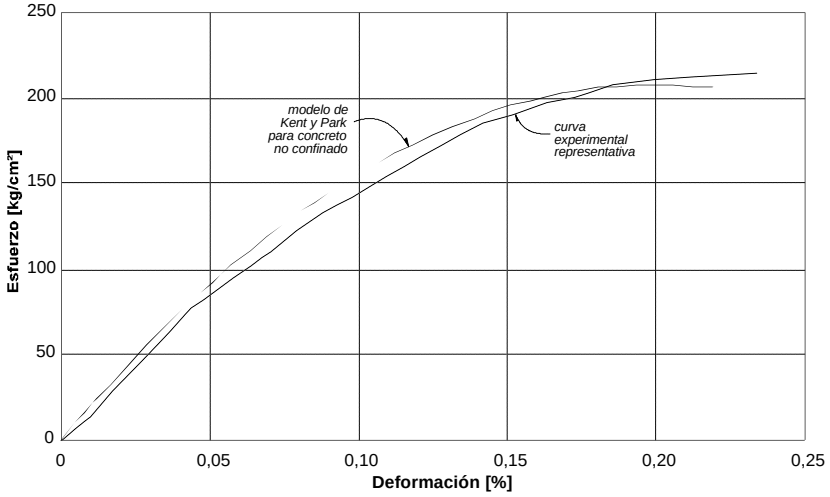


Figura A.6 - Curva esfuerzo-deformación representativa de cilindros de concreto

A.5 ACERO DE REFUERZO

En el refuerzo de los especímenes se emplearon distintos grados y diámetros de varillas y alambres de acero. Para el refuerzo longitudinal de los castillos se emplearon varillas corrugadas no. 6 de grado 42 laminadas en caliente (en el modelo M1) y no. 3 (en los especímenes M2, M3 y M4). Como refuerzo transversal de los castillos de los cuatro muros se colocó alambrón liso de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro, grado 21.

El armado longitudinal de las dalas fue proporcionado a base de varillas no. 4 de grado 42, y el refuerzo transversal de las mismas con estribos de alambrón liso igual al empleado en los castillos. Para el caso del refuerzo horizontal se emplearon varillas corrugadas no. 3 de grado 42 en M1, y alambres corrugados grado 60 laminados en frío para los modelos M3 y M4. En el modelo M3 se emplearon alambres de 5/32 de pulgada (3,97 mm) de diámetro y en el M4 de 1/4 de pulgada (6,35 mm) de diámetro.

Las propiedades mecánicas del acero empleado en la construcción de los muros se determinaron mediante el ensaye de tres probetas de 60 cm de longitud de cada tipo y diámetro de varilla y alambre utilizados. Las probetas fueron sometidas a una prueba de tensión monótona hasta la ruptura en una máquina universal de 100 t (981 kN) de capacidad, siguiendo los lineamientos de la NMX B 310 (SECOFI, 1981) y del proyecto de Norma Mexicana: varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto (SECOFI, 1996b). Las pruebas fueron controladas por carga, la cual fue aplicada con una velocidad aproximada de 5 t (49,1 kN) por minuto. Todas las probetas fueron instrumentadas con un transductor cuya longitud calibrada es de 50 mm. A partir de las lecturas de este transductor y de la señal eléctrica de la máquina universal, procesadas por una computadora personal y un equipo de adquisición de datos, se construyeron las curvas esfuerzo-deformación para cada probeta.

Una vez obtenidas las curvas esfuerzo-deformación de las probetas se procedió a la identificación de los principales parámetros de dichas gráficas. El esfuerzo de fluencia, f_y y la deformación asociada, ε_y así como el esfuerzo último, f_u para cada probeta fueron calculados a partir de la observación durante los ensayes. Cuando lo anterior no fue posible, como en el caso de los alambres de alta resistencia, los parámetros se calcularon a partir de lo indicado en la Norma Mexicana correspondiente (SECOFI, 1981). El módulo de elasticidad del acero no fue calculado explícitamente ya que la norma exige condiciones que no fueron verificadas durante las pruebas. Sin embargo, un cálculo aproximado indicó que el módulo de Young para cualquier tipo y diámetro del acero de refuerzo empleado se podía considerar igual al especificado en las

Normas Mexicanas (2 100 000 kg/cm^2 o 206 010 MPa). En la tabla A.4 se presenta un resumen de las propiedades mecánicas y geométricas de todas las probetas de acero ensayadas.

Tabla A.4 - Propiedades geométricas y mecánicas del acero de refuerzo

			Corrugaciones						
Identificación del espécimen	Diámetro [cm]	Masa [kg/m]	Altura [mm]	Espaciamiento [mm]	Ángulo [°]	Esfuerzo de fluencia [kg/cm^2]	Deformación de fluencia [1] [%]	Esfuerzo último [kg/cm^2]	Alargamiento [%]
5/32-1	0,39	0,10	0,02	1,9	75	6 665	0,60	8 000	
5/32-2	0,39	0,10	0,02	1,8	70	6 980	0,60	8 570	4,6
5/32-3	0,39	0,10	0,02	2,0	60	6 740	0,60	8 085	3,5
Promedio		0,10				6 795	0,60	8 220	4,1
C.V. [%]						2		4	20
1/4-1	0,64	0,28	0,30	2,4	60	7 320	0,60	8 210	
1/4-2	0,64	0,28	0,40	2,2	60	7 120	0,60	8 240	4,0
1/4-3	0,64	0,28	0,35	2,5	60	6 985	0,60	8 210	
Promedio		0,28				7 140	0,60	8 220	4,0
C.V. [%]						2		1	
A-1	0,64	0,25				2 210	0,14	4 420	21,2
A-2	0,64	0,25				2 525	0,15	4 705	21,3
A-3	0,64	0,25				2 370	0,15	4 515,	23,2
Promedio		0,25				2 370	0,15	4 545	21,9
C.V. [%]						7	4	3	5
3/8-1	0,95	0,55	0,85	7,0	45	4 210	0,24	6 875	13,6
3/8-2	0,95	0,54	0,75	6,8	45	4 560	0,25	6 945	12,4
3/8-3	0,95	0,54	0,75	7,0	45	4 910	0,23	6 945	
Promedio		0,54				4 560	0,24	6 925	13,0
C.V. [%]		1				8	4	1	6
1/2-1	1,27	0,97	1,00	13,9	45	4 405	0,24	7 245	11,9
1/2-2	1,27	0,97	0,95	14,2	45	4 420	0,23	7 295	10,6
1/2-3	1,27	0,96	0,90	14,4	45	4 460	0,22	7 310	10,4
Promedio		0,96				4 430	0,23	7 285	11,0
C.V. [%]		1				1	4	1	7
6/8-1	1,91	2,18	1,50	7,9	60	4 735	0,23	7 610	13,0
6/8-2	1,91	2,18	1,55	8,1	60	4 650	0,20	7 595	16,0
6/8-3	1,91	2,17	1,60	8	60	4 475	0,28	7 580	16,0
Promedio		2,18				4 620	0,24	7 595	15,0
C.V. [%]		1				3	17	1	12

[1] La deformación de fluencia reportada para los alambres grado 60 es la indicada en la Norma Mexicana correspondiente (SECOFI, 1996b). Para los diámetros restantes, es la deformación correspondiente al final de la etapa de proporcionalidad de la curva experimental esfuerzo-deformación

La determinación de los parámetros anteriores fue muy importante ya que con ellos se llevaron a cabo algunos estudios como el de la capacidad a flexión de los muros y el análisis de la instrumentación interna (capítulo 4). Para la determinación de la capacidad a flexión de los modelos se emplearon las propiedades de las varillas no. 3 (muros M2, M3 y M4) y no. 6 (M1). En el análisis de los deformímetros eléctricos de la instrumentación interna se emplearon los parámetros correspondientes a los alambres laminados en frío, al alambrón liso y a las varillas no. 3.

Como se describió en la sección 2.3, el modelo de Rodríguez y Botero (1994) fue modificado ligeramente para representar el comportamiento del refuerzo longitudinal de los castillos ante carga monótona durante la determinación de la capacidad real a flexión de los muros. En la fig. A.7 se presenta la curva representativa del modelo de Rodríguez y Botero sobrepuesta a dos de las curvas esfuerzo-deformación de las varillas del no, 6 utilizadas en el refuerzo longitudinal del modelo M1. La parte final de las curvas se ha eliminado en la fig. A.7.

La similitud del comportamiento fue razonable, por lo que sólo se hizo necesario adecuar los valores de esfuerzo de fluencia y de esfuerzo último en el modelo de Rodríguez y Botero, empleando los señalados en la tabla 2.3. El parecido del comportamiento experimental esfuerzo-deformación de las varillas del no. 3 y del no. 4 con el modelo de Rodríguez y Botero fue semejante.

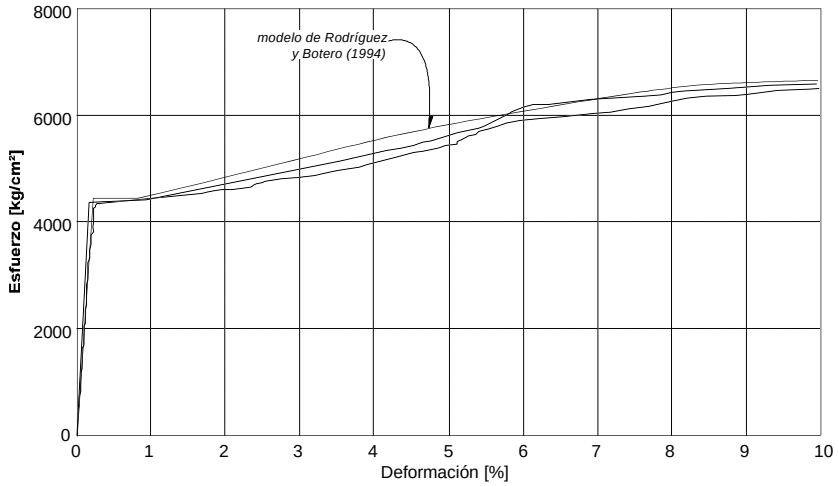


Figura A.7 - Curvas esfuerzo-deformación representativas de las varillas del no. 6

El segundo estudio en que se involucraron las propiedades del acero de refuerzo fue el análisis del comportamiento interno de los modelos (capítulo 4). En este estudio fue especialmente importante la determinación de los modelos de comportamiento del acero ante cargas cíclicas reversibles. Los modelos indicados en el capítulo 4 (ver figs. 4.1 y 4.2) fuero adoptados debido al parecido que sus envolventes guardan con las curvas experimentales obtenidas durante pruebas monótonas. Lo anterior acepta implícitamente que las curvas esfuerzo-deformación determinadas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED coinciden con las envolventes de los modelos teóricos, por ello, la información asociada con ellos debe tomarse sólo como indicativa. Otro parámetro muy importante para la realización del estudio del comportamiento detallado de los modelos fue la deformación de fluencia del refuerzo. Esta se consideró como la deformación a la cual se pierde la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, obtenida durante el ensaye de las probetas de los distintos diámetros y tipos de acero empleados.

En la fig. A.8 se presentan las curvas esfuerzo-deformación representativas de los ensayes de las probetas de los alambres laminados en frío empleados como refuerzo horizontal en los modelos M3 y M4. En ella se puede observar que la deformación de fluencia, ε_y para ambos diámetros fue aproximadamente la misma. Se consideró que ε_y fue de 0,3% para los de alambres de alta resistencia empleados en los modelos M3 y M4. En la fig. A.8 también se ha graficado la envolvente del modelo elasto-plástico idealizado (ver fig. 4.2) que se consideró como representativo del comportamiento esfuerzo-deformación de los alambres de alta resistencia (grado 60).

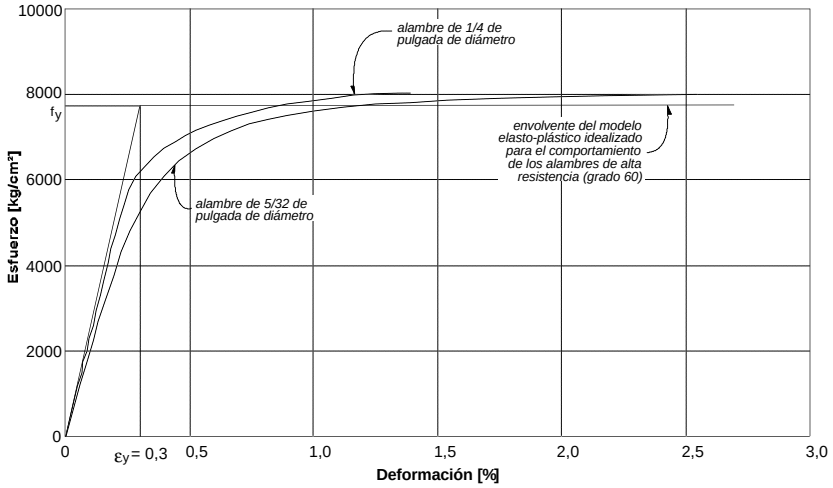


Figura A.8 - Curvas esfuerzo-deformación representativas de los alambres de alta resistencia

Las curvas esfuerzo-deformación del alambrón liso grado 21 mostraron un comportamiento similar al de la fig. A.7. La deformación de fluencia para este tipo de refuerzo se determinó de la misma forma que en los diámetros restantes. La etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación representativa del alambrón terminó aproximadamente en 0,2% de deformación. Este valor coincide con el observado en el acero de refuerzo grado 42 (varillas no. 3, no. 4 y no. 6).

REFERENCIAS

Alcocer, S.M. (1993), “Seguridad sísmica de viviendas”, Revista Ingeniería Civil no. 289, México, pp. 42-48.

Alcocer, S.M. et al. (1994a), “Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión”, Cuaderno de Investigación no. 17, CENAPRED, pp. 53-76.

Alcocer, S.M. et al. (1994b), “Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal”, Cuaderno de Investigación no. 17, CENAPRED, pp. 77-94.

Álvarez, J.J., y Alcocer, S.M. (1994), “Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada”, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, vol. 2, Zacatecas, México, pp. 815-825.

Astroza, M. et al. (1992), “Evaluación del comportamiento al corte de muros de mampostería de bloques de concreto”, Memorias de las IX Jornadas Chilenas del Hormigón, La Serena, Chile, pp. 135-149.

Chen, S.W. et al. (1978), “Cyclic loading tests of masonry single piers -height to width ratio of 1-”, Informe no. UCB/EERC-78/28 del Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, vol. 2, Berkeley, California, Estados Unidos de Norteamérica, 179 pp.

Departamento del Distrito Federal (1987a), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 70 pp.

Departamento del Distrito Federal (1987b), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 18 pp.

Departamento del Distrito Federal (1987c), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 19 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.

Diez, J. et al. (1988), “Estudio experimental de modalidades de refuerzo para muros de albañilería de unidades cerámicas”, Colloquia 88, Madrid, España, 20 pp.

Hernández, O., y Meli, R. (1976), “Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería”, Serie Azul no. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 24 pp.

Hidalgo, P.A. et al. (1991), “Diseño y recuperación de edificios estructurados con muros”, publicación DIE no. 91-2 de la Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, 115 pp.

Hiraishi, H. (1984), “Evaluation of shear and flexural deformations of flexural type shear walls”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 17, no. 2, Nueva Zelanda, pp. 135-144.

Inada (1993), “Definition of experimental shear displacement and bending displacement”, Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Structures -A Volume Honoring Hiroyuki Aoyama-, Japón, pp. 375.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (1989), “Práctica para diseñar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo”, Limusa, México, 78 pp.

Liu, Z. (1987), "Stress and Bond Behavior of Beam and Column Longitudinal Bars Inside the Joint, A Calculation Report", University of Texas at Austin, Estados Unidos de Norteamérica.

Lüders, C., e Hidalgo, P. (1986), "Influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento sísmico de muros de albañilería armada", Cuartas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, vol. 2, Viña del Mar, Chile, pp. H 139-H 158.

Meli, R. (1975), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Serie Azul no. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 141 pp.

Meli, R., y Bazán, E. (1990), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, México, 241 pp.

Meli, R. (1992), "Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, DDF", Serie Marrón no. ES-4, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Meli, R. et al. (1994), "Características estructurales de la vivienda de interés social en México", Cuaderno de Investigación no. 17, CENAPRED, pp. 25-52.

Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1982), "Earthquake spectra and design", Earthquake Engineering Research Institute, Univesidad de Califormia, Berkeley, California, Estados Unidos de Norteamérica, 103 pp.

Park, R., y Paulay, T. (1994), "Estructuras de concreto reforzado", Limusa, México, pp. 13-50.

Pineda, J.A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", Tesis de Maestría, UNAM, México, 171 pp.

Rodríguez, M., y Botero J.C. (1994), Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Ruiz, J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Tesis de Maestría, UNAM, México, 251 pp.

San Bartolomé, A. (1994), "Construcciones de albañilería -comportamiento sísmico y diseño estructural-", Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 228 pp.

Sánchez, T.A., Flores L.E., León F., Alcocer S.M. y Meli R. (1991) "Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión", CENAPRED, Informe ES/02/91, 106 pp.

Schlaich, J. Et al. (1982), "Toward a consistent design of structural concrete", PCI Journal, vol. 32, no. 3, Estados Unidos de Norteamérica, pp. 74-150.

SECOFI (1976), "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", DGN, México, 12 pp.

SECOFI (1981), "Norma Mexicana: métodos de prueba a la tensión para productos de acero", DGN, México, 40 pp.

SECOFI (1982), "Norma Mexicana: concreto sometido a compresión - determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", DGN, México, 10 pp.

SECOFI (1988), "Norma Mexicana: concreto - determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto", DGN, México, 9 pp.

SECOFI (1996a), “Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de las propiedades mecánicas de la mampostería”, México.

SECOFI (1996b), “Proyecto de Norma Mexicana: varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto”, México.

Seible, F., e Igarashi, A. (1991), “Full-scale testing of masonry structures under simulated seismic loadings”, Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, Holanda, pp. 119-148.

Shing, P. et al. (1988), “Seismic performance of reinforced masonry shear walls”, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, vol. 6, Tokio, Japón, pp. 103-109.

Tomaževič, M., y Lutman, M. (1988), “Seismic resistance of reinforced masonry walls”, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, vol. 6, Tokio, Japón, pp. 97-102.

Tomaževič, M., y Sheppard, P. (1986), “Mathematical modelling of masonry buildings for earthquake resistance analysis”, Research in the Field of Earthquake Engineering - Selected Papers 1985/1986, Ljubljana, Eslovenia, pp. 1-16.

Tomaževič, M., y Zarnic, R. (1986a), “The behavior of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral in-plane load reversals”, Research in the Field of Earthquake Engineering - Selected Papers 1985/1986, Ljubljana, Eslovenia, pp. 64-71.

Tomaževič, M., y Zarnic, R. (1986b), “The effect of horizontal reinforcement on the strength and ductility of masonry walls at shear failure”, Research in the Field of Earthquake Engineering - Selected Papers 1985/1986, Ljubljana, Eslovenia, pp. 52-63.

Universidad de los Andes (1993), “Ensayos experimentales de muros de mampostería confinada a escala real sometidos a cargas verticales y horizontales simultáneas”, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, 1993, 92 pp.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no hubiera sido posible sin la colaboración de una buena parte del personal del Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia del CENAPRED. Muchas gracias a Tomás, Tony, Leo, Gus, Fofo y Juan por la ayuda y tiempo que dedicaron.

Un reconocimiento al empeño de todos los trabajadores del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, en especial al técnico Pablo Olmos y los maestros Martín Rodríguez, Jesús Aguayo y Salomón Trinidad. Sin su trabajo esta tesis no existiría.

"*Efecto del Refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales"*
Se terminó de imprimir en diciembre de 2001, en los Talleres Gráficos de México, Av. Canal del Norte N° 80, Col. Felipe Pescador, México, D.F. La edición en papel bond de 90 grs. en interiores y portada en cartulina sulfatada de 14 puntos, consta de 300 ejemplares más sobrante para reposición.

Coordinación General de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres
Av. Delfín Madrigal No.665,
Col. Pedregal de Sto. Domingo,
Deleg. Coyoacán,
México D.F., C.P. 04360
www.cenapred.unam.mx