

INFORMES

TÉCNICOS

Comportamiento
ante cargas
laterales de muros
de mampostería
confinada reforzados
con malla de
alambre soldado

José A. Pineda
Sergio M. Alcocer

DIRECCIÓN
DE
INVESTIGACIÓN

Subdirección de Estructuras
y Geotecnia



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

Dra. Georgina Fernández Villagómez
Directora de Investigación

Ing. Enrique Guevara Ortiz
Director de Instrumentación y Cómputo

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

Lic. Gloria Luz Ortiz Espejel
Directora de Capacitación

Lic. Luz María Flores Guerrero
Directora de Administración

Profra. Carmen Pimentel Amador
Directora de Servicios Técnicos

31 de julio, 2004

©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

© José A. H. Reda y Sergio M. Alcocer

ISBN: 970-628-869-4

Edición: Leonardo Flores
Portada: Demetrio Vázquez Sánchez

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

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA
REFORZADOS CON MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

José A. Pineda
Sergio M. Alcocer

Dirección de Investigación
Subdirección de Estructuras y Geotecnia

Julio, 2004

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA REFORZADOS CON MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

RESUMEN

Se verificó experimentalmente la factibilidad del uso del encamisado de muros de mampostería (malla de alambre soldado con recubrimiento de mortero) como técnica de rehabilitación. Se construyeron y ensayaron cuatro especímenes a escala natural ante fuerzas laterales cíclicas alternadas, uno de concreto y tres de mampostería confinada de tabique macizo de arcilla con encamisado. Las variables de estudio fueron el calibre de los alambres de la malla y los conectores para fijar a la misma al muro. Se comparó el comportamiento con el de un muro de mampostería confinada sin refuerzo en el panel, usado como espécimen de control. Los resultados indican que la técnica del encamisado con el uso de malla de alambre soldado con recubrimiento de concreto fue efectiva para mejorar las características sismorresistentes de la mampostería confinada. En todos los especímenes rehabilitados con el encamisado se observó un patrón de agrietamiento más uniforme y un notorio incremento en la rigidez y resistencia comparado con el del espécimen de control.

SUMMARY

The technical feasibility of jacketing (concrete mortar cover reinforced with steel welded wire meshes), as rehabilitation technique for masonry walls, was assessed experimentally. Four full-scale specimens were rehabilitated and tested under alternated cyclic lateral loads, one was a concrete wall and the other three were confined masonry walls made of solid clay brick. Variables were the diameter of the mesh wires and the type of anchors used to attach the mesh to the masonry walls. Behaviors were compared to those observed in a confined masonry wall with no reinforcement in the masonry panel, which was built as control specimen. Results indicate that jacketing of confined masonry walls with steel meshes and mortar cover is an effective technique for improving the earthquake-resistant characteristics. A more uniform inclined crack pattern and remarkably higher strength were observed in all specimens rehabilitated by jacketing as compared to the control masonry specimen.

CONTENIDO

RESUMEN	I
SUMMARY	I
CONTENIDO	III
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES.....	1
1.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES.....	5
1.1.1 Muros estructurales de concreto reforzado.....	6
1.1.2 Muros de cortante de mampostería confinada.....	14
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO.....	16
1.3 ORGANIZACIÓN GENERAL DEL TRABAJO.....	16
CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	19
2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS.....	19
2.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS.....	19
2.3 INSTRUMENTACIÓN DE LOS MODELOS.....	22
2.3.1 Instrumentación externa.....	24
2.3.2 Instrumentación interna	25
2.4 DISPOSITIVO DE CARGA.....	26
2.5 HISTORIA DE CARGA.....	27
2.6 CAPTURA DE DATOS.....	28
CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS	31
3.1 DEFINICIÓN DE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE LA RESPUESTA.....	31
3.1.1 Distorsión.....	31
3.1.2 Rotación	34
3.2 MODELO M-0-E6	37
3.3 MODELO M-250.....	41
3.4 MODELO M-250R	45
3.5 MODELO M-072	48
3.6 MODELO M-147	53
3.7 MODELO M-211	56
3.8 ENVOLVENTES DE RESPUESTA.....	63
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS.....	67
4.1 MODELO M-250.....	67
4.1.1 Refuerzo en castillos	67
4.1.2 Refuerzo interior.....	67
4.2 MODELO M-250R.....	69
4.2.1 Refuerzo en Castillos	69
4.2.2 Refuerzo interior.....	69
4.3 MODELO M-072.....	70
4.3.1 Refuerzo en castillos	70
4.3.2 Malla de alambre soldado.....	71
4.4 MODELO M-147	74
4.4.1 Refuerzo en castillos	74
4.4.2 Malla de alambre soldado.....	75
4.5 MODELO M-211	77
4.5.1 Refuerzo en castillos	77
4.5.2 Malla de alambre soldado.....	77

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	79
5.1 EFICIENCIA DEL REFUERZO HORIZONTAL	79
5.2 RESISTENCIA A CARGA LATERAL	82
5.3 RIGIDEZ	83
5.3.1 Rigidez teórica	83
5.3.2 Rigidez de ciclo	84
5.3.3 Rigidez equivalente	86
5.4 ENERGÍA	88
5.4.1 Energía disipada	89
5.4.2 Componentes de disipación de energía	91
5.4.3 Amortiguamiento Viscoso Equivalente	94
5.5 DUCTILIDAD EQUIVALENTE	96
5.5.1 Abombamiento de los muros	98
5.6 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	100
CAPÍTULO 6 RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	103
6.1 RESUMEN	103
6.2 CONCLUSIONES	103
6.3 RECOMENDACIONES	106
APÉNDICE A PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	109
A.1 CONCRETO	109
A.2 MORTERO	110
A.3 MAMPOSTERÍA	110
A.4 ACERO DE REFUERZO	111
A.5 ANCLAJES DE LA MALLA DE ALAMBRE SOLDADO	112
APÉNDICE B DISEÑO DE ESPECÍMENES DE PRUEBA	115
B.1 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA REFORZADOS CON MALLA DE ALAMBRE SOLDADO	115
B.1.1 Materiales y consideraciones constructivas	115
B.1.2 Diseño del muro de mampostería	115
B.1.3 Resistencia a flexocompresión	120
B.1.4 Diseño de castillos	121
B.1.5 Diseño de dadas	122
B.1.6 Diseño de losa	122
B.2 DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO	122
B.2.1 Materiales y consideraciones constructivas y de diseño	123
B.2.2 Resistencia a cargas laterales V_L	123
B.2.3 Resistencia a flexocompresión	124
APÉNDICE C RESULTADOS DEL MODELO M-250RR	127
C.1 NOTAS SOBRE LAS FALLAS ANTERIORES	127
C.1.1 Falla de la entrecara muro-losa	127
C.1.2 Falla de la viga de cimentación	128
C.2 RESULTADOS DEL MODELO M-250RR	129
C.3 FACTOR DE EFICIENCIA USADO PARA LAS NTCM	132
REFERENCIAS	135
AGRADECIMIENTOS	139

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

Los muros de mampostería son elementos tradicionalmente empleados en la edificación de viviendas en México y en gran parte de los países latinoamericanos. La forma típica de refuerzo es mediante castillos y dalas, en la modalidad que se ha denominado mampostería confinada.

La consideración generalizada de que la mampostería no es un material adecuado en zonas de alta sismicidad, a menos que se refuerce de modo similar al concreto reforzado, ha dado lugar al desarrollo de la mampostería con refuerzo interior (llamada mampostería reforzada), en la cual se coloca una determinada cantidad de refuerzo horizontal y vertical en el interior del muro, en los huecos de las piezas que son posteriormente rellenados con un mortero de cemento o con concreto fluido. Este es el único tipo de mampostería estructural aceptado en zonas sísmicas de países como Nueva Zelanda y los Estados Unidos de América. En forma muy limitada es aceptado también en el Japón, en donde en términos generales no se considera a la mampostería como un material estructural idóneo, por su debilidad ante efectos sísmicos.

Hay que reconocer que la baja resistencia a tensión de la mampostería limita fuertemente la capacidad de los muros para resistir cargas laterales y que el comportamiento del material es, en sí, frágil. Sin embargo, los edificios de este material cuentan usualmente con un elevado número de muros alineados en dos direcciones ortogonales, lo que proporciona una alta resistencia a cargas laterales en ambas direcciones. Además, con el confinamiento proporcionado por elementos de concreto reforzado de sección pequeña, (verticales: castillos, y horizontales: dalas), y si se cuenta con refuerzo horizontal y vertical coloca en el interior del muro, se puede evitar la posibilidad de una falla frágil y proporcionar una aceptable ductilidad a los muros.

El empleo de refuerzo en la periferia reduce el comportamiento frágil de la mampostería, proporcionando la ductilidad necesaria. Al confinarla con un pequeño marco perimetral de concreto reforzado se logra mantener la integridad del tablero después de su agrietamiento diagonal y le provee resistencia a flexión. Adicionalmente, contribuye a incrementar la resistencia a cargas laterales a grandes deformaciones.

En teoría, la adición de refuerzo interior (ya sea vertical y horizontal, u horizontal únicamente) en los muros incrementa su resistencia, controla la propagación y distribución del agrietamiento, reduce la degradación ante cargas cíclicas y evita altas concentraciones de esfuerzos cortantes en los castillos.

El comportamiento mecánico de la mampostería depende de las propiedades de las piezas, tales como su resistencia a la tensión, su forma, rugosidad, absorción, y el tamaño y disposición de huecos. También de las características del mortero empleado, cuya dosificación debe ser cuidadosa, especialmente en el control de la cantidad de agua para lograr la resistencia a compresión deseada.

Los muros de carga ofrecen importantes ventajas ya que a la vez que permiten subdividir áreas también tienen una función estructural. Su construcción es sencilla, sin requerir de mano de obra muy especializada, por lo que los costos pueden ser más bajos que los muros de concreto reforzado.

Al principio de los años 70 se realizó un programa experimental en México, cuya investigación más relevante se refirió al comportamiento de muros ante fuerzas laterales en su plano, para representar los principales efectos sísmicos en este tipo de elementos. Se estudió la carga que produce el agrietamiento diagonal, la influencia de la cantidad y detallado del refuerzo en los extremos de los castillos tanto en la ductilidad como en la resistencia, la importancia del refuerzo horizontal y vertical en la capacidad y en la ductilidad de los muros, y en la capacidad de muros confinados y de muros con refuerzo interior.

En términos generales se encontró que la carga que produce el agrietamiento diagonal varía muy poco con el refuerzo del muro. Para muros confinados, la cantidad y detallado del fuerzo en los extremos de los

castillos afecta significativamente la ductilidad, aunque no modifica en forma importante la resistencia (Meli, 1975). Para muros con refuerzo interior, la cantidad de refuerzo horizontal y vertical influye en forma importante en la capacidad y en la ductilidad. Para ambos tipos de mampostería, la capacidad de los muros aumenta en forma aproximadamente lineal con el nivel de carga axial aplicado, dentro del intervalo de refuerzos de compresión inducidos por las cargas gravitacionales en edificios de este tipo. La ductilidad que se puede alcanzar en muros (relación esbeltez = 1), sean confinados o con refuerzo interior es elevada si la falla es regida por los momentos flexionantes, mientras que para falla por cortante se pueden alcanzar factores de ductilidad de desplazamiento de 3 ó 4 con un refuerzo apropiado. La ductilidad se reduce cuando la carga axial sobre el muro es elevada.

Los ensayos de muros ante cargas laterales alternadas proporcionan información valiosa sobre el deterioro del comportamiento ante cargas cíclicas como las inducidas por sismos. Para mampostería confinada se observa un deterioro muy rápido una vez ocurrido el agrietamiento diagonal y para deformaciones angulares del orden de 3 al millar. Para mampostería con refuerzo interior, cuando éste es escaso, el deterioro es más drástico que en la mampostería confinada (fig 1.1) (Meli, 1975), y sólo cuando todos los huecos de las piezas se rellenan con lechada (grout) estables y con buena disipación de energía. En términos de deterioro, los muros construidos con piezas macizas tienen mucho mejor comportamiento que los de las piezas huecas, ya que en estas últimas el progresivo desprendimiento de las paredes de la pieza aceleran el deterioro.

Como resultado del programa experimental se propusieron valores de diseño para las principales propiedades mecánicas de la mampostería más común.

En México, las primeras normas de construcción especializadas para mampostería se publicaron en 1976. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTM), del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF), especifican tres modalidades para el refuerzo de la mampostería: a) Muros diafragma, b) Mampostería confinada, mediante el uso de castillos y dalas y c) Mampostería con refuerzo interior, en la que se coloca refuerzo vertical en el interior de los huecos de las piezas y horizontal en las juntas o en huecos horizontales especiales. Las normas admiten también, construcciones de mampostería sin refuerzo, pero exigiendo que se diseñen con factores de seguridad muy altos.

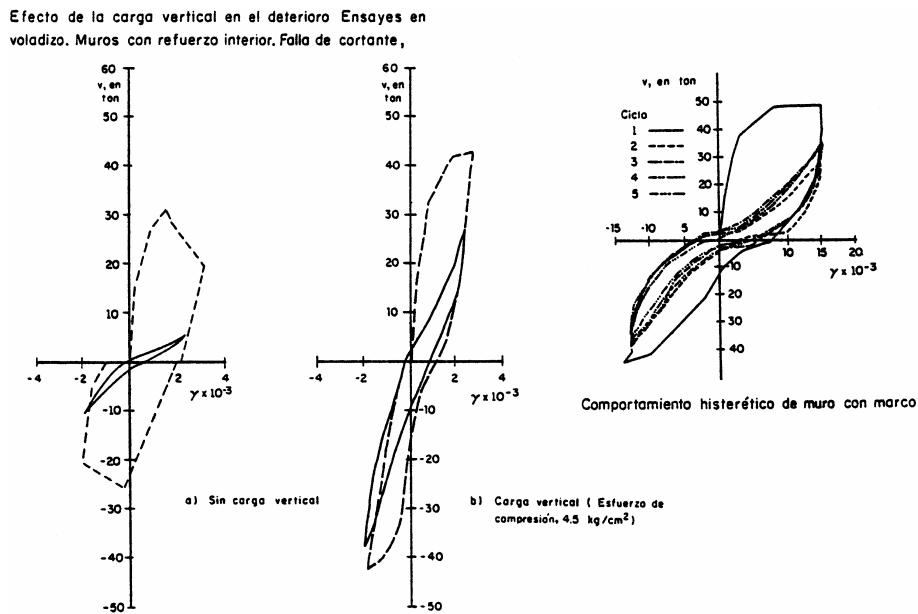


Figura 1.1 Ciclos de histéresis para muros de mampostería

Con base en la literatura existente puede concluirse que no todos los aspectos del comportamiento sísmico de muros estructurales de concreto reforzado y de muros de mampostería han sido investigados experimentalmente. Como resultado, se ve que algunas recomendaciones y requerimientos para diseño sismo-resistente y detallado de muros estructurales dado en los códigos están desactualizados, algunos son adecuados y bien detallados, pero otros son muy conservadores. Tal es el caso de la primera carga de agrietamiento, cuya predicción es bastante aceptable, pero no así para otros resultados que se obtienen en laboratorio, los cuales difieren de manera notoria de los que prevén los reglamentos, debido a que los mecanismos de cortante no son del todo conocidos y las reglas recomendadas son empíricas, sin tener en consideración los modos de falla que pueden presentar en la estructura ni la contribución de los castillos. A manera de ejemplo también se puede citar la forma como se toma en cuenta la contribución del refuerzo horizontal ante cargas laterales, que es muy conservadora según la recomendación del RDF. Los resultados experimentales muestran que su participación en la resistencia a cortante es bastante superior al 25% indicado por el reglamento.

Aunque los sistemas estructurales a base de muros no permiten tanta flexibilidad arquitectónica como las estructuras a base de marcos, representan uno de los sistemas estructurales más convenientes y confiables para garantizar el comportamiento sísmico. Si es adecuadamente concebido y diseñado, su capacidad ante cargas laterales es generalmente alta, y su capacidad de disipación de energía, requerida en el caso de sismos fuertes, puede ser mejorada con una disposición adecuada del refuerzo. Debido a su rigidez, sus deformaciones laterales son relativamente pequeñas, lo que reduce significativamente los daños por sismos en los elementos no estructurales. Como resultado, las edificaciones con sistema estructural a base de muros permanecen en servicio después de haber sido sujetas a movimientos severos del terreno.

Sin embargo, hay razones debidas a la configuración estructural que impidieron la aplicación amplia de las estructuras de muros en la práctica constructiva del pasado. Además de las limitaciones arquitectónicas, las cuales reducen la libertad en el diseño espacial, algunas características estructurales han sido la causa de la falta de confianza en los sistemas estructurales de muros. Debido a su rigidez, el periodo fundamental de vibración es corto y coincide con periodos predominantes de sismos de periodo corto esperados en la mayor parte de las regiones sísmicas propensas (tales como las cercanas a las zonas de subducción). Este resultado introduce cargas de diseño sísmico mucho más altas que en el caso equivalente de sistemas estructurales a base de marcos que son más flexibles. Las cargas de diseño más altas pueden incrementar la cantidad de acero para el mismo tamaño de edificación y áreas de servicio.

El mecanismo de comportamiento de los sistemas estructurales de muros robustos es gobernado por cortante. Ya que el mecanismo de falla de cortante es frágil, muy poca ductilidad y capacidad de disipación de energía pueden ser atribuidas a estas estructuras. Mientras los principios y reglas para el diseño sismo-resistente de sistemas estructurales de marcos han sido muy bien estudiados en el pasado, algunos aspectos relacionados con el comportamiento sísmico de muros de cortante todavía no han sido aclarados, y tanto su diseño como las reglas para distribución y detallado del refuerzo propuestos en los códigos sísmicos no están apoyados totalmente en forma experimental.

Para el muro estructural común de un edificio, la carga se introduce a lo largo de la junta entre las losas de piso y los muros, como una carga lineal. Claramente no es posible que se desarrolle una acción efectiva de arco con este tipo de carga. El patrón de grietas revela la formación de puntales diagonales, donde participa en forma importante el refuerzo horizontal. En la figura 1.2 se ilustra un patrón típico de grietas, que puede ocurrir en un muro robusto a cortante.

Del equilibrio del cuerpo libre triangular señalado con el número 1, es evidente que se requieren barras horizontales para resistir el refuerzo cortante aplicado a lo largo del borde superior. Las fuerzas de compresión diagonal también requieren de refuerzo vertical. En ausencia de compresión vertical externa, los aceros horizontal y vertical deben ser iguales para permitir que se generen diagonales a compresión a 45° .

En el cuerpo libre unido por dos grietas diagonales y que se señala con el 2, sólo es necesario generar fuerzas verticales, iguales a la intensidad a cortante, para desarrollar la compresión necesaria diagonal. Con

frecuencia este acero se conoce como refuerzo a cortante, aunque su papel principal es resistir el momento que tiende a volcar el cuerpo libre 2.

Los modos típicos del mecanismo de falla de muros estructurales sujetos a carga laterales en su plano se muestran en la figura 1.3.

Como es bien conocido, el mecanismo de falla de los muros estructurales sujetos a cargas laterales depende principalmente de la esbeltez del muro (relación altura/longitud), nivel de carga vertical, relación entre los esfuerzos de trabajo en el muro y los esfuerzos a compresión, como también de la cuantía y disposición del refuerzo horizontal y vertical (Park, Paulay, 1988). La falla de cortante por deslizamiento es consecuencia de un nivel bajo de carga vertical y refuerzo débil. La carga lateral es transferida por la fricción entre las superficies a lo largo de la grieta (trabazón del agregado) y por la acción de dovela del refuerzo vertical (resistencia perpendicular al eje de la barra).

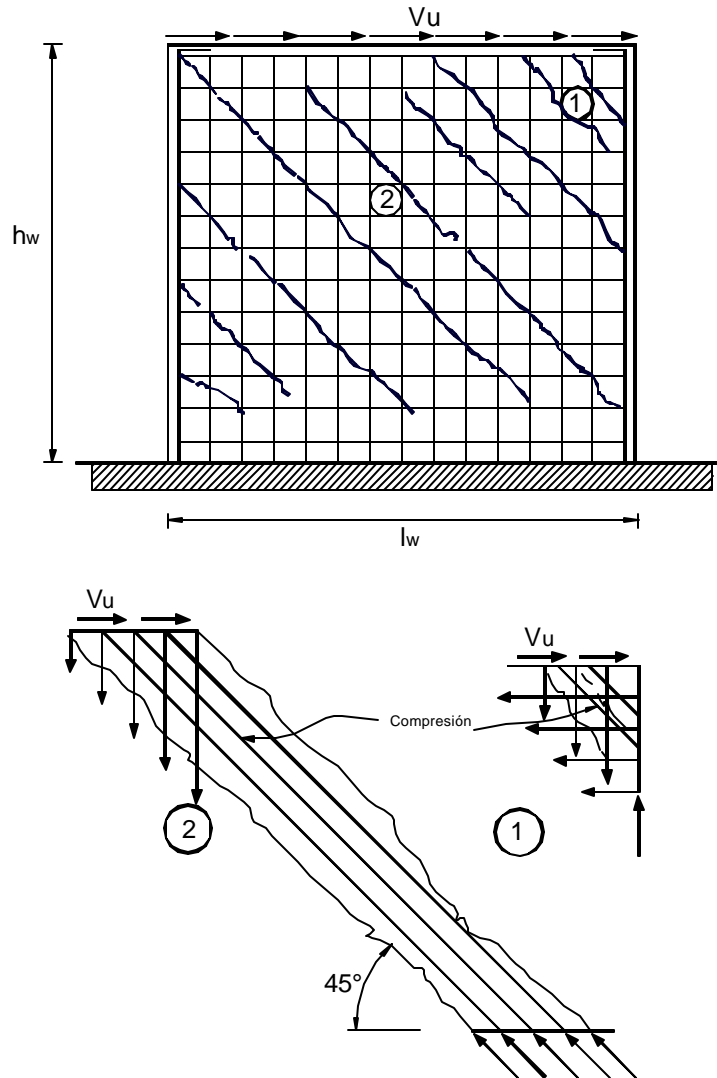


Figura 1.2 Patrón de grietas en un muro bajo a cortante

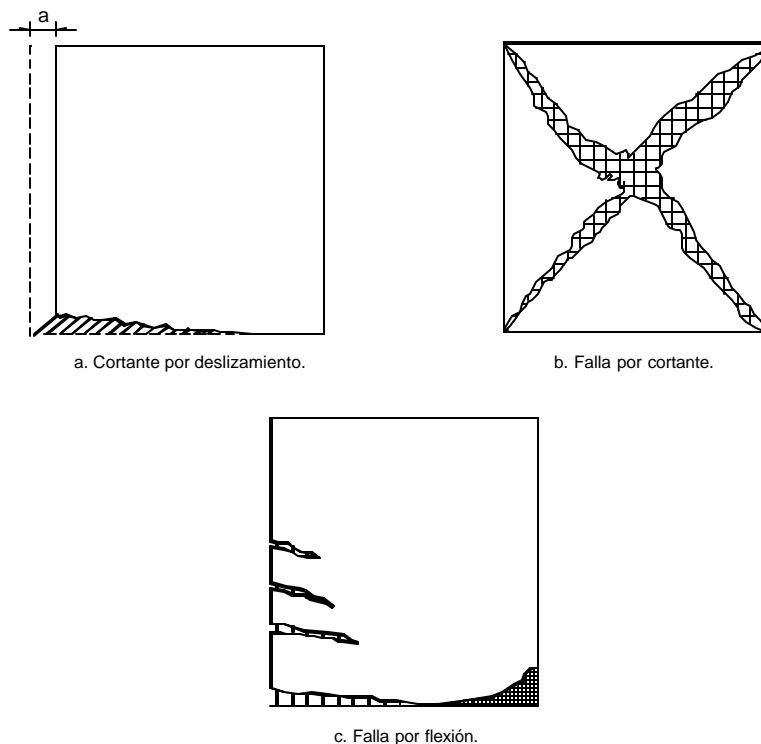


Figura 1.3 Modos típicos de falla de muros de cortante sometidos a cargas laterales

La falla de cortante sucede cuando la resistencia a cortante de la sección horizontal del muro no es suficiente para resistir la carga lateral requerida para desarrollar toda la capacidad a flexión. En este caso la carga es transferida por la tensión desarrollada en el refuerzo horizontal, por la acción de dovela del refuerzo vertical y por la fricción a lo largo de la grieta entre las partes de concreto o de mampostería separadas.

En el caso de fallas por flexión, sin embargo, la resistencia a cortante de la sección del muro es suficiente para permitir la fluencia del refuerzo vertical en el borde a tensión del muro. Debido a la deformación grande del refuerzo a tensión, puede ocurrir el aplastamiento del concreto y el consecuente pandeo del acero a compresión en la esquina inferior comprimida del muro.

Mientras la capacidad de disipación de energía es limitada en el caso de las fallas por deslizamiento y por cortante, el carácter del mecanismo de flexión es generalmente dúctil. Sobre la base de investigaciones experimentales y del daño sísmico observado, se han desarrollado recomendaciones y requerimientos que son dados en varios códigos sísmicos respecto de la cantidad y distribución del refuerzo para asegurar la flexión y el comportamiento dúctil de los muros de cortante sujetos a cargas sísmicas severas.

1.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Después del terremoto de Chile, 1985, donde fue observado el buen comportamiento de edificios con muros de cortante, el número de investigaciones experimentales no se ha incrementado en forma significativa. Sin embargo, este estudio ha sido ya acometido por varios investigadores, teniendo en mente el adecuado comportamiento sísmico de muros estructurales con secciones rectangulares. Se han reportado pruebas sobre muros de cortante de concreto reforzado en mayor escala que sobre muros de mampostería confinada, sobre los cuales no hay demasiada evidencia experimental. A continuación se mencionan algunos ensayos realizados en ambos tipos de muros.

1.1.1 Muros estructurales de concreto reforzado

La investigación experimental sobre el comportamiento de muros de concreto reforzado bajo cargas sísmicas ha sido llevada a cabo principalmente en Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda y Europa. Antes de los años 70, la investigación en este campo fue muy limitada.

Para estudiar el comportamiento de estos muros y los efectos tanto el refuerzo a flexión (vertical) y a cortante (horizontal) en el modo de falla y en la ductilidad, Beekhuis (1971) realizó pruebas en la Universidad de Canterbury en muros cuadrados en voladizo, de 15 cm de espesor. La carga se aplicó a los muros de tal manera que la fuerza cortante estuviera distribuida a lo largo del borde superior. Se ensayaron tres muros (A, B, C) y sus observaciones fueron las siguientes:

1. El muro A se subdiseño deliberadamente por cortante. Se esperaba que el refuerzo horizontal resistiera sólo el 50% de la carga que se hubiera desarrollado, si la flexión gobernara la resistencia. Se aplicaron 12 ciclos de carga. En el refuerzo ocurrió considerable endurecimiento por deformación debido a que se pudo desarrollar 123% de la capacidad de teórica a cortante y 108% de la capacidad a flexión. En la falla se fracturó una barra horizontal, lo que demostró la efectividad de estas en esos muros bajos a cortante.

2. El muro B se diseñó con refuerzo por cortante en exceso de la capacidad flexión. La resistencia teórica a flexión se asoció con esfuerzos moderados nominales cortantes, es decir $5.6\sqrt{f_c'}$ lb/pulg² ($0.47\sqrt{f_c'}$ N/mm²). La probeta excedió su capacidad máxima de diseño en cada uno de los ciclos plásticos y no se pudo destruir como se pensaba debido a que el marco de carga no pudo igualar el desplazamiento de la probeta.

3. El muro C se diseñó suministrando más refuerzo vertical, con lo que aproximadamente se duplicó la capacidad a flexión del muro B. Esta resistencia a flexión requirió del desarrollo de grandes esfuerzos cortantes, es decir, aproximadamente $10\sqrt{f_c'}$ lb/pulg² ($0.83\sqrt{f_c'}$ N/mm²). La resistencia a cortante de diseño del muro superó su capacidad a flexión. En consecuencia, se podría haber esperado una falla a flexión.

Ocurrió una falla a cortante por deslizamiento en el ciclo 12 a 39% de la capacidad teórica a cortante de la probeta. Este tipo de falla, es típico de los miembros muy peraltados cuando se aplica fuerza cortante cíclica (alternada) de alta intensidad y no se puede impedir mediante refuerzo adicional de estribos.

El mejor comportamiento del muro B sugiere dos importantes conclusiones para fines de diseño:

- a) Si se desea un mecanismo de falla dúctil (o sea a flexión) en un muro estructural bajo, los esfuerzos nominales asociados con la sobrecapacidad a flexión del muro deben ser moderados, por ejemplo $V_c = 6\sqrt{f_c'}$ lb/pulg² ($0.5\sqrt{f_c'}$ N/mm²) lo cual puede lograrse aumentando el espesor del muro.
- b) Debido a que el mecanismo de falla a flexión está asociado con grietas grandes, no se debe confiar en la contribución del concreto a la resistencia al cortante. En consecuencia, el refuerzo del alma debe resistir toda la fuerza cortante.

En zonas sísmicas existe un criterio severo, en que se tiene que desarrollar completamente la resistencia de la estructura varias veces en direcciones alternas (cargas cíclicas) con la posibilidad de sobrepasar el rango elástico.

Un estudio de Mayer, 1967, indicó que el enfoque actual de diseño para el cortante también es aplicable cuando ocurre un número elevado de repeticiones de carga. En las pruebas hechas, los mecanismos resistentes a cortante, exceptuando el de acción de armadura del acero en el alma, se deterioraron al continuar la carga repetida. Se pudo verificar la participación eficiente del refuerzo en el alma con sólo un pequeño aumento en los esfuerzos medidos después de 50 ciclos de carga de servicio aplicada.

El deterioro de los mecanismos resistentes a cortantes es mucho más rápido, si el refuerzo de flexión cede como resultado de las cargas cíclicas alternadas de alta intensidad. La capacidad de los muros ante cargas laterales depende de su resistencia a tensión diagonal, del área efectiva para resistir la fuerza cortante, de la carga vertical aplicada, de la acción de dovola del refuerzo longitudinal de los castillos, de los estribos de confinamiento y del refuerzo horizontal colocado en el alma. Una vez iniciado el agrietamiento inclinado, la resistencia depende de la fricción y la trabazón mecánica del material, desarrolladas a lo largo de las grietas. La acción de dovola de las varillas longitudinales está asociada a un deslizamiento significativo a cortante. La contribución más importante como mecanismo resistente a corte se presenta cuando ocurre un ligero deslizamiento en el castillo cerca de su base, caracterizado por el plegamiento en “S” de las varillas (Paulay y Priestley 1992).

Los resultados de las pruebas señalan la necesidad de ignorar los mecanismos resistentes a cortante del concreto y de proporcionar refuerzo en el alma de resistir la fuerza cortante total en las regiones en que es una posibilidad la fluencia del refuerzo de flexión bajo cargas cíclicas alternadas.

Se debe esperar que las cargas cíclicas de alta intensidad provoquen cierta degradación de la rigidez, efecto especialmente evidente cuando se permite que las grietas diagonales se ensanche. Por lo general, la reducción en la rigidez depende principalmente de la magnitud de las cargas (o magnitud de desplazamiento) impuestas previamente, más que del número de ciclos aplicados.

El agrietamiento diagonal que resulta de la aplicación alterna de fuerzas cortantes disminuye rápidamente la contribución del concreto a la resistencia a cortante.

Rother y Koenig (1988) investigaron la influencia del refuerzo horizontal y vertical, y la forma de la sección de los muros, en el comportamiento de muros de cortante sujetos a cargas cíclicas. Encontraron que la forma de los lazos de histéresis no es constante, y depende de la magnitud de la carga axial, de la forma de la sección y de la cantidad de refuerzo.

También concluyeron que la disipación de energía, para un nivel de deformación dado, es más alta en el primero de los ciclos que durante el resto de ellos e indican que el amortiguamiento es bajo antes de la fluencia del acero vertical. Los autores también concluyen que en un buen diseño de muros de cortante, los lazos de histéresis son estables hasta un factor de degradación de rigidez de 10.

López y Elnashai (1990) informaron los resultados de pruebas de muros con baja relación de cortante (cociente M/VL , donde M es el momento actuante, V la fuerza cortante actuante y L la longitud de la sección de los muros). El objetivo de su investigación fue obtener datos adicionales respecto al mejoramiento de la capacidad a cortante para utilizar la capacidad última a flexión de la sección del muro. Debido a la sensibilidad de los resultados de los ensayos en condiciones confinadas, se diseñó un equipo especial de prueba tal que la sección media del modelo ensayado fuera sometida a cortante puro. Los especímenes fueron ensayados sometidos a carga lateral cíclica sin carga axial. En cada amplitud de desplazamiento máximo, la carga lateral cíclica se repitió tres veces.

Todos los modelos fueron reforzados de la misma manera con la misma cuantía de refuerzo vertical. La cuantía de refuerzo horizontal y estribos usados para confinar el acero vertical fueron las variables de los ensayos. En uno de los muros, el refuerzo horizontal fue concentrado en la región del punto de inflexión de momento ante carga lateral. Se empleó acero de refuerzo de diámetro 4 mm, 6 mm con f_y de 412 MPa, 608 MPa y 436 MPa, respectivamente.

En el documento de López y Elnashai, el modo de falla de los muros individuales no está definido en forma precisa. Los autores concluyen que los estribos adicionales son menos efectivos en el caso de muros con baja relación de cortante que en el caso de muros con comportamiento prevaleciente a flexión. También observaron que el comportamiento diferente de muros con baja relación de cortante se obtuvo cuando se sometieron a carga cíclica y no a carga lateral monótona. Con base en estos resultados, la conclusión ha sido que en pruebas de muros se puede sobreestimar la capacidad a cortante. Como resultado de la contribución del

concreto a la capacidad a cortante de los muros, propuesta en muchos códigos, puede no corresponder a condiciones de carga reales, durante la prueba. En el caso de muros sin carga axial, la contribución del concreto en la región plástica no debe ser tomada en cuenta.

Pilakoutas y otros (1990) probaron nueve modelos, cuyos datos son datos en la Tabla 1.1. Los especímenes SW a SW3 se hicieron a escala 1:5, mientras que los especímenes SW4 a SW9 se construyeron a escala 1:2.5. El espécimen SW1 se ensayó en la mesa vibradora como se muestra en la figura 1.4. Todos los demás modelos se probaron sometiéndolos a carga estática cíclica. Los muros SW1 y SW2 fueron ensayados con el mismo dispositivo de prueba. Los especímenes SW4 a SW9 fueron probados como voladizos fijos a la cimentación y lateralmente cargados mediante un gato fijo a la viga superior del muro. Para cada nivel de desplazamiento máximo se impusieron dos ciclos completos de carga.

Tabla 1.1 Características de los muros ensayados por Pilakoutas (1990)

Modelo	Altura (cm)	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Refuerzo extremo	P_h/P_v (%)	f'_c (MPa)	S_0 (MPa)	Modo de falla
SW1	60	30	3	sin dato	sin dato	47.5	0	sin dato
SW2	60	30	3	sin dato	sin dato	47.5	0	sin dato
SW3	60	30	3	sin dato	sin dato	47.5	0	sin dato
SW4	120	60	6	2.83	0.39/0.31	47.5	0	flexión
SW5	120	60	6	3.02	0.31/0.47	47.5	0	flexión
SW6	120	60	6	2.83	0.31/0.31	47.5	0	flexión
SW7	120	60	6	3.02	0.39/0.47	47.5	0	flexión
SW8	120	60	6	2.93	0.28/0.31	53.7	0	flexión
SW9	120	60	6	2.93	0.56/0.31	53.7	0	flexión

Pilakoutas investigó la implicación de sobrerresistencia a la flexión en el diseño, la dependencia de la resistencia última del muro de la resistencia del concreto y la historia de carga, la efectividad del refuerzo del alma respecto a la contribución a la resistencia a cortante y la capacidad de disipación de energía como también la posibilidad de usar el modelo de la analogía de la armadura en el diseño de muros estructurales de concreto reforzado.

Los desplazamientos últimos obtenidos en la mesa vibradora y pruebas cíclicas fueron mayores que los predichos con programas de elementos finitos. Usando valores de las propiedades mecánicas de los materiales determinados experimentalmente no se observaron sobrerresistencias significativas.

Encontraron que la resistencia de los muros es muy sensible a condiciones de aplicación de la carga y mucho menos sensible a la resistencia del concreto. Mientras el incremento de la cuantía de refuerzo a cortante no mejoró significativamente las características de deformación después de la fluencia, pudieron comprobar que se logran secciones más eficientes concentrando el acero en las fibras extremas. De los modelos SW1 a SW3 no hay reporte del modo de falla. Los muros SW4 a SW9 fallaron por flexión.

Un gran número de muros fueron probados por Lefas y otros (1990) y Lefas y Kotsovos (1990). Lefas (1990) informó de pruebas sobre 13 muros con dos geometrías diferentes. Los datos básicos de los especímenes son resumidos en la Tabla 1.2, mientras que las dimensiones de los muros y la distribución del refuerzo se muestran en la figura 1.5.

Los muros fueron ensayados en voladizo vertical, fijos a la cimentación y sometidos a carga lateral monótona (actuando en una sola dirección) con incrementos de carga lateral inducida por un gato hidráulico que estaba fijo a la viga superior del espécimen. Se aplicaron tres niveles diferentes de carga axial.

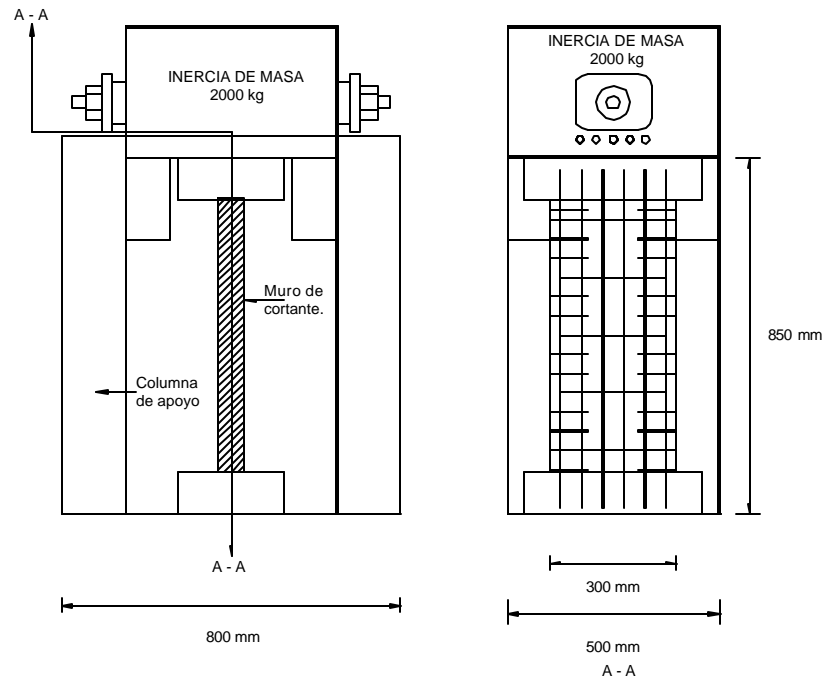
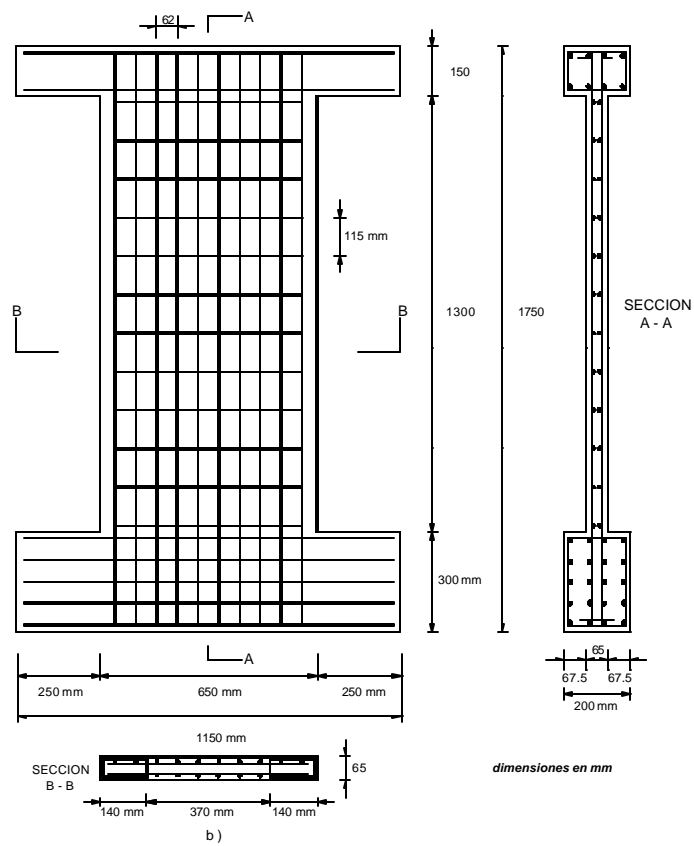
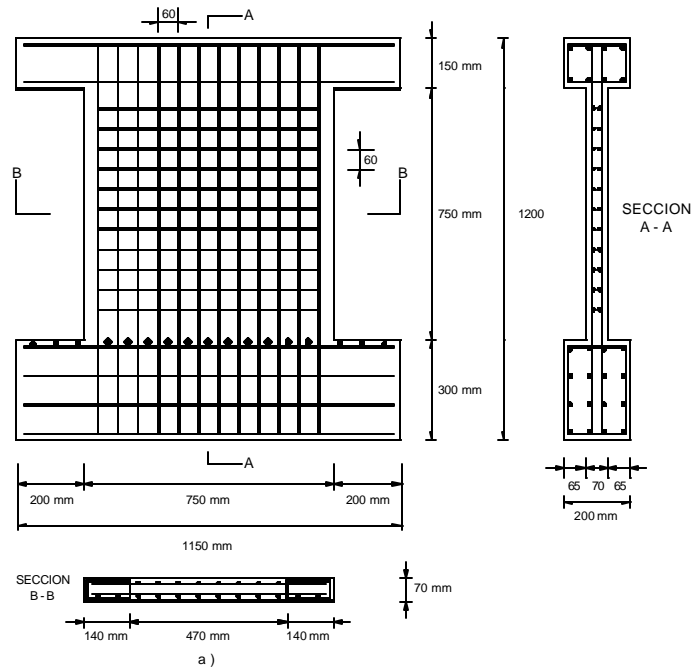


Figura 1.4 Disposición de los ensayos en la mesa vibradora para los modelos de muros a escala 1:5 (Pilakoutas y otros 1990)

Se empleó refuerzo con esfuerzo normal de fluencia de $f_y = 412$ MPa (diámetro 4 mm), 520 MPa (diámetro 6.25 mm), 470 MPa (diámetro 8 mm). Además del refuerzo dado en la Tabla 1.2, los muros se reforzaron con estribos adicionales alrededor del refuerzo de confinamiento vertical.

Tabla 1.2 Características de los muros ensayados por Lefas (1990)

Modelo	Altura (cm)	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Refuerzo extremo (%)	Γ_h / Γ_v (%)	f'_c (MPa)	$NA_w f'_c$	Modo de falla
SW11	75	75	7	3.10	1.10/2.40	52.3	0	flexión
SW12	75	75	7	3.10	1.10/2.40	53.6	0.1	flexión
SW13	75	75	7	3.10	1.10/2.40	40.6	0.2	flexión
SW14	75	75	7	3.10	1.10/2.40	42.1	0	flexión
SW15	75	75	7	3.10	1.10/2.40	43.3	0.1	flexión
SW16	75	75	7	3.10	1.10/2.40	51.7	0.2	flexión
SW17	75	75	7	3.10	0.37/2.40	48.3	0	flexión
SW21	130	65	6.5	3.30	0.80/2.50	42.8	0	flexión
SW22	130	65	6.5	3.30	0.80/2.50	50.6	0.1	flexión
SW23	130	65	6.5	3.30	0.80/2.50	47.8	0.2	flexión
SW24	130	65	6.5	3.30	0.80/2.50	48.3	0	flexión
SW25	130	65	6.5	3.30	0.80/2.50	45.0	0.1	flexión
SW26	130	65	6.5	3.30	0.40/2.50	30.1	0.2	flexión



dimensiones en mm

Figura 1.5 Dimensiones y distribución del refuerzo en los muros ensayados por Lefas (1990)

Los principales objetivos de su investigación fueron estudiar las causas de falla de muros estructurales de concreto reforzado y obtener bases experimentales para el desarrollo de procedimientos de diseño simples y racionales. En los experimentos, la atención se prestó al estudio de la manera como las fuerzas de compresión son transmitidas a los apoyos, así como el efecto de la carga vertical en la resistencia y característica de deformación de muros sujetos a carga lateral monótona.

Las siguientes conclusiones fueron desarrolladas por Lefas (1990): La compresión axial reduce los desplazamientos verticales y horizontales, pero incrementa la capacidad de deformación lateral y la rigidez. El incremento es más pronunciado con el aumento de la relación altura/longitud. Debido a que todos los muros fallaron a flexión y, en contraste a lo que es ampliamente aceptado, encontraron que el refuerzo horizontal del alma no tiene efecto significativo en la capacidad a cortante. La resistencia y respuesta de deformación del muro fueron encontradas independientes de la resistencia del concreto, variando en un rango de 30 a 50 MPa.

Otros aspectos del comportamiento de muros estructurales de concreto reforzado fueron investigados por Pilakoutas y Elnashai a través de un programa experimental con pruebas de carga cíclica sobre modelos individuales en voladizo a escala 1:2.5.

Analizaron los parámetros más importantes en el diseño sismo-resistente, como la rigidez característica, el estado límite de la primera fluencia y el momento último que son significativos en la determinación de la capacidad y ductilidad de los miembros, y la disipación de energía. Es interesante observar sus comentarios y conclusiones al respecto:

Indican que la rigidez secante durante las cargas cíclicas varía considerablemente, dependiendo de la historia de cargas. La rigidez secante para cada pico de desplazamiento permite observar la degradación de rigidez. La rigidez inicial fue considerablemente más baja que la calculada asumiendo una sección agrietada. Una conclusión importante es que en un análisis elástico lineal no se pueden predecir en forma precisa las fuerzas, si se tiene en cuenta que la mayoría de los elementos estructurales tienen características elastoplásticas.

La rigidez elástica no agrieta “ K_e ” de un muro de concreto reforzado puede obtenerse usando el principio del trabajo virtual. Las deformaciones totales U_h son la suma de las deformaciones por flexión U_m y por cortante U_{sh} .

La relación entre la rigidez experimental K_i y la rigidez elástica K_e se encontró cercana a 1:3 para un nivel de desplazamiento máximo de 2 mm. Es claro, entonces, que para esta etapa temprana de carga, la rigidez elástica no representa la rigidez verdadera. Esta desviación probablemente es debida no sólo a la historia de carga sino también a las características del material, dimensiones y condiciones de curado.

La rigidez analítica de la sección agrietada K_c es mucho más próxima a K_i que a K_e . El valor de K_c será más lejano si los desplazamientos por cortante son incluidos en su cálculo. Para propósito de diseño, es aconsejable utilizar la rigidez de la sección agrietada, tanto para análisis estático lineal como análisis dinámico.

Para muros bien diseñados, la degradación de rigidez depende de la capacidad de la sección para sostener deformaciones inelásticas después de la fluencia, la cual es función de la ductilidad de desplazamiento. En diseño sismo-resistente, el cambio esperado de la respuesta debido a la degradación de la rigidez después de la carga de fluencia, debe tomarse en consideración dado que puede resultar en fuerzas de diseño más altas o demandas de desplazamiento más grandes. Se aconseja que cuando se haga análisis elástico en miembros críticos y donde se espera que ocurra plastificación, se adopte un valor de rigidez K_p que se obtiene dividiendo la rigidez de agrietamiento entre el factor “ q ” (factor de comportamiento sísmico) o por el valor calculado de la ductilidad de desplazamiento como se indica a continuación:

$$K_p = K_c/q \quad \text{ó} \quad K_p = K_c/\mu$$

Debe notarse, sin embargo, que esta expresión no sugiere que el factor “q” sea equivalente a la ductilidad de desplazamiento, μ . Mientras que éste refleja la capacidad del elemento o de una estructura para deformarse con pequeñas pérdidas de resistencia, aquél toma en cuenta la capacidad de deformarse gracias a la acción de otras fuerzas que reducen los efectos, tales como la redundancia, sobrerresistencia, etc.

Pilakoutas y Elnashai señalan que el momento de agrietamiento M_{cr} es considerado por algunos investigadores como el primer estado límite y que sin embargo, como se ha visto del análisis de la rigidez, no hay un cambio en rigidez debido a la iniciación del agrietamiento, además de que siempre hay algún grado de microfisuración en todos los especímenes antes de la prueba. En consecuencia, la definición de un estado en el cual la iniciación del agrietamiento es observada visualmente en los ensayos es académico y no contribuye al procedimiento de diseño sísmico. En cambio, la fluencia y el estado límite de falla son de uso directo en el diseño por ductilidad en secciones de concreto reforzado.

En los ensayos se encontró que las cargas de fluencia, experimentales y analíticas, eran prácticamente las mismas. Sin embargo, los desplazamientos variaron considerablemente, siendo mucho más altos los experimentales que los analíticos. Dado que los esfuerzos analíticos en la base de los muros son los mismos que los experimentales, se deduce que hay niveles de esfuerzo mucho más altos con la altura en los muros durante los ensayos relacionados con deformaciones más grandes. Esto indica que durante las cargas cíclicas, la dilatación del concreto se presenta invariablemente bajo cargas de fluencia y su razón más probables de debida al cierre incompleto de las superficies agrietadas.

Un gran número de parámetros fueron investigados analíticamente para determinar sus efectos sobre el valor absoluto del momento de fluencia M_y y su relación con el momento último M_{ult} . Ambos fueron estudiados con cuantías altas de refuerzo a flexión. Mayores confinamientos del elemento de concreto no incrementan M_y de manera significativa, ya que el desarrollo de los esfuerzos de confinamiento no ocurre a bajas curvas en elementos sin carga axial. Como era de esperar, M_y varía casi proporcionalmente con el esfuerzo de fluencia del acero. El incremento en las cargas axiales origina incrementos en M_{ult} , pero el incremento en M_y es mucho más significativo. Con cargas axiales altas, no obstante, la fluencia en compresión precede a la fluencia en tensión, la cual no ocurre en todas partes.

Tanto los resultados analíticos como los experimentales indican que el efecto de la carga cíclica no altera significativamente el nivel de M_y . Experimentalmente se ha observado que antes de la fluencia, la carga cíclica no conduce a degradaciones de resistencia y rigidez.

La máxima capacidad de momento M_{ult} es requerida para propósito de diseño a flexión y a cortante. En el cálculo de M_{ult} se usan ciertas restricciones en las deformaciones, tanto en el concreto como en el acero. Los límites superiores son generalmente especificados por los códigos para evitar la fractura del acero y además la deformación última del concreto llega a ser el parámetro de control para la determinación de M_{ult} . También otros parámetros influyen en el valor de M_{ult} .

A medida que se incrementa el porcentaje de refuerzo se espera un incremento lineal en M_{ult} . Un refuerzo distribuido uniformemente fluye ante fuerzas más bajas que el refuerzo concentrado en los bordes, por lo que esta última colocación favorecerá un diseño a flexión más eficiente.

El efecto de la resistencia a compresión del concreto es más importante en muros no confinados que en los confinados. No obstante, el efecto de la sobrerresistencia de f'_c no es muy importante. Un incremento del 100% en f'_c incrementa M_{ult} en menos del 5%. El mismo efecto puede lograrse incrementando la deformación última del concreto mediante refuerzo de confinamiento. Esto advierte sobre un error común de algunos investigadores quienes calculan mal la resistencia de la sección de concreto. Cinco por ciento de error en el valor de M_{ult} , que fácilmente puede presentarse en el trabajo experimental, puede llevar a una sobreestimación del cien por ciento en la resistencia del concreto. Es por esto que una de las principales conclusiones del trabajo de Lefas, de que la capacidad de los muros de concreto reforzado es independiente de la resistencia del concreto, puede ser sólo resultado de esos errores. Tales errores causan considerable duda sobre los cálculos de la resistencia a cortante, basados en la gran sobrerresistencia reportada del concreto.

Pilakoutas y Elnashai indican que el incremento en M_{ult} debido al confinamiento es mucho menor para niveles de confinamiento altos que para niveles bajos, ya que la resistencia máxima del acero es controlada. En esos casos la fractura del acero precederá el aplastamiento del concreto. Un incremento en f_y y en la relación f_u/f_y también incrementa la capacidad de momento. Sin embargo, debe notarse que para propósitos de diseño, la capacidad posterior a la fluencia del acero sólo será utilizada si ocurren muy altas deformaciones.

Debido a las cargas axiales ocurre variación significativa en la capacidad de momento. Mientras una carga axial variable sea aplicada, tales como en cargas sísmicas, la capacidad a flexión deberá ser estimada con cuidado.

Pilakoutas y Elnashai observaron que:

- La rigidez por flexión decrece a una tasa muy baja antes de la fluencia, a pesar de la severidad del régimen cíclico.
- La rigidez por cortante decrece progresivamente a una tasa baja durante todo el ensaye.

En la segunda parte de la repetición del ciclo de carga esta rigidez es mayor que en la primera, y en su incremento puede ser atribuido a la contribución del concreto a la resistencia a cortante. A este nivel las grietas en el área de compresión de la dirección previa de carga se habrán cerrado.

Es evidente que tanto los componentes de deformación por cortante y por flexión se incrementan mucho más rápido después de la fluencia, a pesar de que las fuerzas se incrementan sólo en forma ligera. Es de particular interés para entender los componentes de la deformación, el gráfico de las relaciones de esos componentes con respecto a la deformación total.

De significación especial para el comportamiento dinámico de muros de concreto reforzado es la capacidad de disipación de energía de deformación. La manera más conveniente de calcular esta energía es con el área bajo la curva fuerza-desplazamiento. Las observaciones indican que antes de la fluencia la energía disipada es muy poca y que los ciclos iniciales disipan mucha más energía que los ciclos subsecuentes. Después de la fluencia en muros gobernados por la flexión, hay una tasa de disipación, de energía más pronunciada en cada ciclo, la cual es casi constante hasta la falla. Una caída en la pendiente de disipación es una manifestación de degradación por cortante.

Alta ductilidad de desplazamiento implicaría alta disipación de energía. Sin embargo, no es aconsejable considerar el efecto de deformaciones por cortante, en los cálculos de ductilidad de desplazamiento, ya que muy poca energía es disipada por el mecanismo de deformaciones por cortante.

La disipación de energía acumulada total depende del régimen de cargas impuesto y no puede ser usada como una media comparativa para el desarrollo impuesto. Para diseño sismo-resistente basado en consideraciones de energía, la tasa de entrada de energía es el parámetro importante. La falla ocurrirá cuando la tasa de entrada de energía sea mayor que la tasa de energía que pueda disipar la estructura. Por esto, el problema se relaciona tanto con la historia previa de carga como con el desplazamiento máximo que se puede sostener antes de la falla.

Pilakoutas y Elnashai concluyen que:

- Las estructuras que son diseñadas para soportar fuerzas extremas inelásticamente deben ser analizadas con base en una rigidez de sección agrietada, tomando en cuenta consideraciones de ductilidad.
- El efecto del refuerzo de confinamiento en la ductilidad es más notable que en la capacidad a momento.
- Por descomposición de la deformación lateral total en sus componentes de flexión y de cortante, puede demostrarse que la mayoría de disipación de energía es debida a la flexión. Aunque las deformaciones por cortante son una proporción de la deformación total, pueden ser no consideradas para la contribución de la disipación de energía.

- Un temprano deterioro por cortante tiene efectos adversos en la resistencia, ductilidad y disipación de energía de los muros a cortante y debe evitarse proporcionando un adecuado refuerzo a cortante.
- La localización del refuerzo a cortante y el detallado son críticos para el mejoramiento de la capacidad a cortante de la sección, pero su resistencia no siempre es predicha correctamente por los códigos de diseño.
- El alargamiento longitudinal neto debido a cargas cíclicas es esperado en elementos reforzados a flexión no sujetos a cargas axiales importantes. La mayor parte del alargamiento ocurre en la parte baja del muro, donde los momentos exceden la capacidad a fluencia.

1.1.2 Muros de cortante de mampostería confinada

En México, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) desarrolla desde 1990 un programa sobre seguridad sísmica de la vivienda económica. Los objetivos del proyecto son:

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 es una investigación experimental que incluye el ensaye de sistemas estructurales a escala natural para determinar las características del comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería confinada, que constituye la solución más común en la actualidad, y para evaluar la eficiencia de algunas modificaciones a la práctica actual. El programa incluye también estudios de propiedades mecánicas de los materiales de construcción y estudios analíticos sobre el comportamiento sísmico de la mampostería.

Durante los últimos doce años se han desarrollado los siguientes proyectos experimentales en este centro (ver CENAPRED, 1994):

1. Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos grados de acoplamiento a flexión (Sánchez, Flores, en 1992).
2. Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal (Sánchez, Vázquez, Díaz, en 1995).
3. Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante carga lateral (Aguilar, Cano, en 1995).
4. Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería de dos niveles a escala natural (Ruiz, Zepeda, en 1994).

Sánchez y otros (1992) estudiaron el comportamiento ante cargas laterales de sistema de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal. Construyeron dos sistemas de muros a escala natural, usando dos tipos de refuerzo horizontal: en un modelo se empleó escalerilla de alambre estirado en frío calibre 10 con esfuerzo nominal de fluencia de 500 MPa (5 000 kg/cm²) con lo cual se proporcionó una cuantía de refuerzo horizontal $p_h = 0.102\%$. En el otro modelo se usaron alambres corrugados de diámetro 5/32 pulg con esfuerzo nominal de fluencia de 600 MPa (6 000 kg/cm²), con los cuales se proporcionó una cuantía

horizontal $p_h = 0.091\%$. Los especímenes tenían una longitud de 5 m y una altura de 2.5 m, y estaban formados por dos muros de 1.6 m y 2.4 m de longitud, con un sistema dala-losa continuo sobre los muros. El confinamiento consistió en castillos de sección 125×150 mm y dalas de sección 125×250 mm, con espesor de muros de 125 mm.

Del comportamiento observado, Sánchez concluyó que:

1. Las escalerillas de refuerzo horizontal no mejoraron sustancialmente el comportamiento de la estructura. La falla estuvo dominada por deformaciones de corte y fue activada por la fractura de los alambres. Debe evitarse el uso de este tipo de refuerzo para incrementar la resistencia de muros que estarán sujetos a cargas laterales significativas.
2. Los alambres corrugados de refuerzo horizontal mejoraron el comportamiento del muro. Se logró una distribución más uniforme del daño en los muros. La resistencia fue 69% superior a la del modelo sin refuerzo horizontal.
3. En el modelo reforzado con alambres corrugados, las cargas laterales máximas fueron superiores a las resistencias teóricas, aún a grandes distorsiones. Recomiendan la realización de estudios complementarios para evaluar si puede aumentarse el factor de incremento de resistencia (1.25) en muros de mampostería reforzados.
4. Aunque la resistencia del modelo con alambres corrugados aumentó con respecto a la estructura de control sin refuerzo, la capacidad de deformación no se incrementó. Por tanto este tipo de refuerzo puede usarse si la distorsión máxima a la que estará sujeta la estructura es de 0.005.
5. La cantidad y tipo de refuerzo horizontal no afectaron la rigidez inicial de los modelos.
6. Los especímenes con refuerzo horizontal disiparon mayor cantidad de energía que la estructura de control.

Ruiz (1995) reparó y reforzó una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural, mediante malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero. Es de notar que tanto la normatividad mexicana como las investigaciones previas no proporcionaban lineamientos para el análisis y diseño de estructuras sometidas a un proceso de rehabilitación empleando esta técnica. En la resistencia a cortante lateral consideraron la contribución de la malla de alambre soldado con un criterio semejante al empleado para el refuerzo transversal en elementos de concreto y adoptando un factor de eficiencia $\eta = 0.67$ para los alambres horizontales de la malla.

Con base en sus resultados indican que la rehabilitación de estructuras de mampostería mediante malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero representa una opción técnicamente adecuada. Con esta técnica se logró recuperar el 67% de la rigidez inicial y se alcanzó una resistencia 1.65 veces la medida en la estructura original, con un patrón de agrietamiento distribuido en forma uniforme. Utilizaron 9 clavos comunes /m² con corcholatas como anclaje de la malla y comentan al respecto que su eficiencia disminuyó al desconcharse el aplanado a una distorsión de 0.42%, debido a la poca adherencia con la mampostería. También mencionan que el factor de eficiencia “ η ” de la malla de alambre soldado es similar al propuesto (0.62%).

En 1995 Aguilar investigó los efectos del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales, como una etapa más dentro del programa experimental que se lleva a cabo en el CENAPRED (ver Aguilar, 1997). Ensayó cuatro muros individuales de 2.5×2.5 m y espesor de 125 mm, con distintas cuantías de refuerzo horizontal. El confinamiento de los muros se hizo con castillos de sección 125×150 mm y dalas de sección 125×250 mm. En uno de los modelos no se colocó ningún refuerzo horizontal y en los otros tres utilizaron sendas cuantías de 0.071%, 0.19% (alambres corrugados de alta resistencia, laminados en frío) y 0.211% (barras comunes de diámetro = 3/8 pulg).

Los modelos estuvieron sujetos a cargas cíclicas laterales y a cargas gravitacionales representativas de muros de la planta baja de un edificio de cuatro o cinco niveles (0.5 MPa o 5 kg/cm²).

Aguilar concluyó que la presencia de refuerzo horizontal produce una distribución más uniforme del daño y aumenta significativamente la capacidad de deformación y la resistencia a cargas laterales. También indican que los valores del cortante de agrietamiento y la distorsión correspondiente son similares en todos los casos. Señalan además que el refuerzo horizontal no modifica la rigidez inicial y que la penetración de grietas diagonales en los castillos se ve limitada por la colocación de estribos menos espaciados en los extremos.

El modelo que no fue reforzado horizontalmente servirá como patrón para comparar los resultados obtenidos durante los ensayos del presente proyecto y su comportamiento se comentará ampliamente en el capítulo 2.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO

El estudio que aquí se presenta es un nuevo proyecto experimental que complementa otros de características similares desarrollados en el CENAPRED, con el patrocinio de INFONAVIT, dentro del programa general establecido desde 1990 sobre seguridad sísmica de la vivienda económica. Con él se pretende establecer recomendaciones para mejorar aspectos técnicos, constructivos y económicos de la vivienda de interés social en México.

Con este propósito se decidió construir, ensayar y analizar cuatro modelos de muros a escala natural, representativos de los muros de la planta baja de un edificio de interés social de cinco niveles. Tres muros serían de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado y el otro de concreto reforzado. Los muros se sometieron a diferentes niveles de carga lateral alternada.

La variable más importante considerada fue el refuerzo de los especímenes de mampostería con distintas cuantías de malla y de refuerzo en los castillos, con variantes en el sistema de anclaje de las mismas. El aplanado tuvo un espesor similar en todos los modelos se determinó construir los especímenes con sendas cuantías equivalentes a una, dos y tres veces la cuantía mínima permitida por el RDF vigente.

Los objetivos del proyecto son:

- Estudiar la influencia del refuerzo con malla de alambre soldado en muros de mampostería sometidos a cargas laterales.
- Estudiar el mecanismo resistente a carga lateral.
- Evaluar los sistemas de anclaje empleados para colocar la malla en cada cara de los muros.
- Comparar el comportamiento de los muros de mampostería reforzados con malla de alambre soldado con un muro de control de concreto reforzado con cuantía mínima. Se usa como variable la cuantía de las mallas de alambre y el refuerzo principal en los castillos.
- Valorar los costos de los muros de mampostería con malla de alambre soldado frente al costo del muro de concreto reforzado y de mampostería con y sin refuerzo horizontal.

1.3 ORGANIZACIÓN GENERAL DEL TRABAJO

El trabajo está organizado en seis capítulos. En el capítulo 1 se hace un recuento de los antecedentes sobre el tema, indicando algunos estudios experimentales hechos a nivel mundial para muros de cortante de concreto reforzado y de mampostería confinada. También se señalan los objetivos y alcance del proyecto y se indica la organización general del trabajo. En el capítulo 2 se hace una descripción completa de cada uno de los modelos, de su construcción e instrumentación, y del dispositivo de carga empleado para los ensayos, de la

historia de cargas aplicadas y de la manera como se registraron los datos generados durante la prueba. En el capítulo 3 se presenta el comportamiento general de cada modelo. Se definen algunas características de la respuesta y se muestran las envolventes de respuesta para cada uno de ellos. En el capítulo 4 se desarrolla un análisis de los registros obtenidos por los deformímetros en cada uno de los muros ensayados, evaluando así el comportamiento interno del refuerzo colocado, tanto a flexión como a cortante. En el capítulo 5 se analizan y discuten los resultados experimentales observados en cada modelo, estudiando sus características de rigidez, energía disipada, amortiguamiento viscoso equivalente y componentes de la disipación de energía. Asimismo se evalúa su resistencia a carga lateral, su ductilidad de desplazamiento y la eficiencia del refuerzo horizontal. En este capítulo se destacan algunos aspectos constructivos. Por último, en el capítulo 6 se presenta un resumen del proyecto, y se establecen las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 2

PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

Se construyeron cuatro modelos de 2.5 m de largo por 2.5 m de altura, desplantados sobre vigas de cimentación de concreto armado de 0.8×3.1 m y 0.3 m de peralte. Tres de los modelos fueron de mampostería confinada con castillos de 200×125 mm y un sistema dala-losa en la parte superior. Tres muros fueron reforzados por ambas caras con mallas de alambres de acero, recubiertas con mortero tipo I de espesor 25 mm. Por facilidad nemotécnica fueron denominados M-072, M-147 y M-211, de acuerdo con la cuantía de refuerzo horizontal colocada en ellos. El otro modelo, denominado M-250, consistió en un muro de concreto reforzado de 100 mm de espesor (el espesor promedio real fue de 105 mm), con una losa superior. En todos los casos la losa fue de 100 mm de peralte y 0.8 m de ancho. La geometría, dimensiones y características de los modelos se ilustran en las figuras 2.1 y 2.2.

El diseño de los especímenes se hizo de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (DDF, 1993). En la Tabla 2.1 se presenta un resumen del refuerzo de cada uno de ellos.

Para los muros de mampostería se usó tabique rojo recocido de arcilla, proveniente de Chalco, cuyas dimensiones aproximadas fueron de 60×125×240 mm. Para la pega se usó mortero 1:4 (cemento:arena, en volumen), con una resistencia media a compresión de 10 MPa (100 kg/cm²). La mampostería tuvo una resistencia media a compresión de 5.24 MPa (53.4 kg/cm²) y de 0.69 MPa (7 kg/cm²) a cortante.

El acero utilizado en el armado longitudinal de castillos, dala-losa y muro de concreto fue de grado 42 ($f_y = 412$ MPa, 4200 kg/cm²). El refuerzo horizontal de los tres muros de mampostería fue dado con malla de alambre soldado con cuantías horizontales de 0.072%, 0.147% y 0.211 %, respectivamente. Las anteriores cuantías se calcularon tomando en cuenta el espesor del muro más aplanado (ver apéndice B); o bien de 0.097, 0.196 y 0.332%, respectivamente, si se calcula sólo con el espesor del muro (los nombres M-072, M-147 y M-211, se mantendrán a lo largo de este trabajo, sin embargo, en las nuevas NTM de 2004 se adopta el refuerzo con malla y mortero pero sin tomar el espesor del mortero en el cálculo de la cuantía). El esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla fue de 500 MPa (5 000 kg/cm²). El muro de concreto fue reforzado con cuantía mínima de 0.25% con barras grado 42.

2.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

Los modelos fueron desplantados sobre sendas vigas de cimentación de concreto reforzado existentes, las cuales ya habían sido utilizadas en un proyecto anterior, dentro del programa experimental que se ha desarrollado en el CENAPRED.

Los tres muros de mampostería confinada fueron construidos con un solo tipo de tabique, proveniente del mismo lote de fabricación y fueron levantados en forma continua hasta el nivel inferior de dala, dentando los extremos de unión con los castillos. Luego se colocó el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos, anclando las barras verticales dentro de la viga de cimentación en una longitud de 20 cm, con el empleo de una resina epóxica especial. Antes del colado de los castillos se procedió a dejar instrumentadas las barras de refuerzo que habían sido seleccionadas. Los castillos de todos los muros de mampostería se colocaron en una sola etapa, con mezcla proveniente de una sola revoltura que fue suministrada por una mezcladora de la ciudad, con una resistencia especificada de 25 MPa (250 kg/cm²), tamaño máximo del agregado grueso de 12.7 mm (½ pulg) revenimiento de 160 mm y adicionado con retardante de fraguado. Para el curado del concreto se utilizó Curafester. Posteriormente se colocó el refuerzo de la dala y la parrilla de la losa y se procedió a su colado, con un concreto elaborado a mano en

el laboratorio, cuyo revenimiento fue de 160 mm, para una resistencia especificada de 25 MPa (250 kg/cm²) y tamaño de 10 mm (3/8 pulg). Con la misma mezcla se colaron en una sola etapa todas las dalas y losas de los especímenes.

Tabla 2.1 Características del refuerzo de los modelos

Modelo	Refuerzo de castillo		Refuerzo de dalas		Refuerzo de losa		Refuerzo de muros
	Long	Transv	Long	Transv	Long	Transv	
M-072	4 No. 5	10 estribos No. 2 @ 7 cm en los extremos y 4 estribos No. 2 @ 20 cm en el centro	4 No. 4	6 estribos No. 2 @ 10 cm en los extremos y 6 estribos No. 2 @ 20 cm en el centro	5 No. 4 @ 20 cm	13 No. 3 @ 20 cm	Malla 6x6-10/10 ph = pv = 0.072%
M-147	4 No. 6	igual a M-072	igual a M-072	igual a M-072	igual a M-072	igual a M-072	Malla 6x6-6/6 ph = pv = 0.147%
M-211	6 No. 6	igual a M-072	igual a M-072	igual a M-072	igual a M-072	igual a M-072	Malla 6x6-¼ / ¼ ph = pv = 0.211%
M-250		Vertical 6 No. 6 en los extremos. Estribos No. 3 @ 20 cm.			igual a M-072	igual a M-072	Horizontal: 9 No. 3 @ 30 cm. Vertical: 6 No. 3 @ 30 cm. ph = pv = 0.250%

NOTAS:

- M-072: Muro de mampostería con cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.072%
- M-147: Muro de mampostería con cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.147%
- M-211: Muro de mampostería con cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.211%
- M-250: Muro de concreto con cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.250%
- Malla 6x6 / 10 – 10 indica espaciamiento de 6 pulgadas entre alambres de calibre 10 ($\phi=3.43$ mm)
- Malla 6x6 / 6-6 indica espaciamiento de 6 pulgadas entre alambres de calibre 6 ($\phi=4.88$ mm)
- Malla 6x6 / ¼ - ¼ indica espaciamiento de 6 pulgadas, entre alambres de diámetro 1/4 de pulgada ($\phi=6.35$ mm).

Después de retirar la cimbra utilizada para la construcción de las losas, se continuó con la colocación de la malla de alambre soldado en ambas caras de los muros. En el modelo M-072 se colocó malla 6x6-10/10 (ϕ alambre = 3.43 mm), en el M-147 malla 6x6-6/6 (ϕ alambre = 4.88 mm), y en el M-211 malla 6x6-¼ / ¼ (ϕ alambre = 6.35 mm) siendo adosada completamente contra la mampostería en todos los casos. En los dos primeros la malla fue anclada con clavos comunes para madera de 63 mm (2½ pulg) sin corcholatas, doblados sobre los puntos de soldadura a cada 300 mm en una cara y a cada 450 mm en la otra, en la forma cuatrapeada. En el tercer muro el anclaje se hizo con fijadores Hilti de 51 mm de longitud, colocados con pistola de impacto en forma cuatrapeada cada 450 mm, por ambas caras. En el muro M-072 la malla dio la vuelta al castillo Este de manera continua; en el otro castillo no se usó este detalle. En el modelo M-147 se proporcionó confinamiento adicional en ambos castillos, traslapando un segmento de malla 6x6-10/10 con la malla 6x6-6/6, sobre una franja de 500 mm de ancho en cada cara. En el muro M-211 se utilizó el mismo procedimiento de confinamiento, pero únicamente en el castillo Este.

Una vez colocada la malla en cada muro se procedió a instrumentarla en los sitios previamente definidos (ver sección 2.3), con deformímetros eléctricos de 2 mm de longitud en los modelos M-072 y M-147, y de 5 mm en el muro M-211

Finalmente, estos modelos fueron aplanados por ambas caras, proporcionando un recubrimiento de 25 mm (una pulgada) con un mortero 1:4 (cemento:arena) dosificado por volumen, con agua en cantidad necesaria para lograr la trabajabilidad adecuada. Previamente los muros habían sido saturados. Las caras de los modelos M-072 y

M-211 fueron aplanadas en una sola etapa, pero con tres días de diferencia entre ellas. El muro M-147 fue aplanado simultáneamente por ambas caras. A los cinco días de terminado el recubrimiento de cada espécimen se dio un acabado con pintura vinílica blanca.

MURO DE CONCRETO M - 250
Dimensiones: 2.50 X 2.50 X 0.10

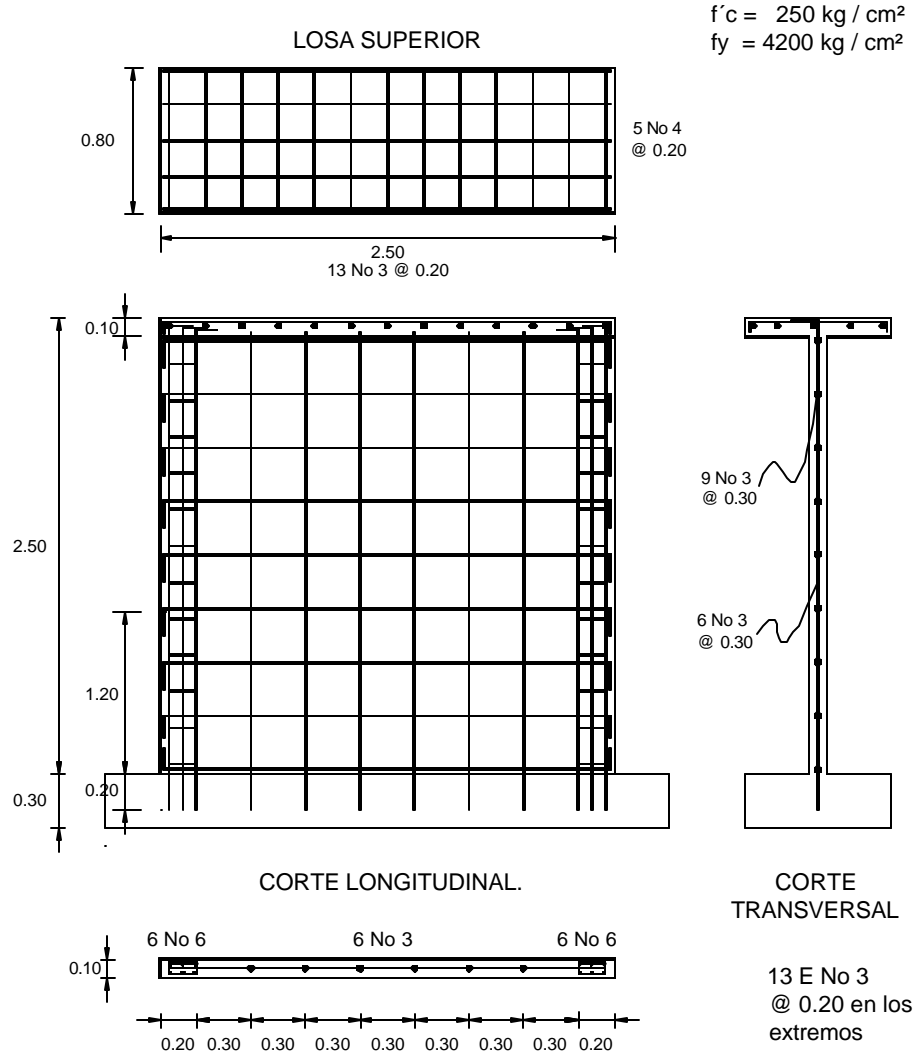


Figura 2.1 Dimensiones y refuerzo del modelo M-250

El muro de concreto (M-250) fue armado anclando su refuerzo vertical dentro de la viga de cimentación en una longitud de 200 mm para las barras extremas del No. 6 (19 mm de diámetro) y de 150 mm para las barras de refuerzo interior (No. 3 = 9.5 mm), con el empleo de la misma resina epóxica utilizada en los muros de mampostería. Luego se instrumentaron las barras en los sitios predeterminados. Su colado se hizo en una sola etapa hasta el nivel inferior de losa, con el mismo concreto utilizado en los castillos de los muros de mampostería. Su losa también fue construida de la misma manera y con el mismo concreto de esos muros. Durante su fraguado el muro fue protegido completamente con Curafester y finalmente se pintó con pintura vinílica blanca.

MUROS DE MAMPOSTERIA
 MODELOS M - 072, M - 147 y M - 211
 Dimensiones: 2.50 x 2.50 x 0.12 (Unidades en metros)

Refuerzo de los muros:

MODELO M - 072: Malla electrosoldada 6 x 6 / 10 - 10 Ph = 0.072%

MODELO M - 147: Malla electrosoldada 6 x 6 / 6 - 6 Ph = 0.147%

MODELO M - 211: Malla electrosoldada 6 x 6 / 1/4 - 1/4 Ph = 0.211%

NOTAS:

1. La malla se coloca en ambas caras y se recubre con un mortero de aplanado dosificado por volúmen en relación 1:4
2. El refuerzo de la losa superior es similar a la del muro de concreto
3. En castillos, dalas y losas el concreto es de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y el refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

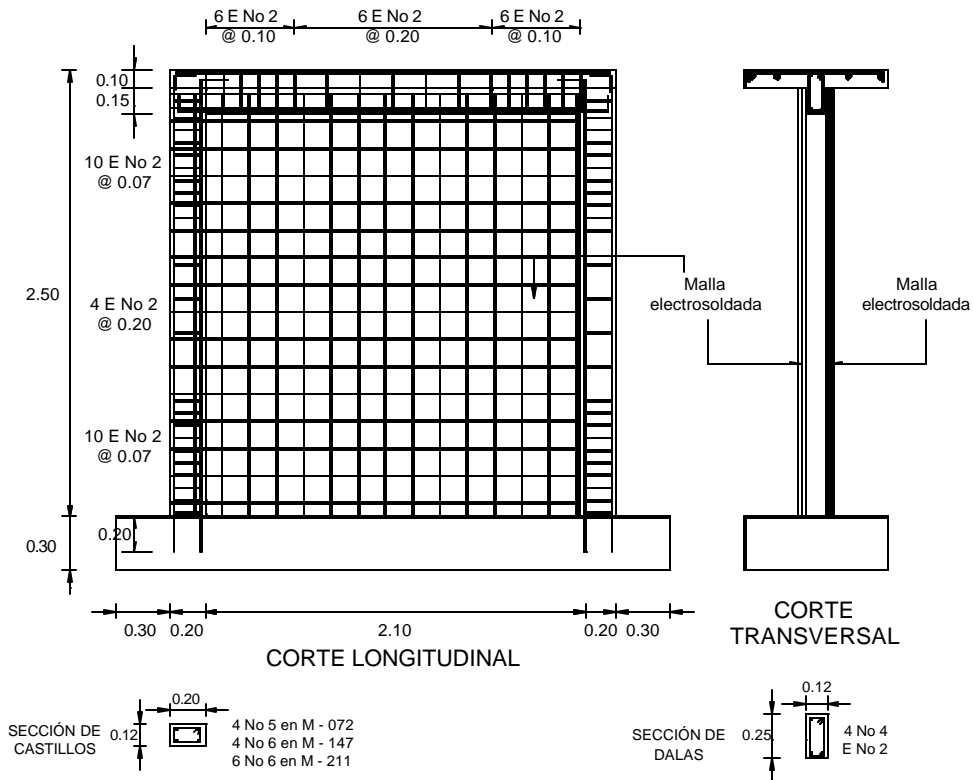


Figura 2.2 Dimensiones y refuerzo de los modelos M-072, M-147 y M-211

2.3 INSTRUMENTACIÓN DE LOS MODELOS

Los modelos fueron instrumentados con transductores de desplazamiento, de carga y de deformación. Su respuesta ante las cargas aplicadas se registró con base en la información proporcionada por instrumentación interna y externa que se colocó en cada uno de ellos, en los sitios que se consideraron más adecuados. Para cada uno de los modelos el total de registros fueron los que se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Número de canales instrumentados por modelo

Tipo de Instrumentación	M-250	M-072	M-147	M-211
Externa	20	20	20	20
Interna	43	83	102	53

En las figuras 2.3 a 2.6 se muestran los diagramas de ubicación de la instrumentación interna y externa de los especímenes:

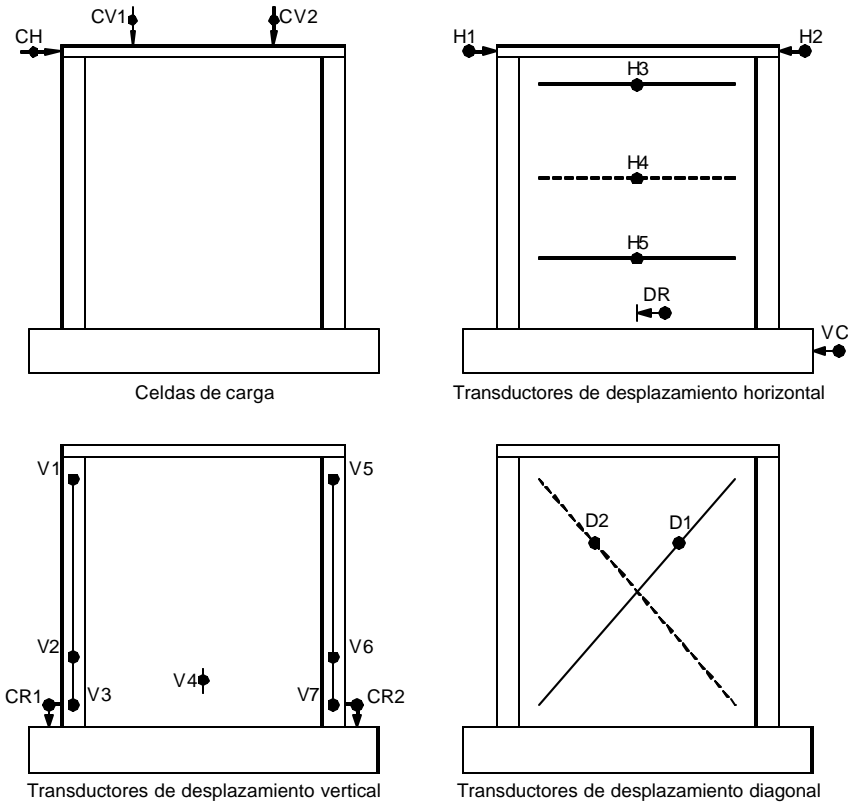


Figura 2.3 Instrumentación externa de los modelos

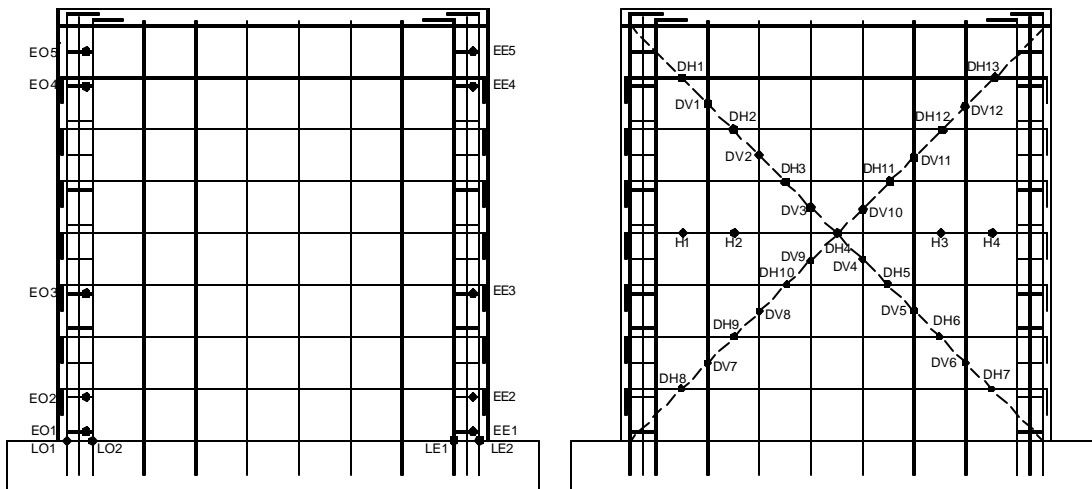


Figura 2.4 Modelo M-250: a) Instrumentación en el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos; b) Instrumentación interna en el refuerzo horizontal y vertical

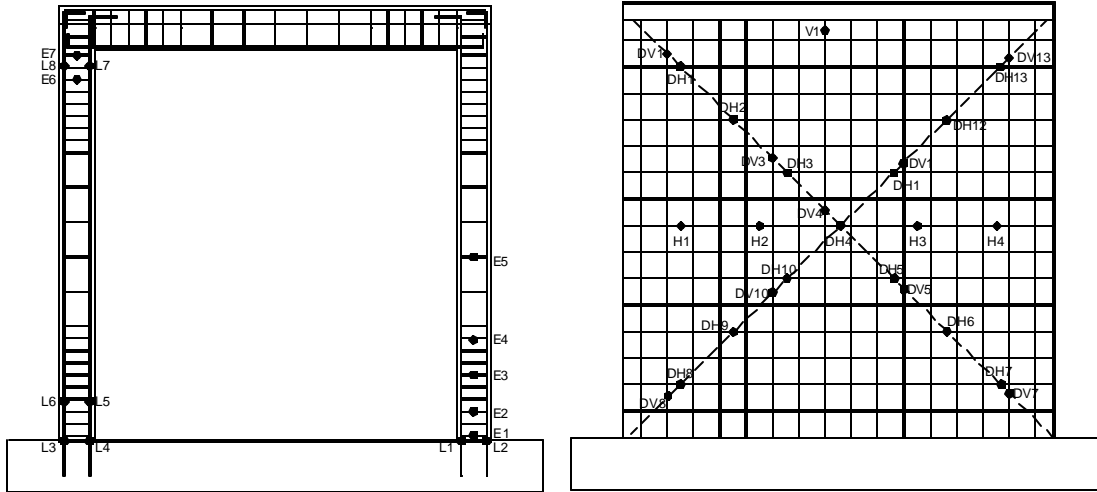


Figura 2.5 a) Modelos M-072, M-147 y M-211: Instrumentación en el refuerzo longitudinal y transversal de los castillos; b) Muros M-072 y M-211: Instrumentación interna sobre la malla de alambre soldado de refuerzo

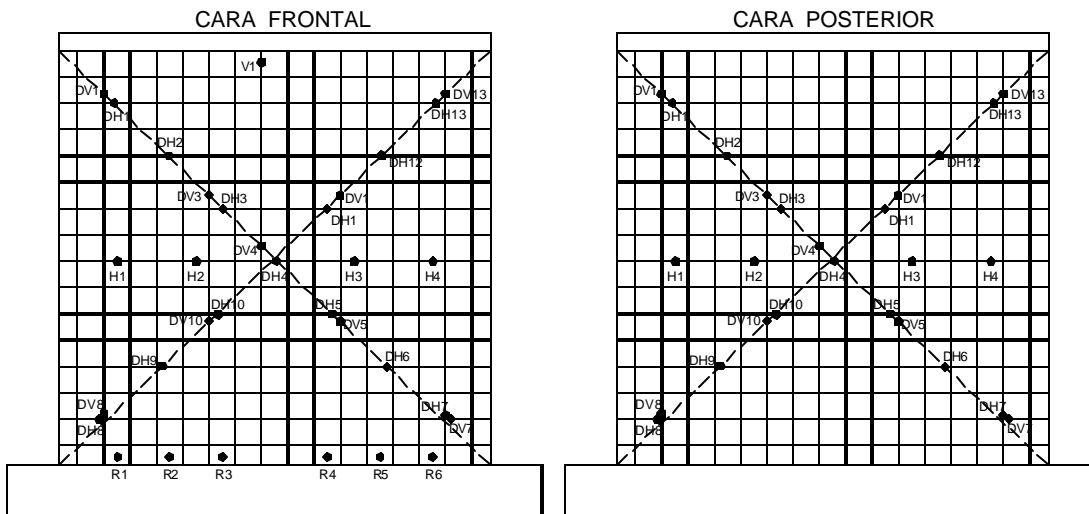


Figura 2.6 a) Muro M-147: Instrumentación interna sobre la malla de alambre soldado; b) Muros M-072 y M-147: Instrumentación interna sobre la malla de alambre soldado

2.3.1 Instrumentación externa

La disposición de esta instrumentación se puede observar en la figura 2.3.

Todos los modelos fueron instrumentados externamente con transductores de carga y de desplazamiento, con el propósito de obtener información sobre los siguientes parámetros de interés:

- Carga aplicada en los gatos.
- Deformación horizontal del muro a diferentes niveles (0.6, 1.2 y 2.2 m de altura). Esta información permite determinar la distorsión, la curva histerética, el abombamiento del muro y el desplazamiento relativo.

- Desplazamiento vertical del muro (transductores colocados a 0.2 m de altura en la cara lateral de cada castillo y sobre el eje vertical del muro en una de las caras principales). Con estos datos se define la rotación del muro y de los castillos.
- Desplazamiento diagonal. Con estos registros se define la deformación por cortante y la correspondiente distorsión angular.
- Posible corrimiento de la viga de cimentación.

2.3.2 Instrumentación interna

En todos los muros se colocaron deformímetros de 2 y 5 mm de longitud para obtener registros de las deformaciones durante la prueba, en el refuerzo longitudinal y transversal de castillos y en el refuerzo horizontal y vertical en el alma. De esta manera se pudo identificar en cada paso las barras o alambres que estaban en el intervalo elástico o que habían plastificado.

Esta información es recibida en la computadora en microvoltios (μV) y, con base en los coeficientes de los deformímetros eléctricos utilizados, se procesa luego en unidades de deformación unitaria (mm/mm), desplazamiento (mm) o carga (t_f). El análisis de la deformación de una barra indicará su estado de esfuerzos, para lo cual se debe tomar en cuenta la historia de deformaciones y los efectos de cargas cíclicas alternadas. Simplificadamente, se puede inferir que una barra o alambre ha pasado el punto de fluencia cuando el valor registrado por el deformímetro correspondiente es superior a la deformación de fluencia $\epsilon_y = f_y / E_s$. Para los aceros usados aquí dichos valores nominales fueron 0.002 y 0.0028. Las condiciones reales dependerán de los valores de f_y determinados por las pruebas de resistencia a la tensión del acero de refuerzo y de la malla de alambre soldado.

Los deformímetros de 2 mm se emplearon en barras o alambres de calibre inferior a 9.5 mm (3/8 pulg) y los deformímetros de 5 mm fueron usados en barras diámetro mayor o igual a 12.7 mm (1/2 pulg).

La ubicación de los deformímetros en los muros se hizo de acuerdo con los siguientes criterios:

En castillos se consideró necesario conocer el comportamiento de refuerzo longitudinal y transversal en la base, a un peralte y en el nivel superior. Considerando que el comportamiento del muro debe ser simétrico ante las cargas aplicadas, estos deformímetros no se repitieron en los dos castillos.

De acuerdo con la falla por cortante que debiera ocurrir en los muros, se decidió hacer un seguimiento de las deformaciones en los alambres horizontal y vertical de la malla, colocando deformímetros cada dos alambres en los sitios que fueran atravesados por las diagonales. Además se pusieron cinco deformímetros en el alambre que se hizo coincidir con el eje horizontal del muro.

Con el fin de evaluar la eficiencia de anclaje y su influencia en el comportamiento de las mallas, se determinó colocar distinta densidad de clavos comunes de 63 mm (2 1/2 pulg) en las caras principales de los muros M-072 y M-147. Por esta razón se dispuso igual instrumentación interna por ambas caras de estos modelos.

Para el muro de concreto se estimó necesario conocer el comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal en ambos extremos. En el alma del muro se hizo seguimiento de las deformaciones del refuerzo horizontal y vertical en los puntos de intersección de cada una de las barras con las diagonales. Además se distribuyeron cinco deformímetros en la barra horizontal que se hizo coincidir con el eje horizontal del muro.

Adicionalmente para el muro M-147 se colocaron en forma simétrica seis deformímetros (rosetas) en las caras laterales de tabique de la primera hilada, con el fin de estudiar la distribución de deformaciones por flexión y de ampliar información sobre puntales de compresión.

En la figura 2.7 muestra un aspecto de la construcción de los muros y en la figura 2.8 se aprecia un detalle de la instrumentación interna y del anclaje de la malla con clavos comunes, colocados en forma cuatrapeada en un muro de mampostería.

2.4 DISPOSITIVO DE CARGA

En la figura 2.9 se presenta un esquema del dispositivo de carga que se empleó para el ensaye de los modelos.

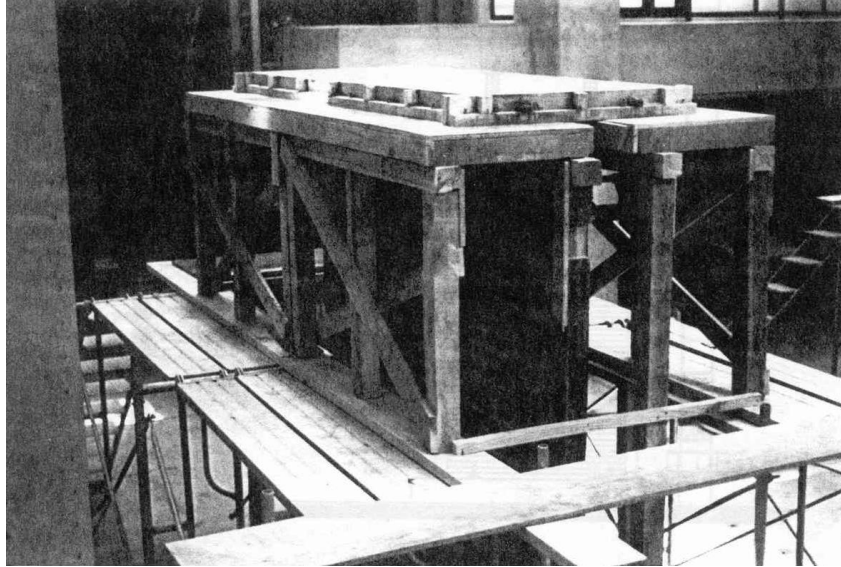


Figura 2.7 Detalle de la construcción de un muro de mampostería

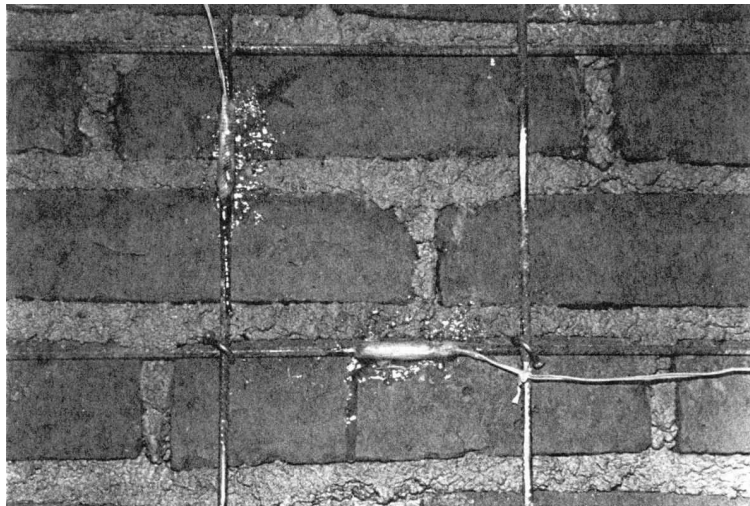


Figura 2.8 Detalle de la instrumentación interna y del anclaje de la malla en un muro de mampostería

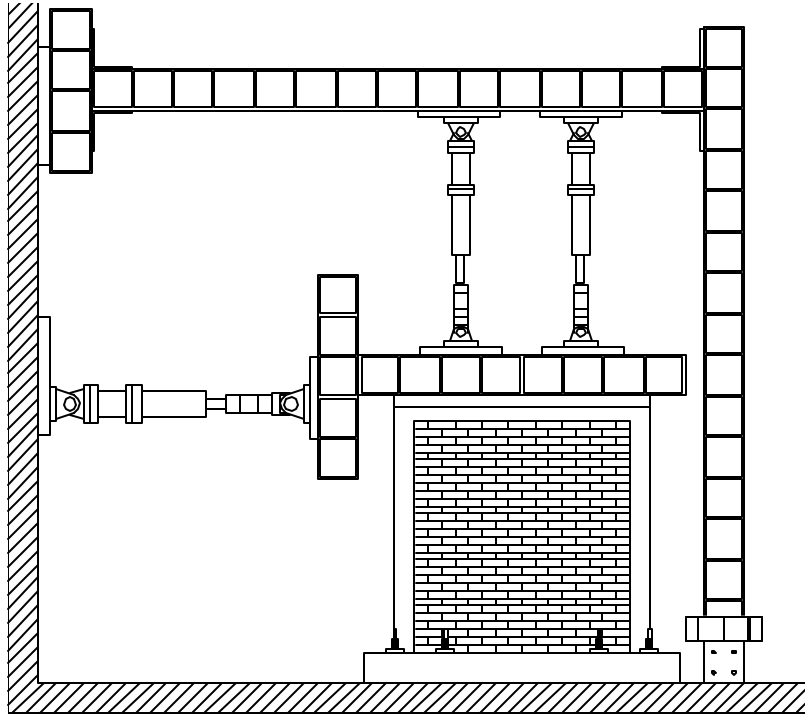


Figura 2.9 Marco de carga

Los modelos fueron fijados en su base sujetando las vigas de cimentación a la losa de reacción mediante barras de acero de alta resistencia de 2 m y de 32 mm de diámetro (1¼ pulg), postensadas a 250 kN (25 t) en forma alterna.

La carga vertical se aplicó con dos gatos hidráulicos de doble acción, con capacidad para 500 kN (50 t) cada uno. La carga lateral se aplicó con un gato de 1000 kN (100 t) de capacidad de doble acción. Estos gatos se controlaron con bombas eléctricas, actuando en forma directa sobre una trabe de acero, de 26 kN (2.6 t) de peso, mediante la cual se transmitieron los esfuerzos verticales y horizontales al muro. La carga lateral cíclica fue transmitida a los especímenes por la viga metálica a través de ocho tornillos de 32×250 mm. embebidos en al losa.

2.5 HISTORIA DE CARGA

La historia de carga se siguió en las pruebas se dividió en dos partes. La primera fue controlada por carga hasta alcanzar la carga de agrietamiento (su valor se determinó como se indica en el Apéndice B) dando incrementos de carga. Luego se continuó el control por desplazamiento del modelo, para distorsiones predefinidas hasta llegar a la falla del espécimen. El parámetro distorsión es definido en la sección 3.1.1.

A todos los modelos se aplicó una carga vertical de 130 kN (13 t) a través de dos gatos hidráulicos localizados en los tercios de la longitud del muro, y sin presencia de cargas laterales.

Esta carga corresponde a un esfuerzo de 0.5 MPa (5 kg/cm²), que representa las acciones verticales sobre muros de la planta baja de un edificio de interés social típico de cuatro o cinco niveles.

La carga vertical de diseño permaneció constante sobre el muro durante el ensaye. A continuación se comenzó a aplicar carga lateral a la altura del nivel superior de la losa, mediante un gato hidráulico de accionamiento horizontal sobre la viga metálica de carga.

La carga lateral se aplicó estáticamente mediante ciclos alternados en sentidos opuestos. Un semiciclo es positivo cuando el gato empuja (el émbolo sale) y negativo cuando jala (el émbolo entra). En los esquemas de los muros en las figuras de este trabajo la dirección positiva será hacia la derecha. En general se hicieron dos ciclos para cada nivel de carga o de distorsión con el fin de observar la estabilidad en el comportamiento histerético. La primera etapa refleja un estado elástico del modelo, mientras que la segunda representa la respuesta inelástica de los materiales.

La secuencia de aplicación de la carga lateral y distorsión durante los ensayos se presenta en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Historia de carga lateral aplicada en los ensayos

	Ciclo	Carga (t)	Distorsión (%)
por carga	1	3	—
	2	5	—
	3	10	—
	4	10	—
	5	20	—
	6	20	—
por desplazamiento	7	—	0.10
	8	—	0.10
	9	—	0.20
	10	—	0.20
	11	—	0.40
	12	—	0.40
	13	—	0.60
	14	—	0.60
	15	—	0.80
	16	—	0.80
	17	—	1.00
	18	—	1.00
	19	—	1.20
	20	—	1.20
	21	—	1.50
	22	—	1.50
	23	—	1.80
	24	—	1.80
	25	—	2.00

La historia de carga experimental más completa fue la del espécimen M-147 y se muestra en la figura 2.10. Los especímenes M-250, M-072 y M-211 llegaron a distorsiones de 0.4%, 1% y 0.8%, respectivamente.

El programa de cargas aplicado es severo para este tipo de estructuras. Distorsiones superiores al 1.0% son excesivas para muros de mampostería confinada. Sin embargo, permiten estudiar su desempeño ante niveles grandes de deformación, para entender mejor su mecanismo de resistencia y su degradación de rigidez y capacidad.

2.6 CAPTURA DE DATOS

La captura de datos se realizó a través de un equipo programable (TDS) y dos cajas de interruptores, controlados por una computadora personal, con la ayuda de un programa elaborado en Japón y adaptado para los propósitos de la investigación que periódicamente se lleva a cabo en el CENAPRED.

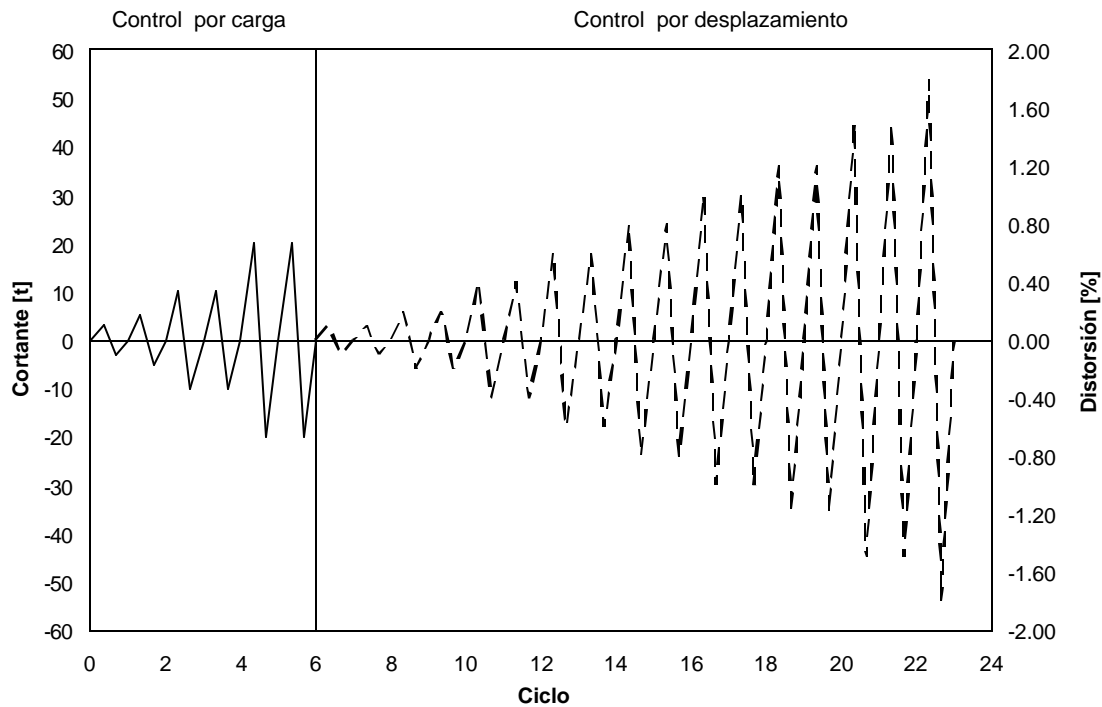


Figura 2.10 Historia de carga del modelo M-147

Se capturó información del desarrollo del ensayo en pasos intermedios hasta alcanzar los picos de cargas o de distorsión, y cuando se manifestó un cambio importante en el estado del muro como efecto de la carga lateral aplicada. Asimismo, se registró el patrón de agrietamiento a través de cada ciclo, dibujando las grietas observadas en las dos caras del muro. También se tomaron fotografías del estado de los modelos en los eventos relevantes y se filmó el desarrollo de cada uno de los ensayos.

Durante el desarrollo de las pruebas se registró la curva histerética cortante–distorsión, en un graficador digital conectado a la computadora y a la instrumentación externa asociada con la celda de carga horizontal y con el dispositivo de control de desplazamiento a nivel de losa.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS

3.1 DEFINICIÓN DE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE LA RESPUESTA

3.1.1 Distorsión

En este trabajo, se define a la distorsión, R , como el cociente entre el desplazamiento horizontal medido en la losa, y la altura de dicho punto con respecto a la viga de cimentación.

El modo de falla de los modelos depende del grado de contribución de las deformaciones por flexión y por cortante que se presentan en los muros bajo la acción de cargas laterales. No se considera la expansión del muro en su plano porque su contribución al desplazamiento horizontal (del diafragma) es pequeño (Aguilar, 1997). En la figura 3.1 se ilustra el concepto de la contribución a la deformación total de los especímenes.

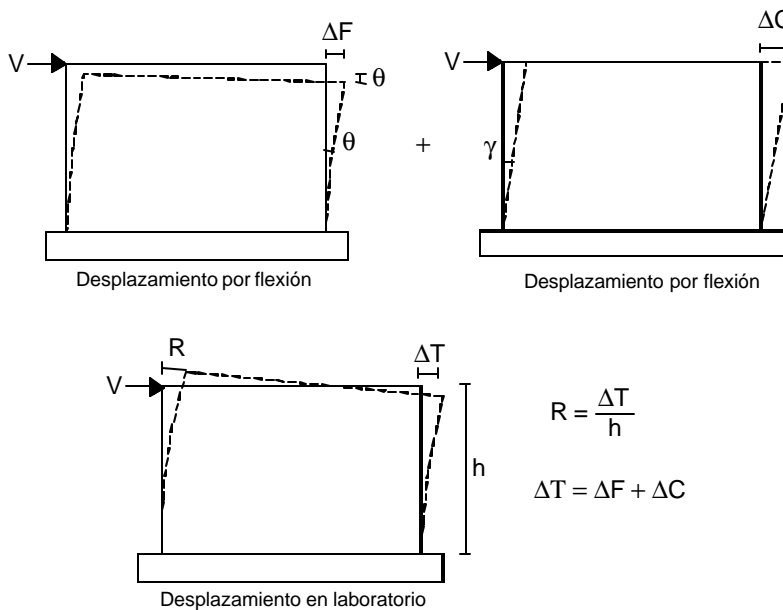


Figura 3.1 Contribuciones al desplazamiento total de los modelos

Las deformaciones por corte de cada uno de los especímenes fueron obtenidas con base en los registros de transductores de desplazamiento fijados a un sistema cilindro-pistón conformado por dos tubos de diferente diámetro, en la dirección de las diagonales, con apoyos de rótula.

De acuerdo a las hipótesis de resistencia de materiales (Gere y Timoshenko, 1986), la deformación angular γ es aquella debida a los esfuerzos cortantes que actúan sobre un elemento determinado del modelo y se define mediante la siguiente expresión para el caso general de prueba cíclica reversible

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \tag{3.1}$$

donde

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \delta_1 / L_1 \quad \text{y,} \\ \varepsilon_2 &= \delta_2 / L_2 \end{aligned} \tag{3.2}$$

- γ = deformación angular del tablero,
- ε_1 = deformación de la diagonal anterior (ver figura 3.3),
- ε_2 = deformación de la diagonal posterior,
- δ_1 = acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior
- δ_2 = acortamiento a alargamiento medido en la diagonal posterior,
- L_1 = longitud inicial de la diagonal anterior y
- L_2 = longitud inicial de la diagonal posterior

En la expresión anterior se esperaría que las deformaciones ε_1 y ε_2 tengan signos opuestos. Si se usa esta expresión para el ensaye monótono, tanto de un muro como de un murete, se suele tomar la expresión más directa

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \tag{3.3}$$

en donde no importa cual de los valores sea negativo, ya que se suman los valores absolutos.

En la deformación angular así calculada se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería. Para una carga lateral aplicada, mientras en una diagonal se registra un alargamiento, en la otra se presenta un acortamiento. Este concepto se ilustra en las figuras 3.2 y 3.3.

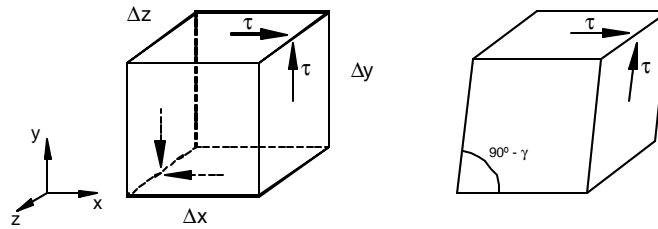


Figura 3.2 Deformación angular de un elemento

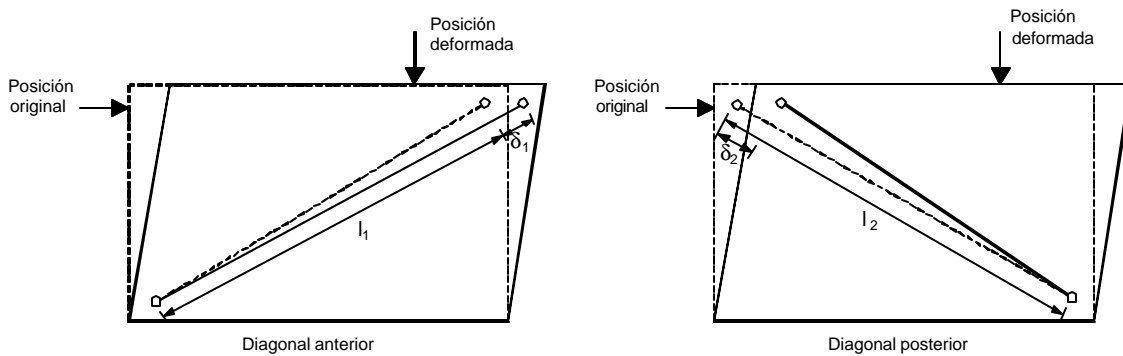


Figura 3.3 Deformación angular de los modelos

Otro enfoque moderno y más integral permite obtener algunas características de la respuesta de los modelos, como las deformaciones angulares, rotaciones y curvaturas, empleando un método desarrollado recientemente para la determinación de varios componentes de la deformación (Seible e Igarashi, 1991). La idea básica consiste en suponer modos de deformación lineal para un tablero individual y en descomponer la

deformación como una combinación de cinco modos posible, como se muestra en la figura 3.4. Los cinco valores de deformación pueden ser obtenidos a partir de los ocho desplazamientos nodales por medio de una matriz de transformación (fig 3.5)

$$\begin{bmatrix} \gamma \\ \Delta\theta_x \\ \Delta\theta_y \\ \Delta x \\ \Delta y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2H} & -\frac{1}{2D} & -\frac{1}{2H} & -\frac{1}{2D} & -\frac{1}{2H} & \frac{1}{2D} & \frac{1}{2H} & \frac{1}{2D} \\ \frac{1}{H} & 0 & -\frac{1}{H} & 0 & \frac{1}{H} & 0 & -\frac{1}{H} & 0 \\ 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} & 0 & -\frac{1}{D} & 0 & \frac{1}{D} \\ -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{3x} \\ u_{3y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

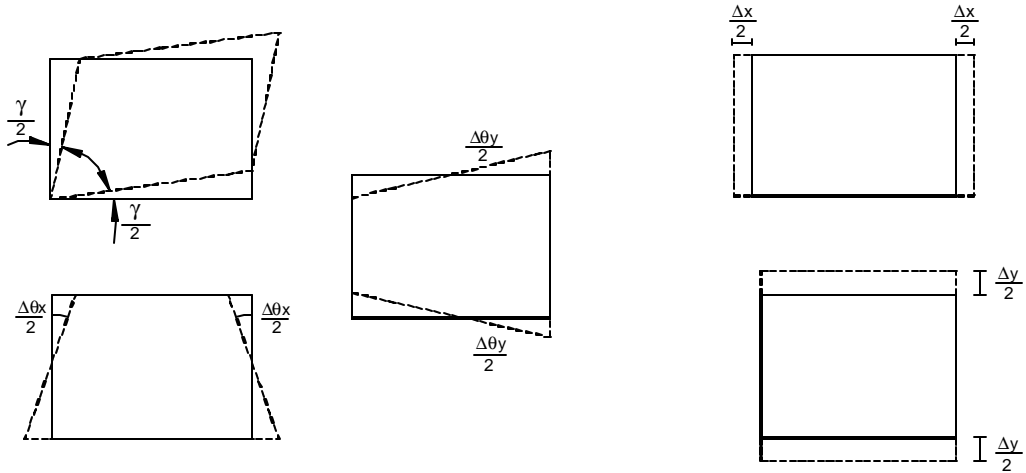


Figura 3.4 Modos de deformación lineal (Seible e Igarashi, 1991)

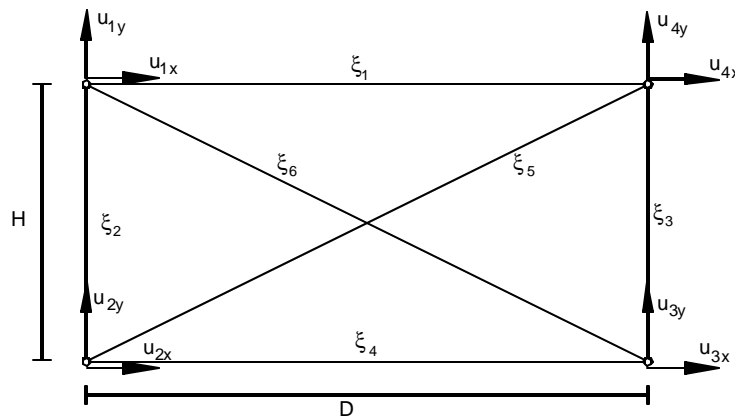


Figura 3.5 Desplazamientos nodales y desplazamientos relativos (Seible e Igarashi, 1991)

Dada la dificultad de medir en un ensaye de laboratorio los desplazamientos nodales, los desplazamientos en los nudos se obtienen a partir de los desplazamientos relativos definidos en la figura 3.4. La metodología general consiste en (Ruiz, 1995):

1. Expresar los desplazamientos relativos en términos de los desplazamientos nodales. Reconociendo que los desplazamientos relativos no pueden registrar información de traslación o rotación de cuerpo rígido, tres desplazamientos nodales pueden ser restringidos (u_{2x} , u_{2y} , u_{3y}) y, por tanto, igualados a cero. De esta manera, se obtiene la siguiente relación

$$\begin{bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_2 \\ \zeta_3 \\ \zeta_4 \\ \zeta_5 \\ \zeta_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2+H^2}} & 0 \\ -\frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} & \frac{H}{\sqrt{D^2+H^2}} & 0 & 0 & \frac{D}{\sqrt{D^2+H^2}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{4x} \\ u_{4y} \\ u_{3x} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

2. Resolver el sistema 3.5 para calcular los desplazamientos nodales. Así, los desplazamientos nodales se sustituyen en la ec. 3.4 para obtener los componentes de deformación.

Para facilitar el análisis del gran número de pasos de carga registrada durante el transcurso de las pruebas (el máximo fue de 620 en el modelo M-147), la metodología propuesta se programó para ser utilizada en computadora personal (Ruiz, 1995).

Las deformaciones angulares de los modelos se obtuvieron con la metodología propuesta por Seible e Igarashi (1991) y el criterio de resistencia de materiales. Hubo gran similitud de los valores obtenidos por ambos métodos.

Como se ha supuesto que la deformación del tablero está compuesta por efectos de cortante y de flexión, entonces se puede escribir

$$R = \gamma + \theta \quad (3.6)$$

donde

- R = distorsión medida,
- γ = deformación angular promedio, y
- θ = contribución de la flexión a la distorsión.

En las figuras 3.6 a 3.9 se pueden apreciar las curvas de distorsión angular para cortante de cada uno de los modelos. Sólo se indican las obtenidas por el método de Seible e Igarashi, considerando que no es necesario agregar las determinadas con el criterio de resistencia de materiales, ya que son muy similares.

3.1.2 Rotación

Las rotaciones de los muros se determinaron con base en los registros de transductores de desplazamiento colocados a tres alturas diferentes en los castillos e incluyeron deformaciones elásticas e inelásticas de los modelos, así como la rotación local de los castillos en ciclos inelásticos a grandes distorsiones. Las rotaciones en cada región se calcularon con la siguiente expresión

$$\theta_{\text{muro}} = (l_T - l_C) / s \quad (3.7)$$

donde

- θ_{muro} = rotación del muro,
- l_T = desplazamiento medido en el lado a tensión,

l_c = desplazamiento medido en el lado a compresión, y
 s = distancia entre los transductores.

De acuerdo con la rotación calculada, la curvatura se obtiene como

$$\phi = \theta_{\text{muro}} / L$$

donde

L = longitud de la región sobre la cual se midió la rotación.

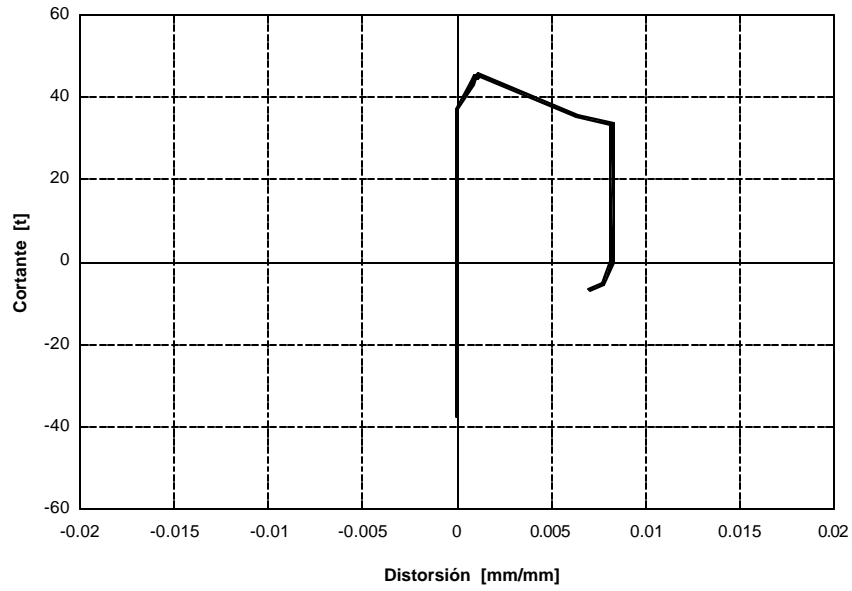


Figura 3.6 Modelo M-250: distorsión angular por cortante (método de Seible e Igarashi)

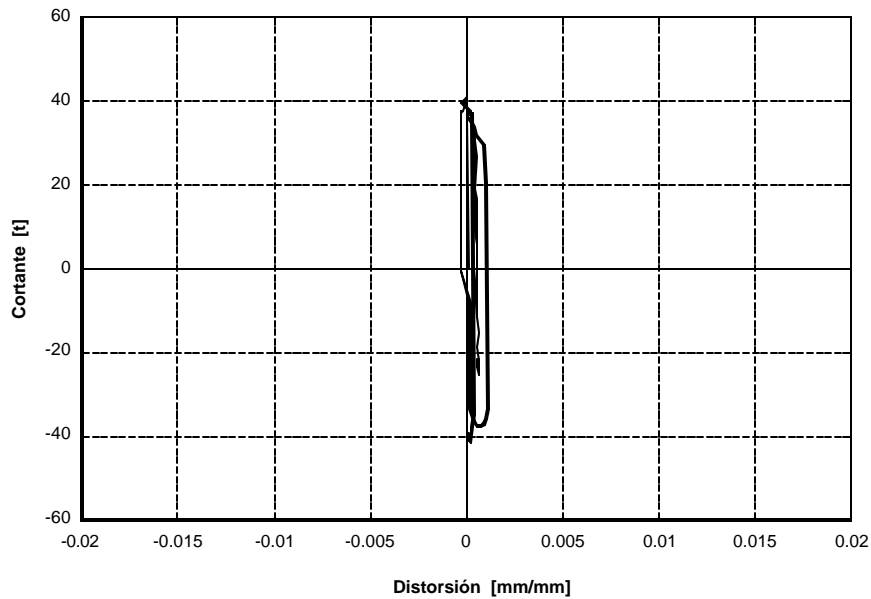


Figura 3.7 Modelo M-072: distorsión angular por cortante (método de Seible e Igarashi)

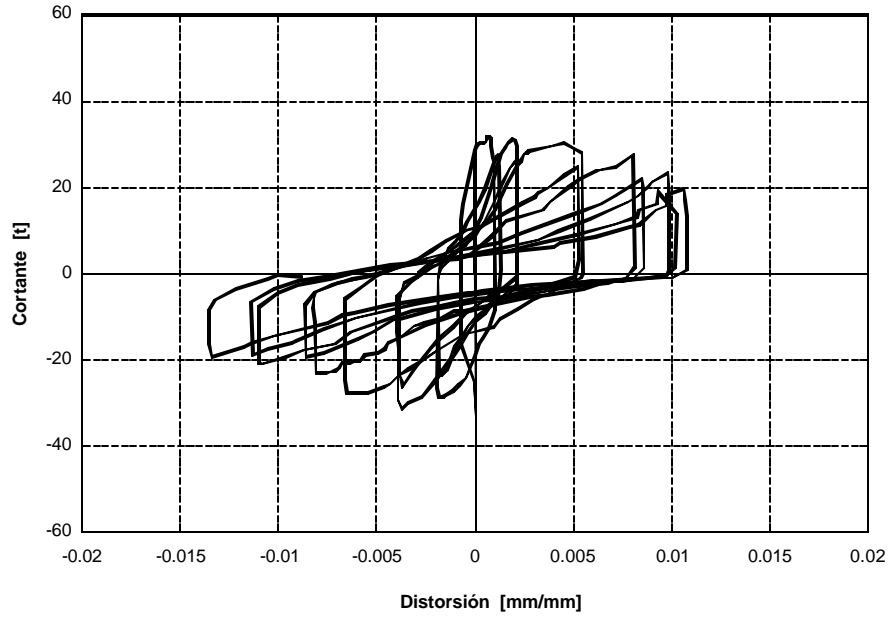


Figura 3.8 Modelo M-147: distorsión angular por cortante (método de Seible e Igarashi)

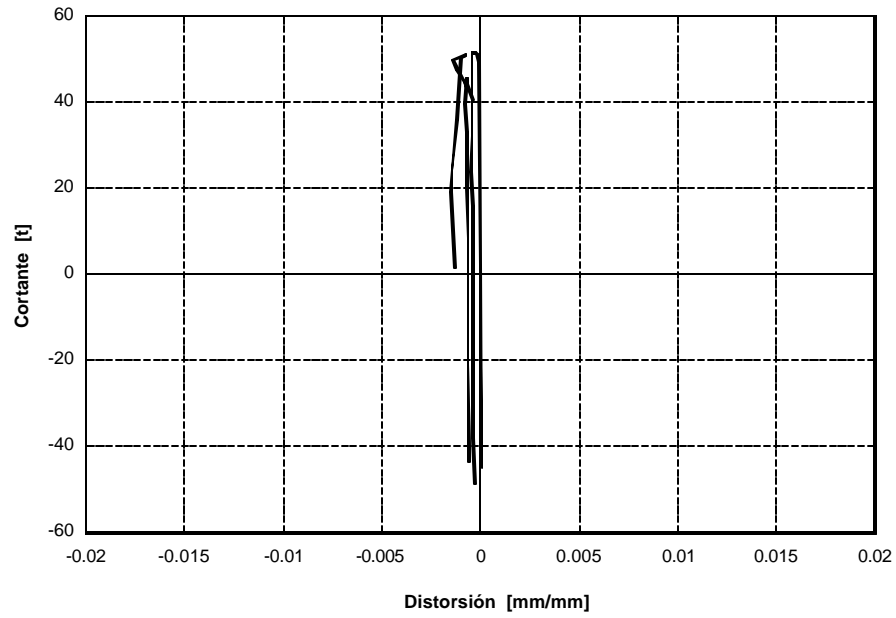


Figura 3.9 Modelo M-211: distorsión angular por cortante (método de Seible e Igarashi)

3.2 MODELO M-0-E6

Este modelo representa un muro de mampostería confinada típico sin refuerzo horizontal. Fue ensayado por Aguilar (1997) como parte del proyecto “Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales”. Se ha tomado como modelo de control para comparar los resultados obtenidos en muros sin refuerzo horizontal, con los observados en los muros reforzados con malla de alambre soldado ensayados en desarrollo del presente proyecto.

Su geometría fue básicamente igual a la de los especímenes ensayados en el presente proyecto. Consistió en un muro de mampostería confinada de 2.5 m de largo por 2.5 m de altura, desplantado sobre una viga de cimentación de concreto reforzado y con un sistema dala-losa en la parte superior. Su confinamiento fue dado con dos castillos de concreto reforzado de sección 120×150 mm (en el presente proyecto la sección empleada fue de 125×200 mm), con dala de 120 mm de ancho y 250 mm de peralte. El tabique empleado fue suministrado por el mismo proveedor, se usó la misma marca de cemento y la dosificación del mortero de pega fue igual.

La resistencia promedio a la compresión del mortero fue de 9.3 MPa (95 kg/cm²) y para cortante de la mampostería fue de 0.3 MPa (3 kg/cm²). El concreto de castillos, dala y losa fue elaborado en el laboratorio y su resistencia a compresión fue de 2.55 y 2.5 MPa (260 y 255 kg/cm²), respectivamente.

Se utilizó el mismo tipo de acero de refuerzo. En los castillos se colocaron cuatro varillas del No. 3 en el sentido longitudinal, siete estribos cerrados de alambro del No. 2 cada 60 mm en los extremos y luego cada 200 mm en la zona media. El muro fue diseñado de acuerdo con las NTM (1995) y fue sometido a cargas cíclicas de manera similar a la ejecución de los ensayos del presente proyecto.

El comportamiento mostrado por este muro fue típico de muros de mampostería confiada. Durante el ensayo se registró un patrón bien definido de grietas con una inclinación cercana a los 45°. 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 tensión diagonal.

La etapa inicial del ensayo 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 continuó hasta el ciclo -10, a 0.99% de distorsión (24.2 mm aproximadamente), cuando se presentó la falla del muro. Este nivel de distorsión 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 el deterioro de rigidez y capacidad.

En la figura 3.10 se presentan cuatro etapas en la evolución del daño del modelo. 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. El ciclo +6, a 0.34% de distorsión, fue el segundo ciclo a 0.3%. Durante el ciclo 5 se alcanzó la resistencia del espécimen. En el ciclo +6, las grietas diagonales penetraron los elementos confinantes, dañando incluso la losa. Para el ciclo +8 (R=0.72%), se había registrado un corrimiento importante en la base del modelo y 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 ensayo, se logró identificar una región (puntal) sujeta a esfuerzos de compresión que conducía la carga lateral desde la unión castillo-dala-losa hasta la base del castillo opuesto.

El agrietamiento del modelo se inició por flexión del castillo Este. Se presentaron pequeñas grietas horizontales, imperceptibles a medio metro de distancia, a mitad de la altura del canto del castillo. 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 +5 ($R = 0.46\%$) se presentaron las primeras grietas inclinadas significativas. Se formó una grieta principal de 45° 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 registro en el pico este ciclo y fue de 118 kN (12 t). La descripción completa de la evolución del daño se puede consultar en el informe del proyecto realizado por Aguilar (1997).

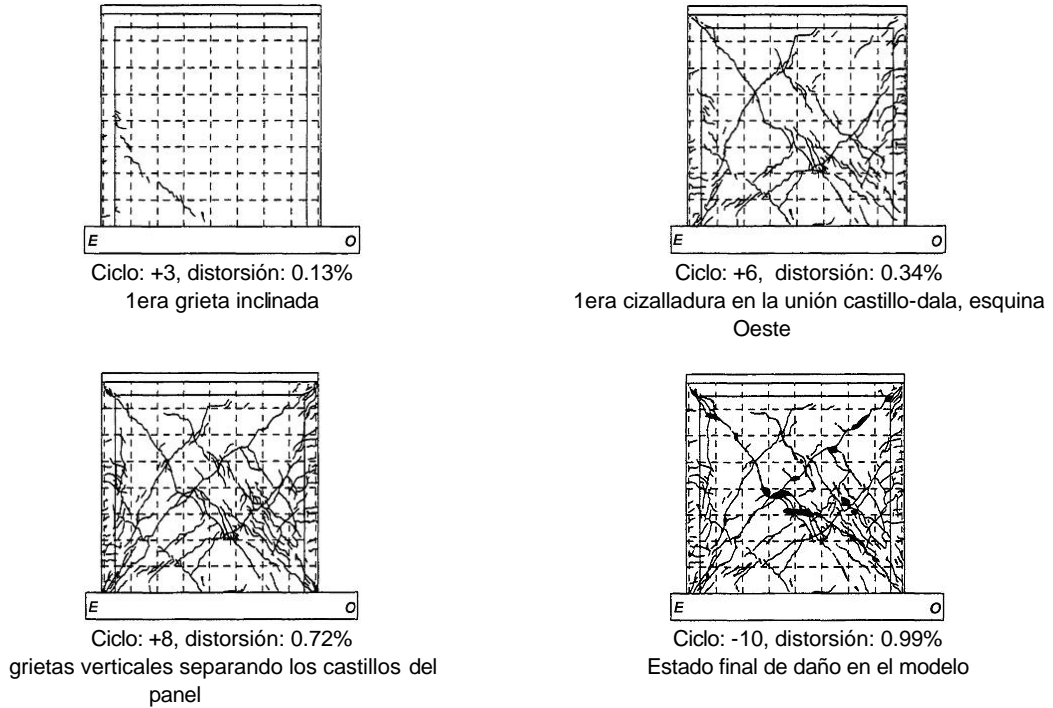


Figura 3.10 Modelo M-0-E6: Evolución del agrietamiento durante el ensaye

En la figura 3.11 se muestra el aspecto final del daño del modelo. El daño se concentró en grietas inclinadas que penetraron en las uniones de los elementos del marco de confinamiento. Las grietas diagonales cruzaron piezas y juntas de mortero. Ocasionalmente, las grietas diagonales se escalonaron a través de las juntas de mortero. Se presentaron otras grietas importantes en forma paralela a la interfase castillo-panel de mampostería provocando la separación de estos elementos.

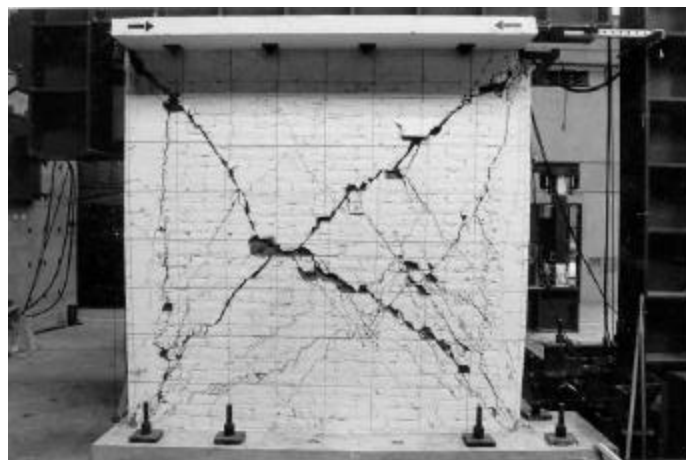


Figura 3.11 Modelo M-0-E6: Configuración final del daño

Las piezas ubicadas en el cruce de grietas diagonales principales se deterioraron rápidamente en los ciclos finales, al establecerse el mecanismo cinemático. El desmoronamiento de las piezas cruzadas por grietas fue también evidente. Las grietas principales penetraron en las cuatro esquinas del muro, pero, el daño fue más importante en las superiores. En la figura 3.12 se presentan detalles del daño localizado en las uniones castillo-dala hacia la terminación del ensaye. En ellas se aprecia la anchura de las grietas diagonales 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 áreas de tamaño reducido.



Figura 3.12 **Modelo M-0-E6: Detalle del daño en las uniones castillo-dala, en el ciclo final**

El comportamiento histerético del modelo se muestra en la figura 3.13; 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 las NTM y V_{RDF} se calculó con $F_R = 0.7$, $v^* = 0.3$ MPa (3 kg/cm²), carga vertical P de 147 kN (15 t) y con base en las dimensiones nominales del muro. V^*_{RDF} fue calculada con un factor de reducción de resistencia unitario, $v^* = 0.26$ MPa (2.6 kg/cm², valor obtenido del ensaye de muretes), P de 142 kN (14.5 t) (promedio de la carga vertical sostenida durante el ensaye) y de acuerdo con las dimensiones reales del muro. También se indican los puntos de la curva en los que se registró el primer agrietamiento inclinado, la fuerza cortante máxima y los picos de algunos ciclos.

La curva histerética fue relativamente simétrica y con lazos estables hasta una distorsión de 0.5%. Para ciclos a mayor distorsión se observó una rápida degradación de rigidez y resistencia. El comportamiento inelástico del modelo se inició después del agrietamiento inclinado. Luego de alcanzar la resistencia del modelo, la carga decreció rápidamente con el incremento en la distorsión. Entre los ciclos +7 y +8 a 0.65% y 0.72% de distorsión respectivamente, la carga decreció hasta un 50%. En el último par de ciclos, a 1.05% de distorsión, se registraron valores de cortante del orden del 60% de V_{agr} 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 corrimiento del muro provocó el adelgazamiento de la curva histerética cerca del origen y daño a corte.

De acuerdo con la figura 3.14 el muro resistió una fuerza lateral mayor a la de agrietamiento predicha por las NTM. Para cualquier nivel de distorsión, las cargas reales fueron superiores a los valores calculados con la expresión de las NTM (ec. 1.4), aún con factores de reducción unitarios. 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 (147 kN = 15 t). 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 las de agrietamiento se asocian con una reserva de capacidad entre la aparición del primer agrietamiento diagonal y la formación de grietas diagonales completas y el deterioro de los extremos de los castillos.

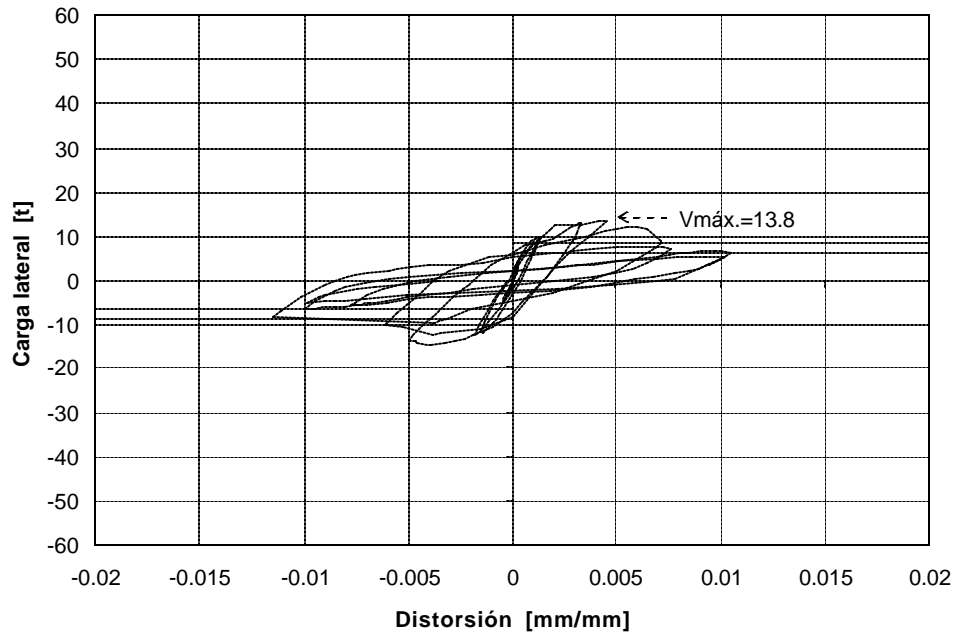


Figura 3.13 Curva histerética del modelo M-0-E6

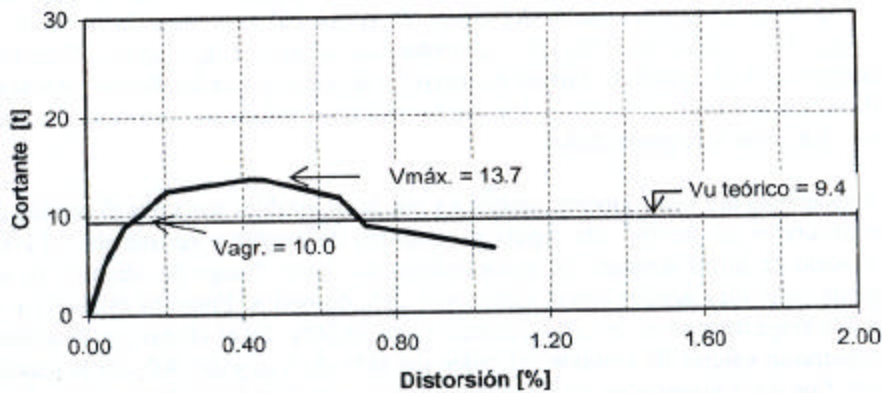


Figura 3.14 Modelo M-0-E6: Envolvente de respuesta

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 NTM 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 superada en un 21% a V^*_{RDF} , que es la mejor estimación de las NTM 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 del muro, el deterioro de la rigidez se acentuó y la carga 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 primer 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 0.6%. La curva histerética de la figura 3.13 es típica de muros de mampostería confinada.

3.3 MODELO M-250

Este muro fue reforzado con cuantía mínima ($p_h = p_v = 0.25\%$) y fue diseñado para que su falla ocurriera por cortante, con un factor de sobrerresistencia por flexión de 1.67 para concreto de $f'_c = 25 \text{ MPa}$ (250 kg/cm^2). El concreto suministrado por la planta premezcladora fue de 40.2 MPa (410 kg/cm^2), por lo que el factor de sobrerresistencia real a flexión bajó a 1.40.

La evolución del daño se muestra en la figura 3.15 y en la figura 3.16 se puede apreciar la curva histerética del modelo.

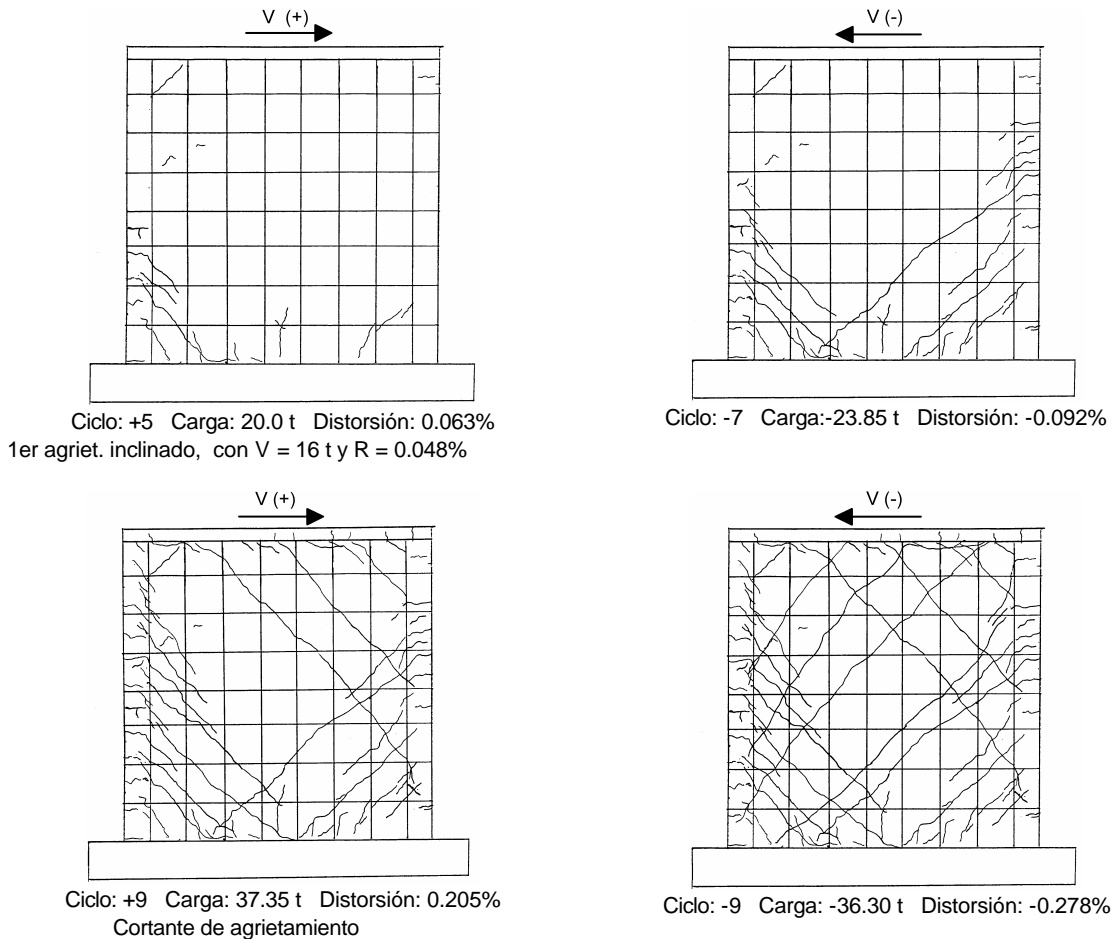


Figura 3.15 Muro M-250: Evolución del agrietamiento durante el ensaye

En lo que sigue se proporcionan los valores de carga en toneladas, ya que así se controló y se registraron los datos durante el ensaye. Se puede tomar en cuenta que $1 \text{ t} = 9.81 \text{ kN}$.

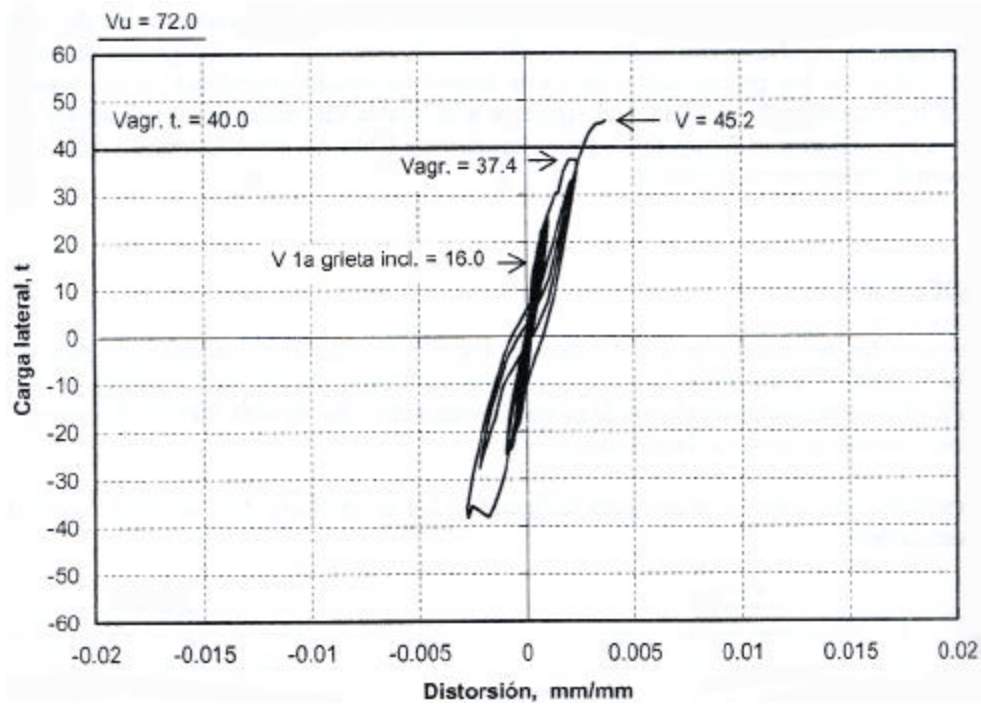


Figura 3.16 Curva histerética del modelo M-250 ($1 \text{ t} = 9.81 \text{ kN}$)

La primera grieta inclinada se presentó en la esquina inferior Este en el ciclo -5 cuando la carga lateral era de 16 t y la distorsión de 0.05% (desplazamiento horizontal de 1.18 mm). A continuación dentro de este mismo ciclo se presentaron más grietas inclinadas en esta zona, a medida que la carga llegaba a 20 t y la distorsión a 0.06% (desplazamiento = 1.54 mm). También ocurrió la primera grieta por flexión en la base del castillo Este.

En la esquina inferior Oeste, la primera grieta inclinada ocurrió en el ciclo -5 para una carga de 18 t y distorsión de 0.03% (desplazamiento de 0.81 mm). Luego aparecieron otras dos grietas inclinadas en esta área mientras la carga se incrementaba a 20 t, con distorsión de 0.05% (desplazamiento de 1.25 mm).

En la repetición del ciclo la carga a 20 t no se presentaron nuevas grietas y la distorsión fue la misma que en el ciclo anterior, tanto cuando la acción fue de empuje como cuando fue de jalar.

Durante el ciclo 7, cuando la carga era de 24 t ocurrió la ampliación de las grietas de la esquina inferior Este. Se decidió dejar como pico del control por carga el evento cuando la distorsión era de 0.10% (desplazamiento de 2.5 mm), con carga de 25.3 t. A partir de este momento se llevó control del ensaye por desplazamiento, de acuerdo con la tabla predefinida para el efecto (ver sección 2.5).

En el ciclo -7, con carga de 24 t y distorsión de 0.09% se formó una grieta aproximadamente de 45° , a una altura de 1.45 m a partir del castillo Oeste, la cual llegó hasta el nivel inferior del muro. Luego durante el ciclo 9 con un empuje de 37.4 t y distorsión de 0.21% (desplazamiento = 5.0 mm) se formaron tres grietas en la esquina superior Oeste, con un recorrido desde la losa hasta el castillo Oeste, como se puede apreciar en la figura 3.17. En el ciclo -9, para una carga de 36.3 t y distorsión de 0.28% (desplazamiento = 6.8 mm) aparecieron

grietas a lo largo de la diagonal del muro (diagonal D1 de la instrumentación externa), las cuales sugirieran la formación de puntales de compresión en esa dirección.

Durante el ciclo 11 se estaba llevando el muro a una distorsión de 0.40%, cuando sucedió una falla inesperada por cortante de entrecara entre la losa y el muro en la zona del castillo Este. En este momento se había alcanzado una carga de 45.6 t con distorsión de 0.38% (desplazamiento de 9.2 mm). La carga vertical bajo bruscamente casi a cero, la losa comenzó a desprenderse del muro dando origen a grietas inclinadas muy notables en la zona central superior del muro, desde el nivel de losa hasta el tercio inferior del muro. Las fotografías de las figuras 3.17 y 3.18 ilustran el daño descrito.



Figura 3.17 *Modelo M-250: estado final del daño, luego de ocurrir la falla por cortante de entrecara entre la losa y el muro*

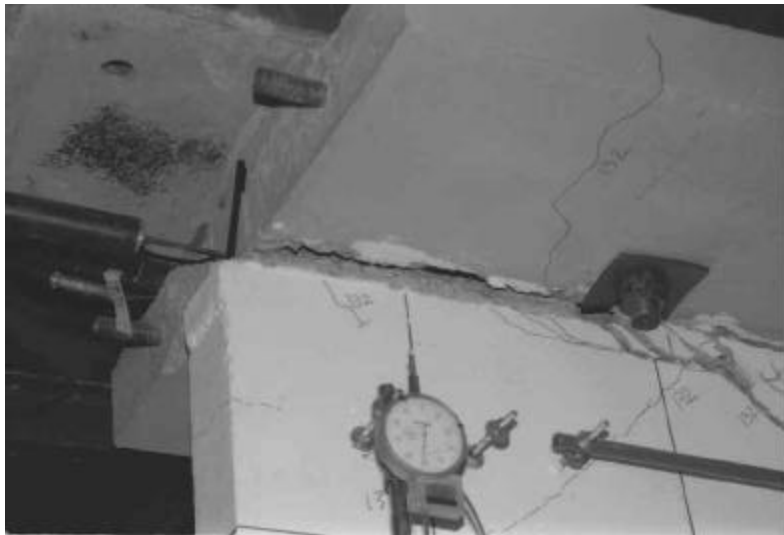


Figura 3.18 *Modelo M-250: Detalle del cortante de entrecara entre la losa y el muro, en la esquina superior Este*

La prueba se suspendió en este punto y se tomó la decisión de reparar el muro para luego someterlo a un nuevo ensaye.

La configuración del daño en la cara frontal para el ciclo anterior a la falla de adherencia entre la losa y el muro (ciclo 10) se muestra en la figura 3.19.

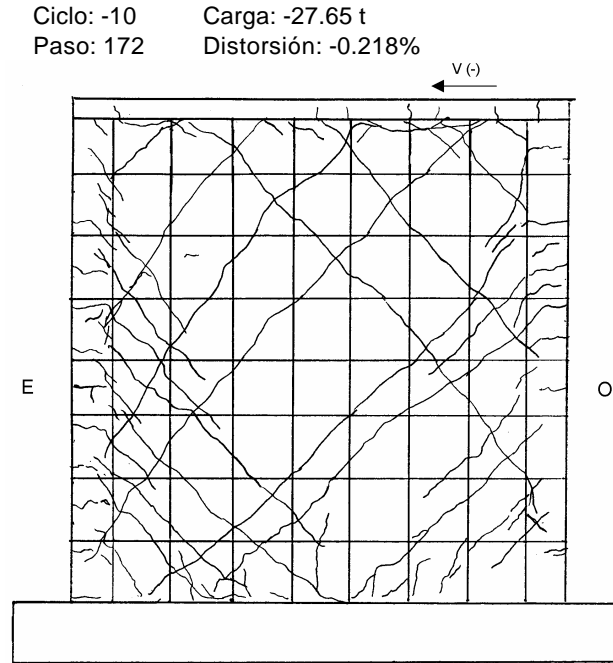


Figura 3.19 **Muro M-250: Configuración del daño antes de la falla de adherencia entre la losa y el muro**

Se estima que la carga máxima del modelo debe ser superior a 45.6 t, ya que para el momento en que se presentó la falla inesperada de cortante de entrecara entre la losa y el muro, se considera que había suficiente reserva de capacidad de desplazamiento y de carga debido a la contribución del refuerzo. De acuerdo con el estado final observado del muro, para llegar a una falla propiamente del tablero era necesario que se presentara mayor agrietamiento y distribución del daño.

El comportamiento del muro fue a flexocompresión, con buena distribución de las grietas en toda el área del mismo gracias a una disposición adecuada del refuerzo en el alma. Confinamiento proporcionado por los estribos colocados a una separación de $d_c / 4$ en los castillos embebidos en los extremos del muro fue muy efectivo para evitar que las grietas por cortante penetraran en esa zona (d_c es la dimensión del castillo en sentido longitudinal).

El cortante de agrietamiento ocurrió para una carga de 37.4 t y distorsión de 0.21% (desplazamiento = 5.0 mm). Este V_{agr} experimental fue 0.93 veces el calculado, pero la distorsión correspondiente fue 5.8 veces la teórica (los valores teóricos se pueden consultar en el Apéndice B).

En general, los lazos histeréticos fueron simétricos y sin estrangulamiento. El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de 25 t y distorsión de 0.10%. A partir de allí incurrió en el intervalo inelástico, asociado con una clara definición de grietas inclinadas en las esquinas inferiores del modelo. A medida que aumentó la distorsión, progresó el agrietamiento hacia el centro y zona superior del muro, presentándose grietas de tensión sobre sus diagonales y conformado un patrón de agrietamiento principal en forma "X".

3.4 MODELO M-250R

Este es el mismo muro de concreto reforzado M-250 que fue reparado y sometido a un nuevo ensaye. La reparación se hizo en cuatro etapas:

- a) Demolición de losa superior.
- b) Enderezado del refuerzo vertical en castillos y en el interior del muro. Colocación de una palca de 150×250×12.7 mm soldada al refuerzo vertical en su extremo superior, en cada castillo y, dos placas de 100×700×9.5 mm soldadas al refuerzo interior en su extremo superior.
- c) Limpieza de grietas y llenado a presión de las mismas con resina epóxica E-Bond 550. Limpieza final.
- d) Colado de una nueva losa superior con espesor de 200 mm.

En la fotografía de la figura 3.20 se muestra un detalle de la reparación de este muro.

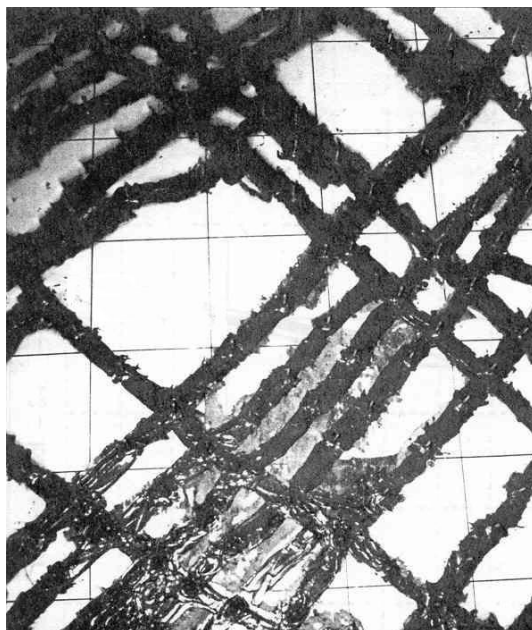


Figura 3.20 *Modelo M-250R: detalle del sellamiento de grietas con resina epóxica, durante la reparación del muro*

Este muro reparado fue llevado al ensaye sin ningún fisuramiento inicial que se pudiera apreciar a la vista. El comportamiento durante la prueba fue el siguiente:

Durante todos los ciclos de control por carga (hasta el ciclo 6, carga de 20 t y distorsión de 0.04%) el muro no presentó ningún tipo de agrietamiento y su respuesta estuvo dentro del rango lineal, con gran estabilidad y simetría en la curva histerética. Su rigidez inicial fue superior a la del modelo original. La curva histerética y la evolución del daño se muestran en las figuras 3.21 y 3.22.

En el ciclo 7 se inició control por desplazamientos, llevando el muro a una distorsión de 0.10%, con carga de 34.8 t. En este pico apareció la primera grieta inclinada en la esquina inferior Este. En el semiciclo alterno se presentó la primera grieta inclinada en la esquina inferior Oeste, para una carga de 32 t. El modelo comenzó a incursionar en el rango inelástico, con degradación de rigidez y pequeña disipación de energía, de acuerdo con lo observado en la curva histerética registrada por el graficador usando durante la prueba.

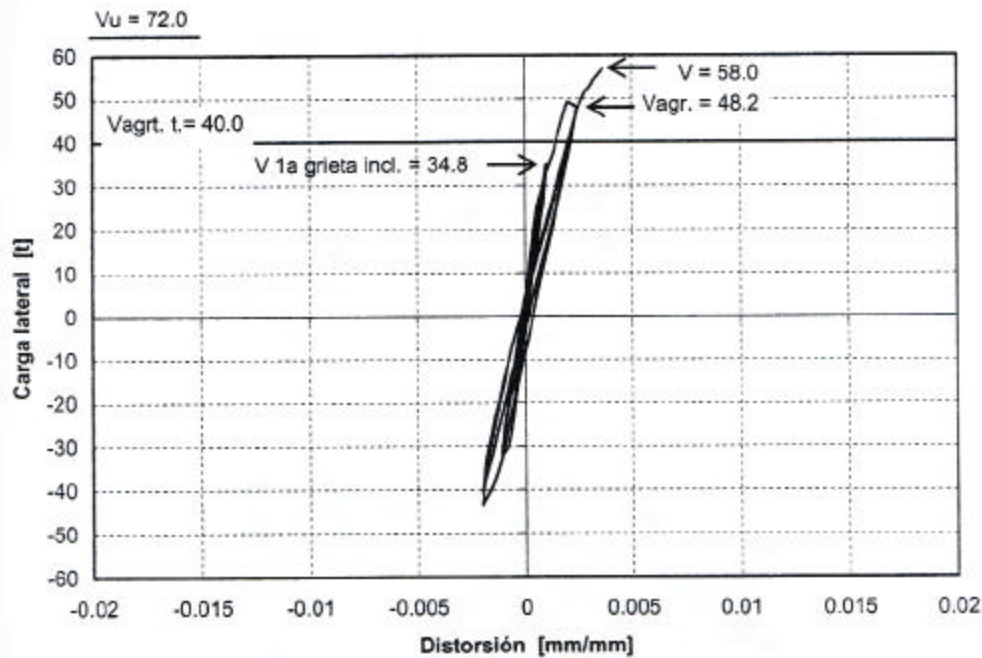


Figura 3.21 Curva histerética del modelo M-250R

En el ciclo 8 no aparecieron grietas nuevas, (segundo ciclo a distorsión de 0.10%), pero sí se observó notable pérdida de rigidez y de estabilidad en la curva histerética.

En el semiciclo +9 el modelo fue llevado a 0.20% de distorsión con carga de 49.2 t. Se formó una nueva grieta inclinada en el lado Este, con origen en el castillo a una altura media. Mientras se dibujaban las grietas, el muro sufrió un mayor desplazamiento y como consecuencia se agrietó a lo largo de la diagonal D2. La distorsión observada para este caso fue de 0.24% con carga de 48.2 t. En el semiciclo alterno la carga alcanzada fue de 43.5 t, presentándose significativa degradación de resistencia, pero sin aparición de nuevas grietas.

Durante el segundo ciclo a 0.20% de distorsión continuó la degradación de rigidez y de resistencia en forma notable. No hubo presencia de grietas nuevas. La existente sobre la diagonal D2 tenía un ancho de 0.7 mm y en la diagonal D1 de 0.8 mm. En el semiciclo -10 apareció una grieta por flexión en la base del muro, en el lado Oeste. Empezó a observarse daño en la viga de cimentación en el lado Oeste.

En el ciclo 11 se estaba llevando el modelo a distorsión de 0.40% cuando ocurrió en forma inesperada una falla en la viga de cimentación, en el lado Este, donde el concreto de la viga falló a tensión súbitamente. En ese momento la distorsión era de 0.37% para carga de 57.0 t, aunque en el monitor donde se observa el control del ensaye se pudo establecer una carga de 59 t en el instante de la falla, pero que no alcanzó a ser registrada. Inmediatamente después la carga lateral fue bajada a cero y se dio por terminado el ensaye.

Es de notar que en ambas pruebas del muro de concreto reforzado fue necesario suspender el ensaye cuando la distorsión era aproximadamente de 0.38%, debido a que la falla se trasladó a zonas más débiles del modelo. En ambas ocasiones el muro apenas empezaba a incursionar en el rango inelástico, después de haber pasado el cortante de agrietamiento. Por tanto, no fue posible conocer el nivel de resistencia del muro y su disipación de energía no alcanzó a tomar importancia. (Nota: ver el Apéndice C donde se incluye un nuevo ensaye elaborado varios años después).

El modelo se conservó para una nueva reparación que tuvo lugar tiempo después, por lo que no se había incluido formalmente en este informe, pero en la presente edición (2004) se anexó en el Apéndice C al final.

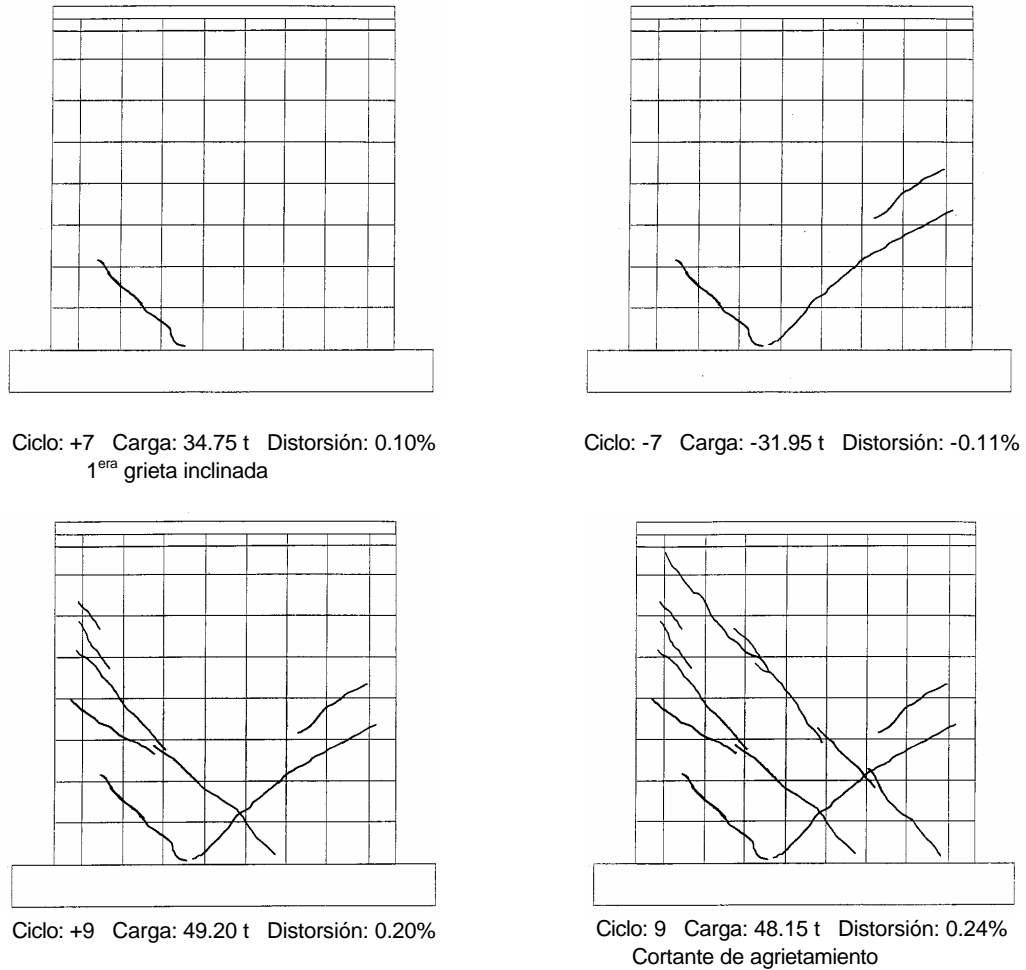


Figura 3.22 Muro M-250R: Evolución del agrietamiento durante el ensaye

El muro reparado tuvo mejor comportamiento que el modelo original, con mayor rigidez inicial y mucho menor daño hasta el momento que se suspendió la prueba. Para la misma distorsión final alcanzó un nivel de carga superior en 12 t al del primer ensaye. Su nivel de carga final fue de 58 t, equivalente al 80% del calculado teóricamente como carga máxima 72 t. En el modelo original el cortante de agrietamiento y se presentó a distorsión de 0.21% y carga de 37.4 t y en el modelo reparado a 0.24% de distorsión y carga de 48.2 t. Este mejor comportamiento del muro reparado tal vez se explique su estado inicial sin microfisuraciones, después de que todas las grietas fueron rellenadas con resina epóxica mientras que el modelo original probablemente fue llevado al ensaye con algún agrietamiento inicial.

La configuración final del daño se muestra en la figura 3.23. Como se puede apreciar al estado del muro es muy bueno y se justificó llevarlo a ensayo una vez más, luego de construirle una nueva viga de cimentación. En el apéndice C se presentan los resultados de dicho ensaye.

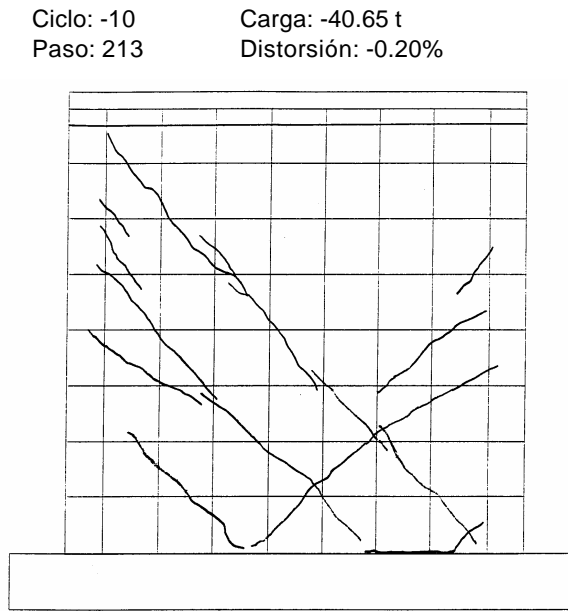


Figura 3.23 **Muro M-250R: Configuración del daño antes de la rotura del concreto de la viga de cimentación**

3.5 MODELO M-072

Este muro fue reforzado con malla de alambre soldado en ambas caras, con la cual se proporcionó una cuantía mínima $p_h = p_v = 0.072\%$. Se diseñó como muro confinado con castillos y dala superior, con factor de sobrerresistencia por flexión de 1.5, de tal manera que se garantizaba falla por cortante. La malla de alambre soldado se ancló a la mampostería mediante clavos para madera comunes de 63 mm (2½ pulg), fijados cada 300 mm en forma cuatrapeada en una cara y cada 450 mm en la otra. Esta malla se colocó dándole la vuelta en el castillo Este, mientras que en el otro castillo no se proporcionó este confinamiento adicional. Sobre la malla se colocó un mortero de aplanado dosificado por peso en proporción 1:4 (cemento:arena) y con espesor de 25 mm.

La respuesta histerética de este modelo se puede apreciar en la figura 3.24. La secuencia de daño se muestra en la figura 3.25 y se describe a continuación.

En el ciclo -4, con carga lateral de 10 t y distorsión de 0.03% comenzó fisuramiento vertical en el castillo Oeste por pérdida de adherencia del aplanado en la cara lateral.

En el castillo Este se presentó la primera grieta por flexión en la base, durante el ciclo -5 con carga de 12.5 t y distorsión de 0.03% (desplazamiento = 0.7 mm). En el castillo Oeste la primera grieta por flexión apareció a una altura de 0.20 m cuando la carga era de 15.1 t y distorsión de 0.04% (desplazamiento = 1.03 mm) durante el ciclo -5.

En el ciclo -6, con carga de 20 t y distorsión 0.09 (desplazamiento = 2.06 mm) se presentó fisuramiento a lo largo de la base del muro. A partir del ciclo 7 se inició el control del ensaye por desplazamiento. Comenzó a presentarse respuesta a flexocompresión (las grietas horizontales empezaron a inclinarse) para distorsión de 0.10% y carga de 23.7 t. Durante el ciclo 8, a distorsión 0.11% y carga de 22.4 t, apareció una grieta inclinada en la esquina inferior Este, la cual se inició en el castillo a una altura de 1.05 m. Durante el ciclo -8 con distorsión de 0.11% y carga de 20.3 t ocurrió una grieta inclinada con inicio en el castillo Oeste a una altura de 1.40 m.

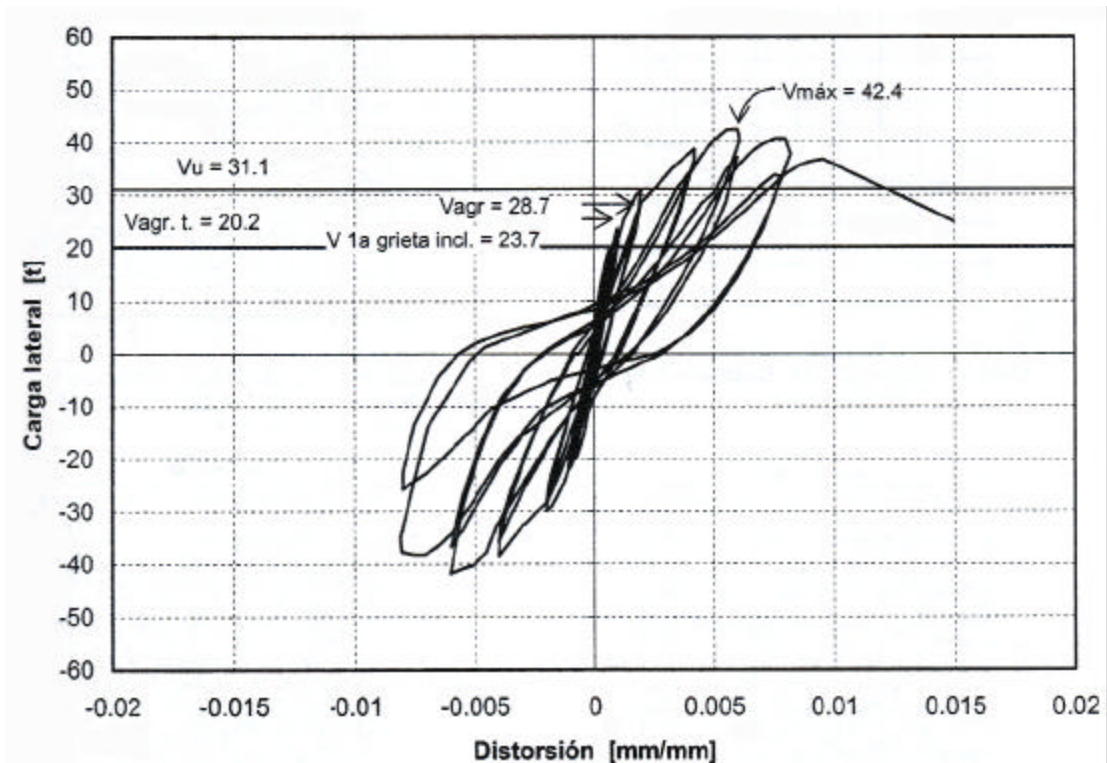


Figura 3.24 Curva histerética del modelo M-072

En el ciclo 9, con distorsión de 0.20% (desplazamiento = 4.9 mm) y carga de 30.8 t, se prolongaron algunas grietas existentes en la esquina inferior Este y empezaron a aparecer otras en la esquina superior. Igual ocurrió durante el ciclo -9 para el lado Oeste, y empezaron a ocurrir las grietas originadas por carga positiva con las de carga negativa. En el ciclo 10 se hizo control del ancho de grietas: grieta 1 = 0.45 mm.

En desarrollo de ciclo 11 de manera súbita y ruidosa apareció una grieta a todo lo largo de la diagonal D2 del muro, por tensión diagonal en la mampostería. Esta grieta no penetró los castillos. Sucedió cuando la carga era de 28.7 t y para una distorsión de 0.21% (desplazamiento = 5.1 mm). Este ciclo se llevó hasta una distorsión de 0.42% (desplazamiento = 10.3 mm), con carga de 38.6 t. Al final del mismo se observó ampliación de la grieta diagonal (anchura de 2 mm) y ligero aplastamiento en el castillo Oeste. En el ciclo alterno ocurrió también la aparición con ruido de la grieta sobre diagonal D1, pero para una carga y distorsión mayor: 32,4 t y 0.29%, respectivamente. Este comportamiento sugirió la formación de puntales de compresión.

Durante el ciclo 13, carga de 42.4 t y distorsión de 0.60% (desplazamiento 14.7 mm), se empezó a desprender el aplanado en la base del castillo Este en una longitud aproximada de 0.40 m. La anchura de la grieta 1 era de 2.5 mm y en la grieta 2 era de 3.0 mm.

No se presentaron más cambios significativos hasta el ciclo -15, excepto por el incremento de la separación de aplanado en la cara lateral del castillo Oeste. En este ciclo ocurrió un desprendimiento de un bloque de tabiques y aplanado en la base del castillo Oeste, bajo una carga de 37.3 t y distorsión de 0.80% (desplazamiento = 19.6 mm). La anchura de grietas fue: 1) = 2.0 mm, 2) = 1.4 mm, 3) = 3.0 mm y 4) = 3.0 mm.

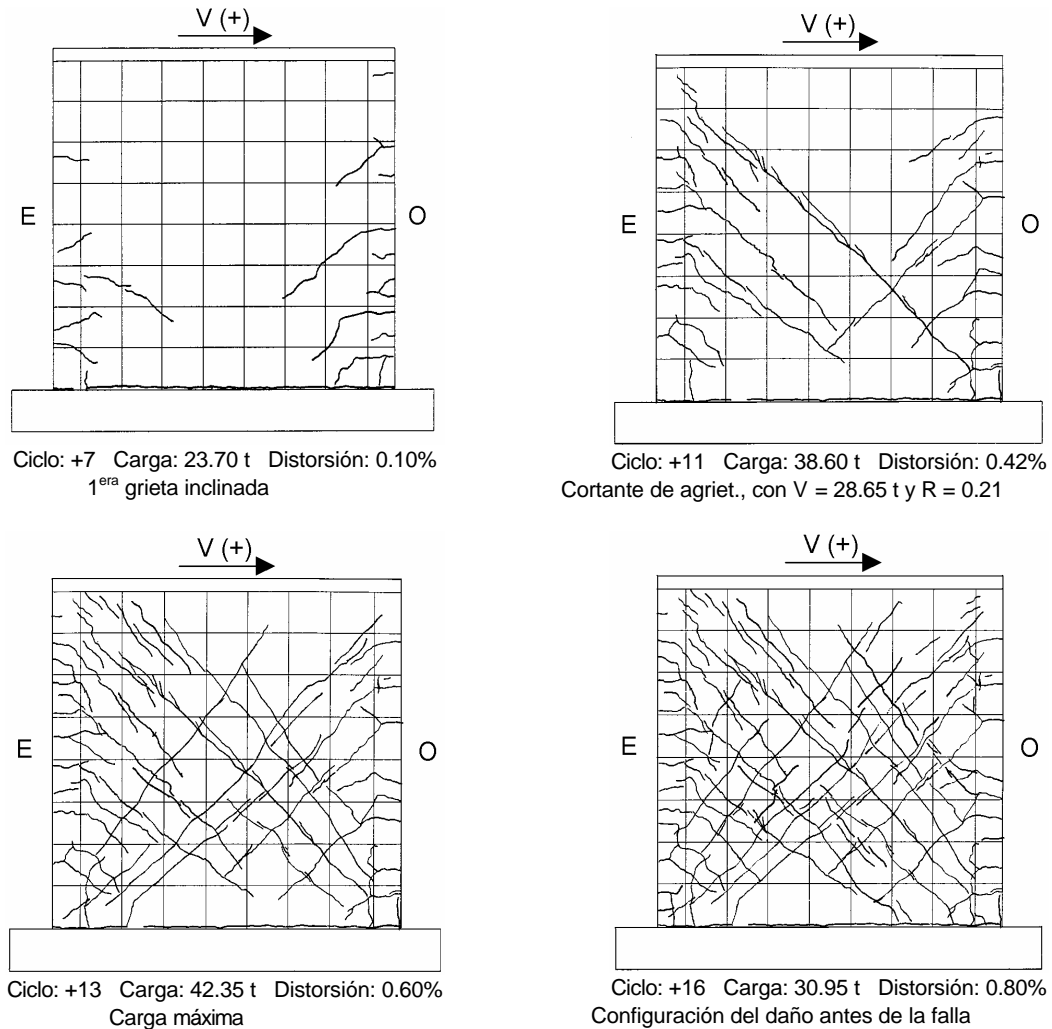


Figura 3.25 Muro M-072: Evolución del agrietamiento durante el ensaye

En el ciclo -16 para una distorsión de 0.80% y carga de 25.8 t se incrementó el daño en el bloque de la base del castillo Oeste, con grieta de 15 mm.

Durante el ciclo 17 ocurrió la falla del muro exactamente a lo largo de la diagonal D2, con distorsión de 1.00% (desplazamiento = 25 mm) y carga de 36.7 t. La falla fue típica debida a tensión diagonal. En la figura 3.26 se puede apreciar la falla ocurrida y en la figura 3.27 se muestra un detalle del agrietamiento diagonal y de la rotura de alambres de la malla.

La configuración del daño en la cara frontal para el ciclo anterior a la falla por cortante del muro (ciclo 16) se muestra en la figura 3.25.

El comportamiento del muro estuvo determinado por algunas grietas horizontales en zonas de los castillos y especialmente por grietas inclinadas en el tablero, por lo que se puede establecer predominio de los efectos debidos a tensión diagonal. Hubo buena distribución del agrietamiento gracias al refuerzo simétrico proporcionado por la malla de alambre soldado. En general las grietas por cortante no penetraron los castillos debido al buen confinamiento de estribos colocados cada $d_c/4$ (d_c es la dimensión del castillo en sentido longitudinal).

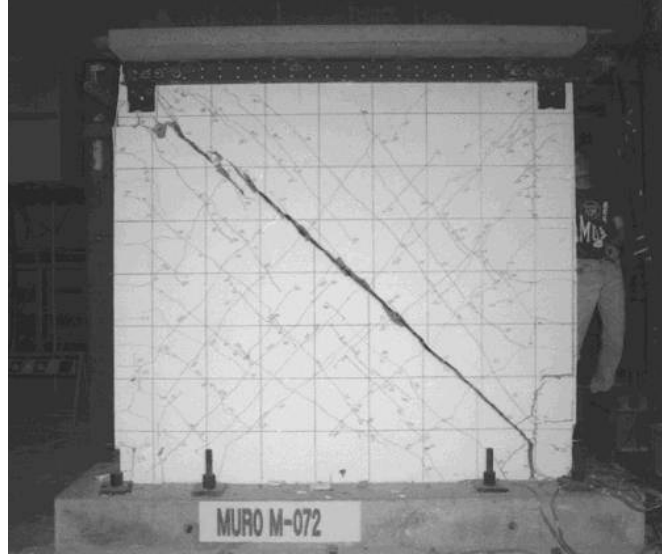


Figura 3.26 Modelo M-072: falla del muro a lo largo de la diagonal D2

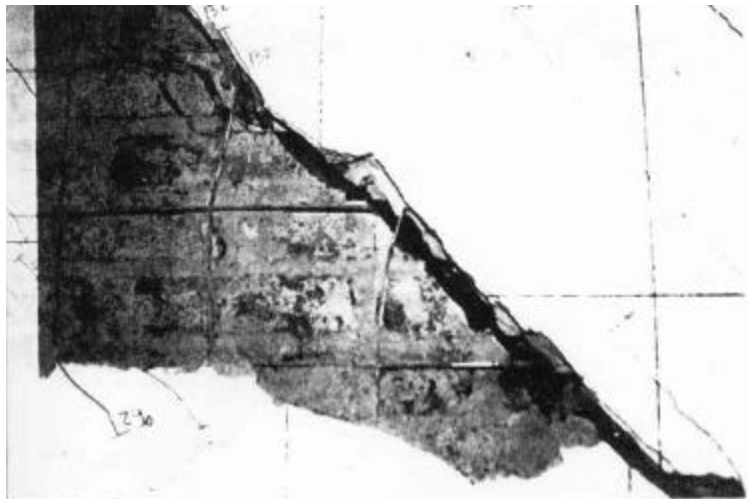


Figura 3.27 Modelo M-072: Detalle del agrietamiento diagonal y de la rotura de alambres de la malla

El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de 20 t y distorsión de 0.07%, que son valores que coinciden con los esperados teóricamente (ver Apéndice B). El cortante de agrietamiento se presentó para una carga de 28.7 y distorsión de 0.21% (desplazamiento = 5.1 mm) y fue 1.43 veces superior a la teórica. Probablemente este mayor valor del cortante de agrietamiento experimental se explique como una consecuencia del gran confinamiento que le proporcionó la malla de alambre soldado y la manera como ésta fue anclada a la mampostería. A medida que se incrementó la distorsión el agrietamiento progresó hacia el centro y esquinas superiores con patrón de agrietamiento principal en forma de “X”. La resistencia del muro fue de 42.4 t con distorsión de 0.60% (desplazamiento = 1.5 cm) y fue 1.36 veces superior a la teórica.

Los lazos histeréticos fueron simétricos dentro del rango lineal. A medida que se incurrió en el rango inelástico se presentaron mayores distorsiones y degradación de rigidez y resistencia en la zona del castillo Oeste. Esta diferencia en el comportamiento de los dos castillos seguramente se explica por el confinamiento

adicional dado con la misma malla de alambre en el castillo Este mientras que en el otro castillo no se hizo lo mismo.

Los lazos histeréticos fueron relativamente amplios y reflejaron una buena capacidad de disipación de energía.

La falla se presentó con rotura de todos los alambres de la malla donde éstos estaban cruzados por la grieta diagonal y coincidió con la posición de deformímetro localizados sobre esa línea. Fuera de la diagonal de falla quedó en perfecto estado.

El anclaje utilizado en la cara norte (clavos comunes de 2½ pulg. Colocados cada 30 cm en forma cuatrapeada y sin α rcholatas) tuvo un comportamiento muy eficiente ya que al no perder adherencia ni desdoblarse, incluso cerca de la zona de falla, favorecieron que la malla proporcionara excelente confinamiento a la mampostería. Igual sucedió con los anclajes que se pusieron cada 45 cm en la cara sur, aunque en la zona de falla permitieron ligera distorsión de la malla, debido a que algunos alambres se doblaron de tal manera que el cuadrado formado entre ellos perdió su forma.

El aplanado en las caras principales tuvo un comportamiento muy satisfactorio. Sólo se agrietó o desprendió a lo largo de la diagonal de falla.

La mampostería se aplastó en los extremos de la diagonal de falla por compresión-cortante y presentó corte hacia el centro de las diagonales. En el resto del área del muro no hubo daño aparente.

Los castillos presentaron poco aplastamiento hasta una altura de 20 cm. En el resto de la altura no hubo daño significativo. En el castillo Este el refuerzo principal no tuvo curvatura por flexión apreciable, mientras que el castillo Oeste sí. Visualmente no se detectó daño en los estribos. En la fotografía de la figura 3.28 se puede apreciar el flexionamiento del refuerzo longitudinal en la base del castillo Oeste.



Figura 3.28 *Modelo M-072: detalle del flexionamiento del refuerzo longitudinal en la base del castillo Oeste*

3.6 MODELO M-147

Este muro fue reforzado con malla de alambre soldado en ambas caras, equivalente a dos veces la cuantía mínima: $p_n = p_v = 0.147\%$. Se diseñó como muro confinado con castillos y dala superior, con factor de sobrerresistencia por flexión de 1.50, de tal manera que se garantizaba falla por cortante. La malla de alambre soldado se ancló a la mampostería mediante clavos comunes de 63 mm (2½ pulg), fijados cada 300 mm en forma cuatrapeada en una cara y cada 450 mm en la otra. En los dos castillos se proporcionó confinamiento con malla de cuantía mínima: 6x6-10/10 @ alambre = 3.43 mm). Sobre la malla se colocó un mortero de recubrimiento dosificado por volumen en proporción 1:4 y con espesor de una pulgada, al cual se le adicionó un acelerante de fraguado al 3%. El ensaye se realizó cuando este mortero tenía diez días de fraguado y bajo condiciones de humedad ambiental extremas. La malla fue instrumentada con deformímetros en ambas caras.

En la figura 3.29 se muestra la evolución del agrietamiento durante el ensaye y en la figura 3.30 la curva histerética correspondiente. El comportamiento de este modelo durante la prueba fue así:

La primera grieta por flexión se presentó en la base de la esquina Este del muro, durante el ciclo +5, para una carga de 20.1 t y distorsión de 0.08%. En la descarga de este semiciclo se observó en el graficador que la curva histerética empezó a dejar de ser lineal. En el semiciclo alterno también apareció la primera grieta por flexión en la esquina Oeste del muro, para una carga de 15.1 t y distorsión de 0.04%. En este ciclo se presentó mayor degradación de rigidez en el semiciclo negativo que en el positivo, de acuerdo con lo observado en la curva histerética.

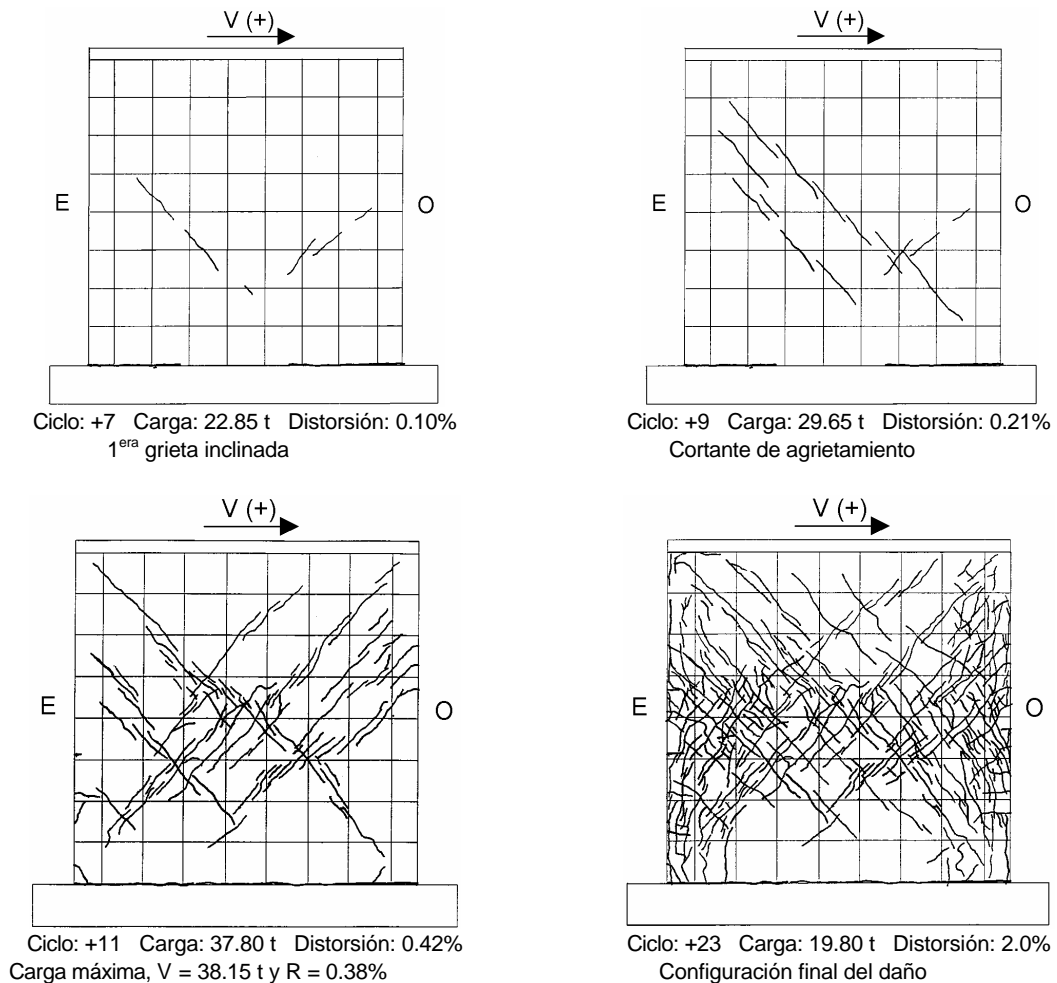


Figura 3.29 Muro M-147: Evolución del agrietamiento durante el ensaye

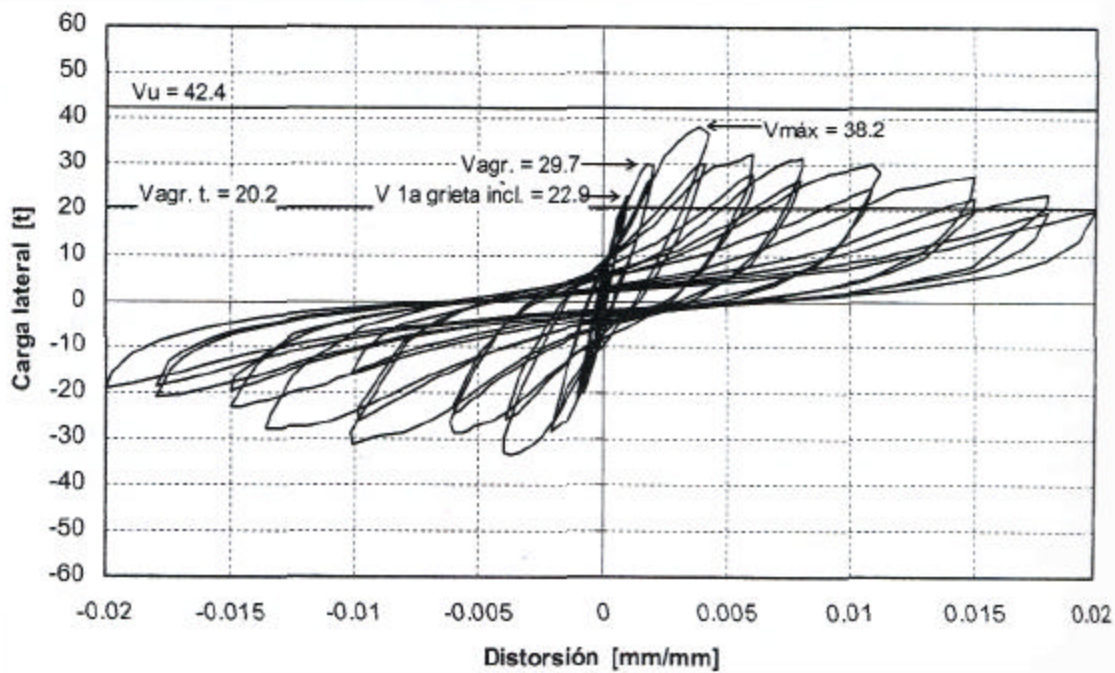


Figura 3.30 Curva histerética del modelo M-147

La primera grieta inclinada apareció en el semiciclo -6 (segundo ciclo a carga de 20 t), a mitad de altura en el lado Oeste del muro, para una carga de -20.0 t y distorsión de 0.08%. En el semiciclo +7 se inició control por desplazamientos. La primera grieta inclinada en el lado Este también ocurrió a mitad de altura, para una distorsión de 0.10% y carga de 22.9 t. En estas zonas empezó a evidenciarse mayor daño en la cara posterior que en la frontal.

Durante el ciclo 8 (segundo ciclo a 0.10% de distorsión) no aparecieron nuevas grietas ni se incrementó el daño en las existentes. Hasta ese momento se habían presentado grietas por flexión en el cuerpo de los castillos ni tampoco grietas inclinadas en ellos. El patrón de agrietamiento se empezó a caracterizar por efectos de tensión diagonal.

En el semiciclo +9 aparecieron nuevas grietas inclinadas desde la esquina superior Este del muro. Se presentó agrietamiento importante sobre la diagonal D2, para una carga de 29.7 t y distorsión de 0.21%. En el semiciclo alterno hubo agrietamiento importante sobre la diagonal D1, con carga de 26.4 t y distorsión de 0.17%. Este agrietamiento fue más evidente al llegar al pico de 0.20% de distorsión y carga de 28.2 t. Se observó recuperación en la curva histerética registrada por el graficador, con un cambio notable en la pendiente de la curva, indicativo de que los alambres de la malla comenzaron a desarrollar su resistencia a carga lateral. Comenzó a presentarse fisuramiento del aplanado en la base del castillo Oeste.

Durante el ciclo 10 (segundo ciclo a distorsión de 0.20%) se observó degradación importante de rigidez y resistencia, sin que se aumentara el nivel de daño. En el semiciclo +11 las grietas sobre la diagonal D2 se continuaron abriendo (anchuras de 0.8 mm), con presencia de ruido. Comenzó a dañarse el aplanado en la zona central del muro, en ambas caras. En este semiciclo el pico de distorsión fue de 0.42% para una carga de 37.8 t, aunque previamente se había alcanzado una carga máxima de 38.2 t con distorsión de 0.38%. En el semiciclo -11 se incrementó el agrietamiento sobre la diagonal D1 y continuó el daño del aplanado en la franja central del

muro, con notable pérdida de resistencia a distorsión de 0.40%. Comenzaron a caer pedazos del recubrimiento y algunas grietas inclinadas empezaron a penetrar los castillos en su zona no confinada (altura media).

Durante el ciclo 12 las grietas sobre las diagonales tuvieron anchos que variaban entre 0.60 y 1.1 mm. El daño del aplanado aumentó en las dos caras en una longitud aproximada de 1.0 mm sobre el eje horizontal del muro y continuaron cayendo pedazos del mismo. Este mortero se observó húmedo aún, evidenciando falta de fraguado seguramente debido a las condiciones ambientales de elevada humedad que imperaron durante los días de prueba, a pesar de que en su dosificación se había usado acelerante de fraguado al 3%. Este mortero tuvo una resistencia a la compresión de tan sólo 7.8 MPa (79 kg/cm²) mientras que el del modelo M-072 fue de 12.2 MPa (124 kg/cm²) y en el modelo M-211 fue de 14.2 MPa (144 kg/cm²). Se decidió suspender el ensaye durante una semana, con el fin de permitir un mayor secamiento del mortero de recubrimiento.

La prueba se reinició ocho días después con el ciclo 13 para el primer pico de distorsión 0.60%. No se observó recuperación de rigidez y el aplanado continuó dañándose en un área notable, especialmente en el cruce de las diagonales. Asimismo en el canto de los castillos. Los anclajes que quedaron descubiertos se observaron sin problema. La malla también se observó en buen estado. El daño general en la cara posterior siguió siendo mucho mayor que en la cara anterior. Mientras se graficaban las grietas hubo ruido en las alambres de la malla.

En la repetición del ciclo a 0.60% de distorsión continuó el desprendimiento del aplanado, especialmente en la cara posterior donde el área afectada fue mayor a 0.8 m². El desprendimiento del recubrimiento ocasionó el rompimiento del cable correspondiente al deformímetro (strain gauge) DH4. Se observaron algunas grietas inclinadas en los tabiques de la zona media del muro y estos aún presentaban humedad.

En el ciclo 15 el modelo fue llevado a 0.80% de distorsión y en el pico la carga fue de 31.2 t. Se escucharon ruidos en los alambres de la malla. No hubo incremento en el daño del muro. En el ciclo 16 (segundo ciclo a 0.80% de distorsión) aparecieron nuevas grietas inclinadas sobre la diagonal D2 y otras grietas verticales en la cara lateral de los castillos. En estas zonas también se ampliaron algunas grietas existentes. Fue evidente el deslizamiento del bloque superior del muro sobre el inferior. El transductor H1 que registró el desplazamiento horizontal a nivel de losa en el lado Este llegó al tope. Por esta razón, en adelante sólo se consideraron las lecturas del transductor H2 para el cálculo de la distorsión.

Durante el semiciclo +17 se realizó el primer ciclo a distorsión de 1.0% y se alcanzó una carga de 30.1 t. Continuó la caída de pedazos de recubrimiento. En la zona media de la cara frontal dos clavos de anclaje perdieron adherencia debido al aplastamiento de tabiques en esa área. Hubo ruidos fuertes al interior del muro, como si algunos alambres de la malla se estuvieran rompiendo o si estuvieran fallando la unión en puntos de soldadura de la malla. En el semiciclo -17 aparecieron nuevas grietas diagonales. El daño del muro se concentró sobre las diagonales y sobre el eje horizontal, mientras que los triángulos superior e inferior del tablero no presentaban daño, tal como se puede observar en la figura 3.30.

En estos últimos ciclos se observó que a pesar de que continuó la degradación de rigidez en la curva histerética, la capacidad de carga en los picos más o menos se conservó, ya que a nuevos incrementos de distorsión no disminuyó el cortante de manera apreciable. El aplanado en la cara lateral del castillo Este se separó del mismo y en consecuencia la malla que da vuelta al castillo quedó sin la ayuda de este recubrimiento. En los ciclo 19 y 20 el espécimen se llevó a 1.5% de distorsión, sin que se hubiera incrementado el daño.

Al continuar aplicando deformaciones al muro hasta distorsiones de 1.8% no hubo incremento significativos en el daño, aunque se escucharon ruidos dentro del muro y algunos tabiques en el cruce de las diagonales siguieron agrietándose en forma diagonal. Se observaron gran cantidad de clavos de anclaje sueltos, pero sin desdoblarse. Los tabiques cercanos a los castillos sobre el eje horizontal comenzaron a aplastarse. El nivel de carga alcanzado fue de 23.5 t para el semiciclo +21 y de 20.7 t para el semiciclo -21.

Al realizar el segundo ciclo a distorsión de 1.80% aparecieron nuevas grietas en el castillo Este a su altura media y avanzó el aplastamiento de tabiques cerca de los castillos.

Durante el semiciclo +23 el modelo fue llevado a una distorsión del 2.0%, sin que se presentara alguna falla estrepitosa. El daño del tablero no se incrementó y la carga alcanzada en el pico fue de 19.8 t. Dos alambres de la malla de confinamiento de los castillos aparecieron rotos al final del ciclo. Luego del semiciclo alterno se dio por terminado el ensaye.

Fue muy notable la deformación alcanzada por este muro, comparada con la de los modelos M-072 y M-211. Jugó un papel importante la malla de confinamiento que se colocó en los dos castillos, pues permitió crear un efecto de jaula sobre todo el conjunto, evitando que se originaran separaciones en las juntas de la mampostería con los castillos y proporcionando gran confinamiento al tablero en general. Cuando algunos tabiques se aplastaron, empezado a salirse de su plano pero quedaron contenidos por la malla de refuerzo.

Por efectos de compresión cortante hubo aplastamiento de tabiques en el cruce de diagonales y en la zona adyacente a los castillos, a la altura media del muro. La distribución del daño se concentró sobre las diagonales y sobre el eje horizontal, por lo que se considera atípica en esta clase de muros con refuerzo de malla de alambre soldado. Esta situación se originó probablemente por la falla prematura del mortero de recubrimiento. Las grietas por cortante no penetraron la zona confinada de los castillos, gracias a los estribos colocados cada $d_c/4$.

El cortante de agrietamiento ocurrió para una carga de 29.7 t y distorsión de 0.21%, y fue 1.47 veces superior a la carga teórica. Probablemente este mayor valor experimental se deba al excelente confinamiento proporcionado por la malla de alambre soldado, su sistema de anclaje a la mampostería y al confinamiento adicional con malla de cuantía mínima en los dos castillos.

La resistencia del muro fue de 38.2 t, con distorsión de 0.39%. Por lo visto en los muros M-072 y M-211 y de acuerdo con otros proyectos desarrollados en el CENAPRED, se esperaba una distorsión de 0.60% para carga máxima, a la cual le hubiera correspondido un cortante aproximado de 47 t. Este no fue posible debido al mal comportamiento del aplanado, cuya contribución a cortante se perdió prematuramente.

Los lazos histeréticos fueron simétricos dentro del rango lineal. Cuando se incursionó en el rango inelástico ya no hubo simetría ni estabilidad en los lazos. Gracias a la ductilidad del modelo la disipación de energía total acumulada fue bastante importante.

El estado final del muro es muy aceptable, sin grandes daños en la mampostería y sin daño aparente en los alambres de la malla de refuerzo ni en los castillos. Vale la pena considerar la posibilidad de repararlo reemplazando los tabiques dañados y colocando un nuevo mortero de recubrimiento, para luego someterlo a un nuevo ensaye.

3.7 MODELO M-211

Este muro fue reforzado con malla de alambre soldado en ambas caras, equivalente a tres veces la cuantía mínima: $p_h = p_v = 0.211\%$. Se diseñó como muro confinado con castillos y dala superior, con factor de sobrerresistencia por flexión de 1.50, de tal manera que se garantizaba falla por cortante. La malla de alambre soldado se ancló a la mampostería con pernos Hilti de 51 mm y arandelas, colocados con pistola de impacto cada 450 mm en ambas caras en forma cuatrapeada. Al castillo Este se le proporcionó confinamiento adicional con malla de cuantía mínima, la cual se traslapó con la malla de diseño. Al castillo Oeste no se le dio este confinamiento adicional. Sobre la malla se colocó un mortero de aplanado dosificado por volumen en proporción 1:4 y con espesor de 25 mm.

La curva histerética y la evolución del agrietamiento se muestran en las figuras 3.31 y 3.32.

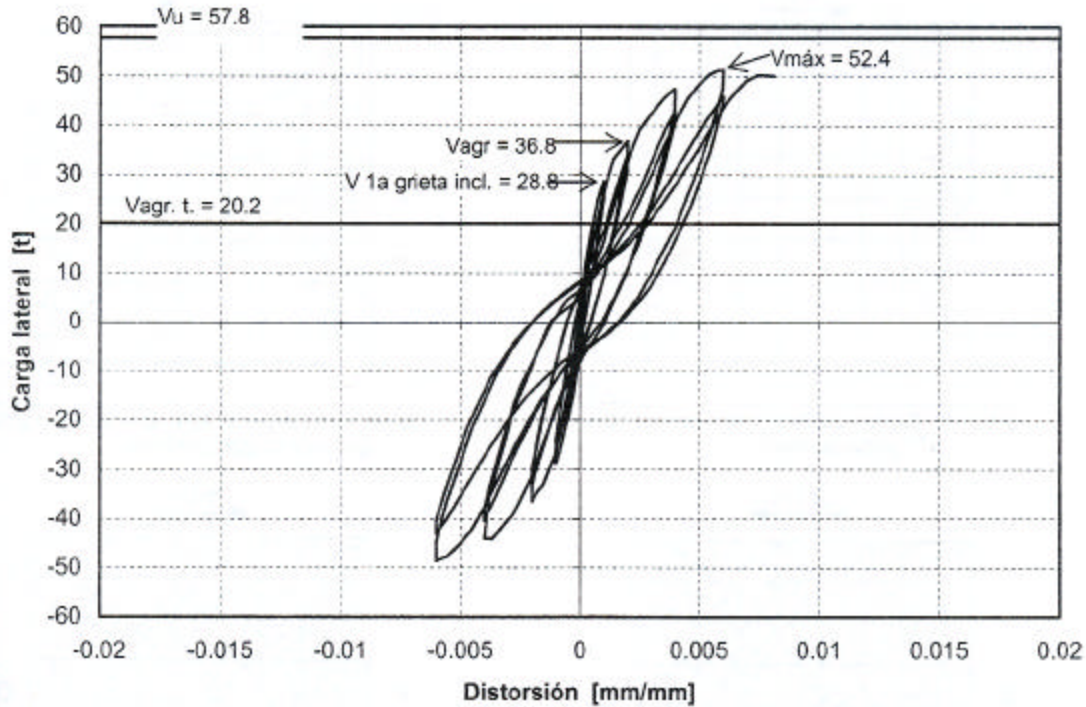


Figura 3.31 Curva histerética del modelo M-211

La primera grieta por flexión se presentó en el castillo Este a 0.20 m de altura, durante el ciclo 5 para una carga de 10.1 t y distorsión de 0.02% (desplazamiento = 0.5 mm). Luego, durante el mismo ciclo apareció una grieta en la base de este castillo cuando la carga era de 15 t y para distorsión de 0.04%. En el ciclo alterno correspondiente también se presentó agrietamiento en la base del castillo Oeste, para carga de 15 t y distorsión de 0.03%.

Durante los ciclos siguientes el estado del muro se observó igual y prácticamente si daño aparente hasta un nivel de carga de 20 t y distorsión de 0.05% (desplazamiento = 1.25 mm). En el ciclo 7 se inició control por desplazamientos. Para distorsión de 0.10% de carga de 28.8 t sólo aparecieron nuevas fisuras a la altura media del castillo Este. Durante los ciclos siguientes hasta el 9 únicamente aparecieron pequeñas fisuras horizontales y verticales en los castillos.

En el ciclo 9 afloró una grieta sobre la diagonal D2, con origen en el castillo Este, para una distorsión de 0.18% (desplazamiento = 4.41 mm) y carga de 35.6 t. Al cabo de este ciclo, (distorsión de 0.20% y carga de 36.8 t), el fisuramiento inclinado se demarcó a lo largo de esta diagonal. En el ciclo alterno sucedió lo mismo con la otra diagonal, para una carga de 36.5 t y distorsión de 0.20%. Al bajar a carga cero las grietas se cerraron completamente y no fue posible leer su anchura. En la repetición del ciclo a 0.20% de distorsión sólo se observó ampliación de las grietas inclinadas (anchura de grieta 1= 0.10 mm), pero ya hubo deterioro de resistencia. El control de grietas se hizo en los puntos indicados en la figura 3.33.

Al término del ciclo 11, con distorsión de 0.40% se alcanzó una carga de 47.6 t. En el ciclo alterno la carga fue de 44.1 t. La grieta 1 se cerró nuevamente y la grieta 2 presentó una anchura de 0.35 mm. En la repetición del ciclo a distorsión de 0.40% la grieta 1 tuvo una anchura de 0.20 mm y la grieta 2 se cerró. Continuó la degradación de resistencia, pues ahora el nivel de carga sólo llegó a 42.9 t. En el segundo ciclo a 0.40 de distorsión la carga fue de 40.4 t, la grieta 2 tuvo una anchura de 0.40 mm y la grieta 1 se cerró de nuevo. Al bajar a carga lateral cero la grieta 2 prácticamente se cerró otra vez, pues su anchura fue 0.04 mm.

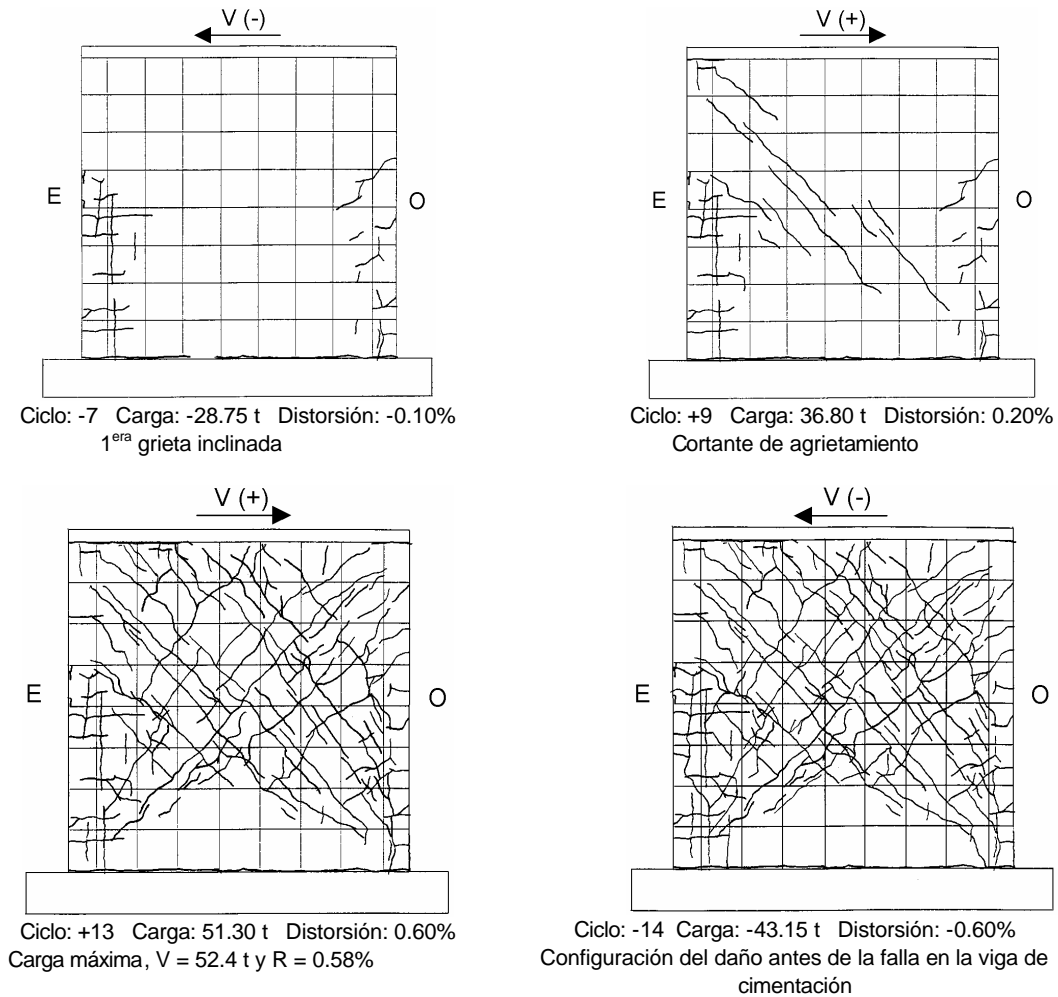


Figura 3.32 Muro M-211: Evolución del agrietamiento durante el ensaye

Durante el ciclo 13 el modelo se llevó a una distorsión de 0.60% (desplazamiento de 14.7 mm) y se alcanzó una carga de 51.3 t, aunque en el momento del ensaye se observó una pantalla una carga máxima de 52.4 t cuando la distorsión estaba entre 0.55 y 0.58%. Comenzó aplastamiento del mortero de aplanado en la base del castillo Oeste. Las grietas 1 y 2 permanecieron cerradas y en general las grietas inclinadas se prolongaron. En el ciclo alterno comenzó a definirse el desprendimiento de un bloque en la base del castillo Oeste, las grietas 1 y 2 continuaron cerradas y la carga alcanzada sólo fue de 48.7 t. En este momento de la prueba se presentó una anomalía en la viga de carga, ya que se observó un desprendimiento de la unión en la "T". En la fotografía de la figura 3.34 se aprecia el estado del muro durante esta etapa de carga.

En la repetición del ciclo a 0.60% de distorsión continuó el deterioro de resistencia. En el semiciclo positivo sólo se alcanzó una carga de 46.0 t y en el semiciclo negativo de 43.2 t.

En el ciclo 15 el modelo fue llevado a 0.80% de distorsión (desplazamiento = 19.6 mm) y se alcanzó una carga de 50.1 t. En este momento se presentó súbitamente una falla inesperada en la viga de cimentación: bajo el castillo Este hubo un cono de falla del concreto de la viga, por lo que el muro se levantó allí y luego se produjo deslizamiento del modelo en su base. La carga se bajó a cero y luego se aplicó un último ciclo de carga negativa donde el control se efectuó por carga hasta que se presentó falla en el castillo Oeste. Esta falla fue de separación vertical del castillo con respecto al muro siguiendo la junta entre los dos materiales. La carga alcanzada aquí fue de 21.4 t. En las fotografías de las Figs 3.34 y 3.35 se muestran estas fallas.

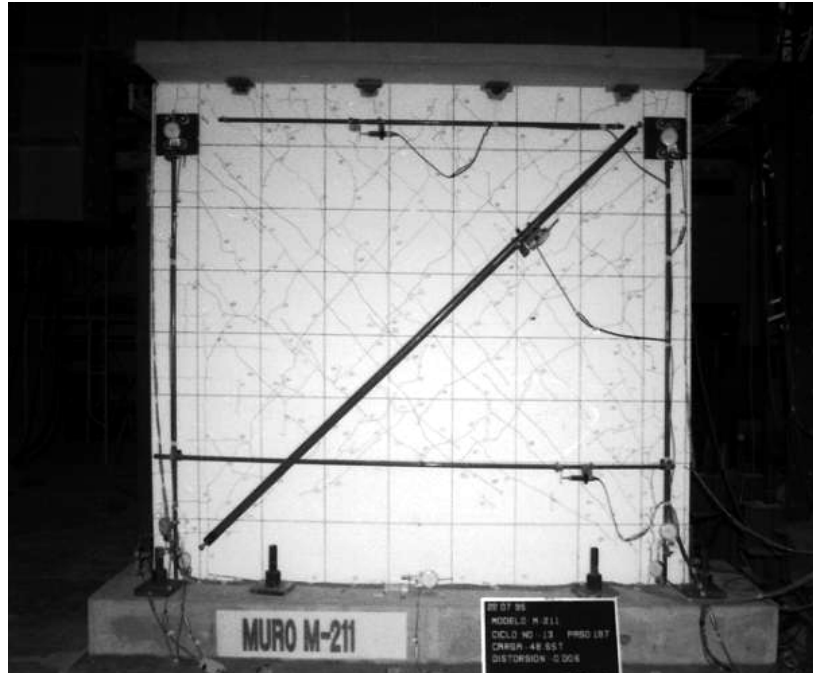


Figura 3.33 **Modelo M-211: Estado del muro durante el primer ciclo a distorsión de 0.60%**

La configuración de daño en la cara frontal para el ciclo anterior a la rotura del concreto en la viga de cimentación (ciclo -14) se incluye en la figura 3.32. El comportamiento del muro fue a compresión cortante, sin mayores efectos de flexocompresión. Hubo buena distribución del agrietamiento gracias a la simetría del refuerzo proporcionado por la malla de alambre soldado. Las grietas por cortante no penetraron los castillos debido al buen confinamiento dado por los estribos colocados cada $d_c/4$.

El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de 20 t y distorsión de 0.05%, que son valores semejantes a los teóricos. El cortante de agrietamiento ocurrió para una carga de 36.8 t y distorsión de 0.20% (desplazamiento = 4.9 mm), y fue de 1.84 veces superior a la carga teórica. Es posible que este mayor valor del cortante de agrietamiento experimental se deba al excelente confinamiento proporcionado por la malla de alambre soldado y su sistema de anclaje a la mampostería. Es de notar que el agrietamiento inclinado hasta el momento de distorsión 0.20% se presentó directamente sobre la zona de las diagonales del muro y no en las esquinas, como sucedió con los muros M-250 y M-072. Este detalle sugirió la formación de puntales de compresión en la zona de las diagonales. A medida que se incrementó la distorsión el daño se distribuyó sobre las franjas centrales y superior del muro, formando un patrón de agrietamiento principal en forma de “X”.

La resistencia máxima del muro fue de 52.4 t con distorsión de 0.58% (desplazamiento = 1.42 cm), equivalente a 0.91 veces la carga última teórica. Antes de que ocurriera la falla esperada por compresión cortante sobre las diagonales o por aplastamiento de los tabiques en los extremos de las mismas, se presentó arrancamiento de un cono de concreto en la viga de cimentación bajo el castillo Este. Hasta ese momento se había llevado el muro a una distorsión de 0.80% (desplazamiento = 2.0 cm), para la cual se alcanzó una carga de 50.1 t. Se esperaba haber llegado a una distorsión de 1.2%.

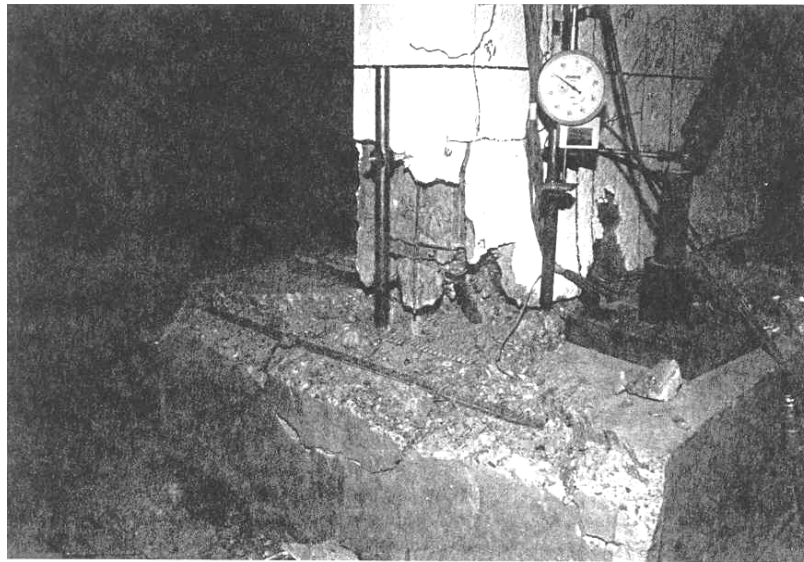


Figura 3.34 *Modelo M-211: Falla súbita en la viga de cimentación, bajo el castillo Este*

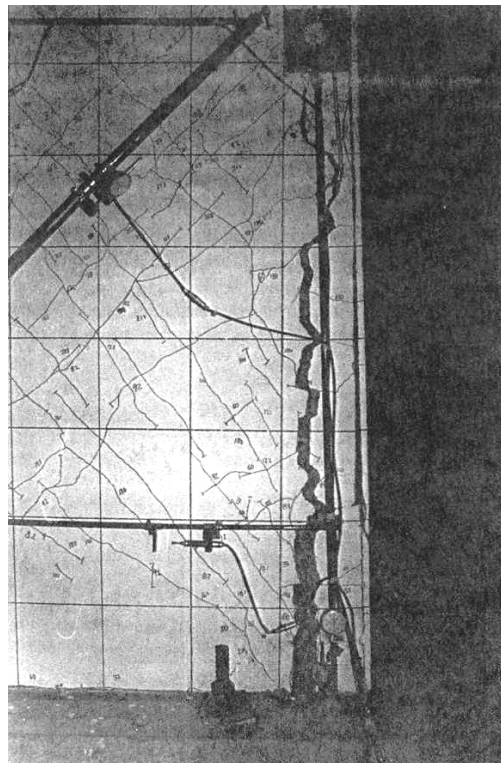


Figura 3.35 *Modelo M-211: Separación vertical entre el castillo Oeste y el tablero de mampostería, a lo largo de la junta entre los dos materiales*

Los lazos histeréticos fueron simétricos dentro del rango lineal. Cuando se incurrió en el intervalo inelástico también hubo simetría y estabilidad en los lazos. Los lazos histeréticos fueron más o menos amplios y con aceptable disipación de energía.

En la falla por separación vertical del castillo Oeste con respecto al muro se evidenció la falta de confinamiento adicional dado con mala de cuantía mínima en el otro castillo. En el castillo Oeste también se presentó aplastamiento del aplanado. En general, el aplanado de las caras principales del muro tuvo comportamiento muy satisfactorio. En la cara lateral del castillo Oeste se desprendió.

No hubo daño aparente en los castillos y el conjunto formado por la mampostería más el aplanado tuvo una resistencia a compresión excelente, favorecido por el notable confinamiento que le proporcionó la malla anclada con pernos Hilti. No se observó daño alguno en los alambres de la malla, por lo que ésta aún permitiría mayores desplazamientos que se impusieran al modelo. El trabajo de los pernos Hilti fue destacado, ya que ninguno de ellos perdió adherencia y quedaron intactos en el muro.

En la Tabla 3.1 se comparan los resultados más relevantes del ensayo de los muros.

Tabla 3.1 Comportamiento de los muros en los ensayos

Parámetros teóricos	M-250	M-250R	M-072	M-147	M-211
Carga Axial "P", t	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Rigidez "K", t/cm	489.00	512.00	165.00	151.00	170.00
Cortante de agrietamiento, t	40.00	40.00	20.20	20.20	20.20
Distorsión de agrietamiento, %	0.03	0.03	0.05	0.05	0.05
Desplazamiento de agrietamiento, cm	0.08	0.08	0.12	0.13	0.12
Carga última, t	72.00	72.00	31.10	42.40	57.80
Resultados experimentales					
Límite elástico:					
Carga, t	25.30	20.00	20.00	20.10	19.95
Distorsión, %	0.10	0.04	0.07	0.08	0.05
Desplazamiento, cm	0.25	0.10	0.16	0.19	0.13
Cortante a la 1ª grieta por flexión, t	20.00	---	12.50	20.10	10.10
Distorsión a la 1ª grieta por flexión, %	0.06	---	0.03	0.08	0.02
Cortante a la 1ª grieta inclinada, t	16.00	34.80	23.70	22.90	28.80
Distorsión a la 1ª grieta inclinada, %	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10
Desplazamiento a la 1ª grieta inclinada, cm	0.12	0.24	0.25	0.25	0.25
Rigidez inicial, t/cm	136.00	145.00	96.00	92.00	118.00
Cortante de agrietamiento, t	37.40	48.20	28.70	29.70	36.80
Distorsión de agrietamiento, %	0.20	0.24	0.21	0.21	0.20
Desplazamiento de agrietamiento, cm	0.50	0.58	0.51	0.51	0.49
Cortante máximo, t	---	---	42.40	38.20	52.40
Distorsión a carga máxima, %	---	---	0.60	0.38	0.58
Desplazamiento a carga máxima, cm	---	---	1.50	0.93	1.42
Cortante de falla, t	45.20	57.00	36.70	19.80	50.05
Distorsión a la falla, %	0.38	0.37	1.00	2.00	0.80
Desplazamiento a la falla, cm	0.92	0.89	2.50	5.00	2.00

Tabla 3.1 (cont.) Comportamiento de los muros en los ensayos

	M-250	M-250R	M-072	M-147	M-211
Patrón de agrietamiento	Flexo-compresión, patrón en forma de "X".	Tensión diagonal. Inició patrón en forma de "X".	Buena distribución del daño en toda el área del tablero.	Distribución del daño alrededor del eje horizontal del muro.	Compresión cortante, distribución del agrietamiento en toda el área del tablero.
Modo de falla	Cortante de entrecara entre losa y muro.	Rotura del concreto de la viga de cimentación.	Tensión diagonal en la mampostería	Tensión diagonal y aplastamiento de algunos tabiques en el cruce de diagonales y junto a los castillos a mitad de altura.	Rotura en concreto de la viga de cimentación. Separación vertical del castillo Oeste del resto del mundo.
Curva histerética	Lazos simétricos y sin estrangulamiento.	El muro apenas empezó a incursionar en el rango inelástico, por lo que la curva histerética fue de tendencia lineal.	Lazos simétricos y amplios. Buena disipación y energía. Mayores distorsiones y degradación de rigidez y resistencia en el castillo Oeste.	Lazos simétricos y sin estrangulamiento. Importante disipación de energía.	Lazos simétricos y estables. Lazos amplios y con aceptable disipación de energía.

Comportamiento de los materiales y del anclaje

Mampostería			Se aplastó en los extremos de la diagonal. En el resto del área no presentó daño aparente.	Moderado agrietamiento inclinado sobre las diagonales y aplastamiento de tabiques en el cruce de ellas y junto a los castillos a media altura.	No hubo aplastamiento de tabiques. Fuera del área de separación vertical del castillo no presentó daño aparente.
Aplanado			Se agrietó o desprendió en la diagonal de falla. Su resistencia a compresión fue de 124 kg/cm ² . Comportamiento muy satisfactorio.	Comportamiento atípico. Se dañó y se desprendió prematuramente a lo largo del eje horizontal del muro. El área afectada ocupó el tercio horizontal central del muro. Su resistencia a compresión fue de 79 kg/cm ² .	Desprendimiento en cara lateral del castillo Oeste. Su resistencia a compresión fue de 144 kg/cm ² . Comportamiento muy satisfactorio.
Malla de alambre soldado			Rotura de los alambres que fueron cruzados por la diagonal de falla. Fuera de esta zona quedó un buen estado.	No hubo daño aparente en los alambres de la malla. Se rompieron dos alambres del confinamiento de castillos.	No se observó daño alguno.
Elementos de anclaje			No perdieron adherencia ni se desdoblaron incluso cerca de la diagonal de falla.	En el área donde se dañó el aplanado se desprendieron el 60% de los clavos.	No se observó pérdida de adherencia ni daño en ellos.

3.8 ENVOLVENTES DE RESPUESTA

Es de interés práctico observar la respuesta de los modelos ante cargas horizontales cíclicas a través de las envolventes de respuesta de las curvas histeréticas. Estas envolventes tienen tres etapas de comportamiento más o menos bien definidas. La primera se presenta en los primeros ciclos con un comportamiento aproximadamente elástico-lineal hasta distorsiones que producen el primer agrietamiento inclinado, luego del cual se comienza a degradar la rigidez. El segundo intervalo sucede entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la resistencia máxima del espécimen, y se caracteriza por una disminución en la rigidez lateral, debido al aumento del agrietamiento y la formación gradual de grietas diagonales principales. En esta etapa se alcanzan resistencias mayores a la del primer agrietamiento inclinado, gracias al trabajo desarrollado por la malla. La tercera etapa ocurre después de que alcanza la resistencia máxima, hasta llegar a la falla o a una distorsión última del modelo. Este intervalo se caracteriza por grandes desplazamientos asociados a una notable degradación de rigidez y resistencia.

En las figuras 3.36 a 3.40 se pueden observar las envolventes de respuesta de los ciclos positivos de cada uno de los muros, donde se destacan los eventos en que ocurrió el primer agrietamiento inclinado, la primera grieta por flexión, el cortante de agrietamiento, la resistencia máxima y el momento de falla del espécimen.

Del análisis de estas envolventes se pudo establecer que la primera grieta inclinada en todos los muros de mampostería se presentó a la misma distorsión: 0.10%, pero a niveles de carga diferentes, seguramente como efecto del grado de confinamiento proporcionado por cada malla utilizada y su sistema de anclaje empleado. También el cortante de agrietamiento en todos los muros de mampostería se presentó a la misma distorsión: 0.20%, pero con valores de carga diferentes, probablemente por la misma razón.

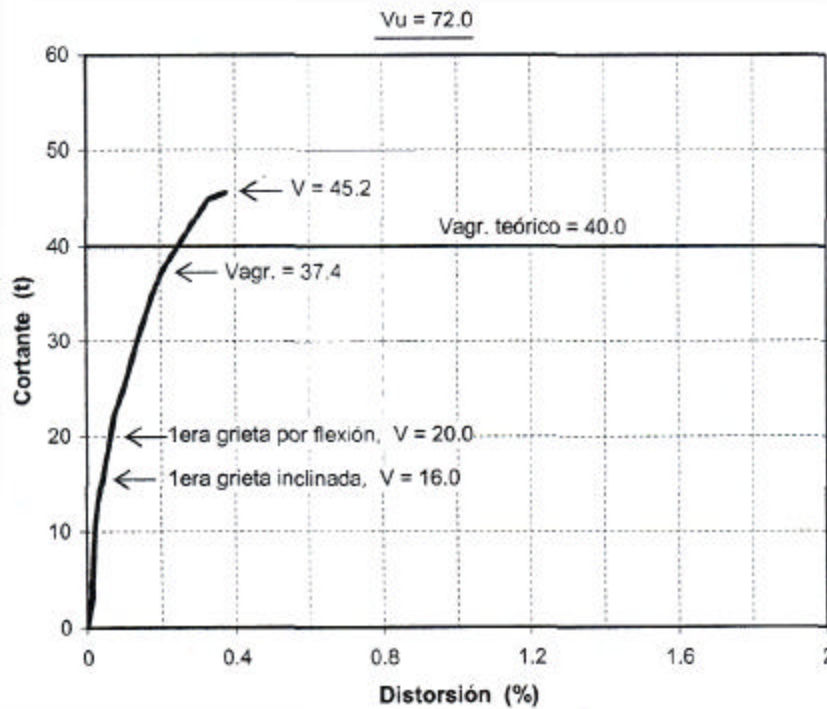


Figura 3.36 Modelo M-250: Envolvente de respuesta (1 t = 9.81 kN)

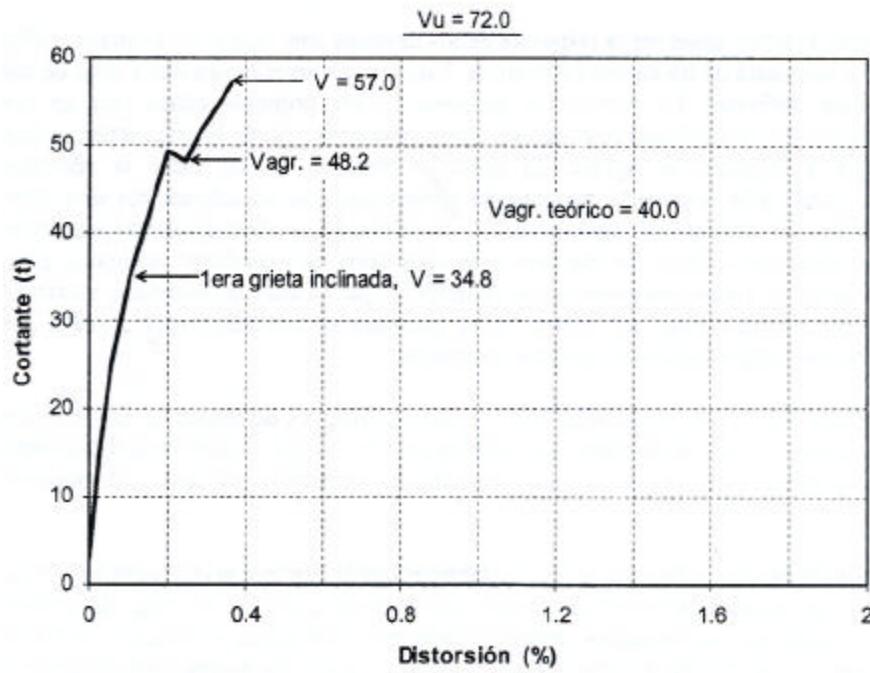


Figura 3.37 Modelo M-250R: Envolvente de respuesta (1 t = 9.81 kN)

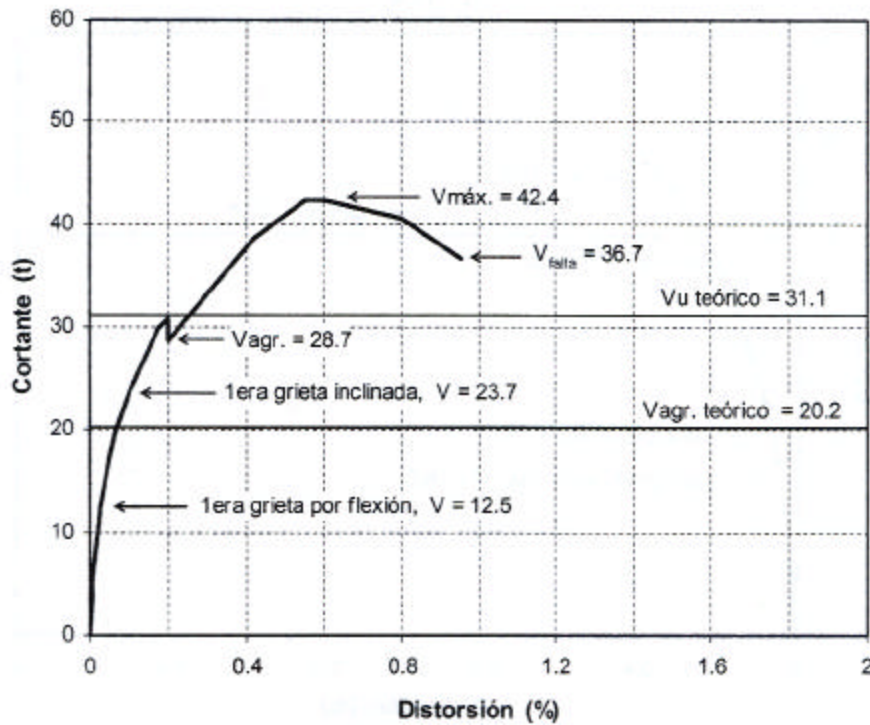


Figura 3.38 Modelo M-072: Envolvente de respuesta (1 t = 9.81 kN)

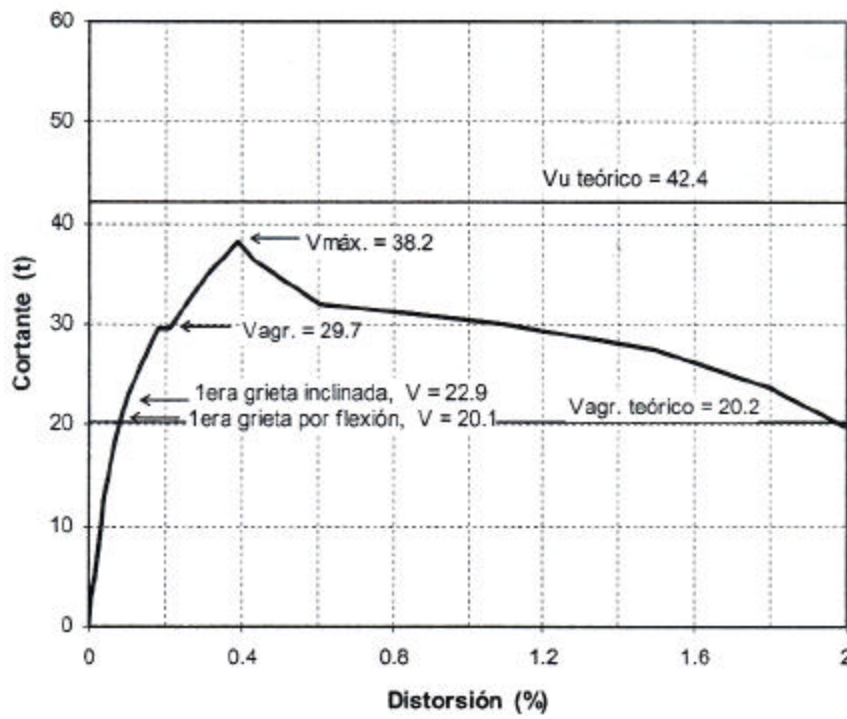


Figura 3.39 Modelo M-147: Envolvente de respuesta ($1 t = 9.81 kN$)

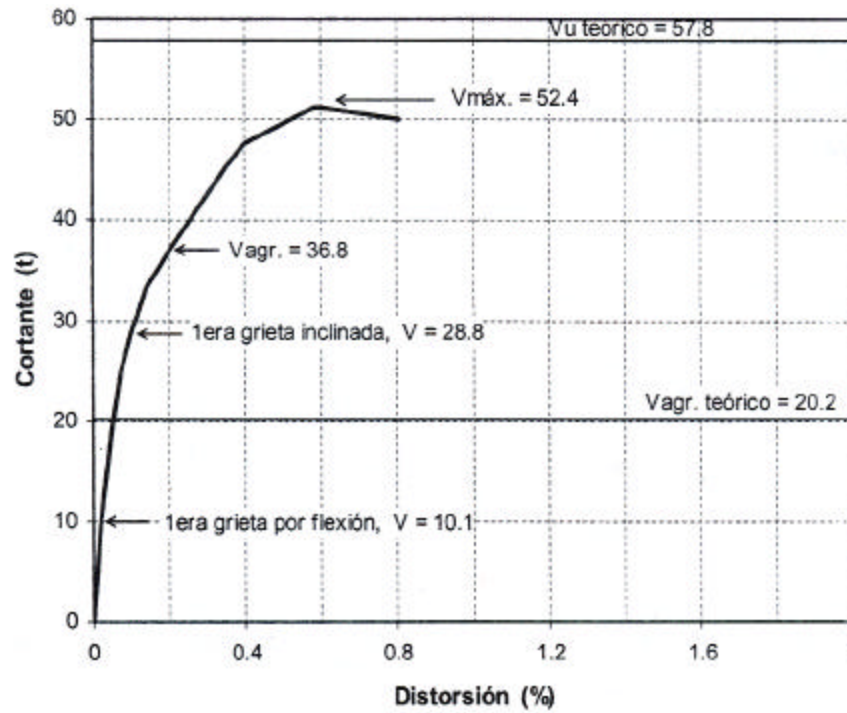


Figura 3.40 Modelo M-211: Envolvente de respuesta ($1 t = 9.81 kN$)

Asimismo, la carga máxima se alcanzó a la misma distorsión: 0.60%, excepto en el modelo M-147 donde ocurrió a 0.40% de distorsión. Sin embargo, se considera que el comportamiento de este muro fue atípico, debido a que el mortero de recubrimiento empezó a fallar prematuramente, por no haber alcanzado el fraguado necesario.

De la observación de los envoltentes de respuesta se sugiere definir la rigidez inicial real de los modelos como la que corresponde a la primera grieta inclinada (no la del cortante de agrietamiento).

Conviene resaltar que en el muro de concreto (M-250) la carga máxima alcanzada no corresponde a la resistencia propiamente dicha del muro, puesto que fue necesario suspender la prueba antes de que la misma se hubiera logrado, debido a la falla inesperada por adherencia en la superficie de contacto con la losa (en el ensaye del modelo original) o por la falla de la viga de cimentación cuando el modelo reparado fue ensayado por segunda vez. En el Apéndice C, se presenta el tercer y definitivo ensaye de este modelo en donde sí se llegó a su resistencia.

La carga última en el modelo M-211 no fue propiamente su carga de falla, debido a que la prueba se suspendió por rotura del concreto en la viga de cimentación. Este espécimen si alcanzó su resistencia máxima.

En la figura 3.41, se muestra una comparativa de las envoltentes de respuesta, donde se puede analizar la diferencia de comportamiento entre ellos.

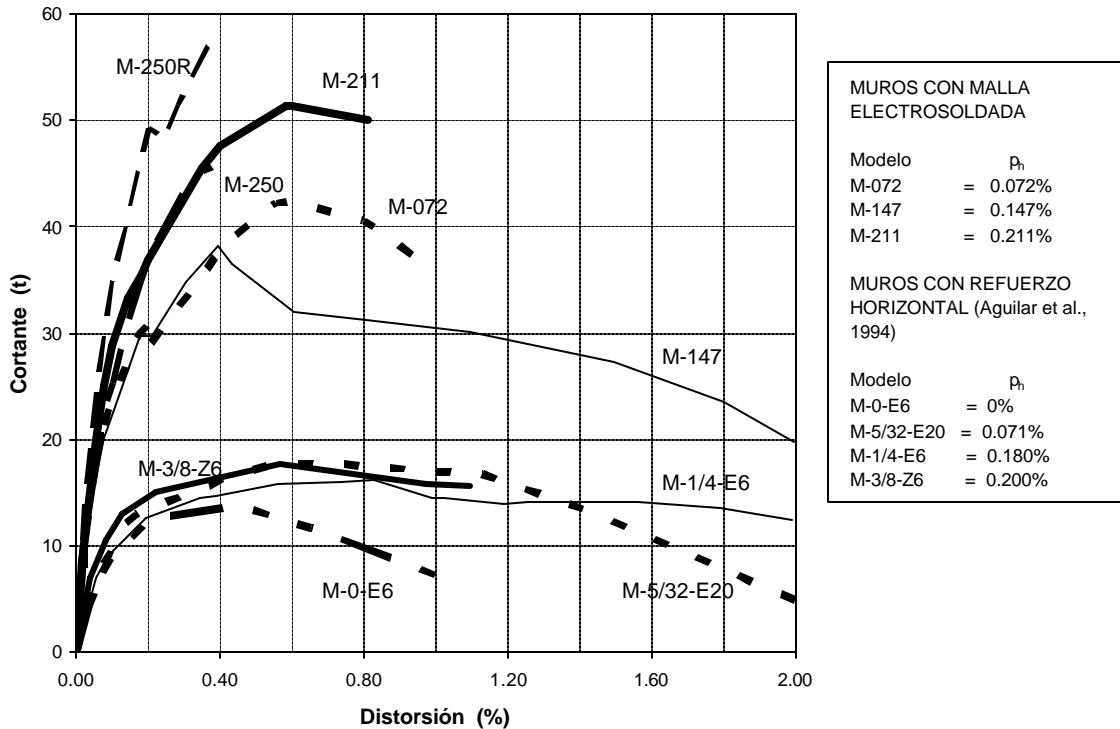


Figura 3.41 Comparación de envoltentes de respuesta de ensayos sobre muros de mampostería con distinto tipo de refuerzo a cortante ($1 t = 9.81 kN$)

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS

La instrumentación interna colocada en el refuerzo longitudinal y transversal de castillos y en los alambres horizontal y vertical de las mallas permite determinar el nivel de esfuerzos alcanzados en los puntos de interés, con base en las lecturas de deformaciones registradas en los canales correspondientes. En este estudio las deformaciones medidas son convertidas a esfuerzos mediante una curva esfuerzo-deformación idealizada de tipo bilineal, que fue obtenida a partir del ensaye a tensión monótona de probetas del acero de refuerzo y de la malla de alambre soldado (existen otros modelos que toman en cuenta el efecto de cargas reversibles mediante curvas exponenciales). La rigidez inicial del modelo bilineal se tomó como el módulo de elasticidad del acero 2×10^5 MPa (2.1×10^6 kg/cm²).

Los transductores eléctricos de deformación (deformímetros) se colocaron según se indicó en la sección 2.3.1 en el refuerzo longitudinal y transversal de castillos y en los alambres horizontales y verticales de la malla. La información obtenida con ellos fue copiosa, por lo que en este capítulo sólo se presenta información y análisis de aquellos que fueron relevantes y que conciernen a las conclusiones del proyecto.

Para facilitar la aparición visual del efecto de la fluencia del refuerzo en la respuesta de los modelos, se muestra la curva cortante-distorsión para el instante en que sucedió el evento.

En este capítulo se harán referencia nuevamente a cargas en toneladas, que fue como se registró y manejó durante el ensaye; se debe considerar que $1 \text{ t} = 9.81 \text{ kN}$.

4.1 MODELO M-250

Este muro fue llevado al ensaye con algún agrietamiento inicial, especialmente en su esquina inferior Este, ocasionado probablemente por la contracción de fraguado y transporte del modelo y por el tensado de la viga de cimentación durante su anclaje a la losa de reacción.

4.1.1 Refuerzo en castillos

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal y en los estribos estuvieron abajo de $0.5\epsilon_y$ que correspondieron a esfuerzos por debajo de $0.5f_y$. El refuerzo siempre tuvo un comportamiento dentro del intervalo elástico, hasta cuando fue necesario suspender la prueba por la falla de la interfaz que ocurrió inesperadamente entre la losa y el muro.

4.1.2 Refuerzo interior

La primera grieta inclinada apareció en la esquina inferior Este durante el paso 52, con carga de 16 t y distorsión de 0.049%. La barra horizontal del No. 3, ($\phi=9.5$ mm, 3/8 pulg) que fue atravesada por esta grieta en la posición DH8 empezó a contribuir con su resistencia a carga lateral de forma inmediata, para impedir que la grieta se abra más. Su registro de deformación anterior estaba prácticamente en cero y de repente superó el 60% de su capacidad elástica. A partir de entonces llegó a tener deformaciones próximas a su límite elástico, pero sin entrar nunca en fluencia.

En el paso 100, ciclo 7+, con carga de 24 t y distorsión de 0.08%, se abrió una grieta inclinada importante y de longitud considerable desde el castillo Oeste (a mitad de altura) hasta la base del muro. El deformímetro próximo a esta grieta (DH5) registraba deformaciones cercanas a cero hasta ese momento, y luego comenzó a indicar deformaciones elásticas de mediana consideración. En esta misma barra horizontal se

incrementaron las deformaciones elásticas a medida que se llegó a un pico de 38 t de carga, con distorsión de 0.27% en el paso 146, con valores próximos a su límite elástico, pero sin llegar a la fluencia. El aumento en esas deformaciones fue consecuencia de una nueva grieta que atravesó todo el muro desde el castillo Oeste y que pasó cerca al deformímetro DH5. Junto con esa grieta aparecieron otras tres en la esquina superior Este, equidistantes y paralelas a la diagonal D1, las cuales atravesaron el mundo desde la losa hasta el castillo Este y pasaron relativamente cercanas a los deformímetros horizontales DH2, DH3, DH4 y H2 y verticales DV1, DV2 y DV3. En la figura 4.1 se destaca la posición de estos deformímetros, mediante un punto resaltado en negro. En las barras horizontales correspondientes se empezaron a presentar deformaciones elásticas de mediana consideración, así como en la barra vertical registrada con el DV2.

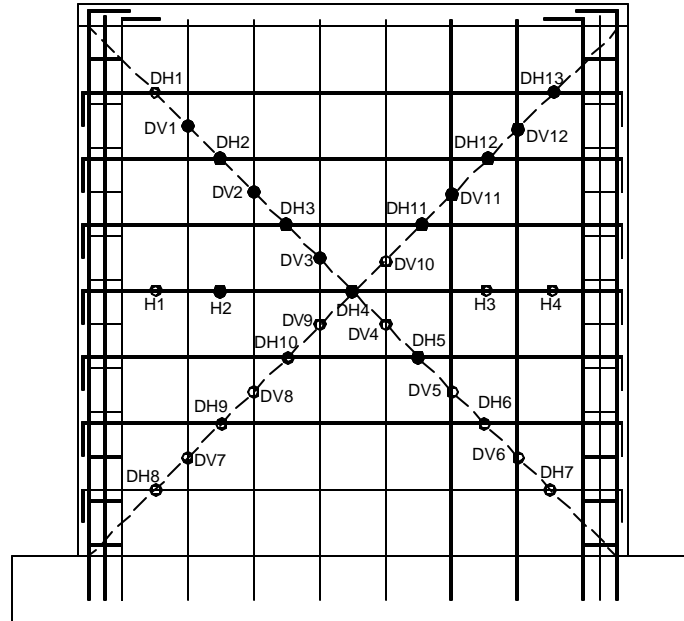


Figura 4.1 Modelo M-250: deformímetros (·) que registraron mayores deformaciones elásticas luego de que ocurrió el cortante de agrietamiento

El cortante de agrietamiento se presentó a 0.2% de distorsión y carga de 37.8 t en el paso 132, pico 9+. Hasta ese momento el comportamiento general del modelo había sido flexocompresión, con agrietamiento inclinado principalmente en las esquinas inferiores. En este evento surgieron tres grietas inclinadas importantes en la esquina superior Oeste, desde la losa hasta el castillo Oeste, paralelas a la diagonal D2. (Ver fig 3.15, ciclo + 9).

Cuando ocurrió el cortante de agrietamiento, las tres grietas inclinadas que se originaron pasaron cerca de los deformímetros horizontales DH11, DH12 y DH13 y verticales DV11 y DV12. En el paso anterior las mediciones de estos instrumentos estaban próximas a cero y con este suceso pasaron de repente a valores ligeramente superiores a su límite elástico teórico, pero sin entrar en fluencia. Posteriormente, desde el paso 183 empezaron a fluir dos de esas barras horizontales en las posiciones DH11 y DH12, cuando las grietas que las atravesaban se abrieron más. En la figura 4.2 se puede apreciar la curva cortante-deformación de la barra en la posición DH11.

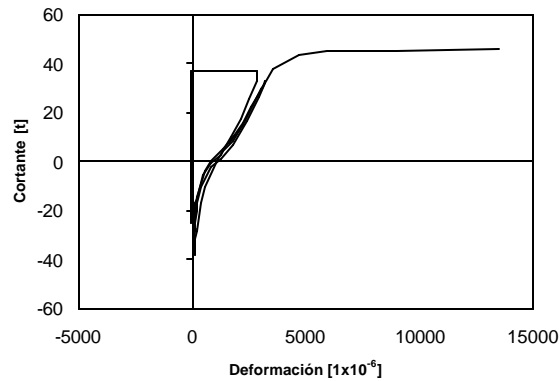


Figura 4.2 Modelo M-250: curva cortante-deformación de la barra horizontal en la posición DH11

Como consecuencia de la falla de adherencia entre la losa y el muro, y luego de que la losa fue levantada y desplazada por acción de la carga lateral, las tres grietas inclinadas en la esquina superior Oeste se abrieron mucho más, llegando a tener anchuras hasta de 10 mm. Por esta razón hubo más deformación plástica en las barras horizontales en las posiciones DH1, DH10 y DH13 de tres barras verticales en las posiciones DV8, DV9 y DV11.

4.2 MODELO M-250R

El muro M-250R fue sometido por segunda vez a ensaye, después de haberse rellenado con resina epóxica todas las grietas que habían quedado desde la primera prueba, y luego de que se le construyera una nueva losa de 200 mm de espesor. Por tanto, este modelo reparado legó completamente sano al nuevo ensaye, sin ninguna clase de fisuración aparente. Su instrumentación fue la misma del modelo M-250.

4.2.1 Refuerzo en Castillos

El refuerzo longitudinal sólo llegó a registrar deformaciones elásticas hasta un 60% del límite correspondiente. Las deformaciones de los estribos fueron muy pequeñas y despreciables, bajo esfuerzos inferiores de $0.2f_y$. Es decir, de nuevo este refuerzo quedó sin deformaciones residuales, después de que se dio por terminado el ensaye al fallar la viga de cimentación.

4.2.2 Refuerzo interior

La primera grieta inclinada se presentó en la esquina inferior este durante el ciclo 7+ en el paso 90, con distorsión de 0.10% y carga de 34.8 t. Esta grieta pasó entre los deformímetros horizontales DH8 y DH9, cuyos registros de deformación fueron poco significativos. En el ciclo alterno, paso 105, carga de 32 t y distorsión de 0.11%, aparecieron con mucho ruido 2 grietas inclinadas en la esquina inferior Oeste, una de ellas desde el castillo hasta la base más o menos a 45° . Pasaron cerca de los deformímetros horizontales H4 y DH6 y del vertical DV5. Este último deformímetro registró una deformación de la barra vertical del orden del 50% de su capacidad elástica, mientras que los otros dos no indicaron deformaciones importantes.

Durante el ciclo 9+, paso 156, a distorsión de 0.20% y carga de 49.3 t, se abrió otra grieta inclinada importante en el lado Este, desde el castillo hasta la base. Pasó cerca de los deformímetros horizontales, pero el

último sí registró desplazamientos superiores al límite elástico teórico de la barra, aunque no hubo fluencia, pues posteriormente ésta se recuperó a niveles elásticos.

Al llegar en este paso pico de distorsión de 0.20% y mientras se graficaban las grietas, el modelo sufrió un mayor desplazamiento sin que se hubiera incrementado la carga. Como consecuencia el muro se agrietó a lo largo de toda la diagonal D2. Para este cortante de agrietamiento la distorsión fue de 0.24%, con carga de 48.2 t., Inmediatamente se produjo la respuesta de la malla tomando los esfuerzos cortantes e incrementando sus deformaciones desde valores cercanos a cero hasta registros en el límite elástico, especialmente en las posiciones DH2, DH3, DH4, DH5 y DH6. También hubo deformaciones importantes en dos barras verticales, en las posiciones DV1 y DV2. Cuando se aplicó el segundo pico de distorsión a 0.20% estas mismas barras horizontales y verticales alcanzaron deformaciones similares a las del primer pico.

Finalmente al avanzar en el ciclo 11 al pico de 0.40% de distorsión, se produjo la falla súbita de la viga de cimentación cuando la distorsión era de 0.37%, con carga de 57 t. Como consecuencia hubo fluencia de dos barras horizontales, en las posiciones DH2 y DH3 y de una vertical en las posiciones DV2 y DV8.

4.3 MODELO M-072

4.3.1 Refuerzo en castillos

Los deformímetros localizados sobre el refuerzo longitudinal en la base de los castillos muestran que todas las barras correspondientes se plastificaron. Durante el ciclo 13+ se registró la primera fluencia en el castillo Este en la posición L5 cuando la distorsión era de 0.40%, con carga de 33.7 t (paso 181). En ese momento la barra se encontraba a compresión, por efectos de la carga axial y del momento debido a la carga lateral. Al mismo tiempo fluyó la primera barra en el castillo Oeste, en la posición L2, sometida también a compresión. En el ciclo alterno de carga (paso 201) fluyó otra barra en el castillo Este, en la posición L3, cuando estaba a compresión. En ese momento la distorsión era de 0.49% con carga de 32.3 t. Como consecuencia la carga vertical aplicada se bajó súbitamente de 12.9 a 10.6 t y las grietas sobre la diagonal D1 se prolongaron. La secuencia de estos eventos se muestra en la figura 4.3.

En el siguiente ciclo de carga (14+, paso 215) se registró nueva fluencia en el castillo Este, en la posición L6, bajo carga de 9.4 t y distorsión de 0.10%. En este ciclo se avanzaba por segunda vez a distorsión pico de 0.60%. Esta barra ya había registrado fluencia en el ciclo anterior en la posición L3. En el lado Oeste se generó una nueva grieta inclinada, sin penetrar el castillo. Hubo pérdida de adherencia del aplanado en el castillo Este en una longitud aproximada de 40 cm, en la esquina inferior.

Finalmente en el ciclo 16+ (paso 280) se registró nueva fluencia en el casillo Este en la posición L4, bajo carga de 11.5 t y distorsión de 0.11%. En este ciclo se avanzaba por segunda vez a distorsión pico de 0.80%. Esta barra ya había registrado fluencia en la posición L5 durante el ciclo 13+. Aparecieron nuevas grietas sobre la diagonal D1 y otras existentes se extendieron, además hubo agrietamiento en la base del castillo Este.

En los lazos histeréticos hubo redondeo debido a la fluencia de las varillas (ver fig 3.24).

Los dos primeros estribos localizados en el castillo Oeste a 50 y 200 mm de la base tuvieron alguna exigencia importante dentro del rango lineal, pero sin llegar a la fluencia. Los demás estribos instrumentados en los castillos no registraron deformaciones significativas.

En la figura 4.4 se pueden apreciar las curvas cortante-deformación para dos barras del refuerzo longitudinal que fluyeron y para un alambre horizontal de la malla que plastificó.

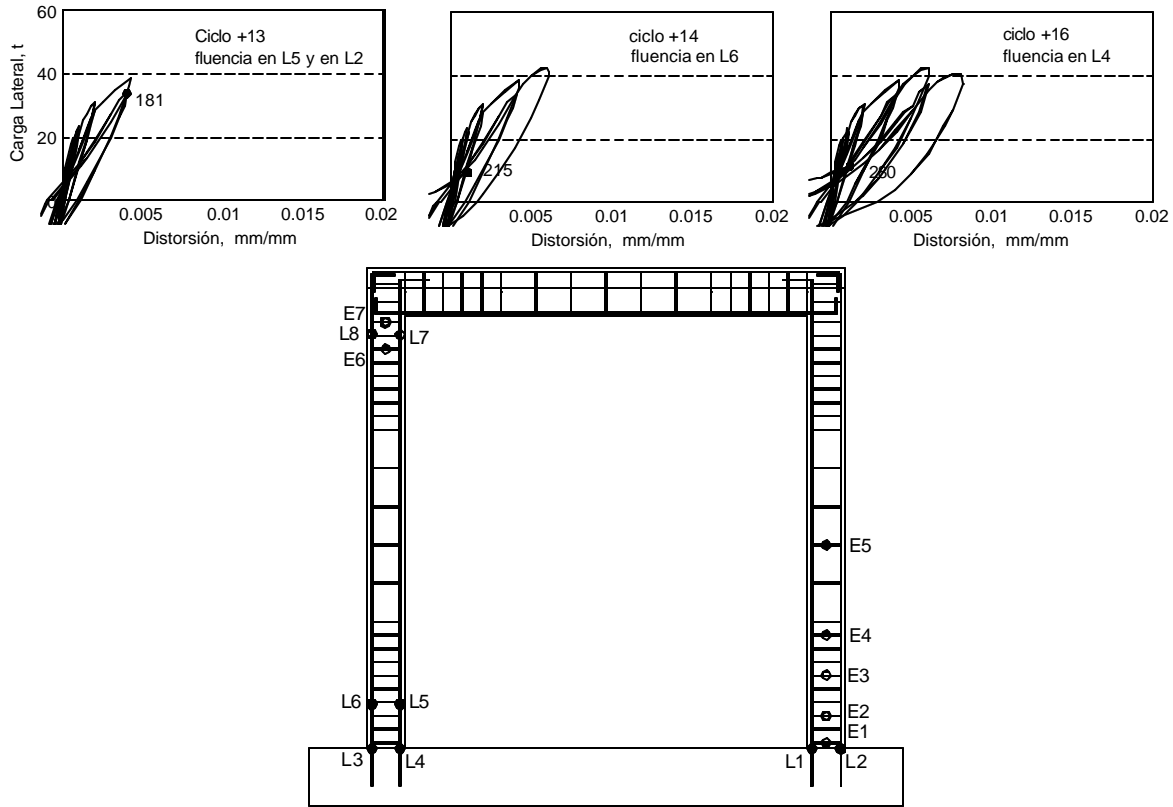


Figura 4.3 *Model M-072: Secuencia de fluencia en el refuerzo longitudinal de los castillos*

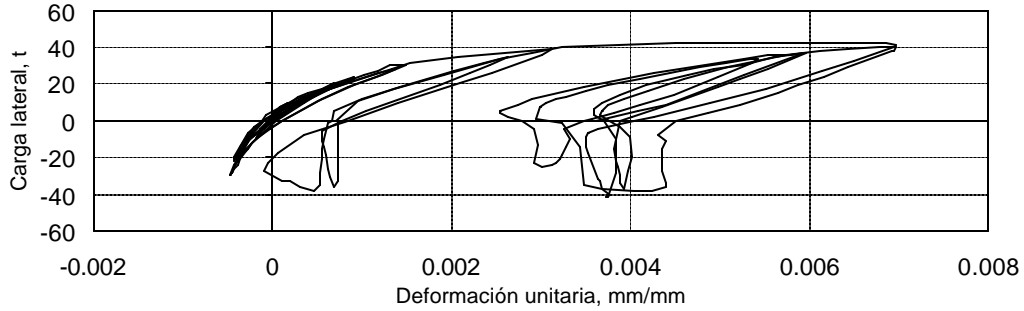
4.3.2 Malla de alambre soldado

Los alambres horizontal y vertical de la malla fueron instrumentados sobre las diagonales del modelo, donde se esperaban los mayores daños por cortante durante la prueba, de acuerdo con la posición indicada en la sección 2.3.2. En este modelo se instrumentaron ambas caras, con el propósito de observar la diferencia en el comportamiento de las mallas debida a la diferente densidad de anclajes colocados en ellas.

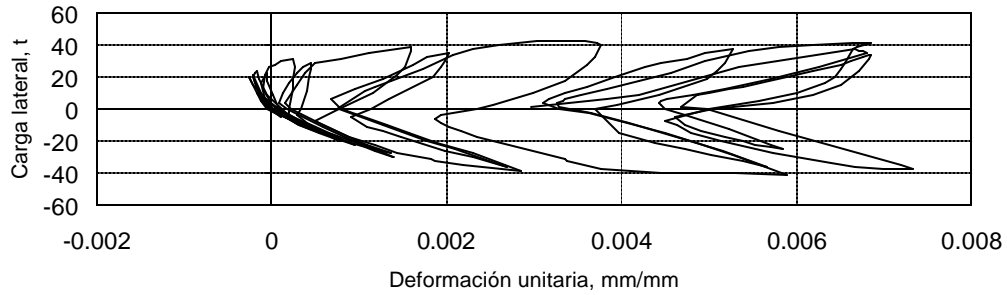
En el ciclo 11+, paso 128, se presentó el cortante de agrietamiento del muro a distorsión de 0.21% y carga de 28.7 t, con aparición súbita de una grieta a lo largo de la diagonal D2, acompañada de ruido. Este agrietamiento ocurrió por tensión diagonal en la mampostería y su anchura fue de 2 mm. También hubo ligero aplastamiento en la base del bastillo Oeste. Al ocurrir el cortante de agrietamiento se observó caída en la curva histerética (ver fig 3.24). Inmediatamente después empezó el trabajo de resistencia a cortante de la malla de alambre soldado, con un cambio radical en las deformaciones registradas en los alambres horizontales, desde valores poco significativos hasta la fluencia. En el paso 129, con distorsión de 0.25% y carga 31 t, se plastificaron los primeros alambres en las posiciones DH5 de la cara frontal y DH9, DH10 y DH13 de la cara posterior. En el siguiente paso, a distorsión de 0.32% y carga de 35.1 t, se plastificó otro alambre horizontal de la cara frontal, en la posición DH2 y uno vertical en la posición DV3. Cabe aclarar que las posiciones DH5 de la cara frontal y DH10 de la cara posterior son las mismas en las coordenadas del muro.

Al realizar el ciclo alterno de carga ocurrió el agrietamiento súbito a lo largo de la diagonal D1, por tensión diagonal en la mampostería (ciclo -11, paso 142, con distorsión de 0.29% y carga de 32.4t). Fue entonces cuando empezó la contribución de la malla a la resistencia a cortante, en los sitios atravesados por la diagonal D1, impidiendo que esta grieta diagonal se abriera más. Como consecuencia inmediata en el paso 144 se plastificaron más alambres horizontales en las posiciones DH12 y H2 de la cara frontal y DH2 y H3 de la cara

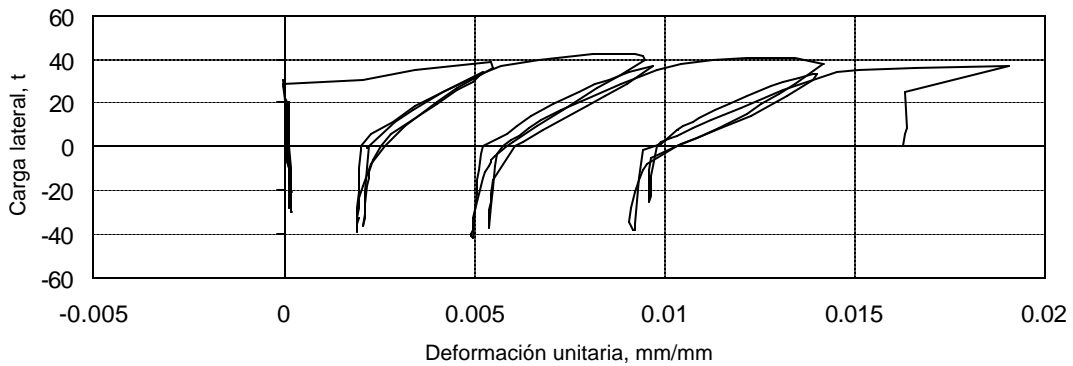
posterior, con distorsión de 0.35% y carga de 35.8 t. Aquí también es preciso señalar que las posiciones DH12 y H2 de la cara frontal corresponden con las DH2 y H3 de la cara posterior, respectivamente. En la figura 4.5 se muestra la secuencia de plastificación de los alambres horizontales.



a) Barra del refuerzo longitudinal en el castillo Este, posición L5



b) Barra del refuerzo longitudinal en el castillo Oeste, posición L2



c) Alambre horizontal de la malla, posición DH2

Figura 4.4 Modelo M-072: Curvas cortante-deformación de dos barras de refuerzo longitudinal y de un alambre de la malla

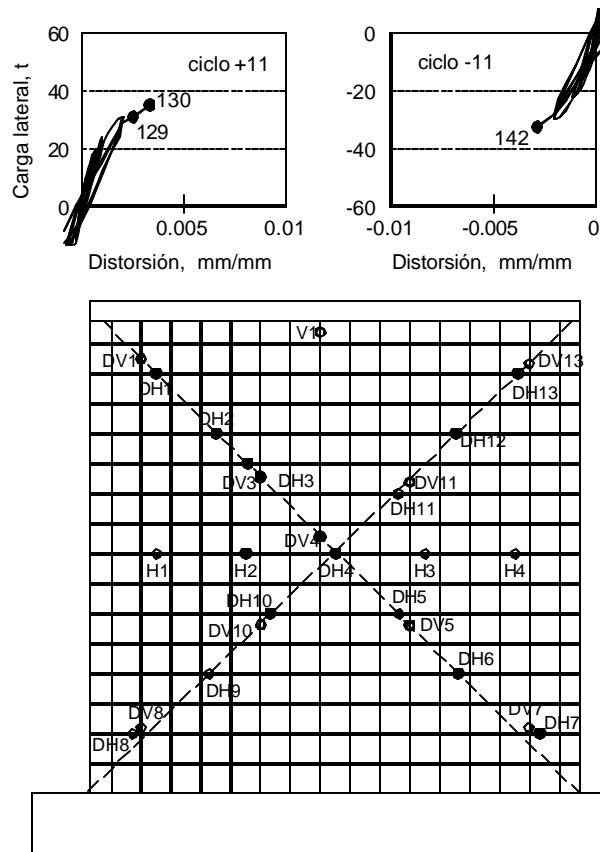


Figura 4.5 Modelo M-072: Plastificación de alambres de la malla

Posteriormente, en el paso 181, ciclo 13+ hubo plastificación de alambres de la cara posterior en las posiciones DH3 y DH4, ante una distorsión de 0.40% y carga de 33.7 t. Fue un momento cuando las grietas diagonales se abrieron más (anchura de 3 mm), y hubo desprendimiento de aplanado en la base del castillo este. Se destaca que esta fluencia de alambres coincidió con la del refuerzo longitudinal de los castillos (barra No. 6, $\phi = 19$ mm, $\frac{3}{4}$ pulg).

El alambre de la malla frontal que coincidía con el eje horizontal del muro presentó fluencia en el cruce de diagonales (posición DH4) en el paso 244, ciclo 15+, distorsión de 0.20% y carga de 11.9 t, cuando se avanzaba al pico de distorsión de 0.80%. Este alambre ya había registrado fluencia en la posición H2, durante el paso 144.

En el paso 265 hubo fluencia de más alambres, en la posición DH10 de la cara frontal y DH7 de la cara posterior, ante carga de 20.4 t y distorsión de 0.40%, cuando se avanzaba al pico de distorsión de 0.80%. Se observó desprendimiento de un bloque de tabiques y aplanado en la base del castillo Oeste.

Finalmente en el paso 320, ciclo 17, distorsión de 0.95% y carga de 36.7 t, todos los alambres horizontales en ambas caras sufrieron rotura en los sitios cruzados por la diagonal D2. El 50% de los alambres verticales se rompieron en esa diagonal.

Es importante resaltar que la malla de alambre soldado empezó a contribuir con la resistencia al cortante tan pronto como se presentó el cortante de agrietamiento, de manera gradual hasta el momento de su rotura completa. La fluencia del refuerzo longitudinal instrumentado se inició a 0.40% de distorsión, antes de haber llegado a la resistencia del modelo.

4.4 MODELO M-147

4.4.1 Refuerzo en castillos

En el ciclo 11+ con carga de 37.8 t y distorsión de 0.42% hubo agrietamiento sobre la de la diagonal D2 y comenzó daño en el aplanado cerca al cruce de diagonales. En el paso anterior se alcanzó la resistencia del modelo con cara de 38.2 t y distorsión de 0.38%. Como consecuencia el refuerzo longitudinal que esta a compresión en ese momento registró pico de deformación elástica en las posiciones L4, L5 del castillo Este y L2 del castillo Oeste. Igual ocurrió en el ciclo alterno, pues al llegar al pico de distorsión de 40% con carga de -33.05 t, se presentó importante agrietamiento sobre la diagonal D1, con apreciable daño del aplanado en la zona central del muro. Consecuentemente el refuerzo longitudinal a compresión registró picos de mediana deformación elástica, en las posiciones L2 del castillo Oeste y L4 y L6 del castillo Este. En la curva histéretica se observó considerable disipación de energía (ver fig 3.30).

Durante el ciclo -15, con carga de 31.1 t y distorsión de 0.80% ocurrió fluencia de una barra del No. 6 ($\frac{3}{4}$ pulg) en el castillo Este, en posición L3, cuando estaba sometida a compresión. Durante los pasos inmediatamente anteriores, los tabiques se habían estado agrietando en forma diagonal. Fue notable el incremento de deformación en ese momento, desde valores elásticos medios hasta la fluencia casi inmediata. La curva cortante-deformación de esta barra longitudinal y la zona donde fluyó se pueden observar en la figura 4.6. En el castillo Oeste también fluyó una barra del No. 6 cuando la distorsión era de 0.40% y la carga de 6.0 t, en el ciclo 19+ (se avanzaba al primer pico de distorsión de 1.50%).

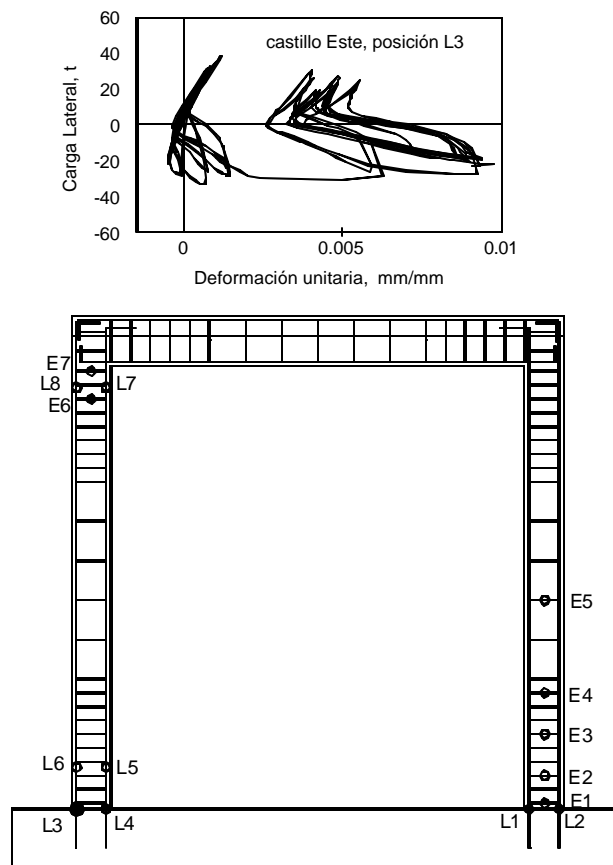


Figura 4.6 Modelo M-147: Plastificación del refuerzo longitudinal en los castillos

Las demás barras instrumentadas registraron durante la prueba valores de deformación cercanos o superiores a su límite elástico, pero, sin llegar a fluir. Se destaca que casi desde el inicio de la prueba se presentaron grietas por flexión en la base del muro a partir de ambos castillos, las cuales luego fluyeron en una sola a lo largo del modelo (con cargas de 20 y -15 t y distorsiones de 0.08% y -0.04% respectivamente).

Los estribos en ambos castillos sólo alcanzaron deformaciones elásticas medianas durante todo el ensaye, especialmente después del segundo ciclo de 0.40% de distorsión.

4.4.2 Malla de alambre soldado

En este modelo se instrumentaron ambas caras, con el fin de observar la diferencia en el comportamiento de las mallas debido a la diferente densidad de anclajes colocados en ellas, influenciada además por el confinamiento adicional que se utilizó en ambos castillos.

Ningún alambre horizontal ni vertical se plastificó durante el ensaye, aunque algunos llegaron a alcanzar deformaciones elásticas alrededor de su límite. Cuando apareció la primera grieta inclinada no sucedió nada con las deformaciones de malla en ambas caras.

Hubo tres etapas bien definidas de la prueba en las que se evidenció más el trabajo de la malla y donde se registraron los mayores picos de deformaciones elásticas, las cuales estuvieron asociadas al agrietamiento, la carga máxima y fluencia de alguna barra de refuerzo longitudinal, ocurridos en los pasos 103, 144 y 297 respectivamente, con distorsiones de 0.21, 0.38 y 0.80%.

Cuando sucedió el cortante de agrietamiento en el ciclo 9+, con carga de 29.65 t y distorsión de 0.21 %, los registros de deformación en casi todos los alambres horizontales y verticales pasaron de valores próximos a cero hasta lecturas entre 40 y 60% de su capacidad elástica. Igual ocurrió en el ciclo alterno de carga. Esta situación se reflejó en la curva histerética, con un cambio notable en su pendiente (ver fig 3.30).

Cuando se alcanzó la carga máxima, los deformímetros horizontales de la cara frontal DH2, DH3, DH4 y DH6 y sus correspondientes de la cara posterior indicaron un incremento elástico de deformación importante, con valores entre 60 y 100% de su capacidad. Asimismo ocurrió con los deformímetros horizontales DH8, DH9, DH10, DH11, DH12, DH13 y sus correspondientes de la cara posterior, cuando se aplicó la carga en sentido inverso en este ciclo. Los deformímetros verticales también indicaron valores medios de deformación elástica. En la figura 4.7 se puede apreciar una curva cortante-deformación característica de los alambres horizontales.

En la mayor parte de estos deformímetros se observaron nuevos picos importantes de deformación, próximos a su límite elástico, cuando se incrementó el agrietamiento y aplastamiento de algunos tabiques sobre las diagonales y cuando se hizo evidente el deslizamiento del bloque triangular superior del muro sobre el inferior. Simultáneamente ocurrió la fluencia de una barra de refuerzo longitudinal en el castillo Este (ciclo -15, paso 297). Esta situación de deformaciones se repitió cuando fluyó otra barra en el castillo Oeste durante el paso 418, ciclo 19. A esta altura de la prueba los esfuerzos cortantes fueron asumidos por la malla de alambre soldado (sin que plastificara ningún alambre), y por la trabazón de la mampostería sobre la grieta, favorecida por el confinamiento de castillos y dala.

Debido al gran daño que se presentó en el aplanado sobre el eje horizontal del muro y en el cruce de diagonales, durante la etapa media del ensaye se rompieron los deformímetros DH4, DH10, H2, H3 y H4 de la cara frontal y DH4, DV4, H1, H2, H3 y H4 de la cara posterior.

En este modelo la malla de alambre soldado contribuyó a la resistencia a carga lateral de manera destacada, tomando altos niveles de carga y de distorsión, sin llegar a la plastificación, como sí sucedió en el espécimen M-072 donde finalmente hubo rotura total de los alambres sobre la diagonal D2.

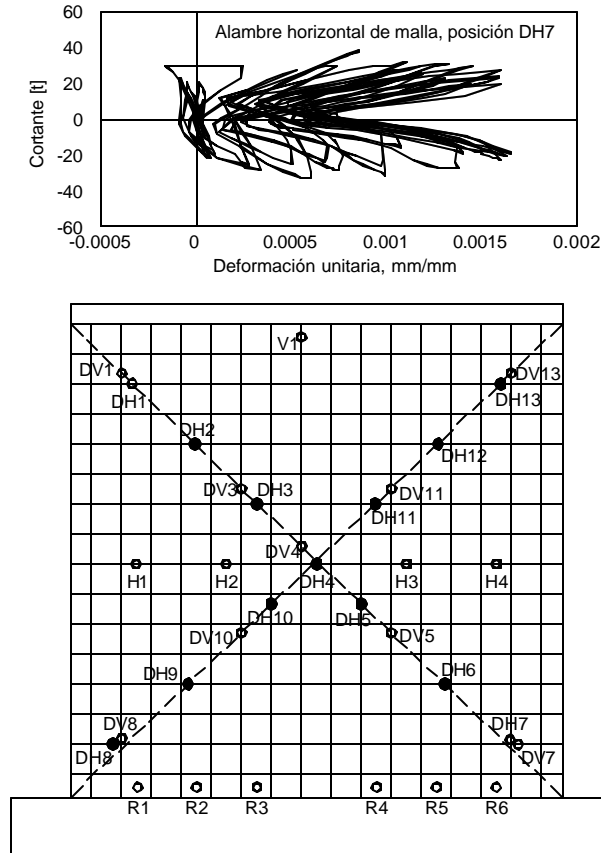


Figura 4.7 Modelo M-147: Deformímetros que registraron mayores deformaciones elásticas

4.5 MODELO M-211

4.5.1 Refuerzo en castillos

No se registro fluencia del refuerzo longitudinal ni del transversal en ninguno de los deformímetros. Sus esfuerzos siempre estuvieron dentro del intervalo elástico. Desde el pasado 32 a 0.054% de distorsión y 19.95 t de carga se había observado grieta por flexión en la base del muro de lado Este, y luego desde el paso 37 a igual distorsión y carga en el lado Oeste. Estas grietas concurrieron y se generalizaron en toda la extensión de la base del muro a partir del paso 68, con distorsión de 0.10% y carga de 27.2 t.

4.5.2 Malla de alambre soldado

Este modelo se incrementó sólo en una cara. Su cortante de agrietamiento ocurrió para una distorsión de 0.20% y carga de 36.8 t y hasta ese momento el muro únicamente presentaba algún fisuramiento horizontal y vertical hasta la mitad de altura de los castillos y grietas inclinadas sobre la diagonal D2 del modelo.

Antes de que sucediera el cortante de agrietamiento, sólo se había registrado deformaciones elásticas poco significativas ($< 0.3\epsilon_y$) en los alambres de la malla. Pero, luego, y de manera inmediata, hubo un incremento más o menos notable de los registros de algunos de los alambres horizontales, sin que ninguno de

ellos llegara a la plastificación. Así transcurrió la prueba, siempre dentro de un comportamiento elástico no demasiado esforzado, hasta el momento en que se suspendió el ensaye por falla en la viga de cimentación.

Ni el esfuerzo de los castillo ni el proporcionad por la malla de alambre soldado alcanzaron a ser muy exigidos en este ensaye, como sí sucedió en el muro M-072 y un poco menos en el M-147. La cuantía empleada como refuerzo horizontal del modelo M-211 quedó muy sobrada para los niveles de distorsión a que puede llegar un muro de estas características, aunque de hecho aumenta de manera considerable su resistencia.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 EFICIENCIA DEL REFUERZO HORIZONTAL

Al considerar la influencia del refuerzo horizontal en la resistencia a cortante y en la capacidad de deformación de los muros de mampostería confinada, es preciso tener en cuenta que los esfuerzos en los alambres horizontales de la malla no son iguales con la altura, debido a que las deformaciones horizontales son variables y dependen de la magnitud de las grietas inclinadas que son atravesadas por ellos. Por esta razón, no todos los alambres alcanzan un comportamiento inelástico o no todos ellos alcanzan la plastificación en forma uniforme. Por tanto, al evaluar la contribución de la malla de alambre soldado como elemento resistente a cortante, es necesario conocer su participación real o eficiencia, como un promedio de la contribución de cada uno de los alambres horizontales.

Para fines de diseño es de interés conocer la eficiencia del refuerzo horizontal proporcionado por la malla de alambre soldado en los muros de mampostería, en el mecanismo resistente a cargas laterales. De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF), para el diseño de estos muros podrá incrementarse la resistencia lateral en un 25% cuando se coloque refuerzo horizontal en los tableros, siempre y cuando la cuantía horizontal proporcionada sea mayor o igual a 0.005 o a la determinada con la siguiente expresión (ver DDF, 1993 y las Normas Técnicas Complementarias correspondientes):

$$p_h = 0.0002 v^* [1 + 0.2 P / v^* A_T] 4200 / f_y \quad (5.1)$$

donde

- p_h = cuantía de refuerzo horizontal en el muro,
- v^* = esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta,
- P = carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga,
- A_T = área bruta de la sección transversal del muro, y
- f_y = esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo

Este factor de incremento de la resistencia (igual a 1.25) en realidad toma en consideración el aumento en la resistencia y en la capacidad de deformación observado en muros de mampostería con refuerzo horizontal. El incremento en la ductilidad se traduciría en un mayor factor de comportamiento sísmico Q . Para evitar el uso de un factor Q igual a 2.0 para muros sin refuerzo e igual a 2.5 para muros con refuerzo horizontal, y no crear confusión, se decidió aumentar la resistencia nominal para muros reforzados (DDF, 1993). Sin embargo el empleo de un factor de incremento de resistencia oculta el fenómeno observado en los experimentos.

Si se acepta que la deformación del refuerzo horizontal es función de la anchura de las grietas (suponiendo buena adherencia del acero con el mortero), entonces, las deformaciones de los alambres que atraviesan una grieta variarán a lo largo de ellas. Así, las mayores deformaciones del acero horizontal ocurrirán en los sitios de mayor anchura. Generalmente a elevadas distorsiones las mayores anchuras se registran en el centro de los tableros. Si el anclaje de la malla a los tabiques es deficiente y, si la adherencia de la malla con el mortero no es buena o si ésta se pierde durante el desarrollo de la prueba, no habrá un trabajo de conjunto del muro frente a las cargas laterales aplicadas, más notables aún cuando la malla no está confinando los dos castillos.

En la práctica acostumbrada del diseño se admite que los esfuerzos en los alambres sean constantes en la altura e iguales al esfuerzo nominal de fluencia del acero. Así, la contribución a resistencia lateral del acero

horizontal será función directa de la cuantía de acero, del esfuerzo nominal de fluencia y del área transversal del muro. Es decir:

$$V_s = p_h f_y A_T \quad (5.2)$$

donde

- V_s = fuerza cortante resistida por el acero horizontal,
- p_h = cuantía de refuerzo horizontal,
- f_y = esfuerzo de fluencia especificado en el acero de refuerzo, y
- A_T = área bruta de la sección transversal del muro.

Para corregir la uniformidad supuesta en la distribución de los esfuerzos, la ec. 5.2 se debe afectar por un factor de eficiencia η . Este factor debe considerar la variación de las deformaciones (y esfuerzos) de los alambres en la altura del muro.

El factor de eficiencia η se define como

$$\eta = \Sigma P / V_y \quad (5.3)$$

donde

- η = factor de eficiencia del refuerzo horizontal
- ΣP = sumatoria de las fuerzas resistidas por los alambres en el tablero, y
- V_y = fuerza cortante de “fluencia” del acero horizontal.

A su vez, la fuerza total resistida por el refuerzo horizontal se obtiene de las lecturas registradas por los deformímetros, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Sigma P = 2 a_s \Sigma f_{si} \quad (5.4)$$

donde

- ΣP = sumatoria de las fuerzas resistidas por los alambres en el tablero,
- a_s = área de la sección transversal de un alambre horizontal de la malla. Se multiplica por 2 para tomar en cuenta que se coloca malla por ambos lados del muro,
- f_{si} = esfuerzo a tensión resistido por el alambres y calculado a partir de las deformaciones ϵ_i de los alambres y de las curvas idealizadas esfuerzo-deformación.

La fuerza V_y se calcula con la ec. 5.2 suponiendo que los esfuerzos en el acero horizontal en ciclos a iguales distorsiones.

Los valores máximos de la eficiencia de la malla corresponden a la resistencia de los modelos. Para efectos comparativos se calcularon los valores considerando el área transversal total de los muros (mampostería más el aplanado) y también con base únicamente en el área transversal de la mampostería. La mayor eficiencia se presentó en el modelo reforzado con cuantía mínima (M-072), en el cual hubo rotura en cadena de todos los alambres horizontales al momento de la falla. Su valor calculado en el primer caso fue de 67% para el ciclo positivo y de 69% en el ciclo negativo. En el segundo caso la eficiencia fue de 91% y 94% respectivamente.

El modelo M-147, que fue reforzado, con malla equivalente a dos veces la cuantía mínima, alcanzó su resistencia a 0.40% de distorsión, inferior a la del modelo M-072. La eficiencia de la malla fue de 52% (ciclo positivo) y de 44% (ciclo negativo) considerando el área total del muro, y de 70% y 60% respectivamente, considerando sólo el área transversal de la mampostería. Estos valores son inferiores a los del modelo M-072, al mismo nivel de distorsión. En el muro M-147 no se registró plastificación de los alambres horizontales.

El modelo M-211, que fue reforzado con malla equivalente a tres veces la cuantía mínima, alcanzó su carga máxima al mismo nivel de distorsión (0.60%) que el modelo M-072, pero la eficiencia de la malla sólo fue de 46% ciclo positivo) y 34% (ciclo negativo) en el primer caso, y 62% y 47% respectivamente en el segundo caso. Es de anotar que en este muro ningún alambre de la malla sufrió plastificación.

Los resultados observados sugieren que para fines de diseño y para los niveles de carga lateral y distorsión que se conciben para muros de mampostería confinada, es suficiente el empleo de malla de alambre soldado que proporcione cuantía mínima de refuerzo horizontal, cuya contribución a la resistencia a cortante se puede evaluar con un factor de eficiencia η de 0.67 y con base en el área total del muro. El incremento de la cuantía no es proporcional a los incrementos que se logran en resistencia. Se observó que a mayores cuantías la eficiencia de la malla de alambre soldado fue menor incluso por debajo del 50% en el caso del espécimen M-211, lo que refleja una subutilización del material.

Tabla 5.1.a Eficiencia de la malla de alambre soldado
(Calculada con base en el área transversal de la mampostería más aplanado) $R = \text{Distorsión}$

MURO	Semicyclo	EFICIENCIA DEL REFUERZO (%) "h"						
		R = 0.33%	0.36%	0.38%	0.40%	0.42%	0.58%	0.60%
M-250	Positivo η	+11 4.2	+11 5.6	+11 37.9	—	—	—	—
	Negativo η	—	—	—	—	—	—	—
M-072	Positivo η	+11 63.1	—	—	—	+11 65.4	—	+13 67.1
	Negativo η	—	-11 46.9	—	-11 48.4	—	—	-13 68.9
M-147	Positivo η	—	—	+11 51.7	—	—	—	—
	Negativo η	—	—	-11 44.4	—	—	—	—
M-211	Positivo η	—	—	+11 35.9	+11 37.4	—	+13 45.6	—
	Negativo η	—	-11 26.6	—	+11 27.7	—	—	-13 34.4

Tabla 5.1.b Eficiencia de la malla de alambre soldado
(Calculada con base en el área transversal de la mampostería) $R = \text{Distorsión}$

MURO	Semicyclo	EFICIENCIA DEL REFUERZO (%) "n"						
		R = 0.33%	0.36%	0.38%	0.40%	0.42%	0.58%	0.60%
M-250	Positivo η	+11 4.2	+11 5.6	+11 37.9	—	—	—	—
	Negativo η	—	—	—	—	—	—	—
M-072	Positivo η	+11 85.9	—	—	—	+11 89.0	—	+13 91.3
	Negativo η	—	-11 63.8	—	-11 65.8	—	—	-13 93.7
M-147	Positivo η	—	—	+11 70.3	—	—	—	—
	Negativo η	—	—	-11 60.4	—	—	—	—
M-211	Positivo η	—	—	+11 48.8	+11 50.9	—	+13 62.0	—
	Negativo η	—	-11 36.1	—	+11 37.7	—	—	-13 46.8

5.2 RESISTENCIA A CARGA LATERAL

En la Tabla 5.2 se presenta la resistencia a carga lateral de cada uno de los modelos, comparada con su resistencia teórica, con la carga a la primera grieta inclinada, y con el cortante de agrietamiento. Los valores teóricos fueron calculados como se indica en el Apéndice B.

Tabla 5.2 Resistencia a carga lateral de los modelos, en t ($1 t = 9.81 \text{ kN}$)

Modelo	V_{1a} grieta	V_{agr} teórico	V_{agr} real	$V_{m\acute{a}x}$ teórico	$V_{m\acute{a}x}$ real	Distorsión a $V_{m\acute{a}x}$ %	$\frac{V_{m\acute{a}x \text{ real}}}{V_{m\acute{a}x \text{ teor}}}$	$\frac{V_{m\acute{a}x \text{ real}}}{V_{1^a \text{ grieta}}}$
M-250	16.0	40.0	37.4	72.0	—	—	—	—
M-250R	34.8	40.0	48.2	72.0	—	—	—	—
M-072	23.7	20.2	28.7	31.1	42.4	0.60	1.36	1.79
M-147	22.9	20.2	29.7	42.4	38.2	0.40	0.90	1.67
M-211	28.8	20.2	36.8	57.8	52.4	0.58	0.90	1.82

* El muro de concreto no había alcanzado su resistencia cuando fue necesario suspender la prueba.

** Las resistencias del modelo M-147 son atípicas debido a la falla prematura del aplanado. Los valores correspondientes hubieran podido ser mayores si la carga máxima se hubiera presentado a 0.60% de distorsión.

En general se observa que la resistencia máxima a carga lateral fue mayor a medida que se utilizó mayor cuantía de refuerzo horizontal. Sin embargo su incremento no fue proporcional a la cuantía utilizada, debido a la reducción que se presentó en la eficiencia de la malla de alambre soldado a medida que se aumentó la cuantía, tal como se analizó y discutió en la sección 5.1. Además, para el modelo M147 se esperaba una resistencia intermedia entre la alcanzada en el modelo M-072 y el modelo M-211, pero como ya se indicó, la pérdida temprana de la contribución del mortero de aplanado afectó su capacidad. La carga real con respecto a la teórica fue mayor en un 36% para el caso de cuantía mínima, pero, esta relación decreció cuando se aumentó la cuantía, lo cual podría tomarse como un índice de la menor eficiencia a mayor refuerzo horizontal suministrado.

El cortante de agrietamiento real también fue mayor según la cuantía empleada y fue mayor que el teórico en un 42% para el caso de cuantía mínima y en un 82% para el modelo con tres veces la cuantía mínima. Aunque el cortante de agrietamiento teóricamente debiera ser igual para los tres muros de mampostería, sin importar la cantidad de refuerzo proporcionado, las diferencias que se obtuvieron seguramente tienen que ver con el mayor o menor confinamiento proporcionado a los tabiques y al muro en general, por la malla que se colocó completamente adosada a la mampostería y por el tipo de anclaje utilizado. Probablemente se logra un efecto similar al que se consigue en un concreto confinado por estribos. Es conveniente resaltar que la primera grieta se puede presentar sólo en el mortero de recubrimiento, mientras que el cortante real de agrietamiento incluye los efectos sobre el mortero y sobre la mampostería.

Es interesante observar la relación entre la carga máxima real y la carga a la primera grieta inclinada, que para los tres muros de mampostería estuvo entre 1.7 y 1.8, lo cual es un índice del incremento en resistencia que se logra cuando los modelos incursionan en el rango de comportamiento inelástico.

Para fines de diseño es importante observar en qué medida contribuyeron los materiales a la resistencia a carga lateral. El criterio que se empleó para el diseño de los modelos tomó en consideración la contribución de la mampostería, del aplanado y de la malla de alambre soldado (ver Apéndice B). La contribución teórica de la malla se estimó con base en el criterio empleado por Ruiz y otros (1995) en sus ensayos, semejante al usado para el refuerzo transversal en elementos de concreto (RDF, 1993) y empleando un factor de eficiencia η de 2/3.

En la Tabla 5.3 se comparan los resultados obtenidos experimentalmente con los estimados en el diseño.

De acuerdo con la tabla anterior, se puede establecer que el criterio empleado en el diseño para estimar la contribución de la malla con un factor de eficiencia $\eta = 0.67$, fue válido para el modelo reforzado con una cuantía mínima, pero no para los modelos con el doble y triple de esa cuantía, para los cuales se sobreestimó su participación, ya que la eficiencia real de la malla se redujo hasta por debajo del 50%, a medida que la cuantía fue superior.

Tabla 5.3 Contribución de los materiales a la resistencia a carga lateral

Material	Fuerza cortante resistida V_R , t (1 t = 9.81 kN)					
	M-072		M-147		M-211	
	$V_{teórica}$	V_{real}	$V_{teórica}$	V_{real}	$V_{teórica}$	V_{real}
Mampostería	13.9	—	13.9	—	13.9	—
Aplanado	6.3	—	6.3	—	6.3	—
Mampostería + aplanado	20.2	30.1	20.2	18.8	20.2	27.9
Malla de alambre	10.9	12.3	22.2	19.4	37.6	24.5
V_R	31.1	42.4	42.4	38.2	57.8	52.4

La contribución de la mampostería más el aplanado en general fue mayor en un 40% a la estimada teóricamente (excepto en el modelo M-147, donde la contribución del mortero se perdió prematuramente). Esto permite observar que el aporte del aplanado a la resistencia del modelo es importante según la calidad del mortero, tal vez con valores que podrían equipararse a la contribución de la mampostería.

La participación real de la malla en la resistencia con respecto a la resistencia calculada considerando sólo la mampostería y el aplanado fue del 41% en el modelo con cuantía mínima y del 88% en el modelo con el triple de cuantía. Si se toma como referencia de comparación la contribución teórica de la mampostería más el aplanado, estos valores son del 61% y 121%, respectivamente. Estos resultados permiten apreciar que el incremento del 25% en la resistencia lateral recomendado por el RDF (1993), cuando se coloque refuerzo horizontal entre los tableros, es muy conservador.

5.3 RIGIDEZ

Es uno de los parámetros básicos que se deben considerar en cada ensaye. Es necesario evaluar la rigidez teórica y compararla con la obtenida experimentalmente. Con los resultados del ensaye se determinaron las rigideces de ciclo y la equivalente.

5.3.1 Rigidez teórica

El cálculo de esta rigidez debe tener en cuenta la contribución de la mampostería, del mortero de aplanado y del concreto de los castillos. Este comportamiento se acepta con base en la compatibilidad de deformaciones entre los materiales, por lo que se recurre al método de área transformada para calcular la rigidez total de los modelos, de acuerdo con las relaciones de los módulos de elasticidad y de corte. No se considera la contribución de la malla de alambre soldado en la rigidez inicial por estimarse poco significativa, como se ha podido comprobar experimentalmente en los proyectos desarrollados en el CENAPRED.

Zarnic y Tomaževic (1988) estudiaron experimentalmente la rigidez lateral de un muro en voladiza a partir de un área efectiva, A_e , y un momento de inercia efectivo, I_e . Con base en sus investigaciones recomendaron la siguiente expresión para calcular la rigidez total de un muro en voladizo

$$K = \left[\frac{h^3}{3E_m I_e} + \frac{h_m}{G_m A_e} \right] \quad (5.5)$$

donde

$$A_e = A_m + n_2 A_{ma} + 2n_3 A_c$$

$$I_e = I_m + n_1 I_{ma} + 2 n_4 (I_c + 0.25 A_c l^2)$$

- $n_1 = E_{ma} / E_m$
 $n_2 = G_{ma} / G_m$
 $n_3 = G_c / G_m$
 $n_4 = E_c / E_m$
 E_m, E_c, E_{ma} = módulos de la elasticidad de la mampostería, concreto de los castillos y mortero de aplanado, respectivamente,
 G_m, G_c, G_{ma} = módulos de cortante de la mampostería, concreto de los castillos y mortero de aplanado, respectivamente,
 A_m, A_c, A_{ma} = área de la sección transversal del tablero de mampostería, castillos y del mortero de aplanado, respectivamente,
 I_m, I_c, I_{ma} = momentos de inercia en el tablero de mampostería, castillos y del mortero de aplanado, respectivamente,
 l = distancia entre ejes de los castillos,
 n_1, n_2, n_3, n_4 = relaciones entre módulos de elasticidad y de cortante del aplanado con respecto a la mampostería y del concreto de castillos con respecto a la mampostería, respectivamente.

La rigidez inicial que se calculó corresponde a una distorsión de 0.10%, de acuerdo a la sugerencia expresada en la sección 3.8.

5.3.2 Rigidez de ciclo

La rigidez de ciclo pico a pico se calcula como la pendiente de la secante que une los picos de los semiciclos en un ciclo histórico, tal como se muestra en la figura 5.1. De esta manera queda definida por

$$K_p = (V^+ + V^-) / (R^+ + R^-) \quad (5.6)$$

donde

- K_p = rigidez de ciclo,
 V^+ = fuerza corriente máxima en el semiciclo positivo,
 V^- = fuerza corriente máxima en el semiciclo negativo,
 R^+ = distorsión correspondiente a V^+ , y
 R^- = distorsión correspondiente a V^- .

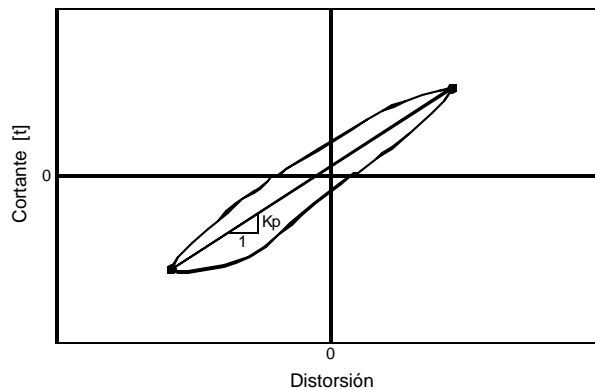


Figura 5.1 Definición de rigidez de ciclo

El estudio de la variación de este parámetro durante el ensaye permite asociar la degradación de rigidez con el nivel de distorsión para un ciclo.

En la figura 5.2 se presentan las curvas de rigidez de ciclo contra distorsión promedio para los modelos ensayados.

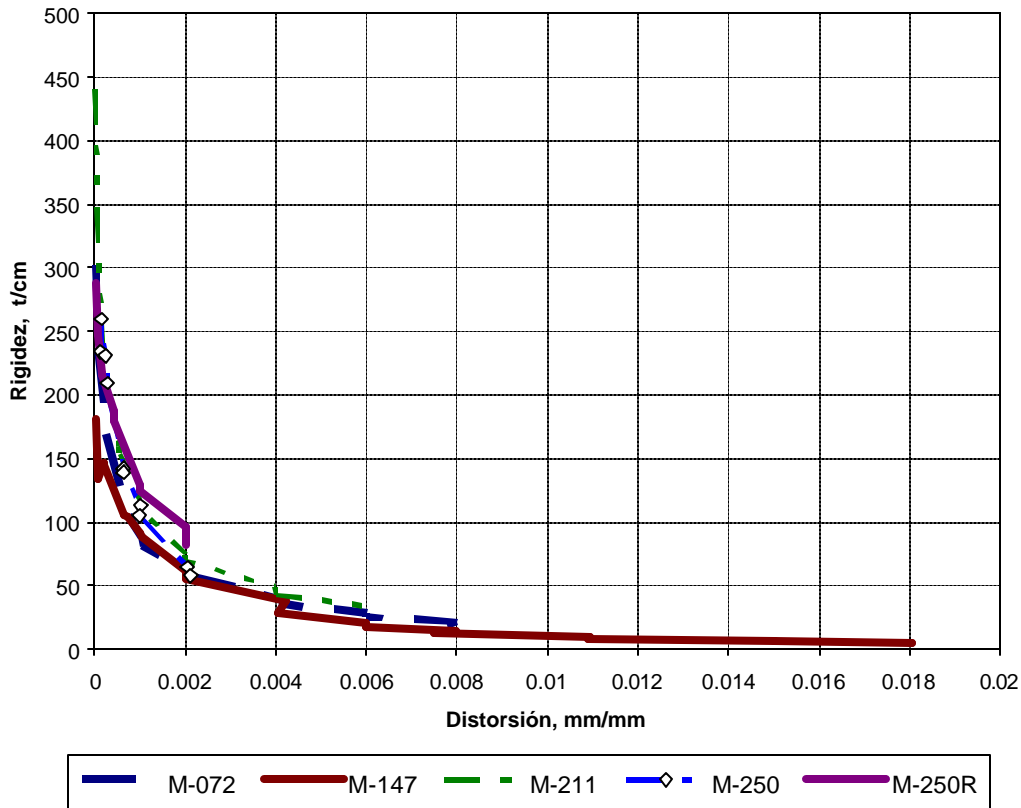


Figura 5.2 Degradación de la rigidez de ciclo de los modelos

En todos los modelos (inclusive los de concreto reforzado) la degradación de la rigidez de ciclo fue muy notable en los primeros ciclos de carga hasta distorsiones de 0.20%. A partir de esta distorsión la rigidez siguió una tendencia de estabilización, más evidente cuando se lograron distorsiones superiores al 1%. Las curvas son de forma hiperbólica y prácticamente se confunden en una sola, sin importar cual haya sido su rigidez inicial.

Es importante observar que la degradación de rigidez a una tasa acelerada ocurrió una vez que el modelo dejó de comportarse linealmente y hasta el momento en que se presentó el corte de agrietamiento (en los muros de mampostería V_{agr} ocurrió para una distorsión de 0.20%). Esta pérdida acelerada de rigidez durante el primer rango de comportamiento inelástico se explica por el agrietamiento de la mampostería y del aplanado que da lugar al acomodamiento de las piezas y a discontinuidades en el conjunto. La tendencia de estabilización de la rigidez se dio a medida que la malla de refuerzo comenzó a desarrollar su trabajo de resistencia a cargas laterales. Cabe resaltar que esta tendencia ha sido observada también en muros sin refuerzo en el tablero, en desarrollo de otros proyectos experimentales. La distorsión alcanzada fue función de la cuantía colocada y a mayores distorsiones la estabilización de la rigidez fue más evidente.

5.3.3 Rigidez equivalente

Esta rigidez es la pendiente de la secante que une el punto de máxima distorsión en un semiciclo con el punto de cortante cero, como se muestra en el esquema de la figura 5.3. Permite analizar la degradación de rigidez en los semiciclos.

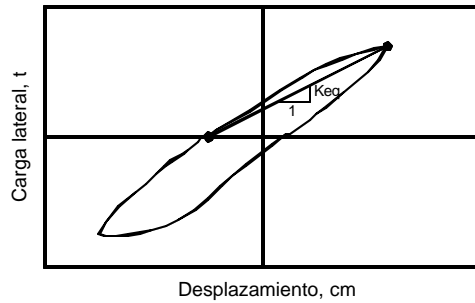


Figura 5.3 Definición de rigidez equivalente

En las figuras 5.4 y 5.5 se pueden observar las rigideces equivalentes K_{eq} para los especímenes M-250 y M-072. En la figura 5.6 se compara la rigidez equivalente con la rigidez de ciclo para todos los modelos.

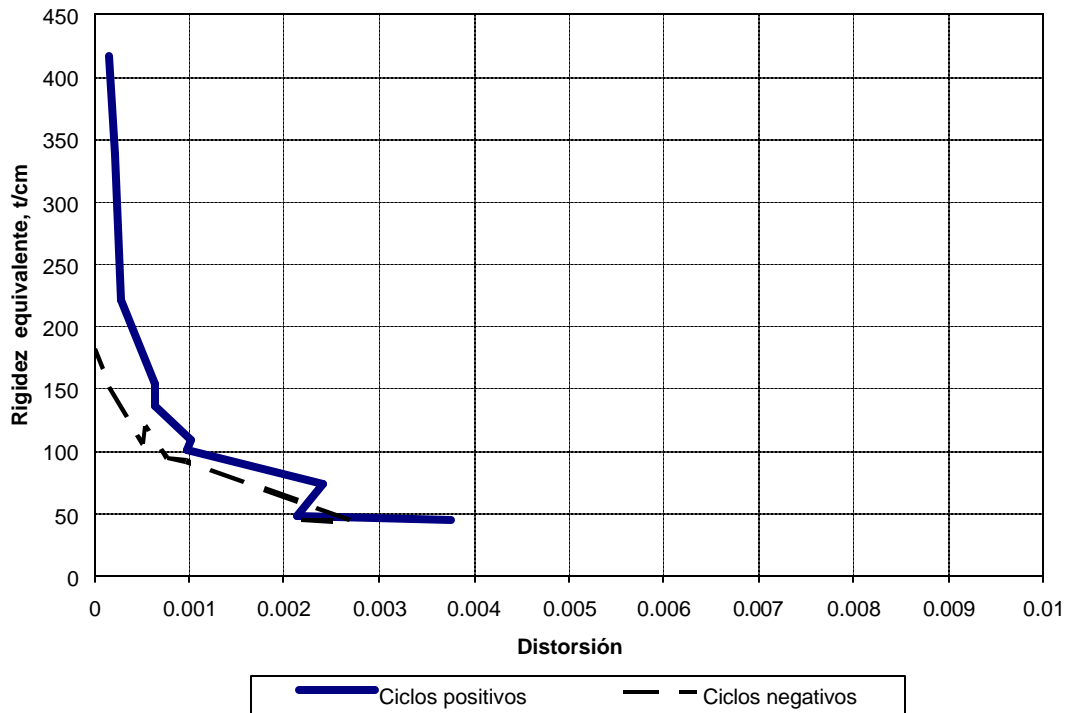


Figura 5.4 Degradación de la rigidez equivalente del modelo M-250

La rigidez equivalente tuvo un comportamiento similar al de la rigidez de ciclo en todos los modelos, pues su degradación fue acelerada hasta el momento de ocurrencia del cortante de agrietamiento (para distorsión del 0.20%). Luego siguió una tendencia de estabilización.

Puede afirmarse que la curva de degradación de rigidez equivalente fue igual tanto para ciclos negativos como para ciclos positivos.

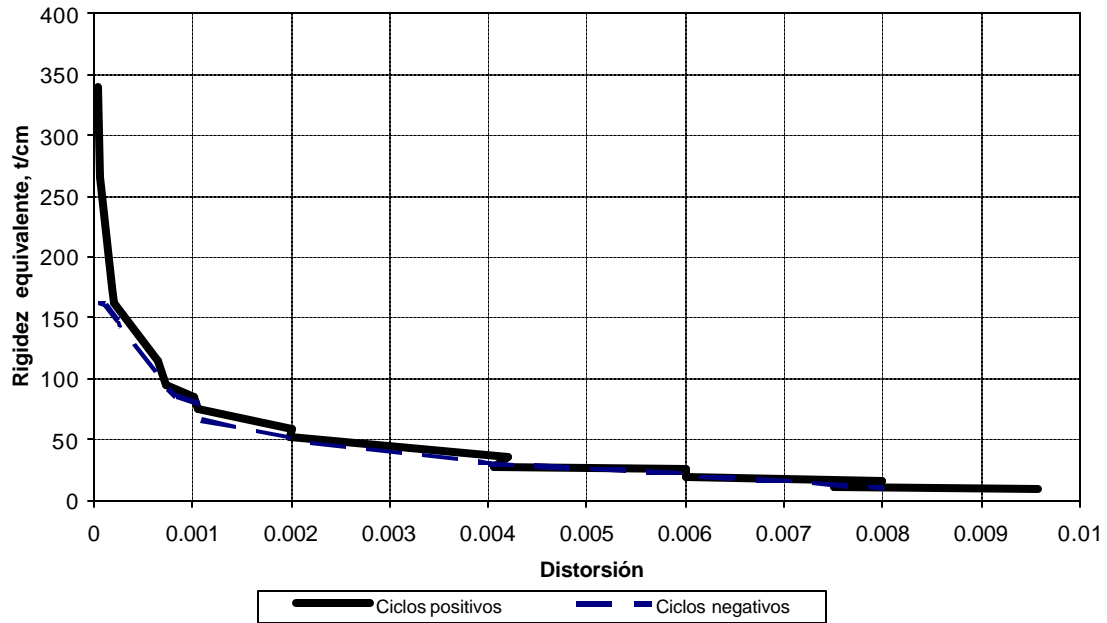


Figura 5.5 Degradación de la rigidez equivalente del modelo M-072

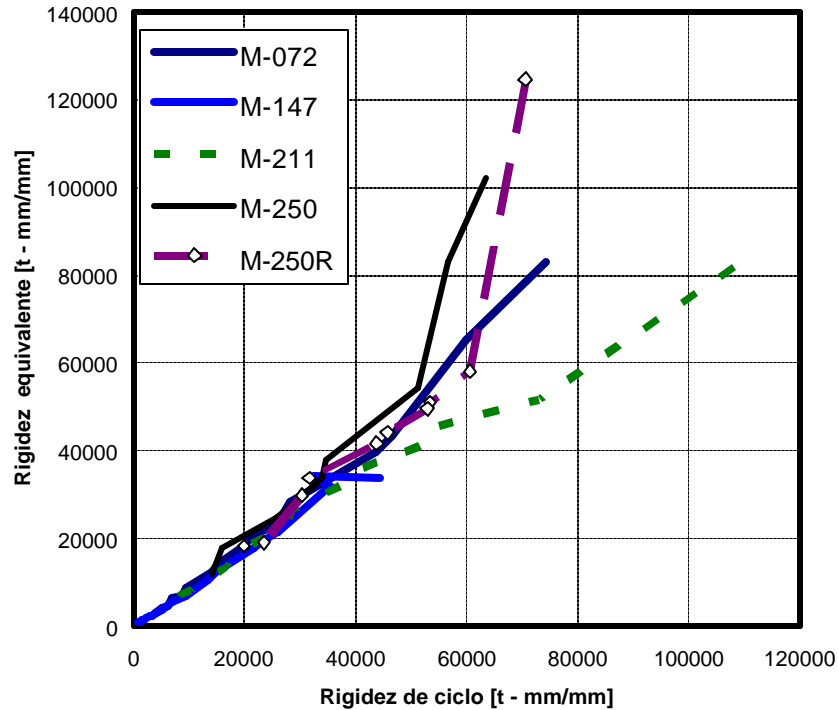


Figura 5.6 Comparación entre la rigidez equivalente y la rigidez de ciclo de los modelos

Hasta alcanzar la resistencia de los modelos la desviación entre los valores de rigidez equivalente y rigidez de ciclo varió alrededor de un 10%. En términos generales pudo estimarse que alcanzó la resistencia de los especímenes la rigidez equivalente fue aproximadamente 0.8 veces la rigidez de ciclo. Una comparación similar ha sido observada en estructuras de concreto reforzado sujetas a carga cíclica. (Alcocer y Jirsa, 1991).

A medida que hubo mayor degradación de rigidez la curva histerética se fue haciendo más amplia, reflejando una mayor disipación de energía. El comportamiento de la estructura indica que sus elementos constitutivos entraron en un comportamiento inelástico, permitiendo desarrollar su reserva de capacidad ante mayores deformaciones debidas a la carga cíclica aplicada y mediante y mediante los diferentes mecanismos de resistencia a cortante.

Después de alcanzar su resistencia, los especímenes continuaron disipando energía hasta el momento de ocurrencia de la falla. Desde un punto de vista de seguridad estructural y del daño aceptable, es prudente diseñar estos elementos permitiendo su disipación de energía total acumulada sólo hasta alcanzar su resistencia.

5.4 ENERGÍA

Las deformaciones que ocurren en la estructura ante la aplicación de las cargas incrementan el nivel de energía absorbida y disipada. En trabajo realizado por la carga lateral es igual al área bajo la curva carga lateral-deformación que se ilustra en la figura 5.7.

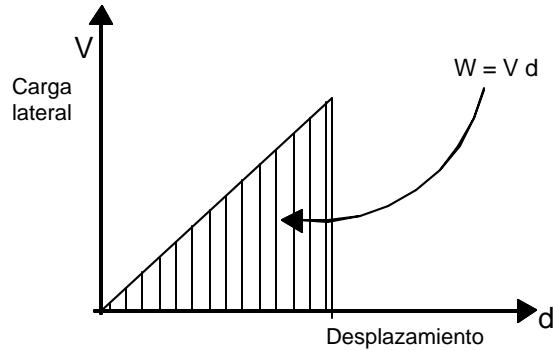


Figura 5.7 Definición de la energía

5.4.1 Energía disipada

El concepto de energía de deformación es fundamental para determinar la respuesta de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas. Las estructuras deben ser capaces de absorber y disipar energía sísmica con un grado de seguridad razonable. Existen diferentes fuentes de disipación de energía, tales como la energía de deformación elástica, la energía cinemática, la energía de deformación inelástica o histerética y la energía por amortiguamiento viscoso. Si durante el proceso de aplicación de la carga estática se rebasa el límite de elasticidad de los materiales y la carga se aplica de manera cíclica, el área encerrada por la curva de la figura 5.8 representa la energía que se pierde o disipa debido al proceso de deformación permanente y agrietamiento de la estructura. Esta energía disipada se calcula como el área encerrada en los lazos de la curva histerética tal como se indica en la figura 5.9.

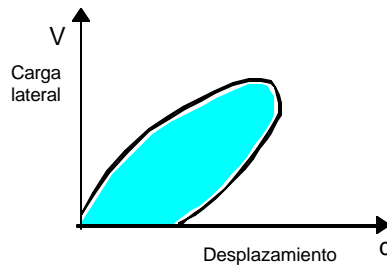


Figura 5.8 Definición de energía disipada

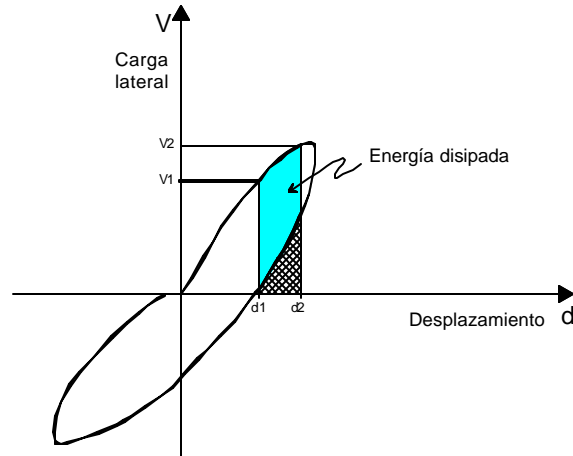


Figura 5.9 Cálculo de la energía disipada

La tendencia de disipación de energía total acumulada fue similar en todos los modelos (inclusive en los muros de concreto), y su valor absoluto fue tanto mayor cuanto más distorsión se alcanzó en ellos, por lo que se vio influenciada por la cuantía del refuerzo horizontal colocado. Esta tendencia de incremento fue lineal.

Como era de esperarse, la disipación de energía acumulada durante el rango de comportamiento elástico de los modelos fue casi nula. Una vez que se incursionó en el rango inelástico esta disipación fue muy baja hasta el momento del cortante de agrietamiento (alrededor de 981 kN-mm, 10 t-cm). Luego se incrementó en forma lineal a una tasa promedio de 1315 kN-mm (13.4 t-cm) por cada mm de desplazamiento adicional del muro, a nivel de losa.

Esta disipación de energía total tiene dos componentes básicas: las debidas a deformaciones por flexión y las debidas a deformaciones por corte, las cuales ocurren por la inelasticidad de la mampostería, del aplanado, fricción entre bloques del muro y por la fluencia del refuerzo longitudinal de los castillos y de los alambres horizontales de la malla de alambre soldado.

En la figura 5.10 se puede observar la energía disipada total acumulada de todos los modelos.

De acuerdo con la distorsión alcanzada en los modelos, la mayor cantidad de energía disipada total acumulada se presentó en el muro M-147, con un valor de 69700 kN-mm (690 t-cm) para una distorsión máxima del 2%. En el muro M-072 la energía disipada fue de 24800 kN-mm (253 t-cm) para una distorsión última de 0.8%. En el muro M-211 la energía disipada fue de 16900 kN-mm (172 t-cm) para una distorsión máxima de 0.6%. En ese muro, de no haberse presentado la falla en la viga de cimentación, probablemente se hubiera logrado una distorsión máxima del 2%, y en consecuencia una disipación de energía similar al modelo M-147.

En el muro M-250 se obtuvo una distorsión de 0.2% sin llegar a su carga máxima con una disipación total de energía de sólo 3430 kN-mm (35 t-cm). Teóricamente este muro hubiera podido llegar a una distorsión máxima del 2%, con disipación de energía similar al modelo M-147. En este modelo la falla se trasladó a una zona más débil (entrecara entre losa y muro) cuando el muro apenas empezaba a incursionar en el rango inelástico y estaba lejos de desarrollar toda su capacidad de disipación de energía. Igual ocurrió cuando este muro fue reparado y ensayado de nuevo, ya que en esta ocasión la falla se trasladó inesperadamente a otra zona más débil (viga de cimentación). En este caso la distorsión alcanzada fue de 0.2%, con una disipación total de energía de 2550 kN-mm (26 t-cm).

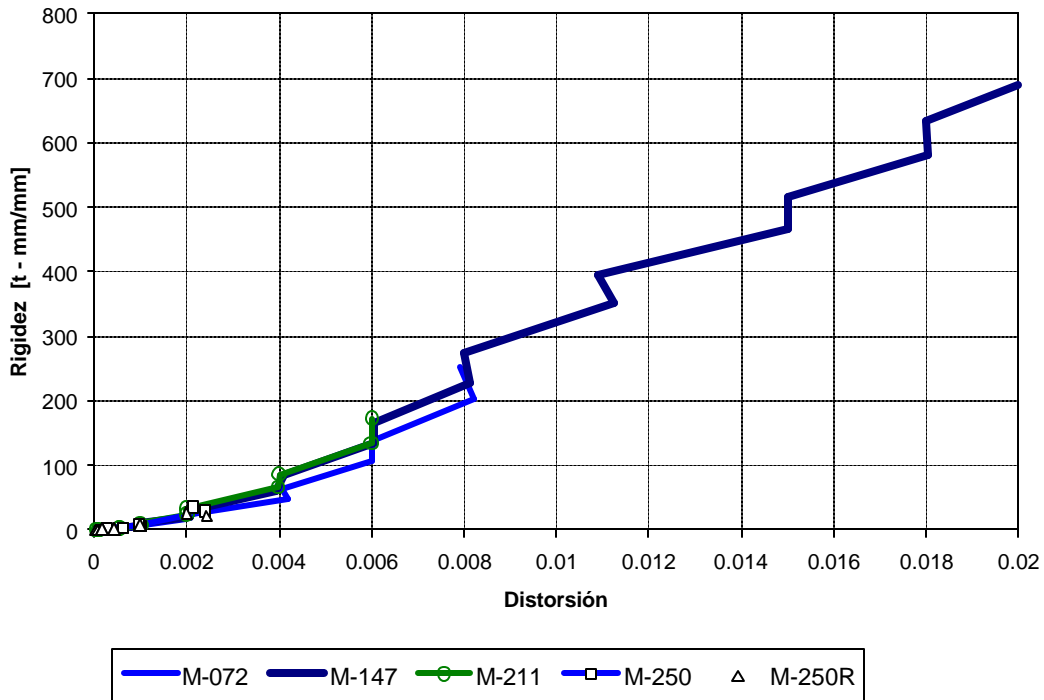


Figura 5.10 Energía disipada total acumulada de los modelos

5.4.2 Componentes de disipación de energía

Igual que en el análisis de la distorsión, se ha supuesto que la energía disipada se puede descomponer en la disipada por deformaciones de flexión y la disipada por deformaciones de corte. Por tanto:

$$E_D = E_V + E_F \quad (5.7)$$

donde

- E_D = energía disipada total,
- E_V = energía disipada por corte, y
- E_F = energía disipada por flexión.

La energía disipada por deformaciones de corte se calcula a partir del diagrama fuerza cortante-deformación angular. Análogamente a la distorsión, la energía disipada por deformaciones de flexión se calcula de la diferencia $E_F = E_D - E_V$. En las figuras 5.11 a 5.14 se presentan las contribuciones correspondientes a la energía total disipada por deformaciones de flexión y corte.

La composición de la energía disipada en los diferentes modelos ensayados fue así:

MURO M-250: Hasta que ocurrió el cortante de agrietamiento la energía disipada fue en su totalidad por flexión, aun cuando no hubo fluencia del refuerzo longitudinal, pues hasta ese momento en realidad el valor de la energía disipada total acumulada era casi nulo (<780 kN-mm, 8 t-cm). A partir del cortante de agrietamiento empezó hacerse presente la disipación de energía por cortante, incrementándose de forma notable hasta el 100%, cuando ocurrió la falla por adherencia entre losa y muro. Era de esperarse un valor superior de energía total acumulada, debida básicamente a las deformaciones por cortante, si el modelo hubiera alcanzado distorsiones por encima de 0.40% y mayores a la de su resistencia.

MURO M-250R: Las deformaciones en el muro de concreto reparado hasta el momento en que ocurrió la falla de la viga de cimentación (antes de se llegara a la resistencia del muro) fueron muy pequeñas. Por tanto, la energía disipada total fue muy baja (1470 kN-mm, 15 t-cm), debida únicamente a la flexión.

MURO M-072: Hasta alcanzar su resistencia (a 0.60% de distorsión), prácticamente toda la energía disipada fue por flexión (95%) y sólo un 5% por corte. Después de lograda la carga máxima comenzó a incrementarse en forma lineal la disipación de energía por cortante hasta llegar a un 40%, cuando ocurrió la falla en cadena de los alambres de la malla de alambre soldado, sobre una de las diagonales del muro (a distorsión de 0.95%).

Tomando en cuenta que la disipación de energía realmente comienza a tener presencia después del cortante de agrietamiento, se pudo comprobar que la energía disipada por flexión fue muy importante durante casi todo el ensaye, pues el refuerzo longitudinal de los castillos empezó a fluir cuando la distorsión alcanzada era de 0.40% (todo el refuerzo longitudinal fluyó). Después de alcanzar la resistencia del modelo fue cuando la energía disipada por cortante debido a la acción del conjunto de malla, mampostería y aplanado comenzó a incrementarse hasta el momento en que ocurrió la rotura de la malla.

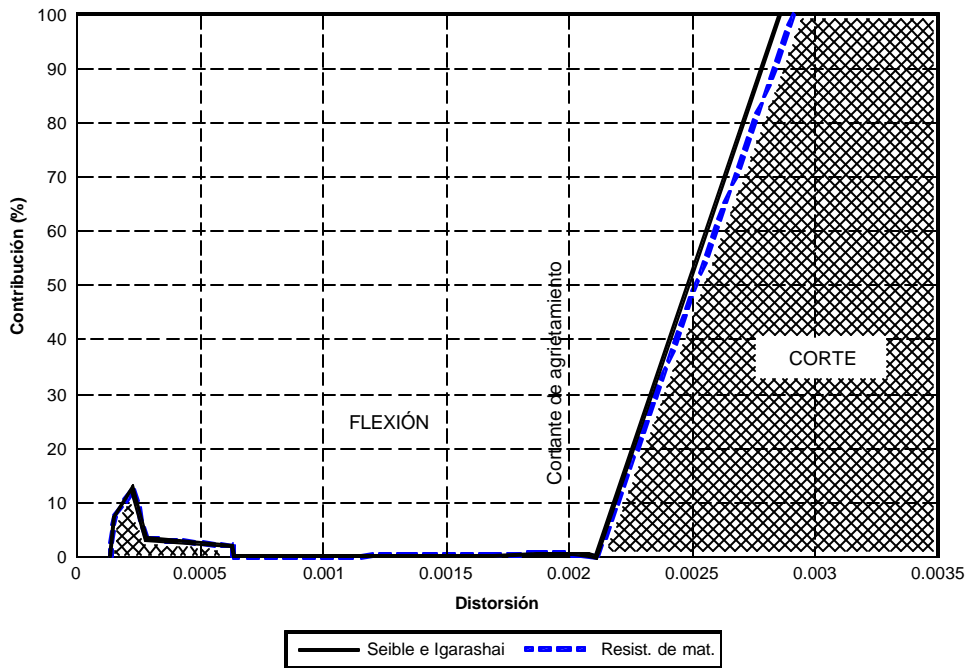


Figura 5.11 Modelo M-250: Componentes de la energía disipada

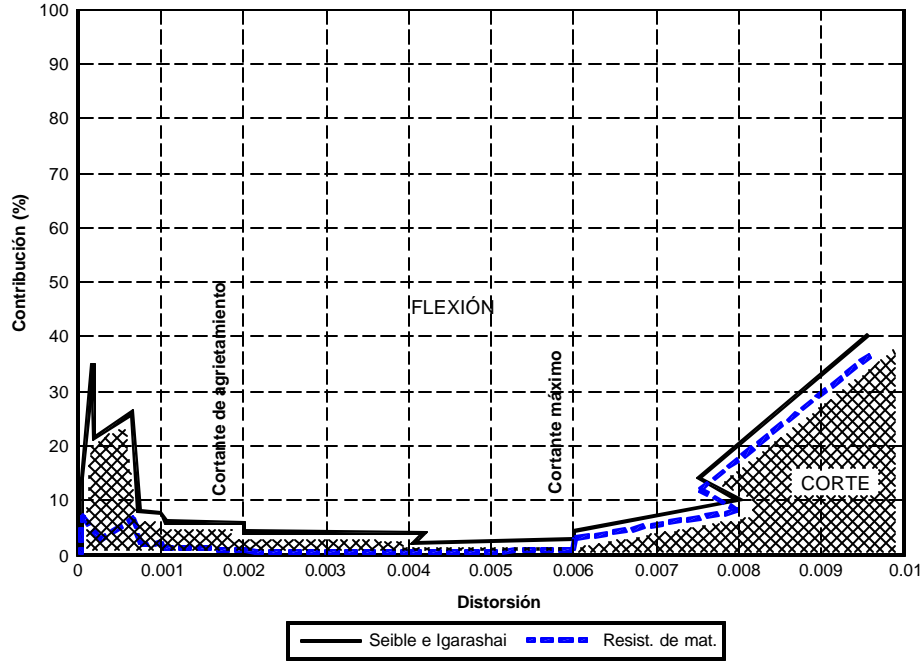


Figura 5.12 Modelo M-072: Componentes de la energía disipada

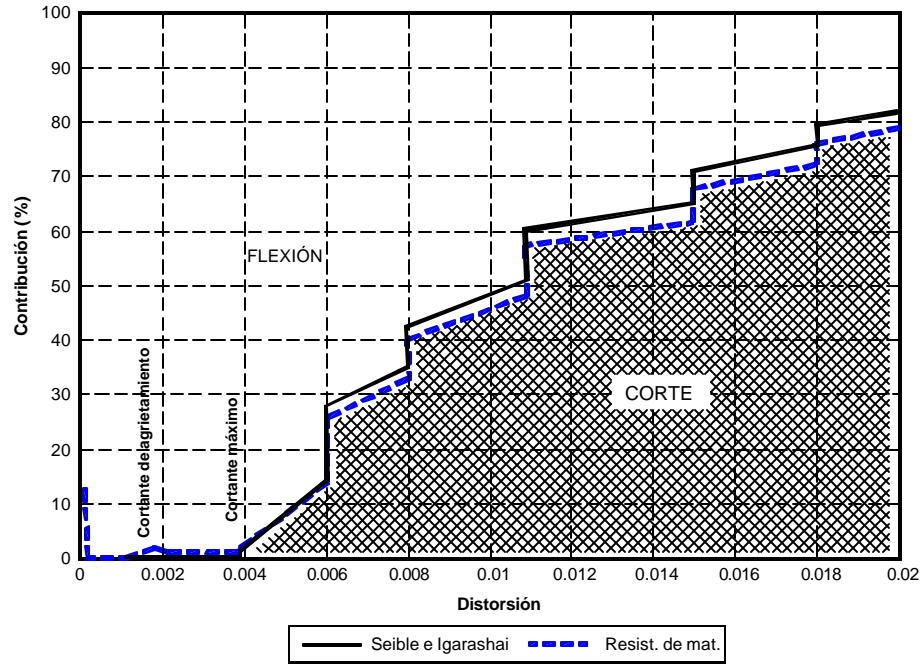


Figura 5.13 Modelo M-147: Componentes de la energía disipada

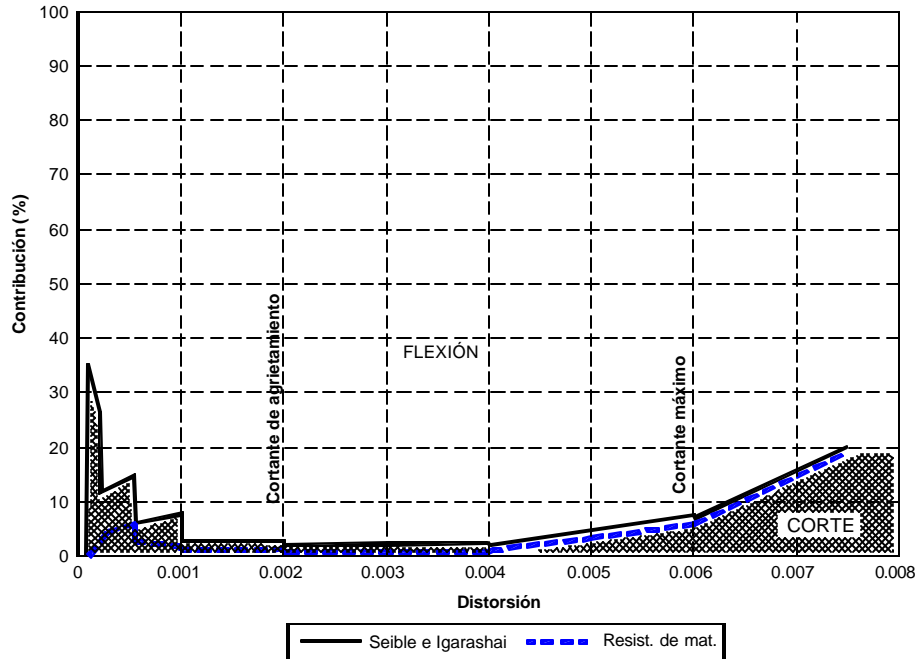


Figura 5.14 Modelo M-211: Componentes de la energía disipada

MURO M-147: Después del cortante de agrietamiento y hasta la distorsión de 0.40% la disipación de energía fue toda por flexión, aunque es importante observar que para este nivel de deformación del muro la energía disipada total acumulada aún era muy baja, por lo que todavía no era de esperarse fluencia en el refuerzo longitudinal de castillos.

A partir de 0.40% de distorsión cuando se alcanzó la resistencia del muro, la disipación de energía por cortante empezó a tener relevancia en forma aproximadamente lineal, desde un valor cercano a 0% hasta 82% cuando la distorsión alcanzada era del 2.0% y se suspendió el ensaye. También hubo fluencia del 25% del refuerzo longitudinal de los castillos.

La disipación de energía por corte empezó a ser importante cuando los alambres horizontales de la malla comenzaron a tomar carga lateral. Dos alambres estuvieron cerca de la fluencia.

MURO M-211: Prácticamente toda la disipación de energía fue por flexión hasta que se alcanzó la resistencia del muro. En el rango de deformaciones entre 0.20% y 0.60% de distorsión, la energía disipada por cortante sólo aumentó del 2% al 8%. El refuerzo longitudinal de los castillos no tuvo fluencia, pero es de observar que la disipación total de la energía del modelo fue muy baja hasta alcanzar su resistencia (5900 kN-mm, 60 t-cm). Sólo a partir de ese momento comenzó a tener un incremento lineal de importancia la disipación por cortante, la cual seguramente hubiera sido más notable de no haberse presentado la falla de la viga de cimentación antes de que hubiera falla del muro. La disipación de energía por cortante alcanzada fue el 20% de la energía disipada total.

5.4.3 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

El análisis dinámico de estructuras con rigidez elástica se hace considerando un amortiguamiento de tipo viscoso. Este amortiguamiento está generando por mecanismos que dependen de la frecuencia de aplicación de la carga, tales como la deformación plástica del refuerzo y la fricción y trabazón mecánica entre la superficie de los tabiques. Este parámetro es el responsable de disminuir la magnitud de los desplazamientos laterales de la estructura y su comportamiento es función de la velocidad del modelo. Sin embargo, cuando las

estructuras tienen un comportamiento inelástico, el amortiguamiento es función de la energía disipada. A este tipo de amortiguamiento se le denomina de tipo histérico y también es atribuido a la fricción entre las superficies intergranulares de los materiales, pero no depende de la frecuencia de aplicación de la carga. Su magnitud depende del nivel de inelasticidad alcanzado por la estructura.

Para simplificar el análisis dinámico de sistemas inelásticos se hace uso del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente, mediante el cual una estructura con amortiguamiento histérico se sustituye por una con amortiguador viscoso. Con este modelo elástico equivalente se supone que alcanzará la misma deformación máxima que en el inelástico (Rosenblueth y Newmark, 1976). El amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} se obtiene de la curva histérica mostrada en la figura 5.15 como:

$$\xi_{eq} = (1 / 2\pi) (\text{área ABCA} / \text{área OBDO}) \quad (5.8)$$

El área encerrada en el lazo ABCA corresponde a la energía que se disipa en el semiciclo.

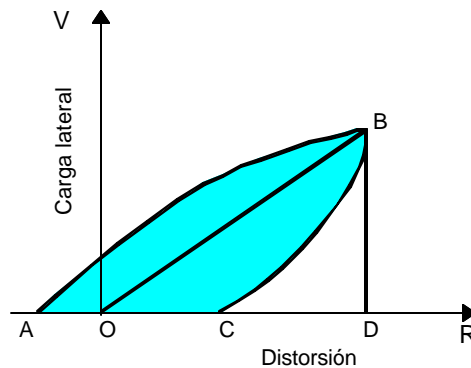


Figura 5.15 Definición de amortiguamiento viscoso equivalente

La relación del amortiguamiento viscoso equivalente con respecto a la distorsión de los especímenes se puede apreciar en la figura 5.16 en donde los resultados del modelo M-250R y M-211 son similares a los de los modelos M-250 y M-072, respectivamente. Así, se puede establecer el siguiente análisis:

MURO M-250 y M-250 R: El valor medio del amortiguamiento viscoso equivalente fue de 0.10 en el rango inelástico en ambos casos.

MURO M-072: Este amortiguamiento se incrementó a medida que aumentó la distorsión del modelo. En promedio fue igual para ciclos positivos y negativos. En el rango inelástico, hasta alcanzar la resistencia (distorsión = 0.60%), tuvo un valor medio de 0.10 y lego al momento de la falla de 0.20 (distorsión de 0.95%). Muro M-211: En el rango inelástico hasta que se presentó la falla de la viga de cimentación (distorsión de 0.75%), tuvo un valor medio de 0.10.

MURO M-147: En el rango inelástico hasta 1.4% de distorsión tuvo un valor medio de 0.20.

En general estos valores son similares a los obtenidos por Díaz y Vásquez del Mercado (1995) y Ruiz (1995). Es de recordar que en el análisis dinámico de estructuras se suponen amortiguamientos de 0.05. El mayor valor observado en el amortiguamiento viscoso equivalente del modelo M-147 refleja una mejor disipación de energía que en los demás especímenes.

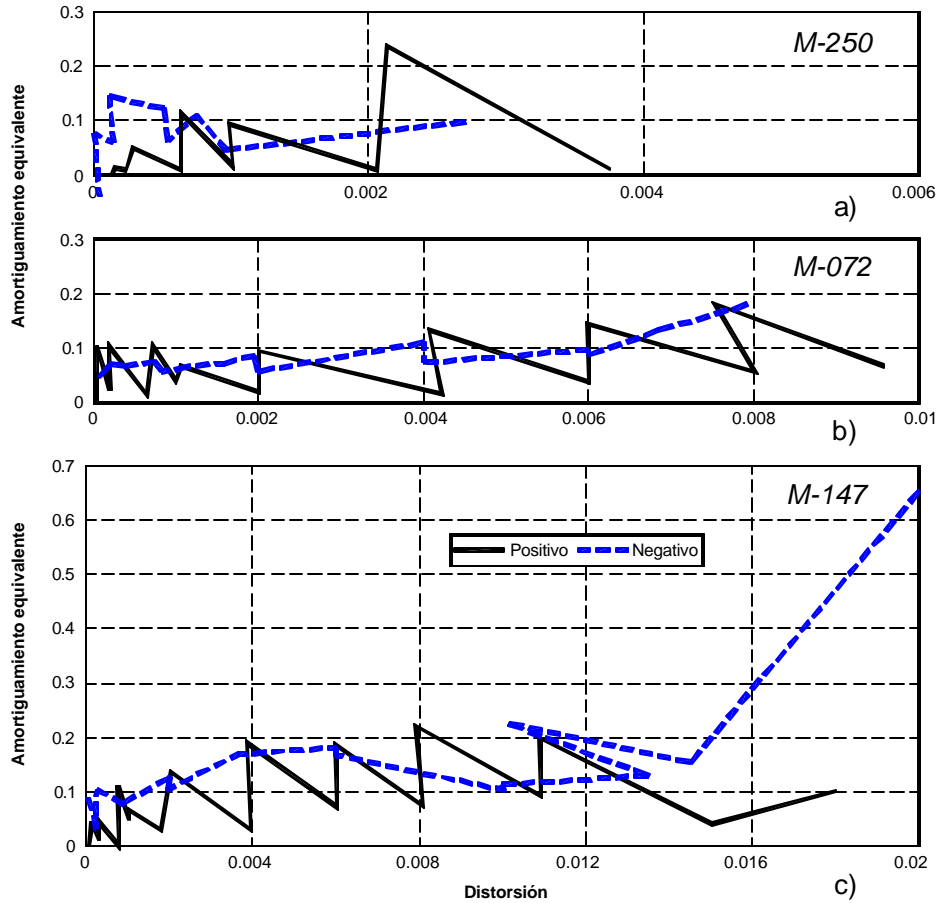


Figura 5.16 Amortiguamiento viscoso equivalente

5.5 DUCTILIDAD EQUIVALENTE

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, de hasta cuatro o cinco niveles, tienen un periodo de vibración corto, proporcional a su gran rigidez inicial. Según el RDF (1993), para su diseño sólo se requiere cumplir con un criterio de resistencia. Sin embargo, puede ser conveniente una revisión de los desplazamientos permisibles de la estructura, pero, la normatividad actual fija límites de desplazamiento lateral que sean consistentes con el nivel de daño observado en las estructuras de mampostería. El criterio de diseño basado en resistencia puede resultar insuficiente y antieconómico. Se requiere que estas estructuras posean adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía, especialmente debido al rápido deterioro de su rigidez lateral, cuando incursionan en el rango inelástico.

La ductilidad es la característica de una estructura de permitir deformaciones más allá del intervalo elástico manteniendo su capacidad de carga. Se define como ductilidad equivalente a la relación

$$\mu_R = R_m / R_i \tag{5.9}$$

donde

- μ_R = ductilidad equivalente,
- R_m = distorsión máxima, y
- R_i = distorsión de fluencia idealizada

Para la determinación de la ductilidad se revisaron tres criterios, con el fin de obtener una curva bilineal elastoplástica idealizada de la envolvente. Uno de fue con base en la igualación de la energía de deformación mediante la equivalencia de áreas contenidas por la envolvente del modelo y la curva elastoplástica. El segundo criterio fue el de Moehle y Pan, con base en una rigidez secante que corresponda a $2/3$ de la carga máxima. El tercer criterio aplicado fue el Park, con base a una rigidez secante correspondiente a $3/4$ de la carga de falla, tal como se ilustra en la figura 5.17. Esta carga se definió para una degradación de rigidez del 15% tomando como base la degradación que se presentó con el modelo M-072 para la carga última. La curva elastoplástica obtenida con el tercer método fue la que mejor se ajustó a la envolvente de los modelos.

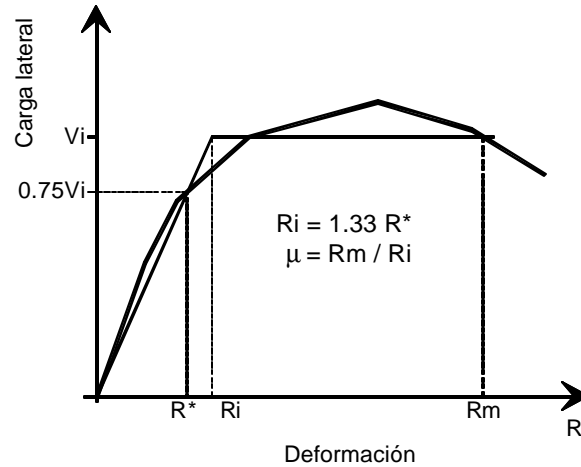


Figura 5.17 Obtención de la ductilidad equivalente, según el criterio de Park (1988)

El RDF (1993) toma en cuenta la respuesta inelástica de las estructuras disminuyendo las fuerzas sísmicas de diseño, mediante el factor de reducción por comportamiento sísmico “Q”. Este factor depende del tipo de estructuración, del periodo fundamental de vibración y de los materiales constitutivos. Las NTM indican que se use $Q = 2.0$ para muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dalas, sin refuerzo horizontal. En muros con refuerzo horizontal la equivalencia sería de $Q = 2.5$ (debido al incremento del 25% en la resistencia permitida por las normas).

A partir de los valores de ductilidad obtenidos, se calculó el factor de comportamiento sísmico “Q” a través de la siguiente relación (Newmark y Hall, 1982):

$$Q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5.10)$$

La anterior expresión es adecuada para estructuras rígidas con periodo corto, como es el caso de los especímenes ensayados.

En la Tabla 5.4 se presentan los valores correspondientes a las ductilidades de cada modelo, obtenidas con el criterio de Park, y sus respectivos factores Q. Allí se establece la comparación con los especímenes ensayados por Aguilar (1997).

Tabla 5.4 Valores de ductilidad equivalente m y del factor Q

Modelo	$V_{m\acute{a}x}$	V_i	$0.75 V_i$	R^*	R_i	R_m	m	Q	m^*
M-072	42.35	36.00	27.0	0.20	0.20	0.96	4.9	3.0	1.06
M-147	38.15	32.43	24.3	0.16	0.16	0.73	4.6	2.9	1.00
M-211	52.4	44.54	33.4	0.21	0.21	1.00	4.8	2.9	1.04
M-0-E6	13.7	12.0	8.8	0.095	0.13	0.60	4.6	2.9	1.00
M-5/32-E20	17.8	15.13	11.35	0.13	0.17	1.26	7.4	3.7	1.61
M-1/4-E6	16.2	13.77	10.33	.025	0.33	1.64	4.9	3.0	1.06
M-3/8-Z6	17.75	15.09	11.32	0.095	0.13	1.09	8.4	3.9	1.83

μ^* es la ductilidad normalizada con respecto a la ductilidad del muro de mampostería confinada sin refuerzo M-0-E6.

Se observa que el valor de la distorsión elástica definida con este criterio, tiende a ser el valor de la distorsión correspondiente al cortante de agrietamiento experimental para los especímenes ensayados en el presente proyecto. La ductilidad de estos tres muros fue similar, con un valor promedio de 4.8, semejante a los muros M-0-E6 y M-1/4-E6 ensayados por Aguilar (1997). En los muros citados el actor de comportamiento sísmico fue de 2.9.

En las figuras 5.18 y 5.19 se muestran las curvas elastoplásticas determinadas para los modelos M-072, M-147, M-211 y M-0-E6.

5.5.1 Abombamiento de los muros

El abombamiento es una medida de la expansión del muro en su plano, asociada con el cambio de dimensión longitudinal del muro y las curvaturas en los castillos, debido a las cargas aplicadas.

La determinación del abombamiento se hizo con base en las deformaciones horizontales registradas a una altura $h/2$ (eje horizontal del muro, nivel 1.2 m), de acuerdo con la instrumentación indicada en la sección 2.3.1.

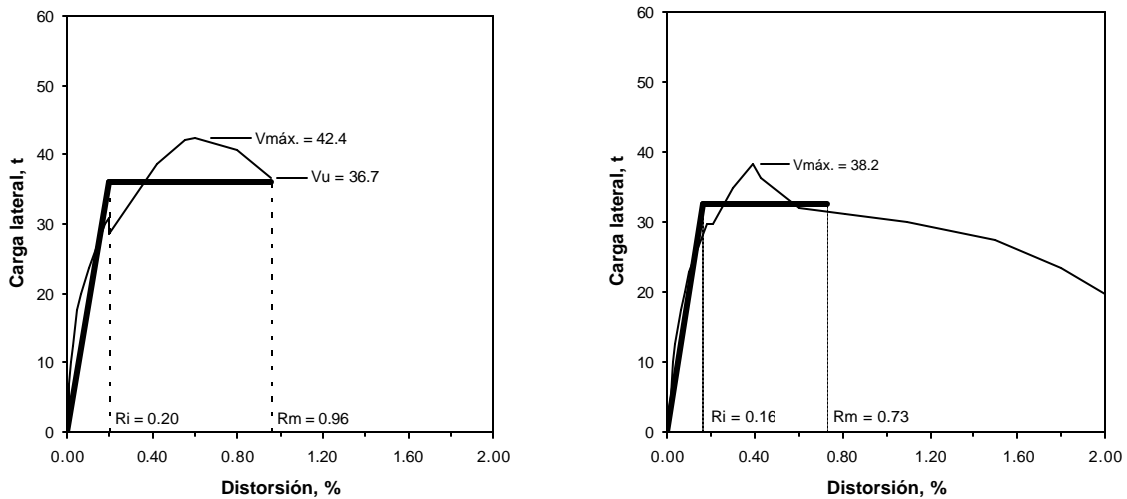


Figura 5.18 Determinación de la ductilidad: a) Modelo M-2072; b) Modelo M-147

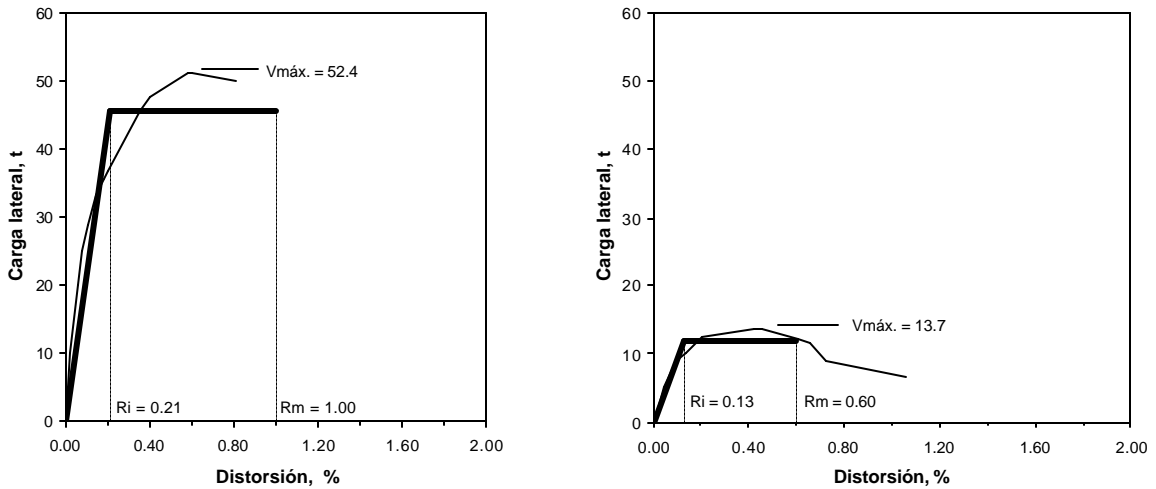


Figura 5.19 Determinación de la ductilidad: a) Modelo M-211; b) Modelo M-0-E6

En la figura 5.20 se muestran las envolventes de cortante–desplazamiento del eje horizontal y cortante–abombamiento puede modelarse en forma trilineal, con un primer segmento limitado por la carga de agrietamiento donde el abombamiento es despreciable.

Se encontró que el abombamiento comienza a presentarse en forma significativa después de que ocurre el cortante de agrietamiento. Para efectos prácticos, la curva cortante–abombamiento puede modelarse in forma trilineal, con un primer segmento limitado por la carga de agrietamiento donde el abombamiento es despreciable. Un segundo segmento entre la carga de agrietamiento y la carga máxima, en el cual aumenta apreciablemente el abombamiento, y un tercer segmento después de la resistencia del modelo, donde continúa el abombamiento a carga constante.

Se considera interesante establecer una correlación entre el abombamiento y la distorsión que se pueden presentar en este tipo de muros de mampostería, ante cargas sísmicas. Con este propósito se muestran en la figura 5.21 las relaciones observadas entre estos dos parámetros en los modelos M-072, M-147 y M-211. En general se encontró que el abombamiento de los especímenes tiende a ser 0.5 veces la distorsión.

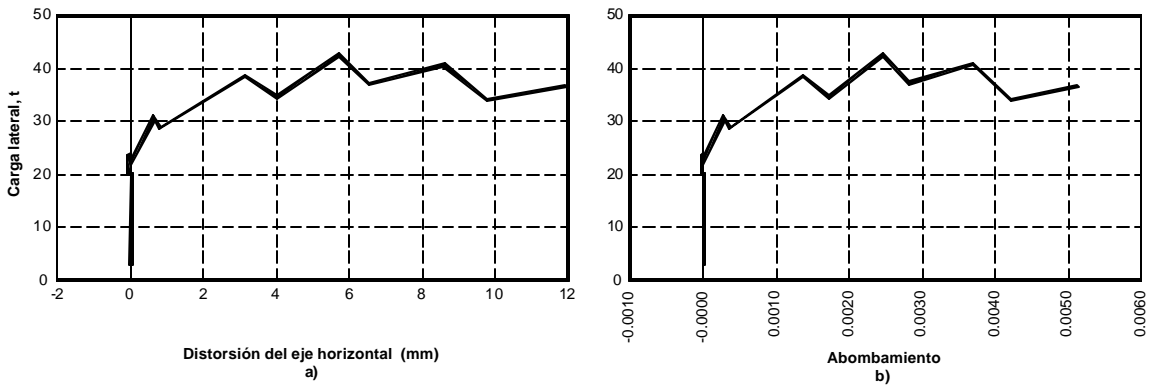


Figura 5.20 Modelo M-072: a) desplazamiento del eje horizontal y b) abombamiento del muro

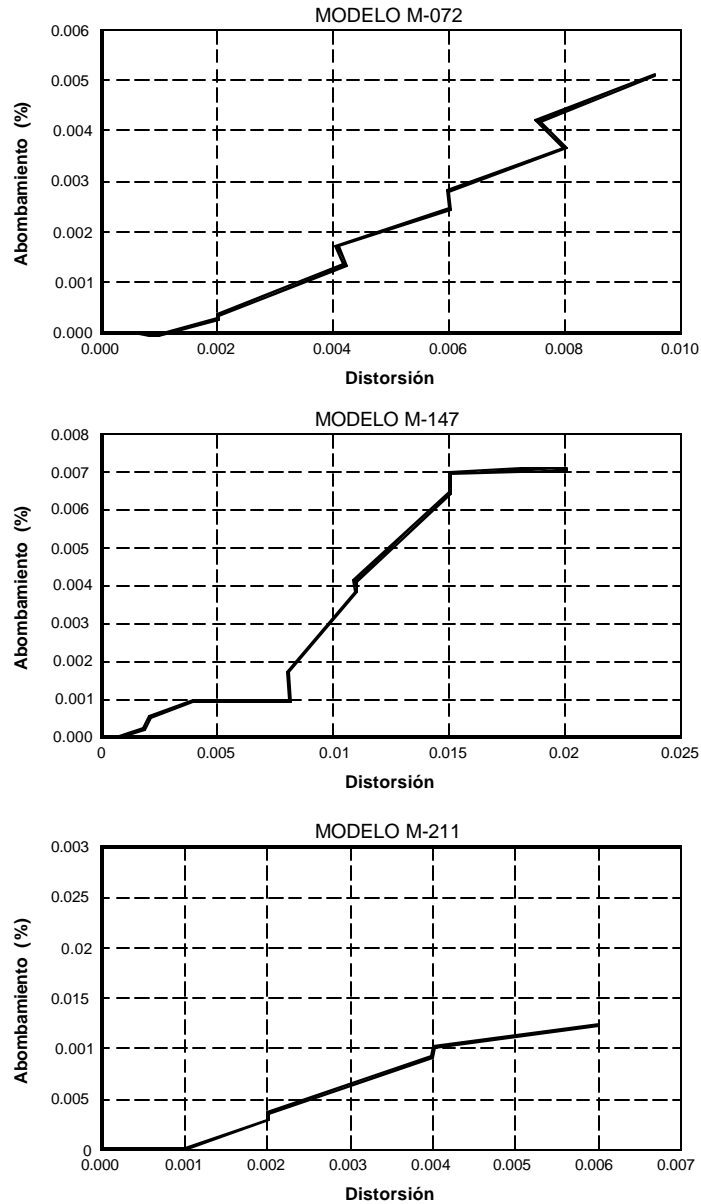


Figura 5.21 Relación entre el abombamiento y la distorsión en los muros de mampostería

5.6 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Para la construcción de muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado se sugiere tener en cuenta las siguientes consideraciones de carácter constructivo:

- El dentado de los tabiques en la zona de contacto con los castillos ayuda a que la junta entre los dos materiales tenga un comportamiento más eficiente ante los esfuerzos generados por cargas laterales. Sin embargo, para esfuerzos notables y distorsiones grandes de todas maneras esta es una línea potencial de falla del muro.
- La probabilidad de falla de la junta entre castillos de mampostería se puede controlar confinando los castillos con la misma malla de refuerzo colocada en forma continua, tanto mejor cuando ésta se ancla

directamente en cada castillo. Si esto no es posible, se pueden confinar los castillos con malla de cuantía mínima que se traslapa con la malla de refuerzo en la longitud necesaria según normas. Este aspecto constructivo crea una especie de jaula sobre todo el conjunto y favorece una mayor ductilidad del mismo.

- Los clavos comunes de 63 a 76 mm (2½ a 3 pulg) colocados sin corcholatas cada 300 mm en forma cuatrapeda son muy eficientes para anclar la malla, aunque su rendimiento de colocación es cuatro veces inferior al que se obtiene con fijadores Hilti, y su desperdicio es alto. La malla se debe colocar adosada a la mampostería, de tal manera que le proporcione excelente confinamiento. El uso de corcholatas reduce la longitud de adherencia de los clavos y crea una zona de debilidad alrededor del mismo.
- Como alternativa de anclaje de la malla pueden usarse fijadores Hilti de 51 mm de longitud, Colocados con arandelas en forma manual o con pistola de impacto, especialmente en el caso de mallas con alambres de calibre 6 ($\phi = 4.88$ mm) o superior. Aunque su costo relativo puede ser de un orden ocho veces superior a los clavos comunes, el rendimiento notable de anclar la malla con estos elementos y su desperdicio casi nulo, hacen que su costo final sea aproximadamente dos veces el que correspondería al uso de los clavos.
- El aplanado contribuye de manera importante a la rigidez del muro y a su resistencia a cortante. Es mejor no aplanar simultáneamente las dos caras del muro. Para no interferir con su secado normal y del mismo mortero de recubrimiento. Se debe tener adecuado control en su dosificación y asegurarse de la calidad de la arena empleada. Cuando por razones de suministro se tenga que cambiar de arena, es conveniente revisar de nuevo la resistencia del mortero, pues una contaminación de la arena con lodo o con material orgánico puede ocasionar pérdidas drásticas en la resistencia y en la durabilidad de la mezcla.
- Es muy importante diseñar, detallar y desarrollar adecuadamente el refuerzo en las uniones del muro con la losa y con la cimentación, asegurando además su anclaje eficiente. Por lo mismo, durante la construcción es preciso controlar especialmente con estos detalles.
- En las zonas confinadas de los castillos es muy eficiente colocar estribos cerrados cada $d_c/4$, donde d_c es la dimensión del castillo en dirección longitudinal del muro. Estos estribos también deben colocarse dentro de la unión castillo-dala.
- Es recomendable colar en una sola etapa los castillos, evitando así juntas de construcción Intermedias y asegurando que el concreto sea el mismo a lo largo de todo el elemento estructural.
- Se requiere de un buen control de calidad de los materiales empleado en estas estructuras, del proceso constructivo y de las dosificaciones empleadas para cumplir con las especificaciones de diseño.
- La superficie de la mampostería debe estar limpia y libre de cualquier acabado para facilitar la adherencia entre la mampostería y el recubrimiento de mortero. Asimismo es recomendable picar los castillos y dalas con ese mismo fin, creando rugosidades del orden de 3 mm de profundidad.
- Antes de la colocación del mortero de pega es conveniente saturar los tabiques con agua. Asimismo deben saturarse las caras del muro antes de colocar el aplanado.
- El espesor de una pulgada para el mortero de recubrimiento es adecuado para que la malla de alambre soldado y los anclajes queden totalmente embebidos.
- La cimbra utilizada para la construcción de castillos, dala y losa debe estar en muy buen estado y adecuadamente soportada. Es conveniente revisar su diseño y no emplear retazos de madera o de triplay defectuosos para su fabricación.
- Debe hacerse un buen curado de concreto de castillos, dala y losa. Preferiblemente con aditivos especiales para este propósito.

También conviene resaltar algunos aspectos para el manejo de los modelos en el laboratorio:

- No construir modelos sobre vigas de cimentación utilizadas en otros proyectos o revisar el diseño para las nuevas solicitaciones.

- Cuando se requiera trasladar el modelo es práctico apuntalarlo por ambos lados, con marcos formados por polines. Para la restricción de movimientos laterales no es suficiente con la fijación diagonal de soleras metálicas en las caras laterales del muro.
- Antes de la ejecución del ensaye conviene asegurarse que todos los elementos y tornillos del marco de carga estén bien apretados.
- Tensar las barras de fijación del modelo a la losa de reacción en forma alterna, a 250 kN (25 t) de carga.
- Garantizar el trabajo de fricción entre la viga de acero y la losa. Esto se logra con suficiente cantidad de tornillos, además de que éstos sean del mayor diámetro posible para permitir fácilmente un torque elevado, y por tener más rigidez axial que minimizaría la separación entre ambos elementos. Es mejor trabajar por fricción que por apoyo directo de los tornillos en las perforaciones, ya que en este último caso se genera cortante en barras y aplastamiento en los bordes de los agujeros.
- Verificar el buen funcionamiento de transductores y de deformímetros, cotejando sus respectivos coeficientes y calibrando los instrumentos externos con un objeto patrón. Verificar la carrera de todos los instrumentos externos, tomando en cuenta posibles valores excesivos para cuando el modelo se lleva a daño severo.

CAPÍTULO 6

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 RESUMEN

En el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED se realizaron cinco ensayos de muros en voladizo, con relación de esbeltez igual a 1 y geometría similar, los cuales fueron sometidos a carga lateral cíclica cuasi-estática, y esfuerzo vertical constante, representativo de un muro de la planta baja de un edificio de interés social de cuatro o cinco pisos. Los ensayos fueron controlados en principio por incrementos de carga y posteriormente por incrementos de distorsión, aplicando la misma historia de carga para todos los modelos.

Tres de los muros fueron de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado y otro de concreto reforzado con cuantía mínima (se ensayó dos veces, la primera en condiciones originales y la segunda después de haber sido reparado).

Los modelos fueron diseñados para fallar por corte, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente y construidos según la práctica tradicional en la ciudad de México. La variable considerada en el diseño fue la cuantía de refuerzo horizontal proporcionada con la malla de alambre soldado en los muros de mampostería. Se emplearon tres cuantías diferentes que, calculadas con el espesor de muro más aplanado, fueron: cuantía mínima (0.072%) en el muro denominado M-072, que fue proporcionada con malla 6×6-10/10 (ϕ alambre = 3.43 mm), en el muro M-147 se proporcionó el doble de la cuantía mínima (0.147%), con malla 6×6-6/6 (ϕ alambre = 4.88 mm), y en el tercer muro se utilizó el triple de la cuantía mínima (0.211%), la cual fue lograda con una malla 6×6-1/4/1/4 (ϕ alambre = 6.35 mm). El cálculo de la cuantía sin tomar en cuenta el recubrimiento, fue de 0.097, 0.196 y 0.332%, respectivamente. La malla fue colocada en las dos caras principales de cada muro, anclándola a los tabiques con clavos comunes para madera de 63 mm (2½ pulg) en los dos primeros modelos y con fijadores Hilti de 51 mm de longitud en el muro M-211. Se empleó un mortero de recubrimiento tipo I, en proporción volumétrica 1:4 (cemento:arena) y espesor 25 mm.

Los muros de concreto correspondieron a las denominaciones M-250 y M-250R, cuya cuantía de refuerzo horizontal y vertical en el tablero fue la mínima de 0.250%, que se proporcionó con barras del No. 3 (ϕ = 9.5 mm = 3/8 pulg). Los extremos del muro se reforzaron con varillas longitudinales del No. 6 y estribos No. 2, a manera de castillos embebidos.

6.2 CONCLUSIONES

1. La primera grieta inclinada en todos los muros de mampostería se presentó a la misma distorsión: 0.10%. El cortante de agrietamiento ocurrió a 0.20% de distorsión y la carga máxima se alcanzó a distorsión de 0.60% (excepto en el modelo M-147).
2. La distorsión última del muro M-147 fue de 2.0%, la del muro M-147 fue de 2.0%, la del muro M-072 fue de 0.95%, la del modelo M-211 fue de 0.75%, y la de los muros M-250 y M-250R fue de 0.38%.
3. Los muros se comportaron elásticamente hasta la aparición de la primera grieta inclinada. Luego incursionaron en el rango inelástico, alcanzando mayor o menor distorsión según la cuantía horizontal de refuerzo colocado.

4. La disipación de energía total acumulada se incrementó a una tasa similar en todos los modelos (1315 kN-mm = 13.4 t-cm por cada mm de desplazamiento adicional del muro, a nivel de losa), a partir de la ocurrencia del cortante de agrietamiento, alcanzando mayores valores según la distorsión última del modelo. Antes del cortante de agrietamiento la energía disipada puede considerarse despreciable. La mayor cantidad de energía disipada se presentó en el modelo de doble cuantía con un valor de 69700 kN-mm (690 t-cm). En el muro de cuantía mínima la energía disipada fue de 24800 kN-mm (253 t-cm) y en el muro de triple cuantía fue de 16900 kN-mm (172 t-cm).
5. La contribución del cortante a la energía disipada total tomó importancia gradual después de que se alcanzó la resistencia de los especímenes. Hasta ese momento la disipación de energía se debió casi en su totalidad a los efectos de flexión.
6. La ductilidad de desplazamiento μ de los tres muros de mampostería reforzados con malla de alambre soldado fue similar, con un valor promedio de 4.8. Para su determinación se aplicó el criterio de Park, ya que los resultados así obtenidos fueron los que mejor se acomodaron a las envolventes de los modelos. La carga de falla se definió como $0.85V_{\max}$ (se tomó como base la falla del modelo de cuantía mínima, que ocurrió para una degradación de rigidez del 18%). La cara última asumida permite considerar sobrerresistencia en los modelos.

Se observó que el valor resultante para la distorsión elástica definida con este criterio, tiende a ser el valor de la distorsión correspondiente al cortante de agrietamiento experimental.

Con este mismo criterio se evaluaron los muros ensayados por Aguilar (1997) y los resultados de ductilidad fueron de 4.6 y 4.9 en el muro de mampostería sin refuerzo y en otro reforzado con cuantía horizontal de 0.18%, respectivamente. En los otros dos especímenes los valores determinados de ductilidad fueron de 7.4 y 8.4.

El factor de comportamiento sísmico calculado con la fórmula de Newmark y Hall fue de 2.9 en los tres muros de mampostería.

7. El amortiguamiento viscoso equivalente de los modelos fue en promedio de 0.10 hasta la distorsión de carga máxima. A mayores valores de distorsión este amortiguamiento se incrementó a 0.15 y 0.20 y de alguna manera reflejó una mayor disipación de energía, de acuerdo con las distorsiones últimas de los especímenes. Estos valores son similares a los encontrados por Díaz y Vázquez del Mercado (1995).
8. La rigidez se degradó en todos los modelos de manera similar e inclusive sus curvas de forma hiperbólica se confunden prácticamente en una sola, sin importar la rigidez inicial de cada uno de ellos. La degradación fue acelerada hasta distorsiones correspondiente al cortante de agrietamiento y luego la rigidez se fue estabilizando hasta el momento de la carga máxima. Para distorsiones superiores la rigidez fue asintótica, estabilizándose en forma casi completa a partir del 1.0% de distorsión.
9. El abombamiento de los muros fue aproximadamente la mitad de la distorsión.
10. El muro M-072 falló por cortante en forma frágil, luego de que todos los alambres de la malla cruzados por una diagonal del muro se rompieron en cadena. Esta falla se presentó para una degradación de rigidez del 18%. Es bueno tener en cuenta que en un diseño seguro, a la estructura se le debe proporcionar un mecanismo de falla dúctil (falla por flexión).
11. El modo de falla del muro de mampostería con cuantía mínima fue por tensión diagonal, con rotura de todos los alambres que fueron cruzados por la diagonal de falla. En el muro de doble cuantía mínima hubo agrietamiento por tensión diagonal y aplastamiento de algunos tabiques en el cruce de diagonales y junto a los castillos a mitad de altura. La falla en el modelo de triple cuantía mínima ocurrió por rotura del concreto de la viga de cimentación. En ninguno de los dos casos se alcanzó su resistencia. El agrietamiento en el tablero fue por tensión diagonal, formándose un patrón en forma de "X".
12. El modo de falla del muro de mampostería con cuantía mínima fue por tensión diagonal, con rotura de todos los alambres que fueron cruzados por la diagonal de falla. En el muro de doble cuantía mínima hubo agrietamiento por tensión diagonal y aplastamiento de algunos tabiques en el cruce de

diagonales y junto a los castillos a mitad de altura. La falla en el modelo de triple cuantía mínima ocurrió por rotura del concreto de la viga de cimentación. También se presentó separación vertical del castillo Oeste del resto del muro, por lo que hizo evidente la importancia que tiene el detalle constructivo de confinar los castillos con la misma malla de refuerzo.

13. En el muro de mampostería de cuantía mínima hubo buena distribución en toda el área del tablero, gracias a la disposición adecuada y simétrica del refuerzo que fue proporcionado por la malla. En muro de doble cuantía la distribución del daño fue alrededor del eje horizontal del muro. Su comportamiento fue atípico, debido a la falla prematura del aplanado. No hubo daño aparente en los alambres de la malla. En el muro de triple cuantía mínima hubo distribución del agrietamiento en toda el área del tablero. Su comportamiento fue por compresión cortante, como consecuencia de la elevada capacidad proporcionada por la malla la cual controló de manera eficaz el ensanchamiento de las grietas. En ningún alambre de esta malla se registró daño aparente y sus deformaciones medidas siempre estuvieron dentro de los valores elásticos medios.
14. La cuantía de refuerzo horizontal colocada en el muro M-147 y el confinamiento adicional proporcionado a los castillos con malla de cuantía mínima, fueron muy eficaces para alcanzar una gran distorsión y disipación de energía. Además incrementó su resistencia de manera notable.
15. Considerando sólo el espesor de la mampostería ($t = 125$ mm), la eficiencia del refuerzo horizontal en el muro M-072 fue del 91%, en el muro M-147 fue del 70%, y en el muro M-211 fue del 62%. Si se evalúa con respecto al espesor total de los muros ($t' = 170$ mm) las eficiencias fueron de 67%, 52% y 46% respectivamente.
16. El criterio empleado en el diseño para estimar la contribución de la malla con un factor de eficiencia $\eta = 2/3$, fue válido para el modelo reforzado con cuantía mínima, pero no para los modelos con el doble y triple de esa cuantía, para los cuales se sobreestimó su participación, ya que la eficiencia real de la malla se redujo hasta por debajo del 50%, a medida que la cuantía fue superior.
17. Las resistencias de los modelos M-072, M-147 y M-211 fueron respectivamente de 416, 375 y 514 kN (42.4, 38.2 y 52.4 t). Para el modelo M-147 se esperaba una resistencia intermedia entre la alcanzada en el modelo M-072 y el modelo M-211, pero la pérdida temprana de la contribución del mortero afectó su capacidad. El incremento en la resistencia no fue proporcional a la cuantía utilizada, debido a que la eficiencia real de la malla se redujo a medida que la cuantía fue superior.
18. La participación real de la malla en la resistencia a carga lateral, con respecto a la resistencia calculada con base en el área compuesta de mampostería más aplanado fue del 41% en el modelo con cuantía mínima y del 88% en el modelo con el triple de esa cuantía. Si se toma como referencia de comparación la contribución teórica de la mampostería más el aplanado, esos valores son del 61% y 121%. Estos resultados permiten apreciar que el incremento del 25% en la resistencia lateral recomendado por el Reglamento de Construcciones para el D.F. (DDF, 1993), cuando se coloque refuerzo horizontal en los tableros, es muy conservador.
19. El mortero de recubrimiento de los muros de mampostería contribuyó de manera importante a la resistencia a cortante y a la rigidez de los muros. Su contribución puede estimar con un 50% de la correspondiente a la mampostería.

La resistencia real a cortante en el muro de mampostería de cuantía horizontal mínima fue de 244% de la recomendada por el RDF con el factor de 1.25 y sin considerar la aportación del aplanado. En el caso del muro con el triple de esa cuantía fue el 302%.
20. Los clavos comunes sin corcholatas y los fijadores Hilti empleados para el anclaje de la malla de alambre soldado fueron muy eficaces y contribuyeron a dar excelente confinamiento a la mampostería, creando un efecto de jaula y facilitando una acción de conjunto de los materiales.
21. El empleo de mallas de refuerzo en los muros de mampostería permitió que para los mismos niveles de ductilidad, se alcanzaran valores de desplazamiento bajo carga máxima mayores en un 50% al logrado en el muro sin refuerzo a cortante e incrementos de resistencia superiores al 300%. El empleo de estas mallas da resultados más ventajosos que cualquier otro sistema convencional de refuerzo horizontal

como escalerillas, alambres corrugados o barras de refuerzo. Inducen una adecuada distribución del daño en toda el área del muro y aumentan significativamente su capacidad de deformación y su resistencia ante cargas laterales. Además durante su construcción permiten que la supervisión sea más eficiente.

22. La penetración de grietas inclinadas en zonas confinadas de los castillos fue controlada eficazmente por los estribos colocados a $d_c/4$, donde d_c es la dimensión del castillo en la dirección longitudinal del muro.
23. La cuantía de refuerzo horizontal colocado influyó en la resistencia y la ductilidad de los muros. Su rigidez inicial dependió básicamente de la mampostería, del mortero de recubrimiento y principalmente del concreto de los castillos confinante.
24. El costo por m^2 de un muro de mampostería confinada reforzado con malla de alambre soldado con cuantía mínima es aproximadamente 15% mayor que uno sin refuerzo horizontal. Sin, embargo por tonelada resistida el muro sin refuerzo es de un orden 2.8 veces más costoso que el de malla de alambre soldado.
25. Un muro de mampostería confinada, con refuerzo horizontal de tres veces la cuantía mínima, equivale prácticamente en cantidad de refuerzo a un muro de concreto reforzado con cuantía mínima, y su costo por tonelada resistida es de un orden 25% superior a éste.
26. Se obtuvo un incremento del 25% en la resistencia del muro de mampostería con el triple de cuantía mínima, en comparación con el muro de mampostería de refuerzo mínimo. Su costo es de un orden 14% mayor que éste último, pero por tonelada resistida cuesta casi igual.
27. Para cuantías de refuerzo probadas en los muros de mampostería ensayados en el presente proyecto, se observó que se pueden alcanzar resistencias entre el 70% y el 90% de las que se logran con el muro de concreto reforzado que se utilizó como base de comparación. En general, puede estimarse que los muros de mampostería con malla de alambre soldado tienen un costo por tonelada resistida alrededor de un 30% mayor que un muro de concreto reforzado con cuantía mínima.

6.3 RECOMENDACIONES

Con base en los resultados observados de los ensayos realizados se establecen las siguientes recomendaciones para diseño y construcción de muros de mampostería sujetos a cargas sísmicas:

1. Diseñar y/o rehabilitar muros de cortante de mampostería confinada, nuevos o existentes, con mala de alambre soldado que proporcione cuantía horizontal mínima, la cual es suficiente para tomar las deformaciones que se pueden presentar por cargas sísmicas. Estos muros pueden reemplazar muros de concreto reforzado en construcciones nuevas donde se requieran rehabilitaciones estructuras dañadas por sismos con el fin de garantizar un comportamiento estable.
2. El uso de muro de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado en las edificaciones favorece la libertad en el diseño espacial requerida arquitectónicamente. En la planta de un edificio pueden combinarse con muros de mampostería confinada sin refuerzo horizontal, con el objeto de lograr un equilibrio entre las necesidades estructurales y los costos de la construcción.
3. El diseño deberá hacerse para una distorsión máxima de 0.60%, considerando comportamiento elástico-lineal hasta una distorsión de 0.10% y cortante de agrietamiento de 0.20% de distorsión.
4. Usar como elementos de anclaje de la malla clavos comunes de 63 ó 76 mm $Q\frac{1}{2}$ ó 3 pulg) sin corcholatas, para los muros de espesor de 125 mm, con una densidad de 9 clavos/ m^2 (clavos a cada 450 cm). Considerando el gran rendimiento de colocación y la calidad del anclaje, también pueden utilizarse como variante fijadores tipo Hilti, con un rendimiento y resistencia mejor que los clavos, especialmente en proyectos masivos de construcción de vivienda económica. La malla deberá colocarse completamente adosada a la mampostería, de tal manera que el confinamiento que le

proporcione sea más efectivo. Es muy conveniente confinar los castillos con malla de cuantía mínima traslapada con malla de refuerzo, así como rodear las aberturas de puertas y ventanas.

5. En la determinación de la resistencia a cortante se sugiere considerar la suma de las contribuciones de la mampostería, el mortero de recubrimiento y la malla de refuerzo. Esta última puede ser evaluada con una eficiencia que varía del 20 al 60% según estudios posteriores a éste y que fueron tomados en cuenta para la revisión de las NTM de 2004. Congruente con dicha norma, la cuantía de los alambres horizontales de la malla se calculara sin tomar en cuenta el espesor del recubrimiento de mortero. En este estudio, originalmente pareció adecuado tomar la eficiencia como $2/3$ al usar cuantía mínima, y como $1/2$ para el caso de cuantías superiores al doble de la mínima.
6. Proporcionar un mecanismo de falla dúctil a la estructura (falla por flexión). Colocar en las zonas confinadas de los castillos estribos cerrados de $d_c/4$, para controlar la penetración de grietas inclinadas. Asimismo diseñar y construir los castillos con dimensiones prácticas que proporcione mayor resistencia al agrietamiento inclinado y confinen mejor el tablero de mampostería. Es que se desarrolle toda la capacidad a cortante del muro.
7. Se debe tener un especial cuidado con el diseño, detallado del refuerzo y control durante la construcción de los nodos formados en las uniones entre losa, muro y cimentación, pues son zonas potencialmente débiles en donde se pueden presentar fallas inesperadas y frágiles, que no permiten que se desarrolle toda la capacidad a cortante del muro.
8. Se recomienda continuar con el estudio de la ductilidad de desplazamiento, del factor de comportamiento sísmico y del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente, para muros de mampostería confinada. Se debe tener especial cuidado con la manera de determinar la ductilidad experimenta, para lo cual se considera apropiado del criterio de Park.
9. Se recomienda continuar con el estudio de muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado, explorando cuantías entre una y dos veces la cuantía mínima. Valores superiores de refuerzo no se justifican, pues se desperdicia el material ya que la eficiencia de la mala se reduce por debajo del 50%. Es conveniente continuar analizando cuál es la participación real de la malla en la resistencia a carga lateral, con respecto a la contribución de la mampostería y el aplanado, ya que el factor de incremento de resistencia a cortante (1.25) recomendado por el RDF (1993) se aprecia muy conservador.
10. En nuevos proyectos conviene seguir analizando la correlación entre el abombamiento y la distorsión de los muros, pues esta relación podría conducir a interesantes estimaciones prácticas a partir del daño observado en estructuras por efectos sísmicos.

APÉNDICE A

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Se estableció el siguiente plan de ensayos para el control de calidad de los materiales empleados, dentro de los cuales se incluyó una prueba especial ideada para evaluar la eficiencia de distintos tipos de anclaje para la malla de alambre soldado, con base en la cual se tomó la decisión del anclaje más conveniente en cada una de ellas.

- Resistencia a compresión del concreto.
- Resistencia a compresión del mortero.
- Resistencia a compresión de la mampostería.
- Resistencia a cortante de la mampostería.
- Resistencia a tensión del acero del refuerzo.
- Resistencia a tensión de la malla de alambre soldado.
- Resistencia de los anclajes de malla de alambre soldado.

En forma resumida se presentan a continuación los resultados de las pruebas realizadas.

A.1 CONCRETO

En la construcción de los modelos se utilizaron tres tipos de concreto. El primero de ellos fue pedido a una premezcladora, con una resistencia especificada de 25 MPa (250 kg/cm²) y revenimiento de 160 mm, con tamaño máximo del agregado grueso de 12.7 mm (½ pulg) y con retardante de fraguado inicial. Con esta mezcla se colaron en una sola etapa todos los castillos de los muros de mampostería y el muro de concreto. Para su control de calidad se tomaron 28 cilindros estándar de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura y 10 cilindros de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura. Los cilindros estándar fueron ensayados a diferentes edades de fraguado, así: dos a 7 días, seis a 28 días y veinte a la fecha de la prueba de los muros. Los diez cilindros pequeños fueron ensayados al día de la prueba de los modelos. Con tres cilindros estándar y tres pequeños se determinó el módulo de elasticidad E_c .

El segundo tipo de concreto fue elaborado en el laboratorio mezclando a mano, para una resistencia de diseño de 25 MPa (250 kg/cm²), con tamaño máximo de agregado grueso de 9.5 mm (3/8 pulg). Su revenimiento fue de 160 mm. Con la misma mezcla se colaron en una sola etapa todas las dalas y losas de los especímenes. Para su control de calidad se tomaron seis cilindros estándar, los que fueron ensayados a compresión el día de la prueba de los muros.

En la Tabla A.1 se presenta la resistencia a compresión promedio de los concretos empleados.

Tabla A.1 Resistencia a la compresión del concreto

Modelo	Elemento estructural	Edad a la prueba (días)	Resistencia promedio MPa (kg/cm ²)
M-250	Muro	162	53.5 (540)
	Losa	134	18.6 (190)
M-250R	Muro	162	53.5 (540)
	Losa	29	32.9 (335)
M-072	Castillos	162	53.5 (540)
	Dala y losa	134	18.6 (190)
M-147	Castillos	162	53.5 (540)
	Dala y losa	134	18.6 (190)
M-211	Castillos	162	53.5 (540)
	Dala y losa	134	18.6 (190)

En el laboratorio se fabricó un tercer tipo de concreto mezclado a mano, para una resistencia de diseño de 41 MPa (410 kg/cm²) y tamaño máximo de 9.5 mm (3/8 pulg), con acelerante de fraguado al 3%. Su revenimiento fue de 110 mm. Este concreto se utilizó únicamente para la nueva losa del muro de concreto reparado. Se tomaron seis cilindros estándar, que fueron ensayados en la fecha del segundo ensaye de este modelo.

A.2 MORTERO

La pega de los tabiques en los muros de mampostería se hizo con mortero de cemento-arena, con una relación volumétrica 1:4, de tal manera que fuera representativo del usado en obra. El agua de la mezcla fue agregada hasta lograr una adecuada trabajabilidad, sin controlar su cantidad en relación a los volúmenes de cemento y arena. Para su control de calidad se tomaron en cada muro doce cubos de 50 mm de arista, seis correspondiente a la mitad inferior y seis a la mitad superior. Las muestras fueron ensayadas a compresión monótona hasta la falla con una velocidad de carga de 5 t/min. En total fueron ensayados 36 cubos del mortero de pega utilizando, seis a 7 días, seis a 28 días y veinticuatro al día de la prueba de los muros.

El recubrimiento de los muros de mampostería se hizo por ambas caras con un mortero de relación volumétrica 1:4. Por cada cara se tomaron seis cubos de muestra, los cuales fueron ensayados a compresión en la fecha de la prueba de los modelos. En total fueron ensayados 36 cubos del mortero de recubrimiento.

En la Tabla A.2 se presentan las resistencias a compresión promedio de los morteros utilizados.

Tabla A.2 Resistencia a la compresión del mortero

Modelo	Función estructural	Edad a la prueba (días)	Resistencia promedio MPa (kg/cm ²)
M-072	Pega	177	10.0 (102)
	Aplanado	103	12.2 (124)
M-147	Pega	180	10.0 (102)
	Aplanado	51	7.7 (79)
M-211	Pega	180	10.0 (102)
	Aplanado	100	14 (144)
Pilas y muretes	Pega	174	8.9 (91)

A.3 MAMPOSTERÍA

Los tres muros de mampostería fueron construidos con el mismo tipo de tabique, proveniente del mismo lote de fabricación. Se utilizaron piezas macizas de tabique rojo recocido de arcilla, provenientes de Chalco, cuyas dimensiones aproximadas eran de 60×125×240 mm. Por esta razón se determinó una única resistencia a la compresión y al corte, válida para los tres modelos.

La resistencia a compresión de la mampostería se determinó con ensayos de carga monótona, sobre 16 pilas construidas con siete piezas (altura aproximada de 490 mm). Seis pilas fueron ensayadas a 28 días y diez pilas al día de la prueba de los especímenes. Con dos de ellas se determinó el módulo de elasticidad de la mampostería.

La resistencia a cortante (compresión diagonal) se evaluó en 16 muretes cuadrados de seis hiladas (aproximadamente 420×420×125 mm). Los muretes fueron ensayados a compresión monótona hasta la falla a través de una diagonal. Cuatro de ellos fueron ensayados a compresión monótona hasta la falla a través de una diagonal. Cuatro de ellos fueron ensayados a 28 días y doce al día de la prueba de los modelos. El esfuerzo cortante resistente fue calculado dividiendo la carga máxima entre el área transversal del murete sobre la diagonal a compresión.

Las propiedades de los elementos se obtuvieron instrumentando dos pilas y dos muretes, con transductores de desplazamiento a lo largo de su altura y de sus diagonales respectivamente.

En la Tabla A.3 se presentan los valores de resistencia a compresión y al corte de la mampostería y en la Tabla A.4 sus módulos de elasticidad a compresión y a cortante.

Tabla A.3 Resistencia de la mampostería

	Resistencia promedio MPa (kg/cm ²)	Coefficiente de variación	Resistencia de diseño MPa (kg/cm ²)
A compresión	5.1 (52.4)	0.08	3.7 (38)
A cortante	0.74 (7.5)	0.09	0.4 (5)

Tabla A.4 Módulo de elasticidad y cortante de la mampostería

Módulo de	Teórico MPa (kg/cm ²)	Experimental
Elasticidad	1308 (13335)	- - -
Cortante	392 (4001)	- - -

A.4 ACERO DE REFUERZO

El acero utilizado en el armado longitudinal y transversal de castillos, dalas, losas y muro de concreto fue de grado 42 ($f_y = 412 \text{ MPa} = 4200 \text{ kg/cm}^2$). Se utilizaron barras del No. 3, 4, 5 y 6, con diámetro nominal de 9.5, 12.7, 15.9 y 19 mm, respectivamente ($3/8$, $1/2$, $5/8$ y $3/4$ pulg); así como estribos del No. 3 para vigas de cimentación y de alambón del No. 2 ($6.3 \text{ mm} = 1/4$ de pulg).

El refuerzo a cortante de los tres muros de mampostería fue dado con malla de alambre soldado, con alambres de calibre 10 (3.43 mm), calibre 6 (4.88 mm) y de $1/4$ pulgada (6.35 mm), con un esfuerzo nominal de fluencia de 500 MPa (5000 kg/cm²).

Para obtener las propiedades mecánicas del refuerzo utilizando se tomaron cuatro muestras de cada diámetro, con una longitud de 600 mm. Igualmente de los alambres de cada tipo de malla de alambre soldado. Estas muestras fueron ensayadas a tensión monótona hasta la ruptura, de acuerdo con las Normas Oficiales Mexicanas entonces vigentes NOM B-253-1988 y NOM B-290-1988 (nota: actualmente se usaría la NMX-407-ONNCCE-2001). Las probetas fueron instrumentadas con dos deformímetros eléctricos, colocados en la sección media y en caras opuestas. Los ensayos fueron controlados por carga a una velocidad de 196 kN/min. (20 t/min). La adquisición de los registros de carga y deformación se hizo con un equipo programable TDS, controlado por una computadora personal.

En la Tabla A.5 se presentan los valores de las pruebas a tensión obtenidos.

Tabla A.5 Propiedades mecánicas del refuerzo

Barra No. (o Malla)	f_y , MPa (kg/cm ²)	f_u , MPa (kg/cm ²)	Alargamiento, %
2	232 (2370)	456 (4545)	21.9
3	447 (4560)	679 (6925)	11.4
4	427 (4350)	688 (7014)	13.7
5	442 (4510)	704 (7180)	13.4
6	453 (4620)	745 (7595)	15.0
Malla 6x6 - 10/10	505 (5152)	678 (6911)	12.0
Malla 6x6 - 6/6	548 (5587)	686 (6990)	13.0
Malla 6x6 - $1/4$ / $1/4$	533 (5430)	679 (6920)	12.6

A.5 ANCLAJES DE LA MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

Se evaluaron distintos tipos de anclajes, mediante una prueba especial a tensión en la máquina universal, sobre muretes de $650 \times 650 \times 125$ mm con malla de alambre soldado $6 \times 6-10/10$ y $6 \times 6-1/4 / 1/4$, con diversos tipos de anclaje. Se probaron seis muretes con anclaje proporcionado con clavos comunes de 63 mm ($2\frac{1}{2}$ pulg), colocados en unos casos sin corcholatas y en otros casos con ellas, según la práctica usual en México, y cinco muretes con fijadores Hilti de 37, 48 y 54 mm de longitud, colocados en unos casos en forma manual y en otros con pistola de impacto. En las fotografías de las figuras A.1 y A.2 se muestran detalles de esta prueba.

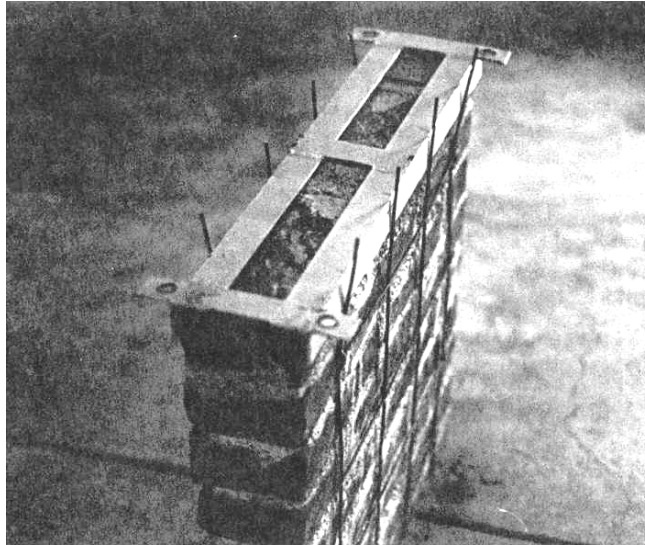


Figura A.1 Preparación de un murete de $0.65 \times 0.65 \times 0.125$ m para la prueba de anclajes de la malla de alambre soldado

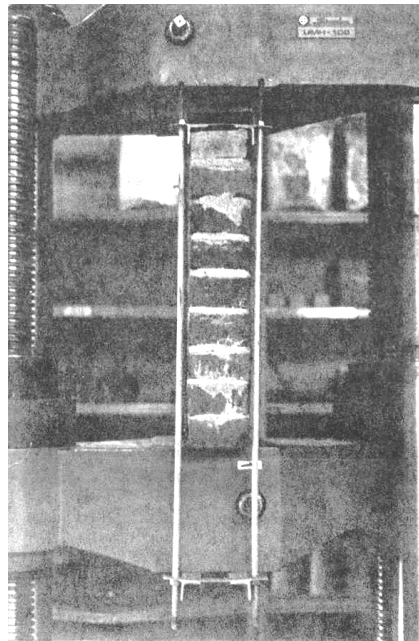


Figura A.2 Prueba de la eficiencia de anclajes de la malla de alambre soldado en la máquina universal

Los resultados correspondientes se presentan en la Tabla A.7.

Tabla A.7 Resistencia de anclajes de la malla de alambre soldado

Malla	Anclaje	Resistencia kN (kg)	Falla
6x6 – ¼ / ¼	Clavo de 63 mm (2½ pulg), sin cuatrapear.	5.9 (600)	Desdoblamiento de clavos
	Clavo de 63 mm, cuatrapeado.	5.7 (580)	Desdoblamiento de clavos
	Fijador Hilti de 37 mm, sin cuatrapear, colocado con pistola.	10.1 (1030)	Pérdida de adherencia de los clavos
6x6 – 10/10	Fijador Hilti de 54 mm, cuatrapeado, colocado con pistola.	13.3 (1360)	Desdoblamiento de fijadores
	Clavo de 63 mm (2½ pulg), cuatrapeado.	5.9 (600)	Desdoblamiento de clavos
	Clavo de 63 mm, cuatrapeado, con corcholatas en una cara del murete y en la otra no.	4.0 (410)	Desdoblamiento de clavos en la cara con corcholatas
	Clavo de 63 mm, cuatrapeado, con corcholatas en ambas caras del murete.	5.2 (530)	Desdoblamiento de clavos y pérdida de adherencia
	Clavo de 63 mm, cuatrapeado, sin corcholatas, colocado a mitad de la distancia entre alambres.	4.2 (430)	Desdoblamiento de clavos, y deformación notable de la malla en los puntos de anclaje
	Fijador Hilti de 48 mm, cuatrapeado colocación manual.	9.8 (1000)	Rotura de soldadura de la malla y pérdida de adherencia
	Fijador Hilti de 48 mm, cuatrapeado colocación manual, colocado a mitad de distancia entre alambres.	8.4 (860)	Rotura de soldadura de la malla y bastante deformación de ésta
	Fijador Hilti de 54 mm, cuatrapeado, colocación con pistola.	9.1 (930)	Rotura de soldadura de la malla.

APÉNDICE B

DISEÑO DE ESPECÍMENES DE PRUEBA

B.1 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA REFORZADOS CON MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

Se diseñarán y construirán tres modelos de muros mampostería confinados con castillos y dala, y reforzados con malla de alambre soldado que proporcione cuantías equivalentes a una, dos y tres veces, respectivamente, la cuantía mínima indicada por el RDF en sus NTM para refuerzo horizontal en muros. La malla se colocará por ambas caras de los muros. Se considerará en el cálculo solamente los alambres horizontales de la malla.

En este apéndice se emplea el sistema métrico convencional por facilidad de uso, pero se puede considerar la equivalencia con el sistema internacional tomando en cuenta que $1 \text{ kg/cm}^2 = 0.0981 \text{ MPa}$, $1 \text{ kg} = 9.81 \text{ N}$, $1 \text{ t} = 9.81 \text{ kN}$.

B.1.1 Materiales y consideraciones constructivas

Materiales:

- Tabique rojo recocido con arcilla, de $6 \times 12 \times 24 \text{ cm}$
- Concreto: En castillos, losas y dalas: $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
En viga de cimentación: $f_c' = 500 \text{ kg/cm}^2$
- Mortero de pega 1:4, tipo I, dosificado por volumen
- Mortero de recubrimiento 1:4, dosificado por volumen
- Malla de alambre soldado de refuerzo

Características:

- Dimensiones de los muros: $2.5 \times 2.5 \times 0.12 \text{ m}$
- Castillos de sección $0.2 \times 0.12 \text{ m}$
- Dala de sección $0.12 \times 0.25 \text{ m}$ (incluye peralte de la losa: 0.10 m)
- Losa superior: $2.5 \times 0.8 \times 0.1 \text{ m}$
- Viga de cimentación: $3.5 \times 0.8 \times 0.3 \text{ m}$
- El refuerzo horizontal del muro de concreto se ancla de los castillos
- El refuerzo vertical del muro de concreto se ancla en la viga de cimentación, con resina epóxica E-Bond
- El refuerzo vertical de castillos en los muros de mampostería se ancla en la viga de cimentación, con resina epóxica E-Bond
- Juntas de mortero de pega de 1 cm de espesor

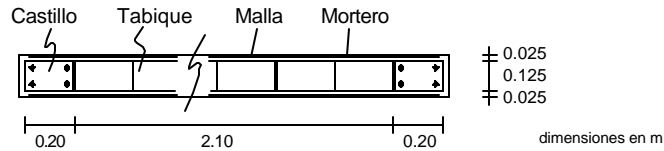
B.1.2 Diseño del muro de mampostería

Se considera el muro como una sección compuesta de tres elementos: mampostería, mortero, y malla de alambre soldado, cada uno de los cuales contribuye en distinto grado a la resistencia del muro. Tomando en cuenta que los muros se construyen en condiciones controladas de laboratorio, se estima que no es necesario hacer uso de los factores de reducción que indican las NTM, para las diferentes fórmulas que allí se indican sobre el tema.

B.1.2.1 Resistencia a cargas verticales P_R

Contribución de la mampostería y el aplanado:

Sección longitudinal del muro:



$$P_R = f_m^* AT_1 + f_c' AT_2$$

donde

P_R = carga vertical total resistente de diseño,

f_m^* = resistencia de diseño en compresión de la mampostería,

f_c' = resistencia nominal de compresión del mortero,

AT_1 = área de sección transversal de mampostería.

AT_2 = área de la sección transversal del mortero.

Tomando f_m^* y f_c' de ensayos de Aguilar, 1997 se tiene:

$$\begin{aligned} f_m^* &= 15 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c' &= 100 \text{ kg/cm}^2 \\ AT_1 &= 12.5 \times 250 = 3125 \text{ cm}^2 \\ AT_2 &= 5 \times 250 = 1250 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_R &= (15 \times 3125) + (100 \times 1250) = 171875 \text{ kg} \\ P_R &= 171.9 \text{ t} \end{aligned}$$

Contribución del refuerzo:

Para tomar en cuenta la contribución del refuerzo con malla de alambre soldado y de los castillos y dalas, se incrementarán en un 25% los valores del f_m^* y f_c' , pero sin exceder de 7 kg/cm² (NTM, incisos 2.4.1 d y e).

$$\begin{aligned} f_m^* &= 15 + 3.75 = 18.75 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c' &= 100 + 7.0 = 107.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_R &= (18.75 \times 3125) + (107.0 \times 1250) \\ P_R &= 58594 \text{ kg} + 133750 \text{ kg} = 192344 \text{ kg} \\ P_R &= 192.3 \text{ t} \end{aligned}$$

B.1.2.2 Resistencia a cargas laterales V_R

Contribución de la mampostería V_{R1} :

$$\begin{aligned} V_{R1} &= 0.5v^* AT_1 + 0.3P \\ V_{R1} &\leq 1.5v^* AT_1 \end{aligned}$$

donde

$$v^* = 4.67 \text{ kg/cm}^2$$

P = carga vertical que actúa sobre el muro (Esfuerzo vertical aplicado = 5 kg/cm²) (Aguilar, 1997)

$$P = 5 \times 17.5 \times 250 = 21875 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{R1} &= 0.5 \times 4.67 \times 3125 + 0.3 (21875) = 13860 \text{ kg} < 1.5 \times 4.67 \times 3125 \\ V_{R1} &= 13.9 \text{ t} < 21.9 \text{ t OK} \end{aligned}$$

Contribución del mortero de aplanado V_{R2} :

$$V_{R2} = 0.5 AT_2 \sqrt{f_c'}$$

$$V_{R2} = 0.5 \times 1250 \sqrt{100} = 6250 \text{ kg}$$

$$V_{R2} = 6.3 \text{ t}$$

No se considera incremento de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos.

Contribución de la malla de alambre soldado V_{sm} :

Según el RDF (1993), por efecto del refuerzo podrá incrementarse un 25% la carga resistida por la mampostería y el aplanado, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , sea ≥ 0.0005 ó

$$p_h \geq 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{4200}{f_y}$$

Sin embargo, esta resistencia no ha sido evaluada adecuadamente, tanto en pruebas de laboratorio como en reparaciones de estructuras reales. Se considera más adecuado calcular la contribución de la malla con el criterio empleado por Ruiz en sus ensayos, semejantes al usado para el refuerzo transversal en elementos de concreto (RDF 1993):

$$V_{sm} = \frac{a_{sh} f_y d}{s} \eta$$

donde

a_{sh} = área de los alambres horizontales separados una distancia s ,

f_y = esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla,

d = peralte efectivo del muro (distancia entre el centroide del refuerzo longitud del castillo y la fibra a compresión extrema,

η = factor de eficiencia, que considera que la malla no alcanza la plastificación de modo uniforme.

Así entonces,

a_{sh} = ? (dato por calcular)

f_y = 5500 kg/cm² (Ruiz, 1995)

d = 242.5 cm

η = 0.67 (Ruiz, 1995)

Para seleccionar la malla requerida se parte del criterio indicado en las NTM para la evaluación de la resistencia del muro ante cargas laterales, incrementando en un 25% las resistencias con que contribuyen la mampostería y el aplanado.

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} + V_{sm}$$

$$V_{R1} + V_{R2} = 13.5 + 5.8 = 19.3 \text{ t}$$

$$V_{sm} = 0.25 \times 19.3 = 4.82 \text{ t}$$

Se requiere una malla que proporcione $V_{sm} = 4.82 \text{ t}$

Se emplearán mallas con separación entre alambres de 6 pulg = 15 cm

$$4820 = \frac{a_{sh} \times 5500 \times 242.5 \times 0.67}{15}$$

$$a_{sh} = 0.098 \text{ cm}^2$$

Como se coloca la malla por ambas caras: $a_{sh} = \frac{0.098}{2} = 0.049 \text{ cm}^2$

La menor malla de 6x6 que se consigue en el mercado es la de calibre 10 ($\phi_{\text{alambre}} = 3.42 \text{ mm}$, área = 0.0923 cm^2).

Se decide construir el primer modelo de los muros de mampostería con malla 6x6-10/10. Su contribución a la resistencia a carga lateral será:

$$a_{sh} = 0.1846 \text{ cm}^2$$

$$V_{sm} = \frac{0.1846 \times 5500 \times 242.5 \times 0.67}{15}$$

$$V_{sm} = 10.9 \text{ t}$$

$$\frac{V_{sm}}{V_{R1} + V_{R2}} = \frac{10.9}{20.2} = 0.54$$

La contribución de esta malla equivaldría al 54% de la aportada por la mampostería y el aplanado.

La denominación de las mallas es nomenclatura AHMSA y su significado es el siguiente:

1ª cifra, indica el distancia entre dos alambres longitudinales consecutivos, en pulg.

2ª cifra, indica la distancia entre dos alambres transversales consecutivos, en pulg.

3ª cifra, indica el calibre S.W.G. del alambre longitudinal.

4ª cifra, indica el calibre S.W.G. del alambre transversal.

El segundo espécimen se construirá con malla 6x6-6/6 ($\phi_{\text{alambre}} = 4.88 \text{ mm}$, área = 0.187 cm^2). Su contribución a la resistencia a carga lateral será:

$$a_{sh} = 0.347 \text{ cm}^2$$

$$V_{sm} = \frac{0.347 \times 5500 \times 242.5 \times 0.67}{15}$$

$$V_{sm} = 22.2 \text{ t}$$

$$\frac{V_{sm}}{V_{R1} + V_{R2}} = \frac{22.2}{20.2} = 1.10$$

Teóricamente la contribución de esta malla sería mayor que la de la mampostería y el aplanado, pues aportaría 110% de la resistencia a carga lateral del conjunto de estos dos materiales.

El tercer espécimen se construirá con malla 6x6-1/4/1/4 ($\phi_{\text{alambre}} = 6.35 \text{ mm}$, = 0.316 cm^2). Su contribución a carga lateral será:

$$a_{sh} = 0.632 \text{ cm}^2$$

$$V_{sm} = \frac{0.632 \times 5500 \times 242.5 \times 0.67}{15}$$

$$V_{sm} = 37.6 \text{ t}$$

$$\frac{V_{sm}}{V_{R1} + V_{R2}} = \frac{37.6}{20.2} = 1.86$$

Esta malla aportaría 186% de la resistencia proporcionada por la mampostería y el aplanado.

Revisión de cuantías horizontales:

Las cuantías se calculan con base en el espesor total del muro, $t' = 17\text{cm}$.

Cuantía mínima según RDF (1993):

$$p_h \geq 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{4200}{f_y} \geq 0.0005$$

$$p_{h \text{ mín}} = 0.062\%$$

Cuantía de los especímenes:

$$p_h = \frac{a_{sh}}{s \times t} = \frac{a_{sh}}{17s}$$

Tabla B.1 Cuantía de los especímenes

Modelo	Malla	a_{sh} , cm ²	s x t cm	p_h , % (con $t' = 17$ cm)	p_h , % (con $s = 15.24$ cm y $t = 12.5$ cm)	V_{sm} , t
1	6x6 / 10-10	0.1846	15x17	0.072	0.097	10.9
2	6x6 / 6-6	0.374	15x17	0.147	0.196	22.2
3	6x6 / ¼ -¼	0.632	15x17	0.211*	0.332	37.6

* Se ha dejado en todo el documento el valor de 0.211% obtenido en el informe original (Pineda, 1996), sin embargo, el cálculo está equivocado. El valor correcto es $0.632/(15 \times 17) = 0.00248 = 0.248\%$.

En adelante los tres muros se denominarán según su cuantía de refuerzo horizontal, así: M-072, M-147 y M-211, respectivamente.

La resistencia total a carga lateral de los tres muros es la siguiente:

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} + V_{sm}$$

Tabla B.2 Cuantía de los especímenes (1 t = 9.81 kN)

	M-072	M-147	M-211
Mampostería, V_{R1} , t	13.9	13.9	13.9
Aplanado, V_{R2} , t	6.3	6.3	6.3
Malla de alambre V_{sm} , t	10.0	22.2	37.6
V_R , t	31.1	42.4	57.8

B.1.3 Resistencia a flexocompresión

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior se calcula con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas al analizar la contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales.

Cuando existe carga axial sobre el muro, el momento de la sección está dado por:

$$\begin{aligned} M_R &= M_0 + 0.30 P_u d & \text{si } P_u &= P_R / 3 \\ M_R &= (1.5 M_0 + 0.15 P_R d) (1 - P_u / P_R), & \text{si } P_u &> P_R / 3 \end{aligned}$$

donde

$$\begin{aligned}
 P_u &= \text{carga axial de diseño total sobre el muro} \\
 P_u &= P_{\text{ensaye}} = \sigma A \\
 \sigma &= 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Aguilar, 1997)}, A = AT_1 + AT_2 \\
 P_u &= 5 (3000 + 1250) = 21250 \text{ kg} \\
 P_u &= 21.25 \text{ t} \leq P_R / 3 = 192.3/3 = 64.1 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$M_R = M_0 + 0.30 P_u d$$

$$\begin{aligned}
 M_0 &= A_s f_y d' \\
 M_0 &= A_s \times 4200 \times 235 = 987.000 A_s \text{ (kg-cm)} = 9.87 A_s \text{ (t-m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0.30 P_u d &= 0.30 \times 21250 \times 242.50 = 15.46 \text{ t-m} \\
 M_R &= 9.87 A_s + 15.46
 \end{aligned}$$

$$V_R = M_R / 1 = 9.87 A_s + 15.46 / 2.50$$

Se toma un 50% como factor de seguridad para la fuerza cortante:

$$\begin{aligned}
 9.87 A_s + 15.46 / 2.50 &\geq 1.50 V_R \\
 A_s &\geq 3.75 V_R - 15.46 / 9.87
 \end{aligned}$$

Tabla B.3 Refuerzo vertical

Modelo	V_R , t	A_s , cm ²	Refuerzo vertical en castillos
M-072	31.1	9.54	4 N. 5
M-147	42.4	13.44	4 N. 6
M-211	57.8	18.76	4 N. 6

Revisión de la resistencia real según el refuerzo a colocar:

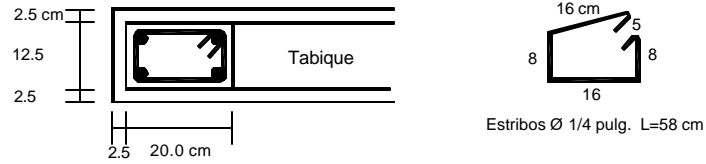
$$\begin{aligned}
 f_y \text{ real} &= 1.20 f_{yn} \\
 d' &= 235 \text{ cm} \\
 M_R &= M_0 + 0.3 P_u d \\
 M_0 &= A_s f_y d', \\
 f_y &= 1.2 \times 4200 = 5040 \text{ kg/cm}^2 \\
 M_R &= M_0 + 15.46 \\
 M_0 &= 11.844 A_s \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

Tabla B.4 Resistencias (1 t = 9.81 kN; 1 kg/cm² = 0.0981 MPa)

Modelo	A_s , cm ²	M_0 , t-m	M_R , t-m	V_R , t	$v = V_R/A$, kg/cm ²
M-072	8.00	94.75	110.21	44.08	10.37
M-147	11.41	135.02	150.48	60.19	14.16
M-211	17.10	202.53	217.99	87.20	20.52

B.1.4 Diseño de castillos

Los castillos sólo trabajan a flexión. No se diseñan para carga axial. Su sección es de 0.20×0.125 m.



Refuerzo longitudinal:

Refuerzo mínimo para que M_k de la sección sea ≥ 1.5 momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. De acuerdo con el inciso 3.3 de las NTM, para muros confinados, la cuantía mínima en dalas y castillos: esta dada por la siguiente expresión:

$$P_{\min} \geq 0.2 f_c' / f_y = 0.2 \times 250 / 4200 = 1.19\%$$

La cuantía a colocar en los castillos, según el diseño a flexocompresión determinado en la sección B1.3 es la siguiente:

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

Tabla B.5 Cuantía a colocar

Modelo	A_s , cm ²	p, %
M-072	8.00	3.9
M-147	11.41	5.5
M-211	17.10	8.3

Refuerzo transversal:

$$A_{s\min} = \frac{1000 s}{f_y d_c}$$

donde

s = separación de estribos

d_c = peralte del castillo = 12 cm

Se usaran estribos $\phi 1/4$ pulg

$$s \leq 1.5 d_c \leq 20 \text{ cm}$$

Criterio Sísmico: Para disminuir el carácter frágil de la falla por flexocompresión se requiere proporcionar en los extremos de las columnas refuerzo de confinamiento:

$$s_1 < h / 2 = 7.5 \text{ cm}$$

$$< 20 \text{ cm}$$

$$< 425 \phi \frac{b}{\sqrt{f_y}}$$

Zona confinada: $l_c \geq 1/6$

$$\geq 60 \text{ cm}$$

$$\geq b, h$$

para confinamiento se requieren estribos cada 7cm en una longitud mínima de 60 cm.

$$A_{t\min} = 1000 \times 7 / 2250 \times 17.2 = 0.181 \text{ cm}^2$$

$$p_{t\min} = 0.181 / 20 \times 12 = 0.075\%$$

$$\text{con } E \phi^{1/4} \rightarrow p = 2 \times 0.32 / 20 \times 12 = 0.26\%$$

$$\therefore p > p_{t\min} \quad \text{OK}$$

B.1.5 Diseño de dalas

Sección: 12 x 25 cm

Refuerzo longitudinal mínimo:

$$P_{\min} \geq 0.2 f_c' / f_y = 0.2 \times 250 / 4200 = 1.19\%$$

$$4 \text{ No. 3} \rightarrow A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$b = 12$$

$$d = 22.5$$

$$p = 2.84 / 12 \times 22.5 = 1.05\%$$

$$p < p_{\min}$$

$$\text{colocar } 4 \phi^{1/2} \text{ pulg} \rightarrow p = 1.88\%$$

Refuerzo transversal:

$$s \leq d / 2 = 22.5 / 2 = 11.25$$

$$s = 10 \text{ cm hasta } 2d = 45 \text{ cm}$$

6 E $\phi^{1/2}$ pulg @ 10 cm en cada extremo de la dala, 6 E $\phi^{1/4}$ pulg @ 20 cm en la zona central.

B.1.6 Diseño de losa

Refuerzo longitudinal: colocar barras No. 3 @ 20 cm, L = 1.00 resultan 13 barras

Refuerzo transversal: colocar barras No. 4 @ 20 cm, L = 2.60 resultan 5 barras

B.2 DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO

Se diseñará y construirá un muro de concreto reforzado con cuantía horizontal mínima según RDF (1993), con las mismas dimensiones definidas para los muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado.

B.2.1 Materiales y consideraciones constructivas y de diseño

Materiales:

- Concreto de $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Características:

- Muro de espesor 0.10m, altura = 2.50m, anchura = 2.50m
- Losa superior: 2.5×0.8×0.1 m
- Viga de cimentación: 3.5×0.8×0.3 m
- Refuerzo a flexocompresión en los extremos del muro, a manera de castillos embebidos de sección 0.2×0.1 m.

Análisis del muro sujeto a fuerzas horizontales en su plano a fuerza axial vertical. Se diseña con cuantía mínima para resistencia al corte $p_{h\min} = 0.0025$. Debe cumplirse $V_{R\text{ momento}} > V_{R\text{ corte}}$

La relación entre la longitud y el espesor del muro es la siguiente:

$$\frac{L}{t} = \frac{250}{10} = 25$$

El muro resiste la totalidad de las fuerzas laterales $Q = 3$

B.2.2 Resistencia a cargas laterales V_u

Las cargas laterales son resistidas por el concreto y por el acero de refuerzo. La cuantía del acero no podrá ser menor de 0.0025.

Contribución del concreto V_{cR} :

$$\frac{H}{L} = 1.0 \Rightarrow V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L$$

$$\begin{aligned} F_R &= 1.0 \\ f_c' &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c^* &= 0.80 f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2 \\ t &= 10 \text{ cm} \\ L &= 250 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cR} &= 0.85 \sqrt{200} \times 10 \times 250 \\ V_{cR} &= 30052 \text{ kg} \\ V_{cR} &= 30 \text{ t} \end{aligned}$$

Contribución del refuerzo interior V_s :

$p_{\min} = 0.0025$ en cada dirección (horizontal y vertical)

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$p_h = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R (1.25 f_y) d t}$$

$$V_u = V_{cR} + V_s$$

$$0.0025 = \frac{V_u - 30052}{1.25 \times 4200 \times 242 \times 10}$$

$$\begin{aligned} V_s &= 0.0025 \times 1.25 \times 4200 \times 242 \times 10 = 31763 \text{ kg} \\ V_u &= 31763 + 30052 = 61815 \text{ kg} \\ V_u &= 62 \text{ t} \end{aligned}$$

Debe cumplirse que,

$$\begin{aligned} V_u &\leq 2 F_R L t \sqrt{f_c^*} \\ V_u &\leq 2 \times 250 \times 10 \sqrt{200} = 70710 \text{ kg} \\ V_u &< 71 \text{ t} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Refuerzo interior:

$$A_{s \text{ min}} = 0.025 \times 242 \times 10 = 6.05 \text{ cm}^2$$

Colocar horizontalmente 9 ϕ 3/8 pulg @ 0.30 ($A_s = 6.39 \text{ cm}^2$)
 (ubicar la 5ª varilla a mitad de la altura entre la losa y la cimentación)
 Colocar verticalmente 6 ϕ 3/8 pulg @ 0.30

$$P_v = P_h$$

B.2.3 Resistencia a flexocompresión

- a) Método aproximado según RDF (1993)
 $\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$ (Aguilar, 1997)
 $P_u = A\sigma = 10 \times 250 \times 5 = 12500 \text{ kg}$
 $P_u = 12.5 \text{ t}$
 $0.2 F_R t L f_c' = 0.2 \times 1.0 \times 10 \times 250 \times 250 = 125000 \text{ kg}$

Debe cumplirse que,

$$P_u < 0.2 F_R t L f_c' : 12.5 \text{ t} \ll 125 \text{ t}$$

Carga resistente:

$$P_R = A_T \times 0.85 f_c' = 10 \times 250 \times 0.85 \times 250 = 531250 \text{ kg}$$

$$P_R = 531.25 \text{ t}$$

$$\frac{P_R}{3} = 177 \text{ t} \rightarrow P_u < \frac{P_R}{3}, \quad M_R = M_0 + 0.30 P_u d$$

$$M_0 = F_R A_s f_y d, \quad F_R = 1.0, \quad \frac{H}{L} = 1.0 \Rightarrow Z = 0.8L = d = 0.8 \times 250 = 200$$

$$M_0 = A_s f_y d$$

$$M_R = A_s f_y d + 0.30 P_u d$$

$$M_R = 4200 \times 200 A_s + 0.30 \times 12500 \times 200$$

$$M_R = 840000 A_s + 750000$$

Se asume un factor de seguridad del 20% para el momento resistente, para garantizar que la falla ocurra por cortante antes que por flexocompresión.

$$M_R = 1.20 V_u L$$

$$M_R = 1.20 \times 61815 \times 250 = 18544500$$

$$18544500 = 840000 A_s + 750000 \quad \Rightarrow \quad A_s = 21.18 \text{ cm}^2$$

Colocar 6 ϕ 7/8 pulg verticales en cada extremo del muro
 Estribos ϕ 3/8 pulg @ 0.20

- b) Método refinado mediante diagramas de interacción

Se empleó un programa de Alcocer y Sánchez para generar diagramas de interacción, con el modelo Hognestad.

Según los resultados obtenidos es suficiente colocar 6 ϕ 3/4 pulg verticales en cada extremo del muro, para las siguientes condiciones.

$$P_u = 12.5 \text{ t}$$

$$V_u = 61.82 \text{ t}$$

$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4580 \text{ kg/cm}^2 \text{ (aceros mexicanos)}$$

Los momentos últimos obtenidos y sus correspondientes factores de seguridad se comparan a continuación para cuatro condiciones.

Tabla B.5 Momentos últimos ($1 t = 9.81 kN$)

	M_u , t-m	$M_u / V_u L$
• Considerando únicamente refuerzo vertical en los extremos del muro, modelo elastoplástico.	192	1.24
• Considerando únicamente refuerzo vertical en los extremos del muro, modelo de Mario Rodríguez (con endurecimiento)	237	1.40
• Considerando además refuerzo vertical en el alma, modelo elastoplástico	237	1.40
• Considerando además refuerzo vertical en el alma, modelo de Mario Rodríguez (con endurecimiento)	259	1.67

APÉNDICE C

RESULTADOS DEL MODELO M-250RR

El programa experimental en el cual se construyeron y ensayaron tres muros de mampostería reforzados con malla y mortero y un muro de concreto, fue elaborado durante el año de 1995. El primer autor, José Pineda, lo preparó como tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería en enero de 1996 (Pineda, 1996). Dicho estudio ha sido difundido mediante la elaboración de varios artículos como en Zepeda y otros (1996) y Alcocer y otros (1996), pero no se había publicado como informe técnico de la entonces área de Ingeniería Estructural y Geotecnia del CENARED.

Dada la importancia de este estudio para el conocimiento de esta técnica de rehabilitación y/o refuerzo y como referencia obligada para nuevos estudios, se preparó la presente edición que es el mismo documento preparado por Pineda en 1996, pero al que se le ha agregado el presente Apéndice con algunas notas actualizadas.

C.1 NOTAS SOBRE LAS FALLAS ANTERIORES

El ensaye del muro de concreto bautizado como M-250, tuvo varios inconvenientes. Como se ha descrito en el capítulo correspondiente, se presentó una falla no deseada al agrietarse la interfaz entre la losa y el muro. Después de repararse el muro con resina epóxica y de construir una nueva losa, el modelo, llamado 250R, falló por el anclaje a la viga de cimentación. A pesar de esto, el muro quedó casi intacto por lo que se guardó hasta mayo de 1998 cuando se le construyó una nueva viga de cimentación. Este modelo, ahora llamado M-250RR, no se ensayó sino hasta febrero del 2002 por el personal del área y con la cooperación de Rodrigo Aguilar (estudiante).

Es importante discutir por qué se presentaron estas fallas indeseables, a fin de conocer si los errores fueron en el diseño de la prueba o fueron debidos a lagunas en el conocimiento del diseño de muros de concreto.

C.1.1 Falla de la entrecara muro-loso

Después de una minuciosa evaluación de esta falla se ha establecido la causa como resultado de dos aspectos: la concentración de esfuerzos en la entrecara y un congestionamiento del acero que provocó un plano débil en la misma.

La forma de aplicar la carga fue mediante el uso del marco de carga mostrado en la figura 2.9. En este las cargas verticales (simulando peso de pisos superiores) se aplicaron mediante una viga I de acero. La carga lateral se aplicó con un gato conectado al extremo de dicha viga, misma que se sujetó con tornillos a la losa. Mediante esta conexión la fuerza cortante horizontal se transmitió al muro a lo largo de la losa de concreto.

En el modelo M-250 el acero longitudinal de los extremos se dobló 90° hacia adentro de la losa, y como eran barras del No. 6 (19 mm = 3/4 pulg) dobladas dentro del espesor de escasos 100 mm de la losa, se creó una zona débil en el extremo, con longitud de anclaje de estas barras casi inexistente.

Si bien este detalle constructivo fue una deficiencia en el diseño del modelo, también es cierto que sería un detalle típico en la construcción de muros de mampostería ligados a losas en estructuras para vivienda. Se debe hacer notar que en el diseño no se incluyó ningún elemento tipo trabe o dala en la parte superior para ligar al muro con la losa, pero tampoco dicho elemento se describe como necesario en la literatura.

Para mejorar la conexión muro-losa, en el modelo reparado M-250R las barras longitudinales se enderezaron o extendieron con soldadura, y el extremo de éstas se soldó a una placa horizontal en el paño superior de la losa. Asimismo, la losa se volvió a construir pero ahora de 200 mm.

Sin embargo, la nueva conexión muro-losa, aunque trabajó bien en el modelo M-250R y en el ensaye posterior (M-250RR), terminó manifestando un comportamiento poco deseable al final de la última prueba.

Con base en estas experiencias, se concluye que es recomendable estudiar más detenidamente la transmisión de fuerzas que se dan entre losa y muros de concreto de estas características (para vivienda, ambos de 100 mm de espesor) ya que la concentración de esfuerzos es muy alta en el plano entre ellos.

Para nuevos estudios en laboratorio y como recomendación preliminar para fines de diseño, se recomienda la construcción de dadas-cadenas que reciban al muro y lo conecten con la losa. Por ejemplo, una dala del mismo espesor del muro o ligeramente mayor, con un peralte de 200 ó 250 mm que incluya en él el espesor de la losa y con una serie de estribos a todo lo largo. Dichos estribos cubrirán el posible plano de falla entre ambos elementos (muro y losa) para ayudar a transmitir eficientemente los esfuerzos.

El cálculo de dicho refuerzo con estribos en el plano de falla puede realizarse con la teoría de cortante por fricción que se incluye en diversos reglamentos de construcción y en la literatura.

C.1.2 Falla de la viga de cimentación

Después de la reparación del muro y del refuerzo de la conexión losa-muro, se pudo llevar al modelo a una mayor resistencia y deformación. Pero nuevamente se evidenció otra falla de diseño con la indiscutible y severa lección de que la cadena falla por el eslabón más débil.

Como se describe en la sección 3.4 se produjo una falla de anclaje en la viga de cimentación cuando el modelo tenía una distorsión apenas del 0.40% y donde la gráfica de comportamiento histerético mostraba todavía una reserva de capacidad. En dicha sección 3.4, y en el resto de las comparaciones del informe original se comenta que lamentablemente no fue posible conocer la capacidad del muro. Ahora, en este apéndice se presentan los resultados del último ensaye de ese mismo modelo, ejecutado seis años después.

La falla se debió a un anclaje insuficiente de las barras longitudinales en los extremos del modelo. Esto se debió a que se reutilizó una viga de cimentación de 300 mm de peralte, que había sido usada en otro programa experimental. En previa experiencia se habían anclado exitosamente barras del No. 3 (9.5 mm) con resina epóxica con una profundidad de 200 mm, logrado un trabajo adecuado incluso hasta la fluencia de las mismas. El problema aquí fue que ahora se anclaron barras del No. 6 (19 mm) la misma escasa longitud de 200 mm y además muy cercanas unas de otras (seis barras en un espacio de 100×200 mm). Obviamente se produjo una falla del conjunto ya que se superponieron los conos de falla de las barras y debido a su escasa longitud.

De hecho esta falla ocurrió también en la viga de cimentación del espécimen M-211 (ver Fig. 3.35), pero se consideró que éste sí había llegado antes a su resistencia por lo que se tomó por completo el ensaye.

Para la última reparación, modelo M-250RR, se reconstruyó la viga de cimentación con mayor peralte (400 mm), con concreto de resistencia de $f'_c = 36.6$ MPa (373 kg/cm²), y mejorando el anclaje de las barras. Para esta reparación, las barras longitudinales de los extremos, que contaban con apenas 200 mm de longitud, se extendieron mediante el uso de soldadura a gas y presión (Pacheco y otros, 2001), y después se doblaron dichas extensiones haciendo ganchos a 90° que quedaron a 20 mm del fondo de la viga (Fig. C.1). Con estas medidas la conexión del espécimen M-250RR a su base funcionó perfectamente bien.



Figura C.1 Extensión de barras con soldadura a gas y presión (nótese los bulbos de conexión)

Para futuros ensayos de elementos tan resistentes, se recomienda un diseño cuidadoso del elemento de cimentación. El uso de resina epóxica debe verificarse con la longitud disponible de anclaje y considerando la posible superposición de los conos de extracción. En anclajes con ganchos y colado de concreto se deberá proveer la longitud de desarrollo de las barras dobladas según su diámetro por medio del peralte adecuado de la viga de cimentación. No se recomiendan peraltes menores de 400 mm.

Una última nota es que para mejorar la resistencia del anclaje de la viga de cimentación no sirve incrementar los armados con acero de refuerzo, ya que para que trabaje este acero primero debe agrietarse el concreto, condición que no es aceptable. Es altamente recomendable proporcionar anclaje por adherencia y cortante del concreto mediante mayores resistencias y mayores peraltes de la viga de cimentación.

C.2 RESULTADOS DEL MODELO M-250RR

En las secciones 3.3 y 3.4 se explica detalladamente el comportamiento del modelo M-250, y la reparación y ensayo del M-250R.

Obviamente la instrumentación interna es la misma que la de los modelos anteriores, y la externa se reinstaló siguiendo el mismo esquema y nomenclatura usada en las pruebas anteriores (ver fig. 2.3).

La carga máxima de los semiciclos positivos resultó de 709 kN (72.25 t) y la de los ciclos negativos de -739 kN (-75.35 t). Las distorsiones asociadas con dichas cargas máximas fueron 0.59% y -0.648%, respectivamente. En la figura C.2 se muestra la curva de histéresis resultante del ensayo del modelo.

La interpretación que se ha tomado es considerar al primer ensayo como incompleto, mientras que el segundo y el tercero son dos etapas del mismo ensayo. Cabe señalar nuevamente que la reparación del muro con resina epóxica fue totalmente exitosa y que este muro se comportó como un nuevo muro de concreto intacto. La prueba del espécimen M-250RR se considera como la continuación del ensayo del M-250R, ya que no se repararon las grietas que surgieron en dicha prueba. Aún así, el ensayo del M-250RR se inició desde el principio con la misma historia de carga, por lo que los primeros ciclos resultaron interiores a la envolvente de la prueba anterior y es hasta que sobrepasa la carga del M-250R cuando se puede considerar la continuación. Con estas consideraciones se formó la gráfica de histéresis completa de la prueba del M-250R que había quedado suspendida y que se presenta en la figura C.3.

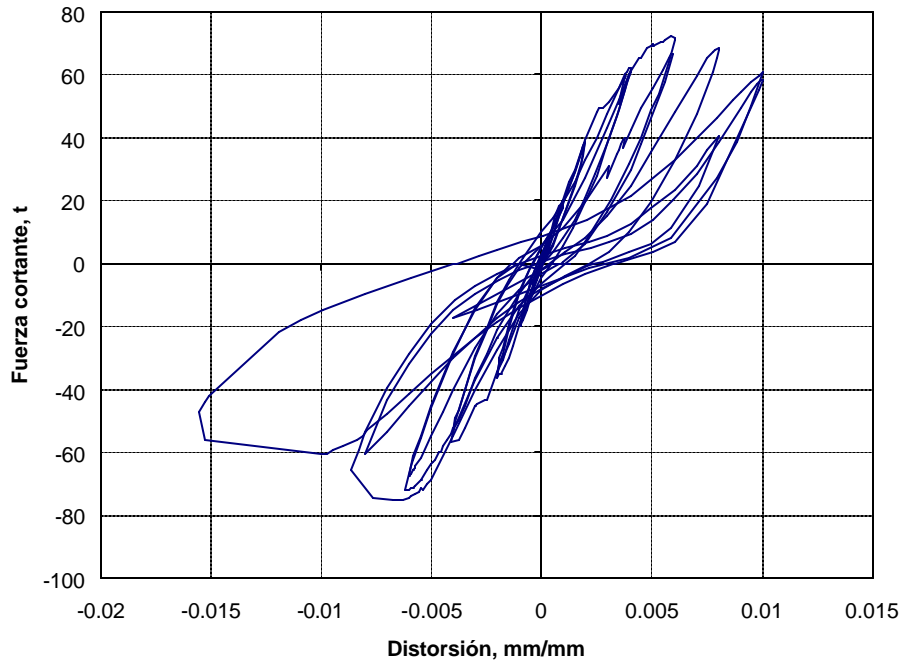


Figura C.2 Curva de histéresis del modelo M-250RR (1 t = 9.81 kN)

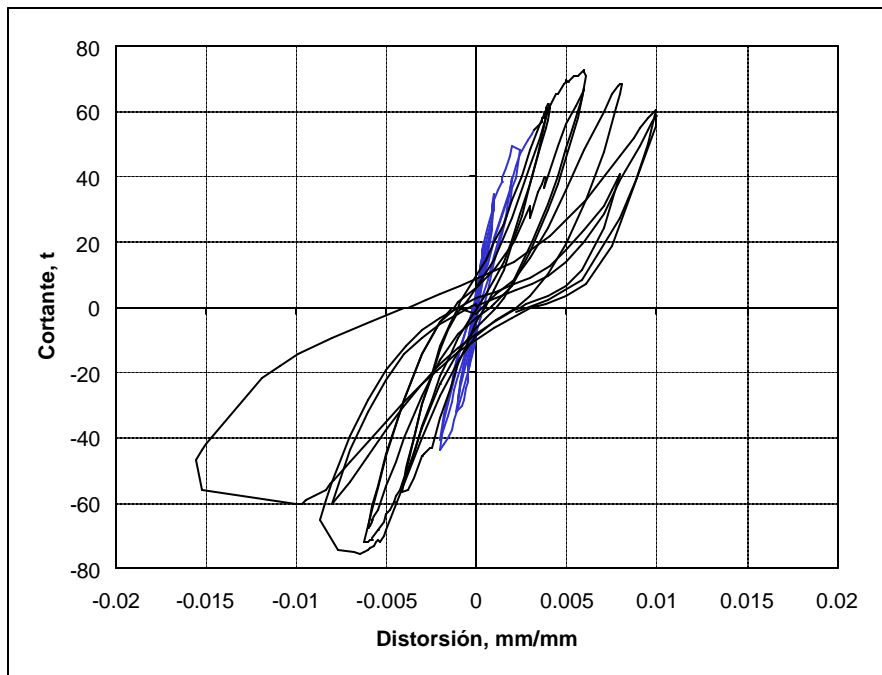


Figura C.3 Curva de histéresis del modelo M-250R completada con la del M-250RR (1 t = 9.81 kN)

En la figura C.4 se muestran las envolventes de los tres ensayos del muro de concreto. Se observa la diferencia de rigidez entre el modelo inicial M-250 y el modelo reparado con resina epóxica M-250R. Por otro lado, se aprecia cómo la envolvente del modelo M-250RR es la continuación de la del M-250R, donde la curva para valores inferiores al máximo alcanzado en M-250R corresponden a “ciclos internos” a la curva. Por lo tanto, en la figura C.5 se presentan las envolventes finales solamente de los cuatro especímenes de interés, es decir, tres de mampostería con refuerzo de malla y mortero y una curva completa del modelo de comparación de concreto reforzado.

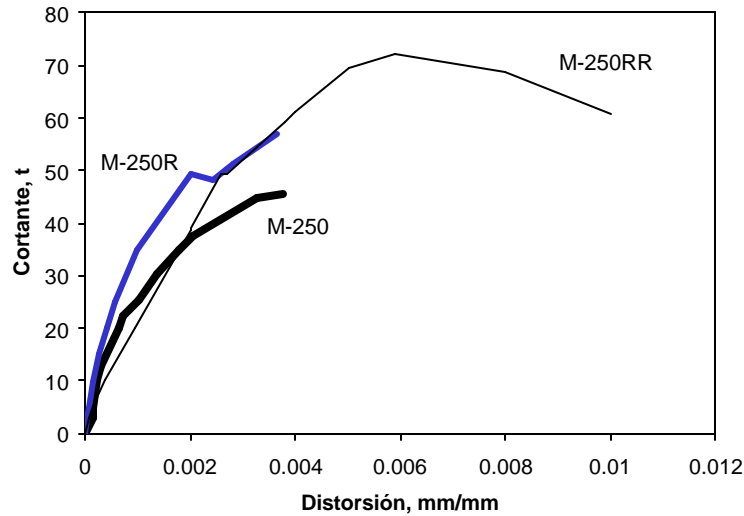


Figura C.4 Envolvente de los tres ensayos del muro de concreto (1 t = 9.81 kN)

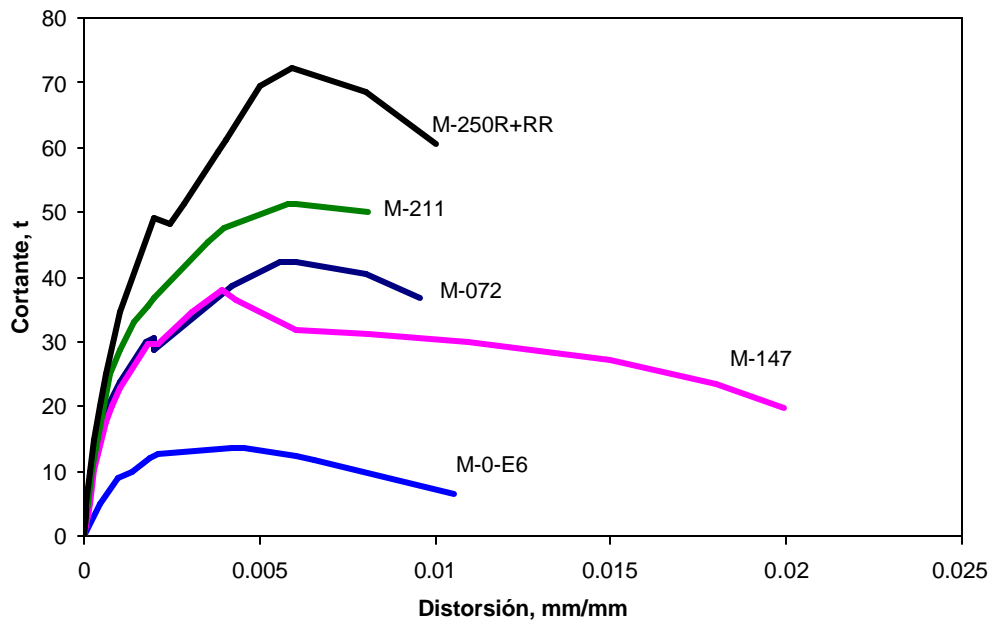


Figura C.5 Envolvente de los cuatro especímenes del estudio (1 t = 9.81 kN)

En la gráfica de la figura C.5 finalmente se aprecia uno de los objetivos fundamentales de este estudio que es la comparación del muro de mampostería confinada sin refuerzo (M-0-E6) con los muros de mampostería reforzados con malla y mortero (M-072, M-147 y M-211) y de éstos contra el muro de concreto de dimensiones mínimas para uso en vivienda (M-250R+RR).

Es notoria la gran resistencia y rigidez que proporciona el muro de concreto que, para este caso, fue más de cinco veces la resistencia del muro común sin refuerzo. Pero se puede observar también el notable incremento de rigidez y resistencia que se logra con el refuerzo de malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero. El uso de esta técnica en número y distribución adecuados de muros en la construcción puede evitar el empleo de muros de concreto, en especial en construcciones de varios niveles, que son comunes para vivienda multifamiliar, ubicados en zonas de alto peligro sísmico del país.

No está por demás recordar que, no obstante el incremento en resistencia a fuerzas cortantes, se debe revisar otros posibles modos de falla como: aplastamiento del puntal de compresión, flexión del conjunto, deslizamiento, anclaje a la cimentación y conexión entre elementos, entre otros. Hay que remarcar que al reforzar un elemento para un modo de falla se puede provocar otro modo de falla diferente.

C.3 FACTOR DE EFICIENCIA USADO PARA LAS NTCM

En esta sección se aprovecha la reedición de este informe para incluir la propuesta de cálculo de muros de mampostería con refuerzo horizontal. En las nuevas Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de estructuras de Mampostería (NTCM) del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004) se han incluido expresiones para tomar en cuenta explícitamente la contribución del acero de refuerzo horizontal entre las hiladas. Estas expresiones se han adoptado como válidas para el diseño del refuerzo con malla y mortero, en donde se desprecia la contribución del mortero (pero aún así debe colocarse con estricto control de su calidad) y se toman en cuenta únicamente los alambres horizontales de la malla.

En la figura C.6 se reproducen los dibujos que ahora se han incluido en la NTCM, en donde gráficamente se presentan algunos de los requisitos para el uso de malla y mortero para refuerzo (o en su caso reparación) de muros de mampostería. Cabe señalar que dicha propuesta, para el caso del uso de malla y mortero, tuvo como base el presente estudio así como otro estudio elaborado en el CENAPRED (Ruiz, 1995; Ruiz y otros, 1998).

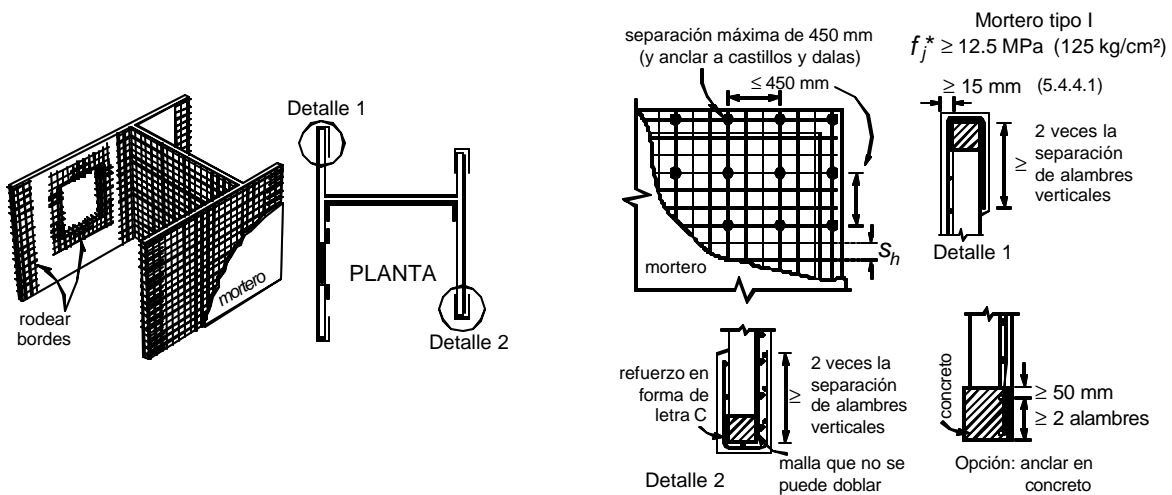


Figura C.6 Requisitos para uso de malla y mortero según la NTCM (GDF, 2004)

En la anterior figura puede notarse que se ha hecho énfasis en rodear los extremos de los muros con la malla, recomendación estudiada en este informe, pero también se pide rodear aberturas de ventanas. Un futuro proyecto experimental ha sido programado para estudiar el uso de malla y mortero en muros con ventanas con y sin castillos en su perímetro.

La fuerza cortante que se ha propuesto que tome el acero horizontal será (ec. 5.9 de las NTCM)

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T \tag{C.1}$$

donde

- F_R Factor de resistencia;
- η factor de eficiencia;
- ρ_h cuantía del refuerzo horizontal;
- f_{yh} esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo, y
- A_T área transversal del muro.

Finalmente, el valor para el factor de eficiencia se ha establecido con base en diversos estudios hechos en el CENARED que incluyen tanto refuerzo horizontal entre las hiladas de tabique como uso de malla y mortero.

En la figura C.7 se presenta la gráfica con los valores experimentales de la eficiencia de varios estudios, así como una línea con tres tramos que es la que pide usar las nuevas NTCM para fines de diseño y que, naturalmente, está del lado conservador.

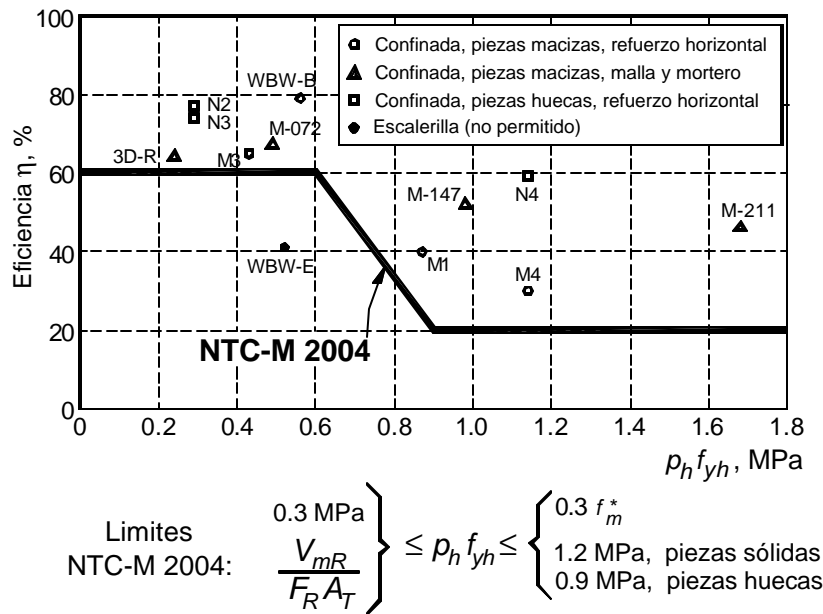


Figura C.7 Factor de eficiencia de diseño y valores experimentales

Cabe hacer notar que para ubicar los modelos estudiados en este trabajo (M-072, M-147 y M-211) se usó la cuantía de acero calculada sin considerar el espesor del recubrimiento, sólo el del muro, tal y como lo piden las NTCM 2004. Los datos usados se presentan en la tabla C.1.

Tabla C.1 Cuantía del refuerzo y eficiencia usada en la figura C.7

Modelo	Malla	a_{sh}, mm²	s x t mm	p_h, %	f_{yh} MPa	$p_h f_{yh}$ MPa	Distorsión asociada, mm/mm
M-072	6x6 / 10-10	18.46	152 x 125	0.097	500	0.49	0.006
M-147	6x6 / 6-6	37.4	152 x 125	0.196	500	0.98	0.0038
M-211	6x6 / ¼ -¼	63.2	152 x 125	0.332	500	1.68	0.0058

Nota: La cuantía p_h se calculó con el espesor sólo del muro

REFERENCIAS

- Aguilar G. (1997), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, febrero, 181 pp.
- Alcocer S.M. y Jirsa J.O. (1991), "Reinforced Concrete frame connections rehabilitated by jacketing", Informe PMFSEL 91-1, Universidad de Texas, Austin, julio, 221 pp.
- Alcocer S.M., Ruiz J., Pineda J.A. y Zepeda J.A. (1996), "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh", Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Gro., México, junio, artículo No. 1471, en disco compacto.
- Bazán E. y Meli R., (1992), "Manual de diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, México, 241 pp.
- CENAPRED (1994), "Seguridad sísmica de la vivienda económica", Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación N. 17, México, julio, 95 pp.
- Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), "Reglamento de Construcción para el Distrito Federal", así como sus Normas Técnicas Complementarias.
- Díaz R.R. y Vázquez del Mercado R. (1995), "Comportamiento de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dyngeland y Torbjorn (1989), "Behaviour of reinforced Concrete Panels" NTH, Trondheim.
- Flores L.E. (1995), "Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, agosto, 106 pp.
- Gere y Timoshenko (1985), "Mecánica de Materiales".
- Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Distrito Federal (en prensa), México, D.F., 48 pp.
- Guía Técnica de Productos Hilti 1994/1995.
- Kosmatka, Steven y Panarese W. (1990), "Design and Control of Concrete Mixtures", Thirteenth edition, Portland Cement Association, Illinois .
- Mayer H. (1967), "Versuche Zum Studium Von Grosse und Verteilung der BugelKrafte im Stahbeton-Rechteckbalken". Materialprufungsamt fur das Bawesen der Technischem Hochschule Munchen, Informe núm. 72, (2 vols).
- Meli R. (1979), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", 2ª Edición, corregida y aumentada, No. 352, Serie ordinaria (azul), mayo, 141 pp.
- Meli R. (1975), "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería" Instituto de Ingeniería UNAM, Informe No. 352, México, D.F., abril, 155 pp.
- Newmark N. y Roseblueth E. (1976), "Fundamentos de Ingeniería Sísmica" Editorial Diana, primera edición, México, D.F.

Newmark N. y Hall W. (1982), "Earthquake Spectra and design" Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

Jirsa J.O. (1991), "Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance", ACI.

Normas Oficiales Mexicanas – Acero, Parte I, 1988.

Normas Oficiales Mexicanas – Acero, Parte II, 1988. (ver ahora la NMX-407-ONNCCE-2001)

Lefas I.D. y Kostsovos M.D. (1990), "Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals", ACI Struct. Journal 87(6) pp. 716-726.

López M.S. y Elnashai A.S. (1990), "Behaviour of reinforced concrete walls subjected to high cyclic shear", Proc. of ninth Europ. Conf. on Earthq. Eng., Vol., The Kucherenko TSNIISK of the USSR GOSSTROY, Moscow, SZ, pp. 80-86.

Pacheco M.A., Alcocer S.M. y Robert T. (2001), "Viabilidad del uso de la soldadura a gas y presión en México", Informe interno CENAPRED, IEG/04/01, septiembre, 173 pp.

Pan A. y Moehle J. (1989), ACI Structural Journal, vol. 86 No. 3, May-June, Title no.86-s27.

Park R. (1989), "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 22, no.3, septiembre.

Park R. y Paulay T. (1994), "Estructuras de Concreto Reforzado" Editorial Limusa Séptima Reimpresión, México D.F.

Paulay T. y Park R. (1984), "Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance" Research Report 84-9 Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, junio ,P.71

Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings" New York, EEUU.

Pilakoutas K. y Elnashai A.S. (1995), "Cyclic Behaviour of reinforced concrete cantiliver walls, part II: Discussions and theoretical comparisons", ACI Struct. Journal, 92-541, pp.425-500.

Pineda J.A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, enero, 171 pp.

Rothe D. y Koenig G. (1988), "Behaviour and modeling of reinforced concrete structural wall elements", Proc of Ninth World Conf. On Earthq. Eng., vol. 6, Tokyo-Kyoto, Japan Association for Earthquake Disaster Prevention, pp. VI-47-52.

Ruiz J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural" Tesis de Maestría, División de Posgrado, UNAM.

Ruiz J., Sánchez T. y Alcocer S.M. (1998), "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. II, Monterrey, N.L., México, noviembre, pp. 880-889.

Sánchez T.A., Flores L., Alcocer S.M. y Meli R. (1992), "Respuesta Sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal", ES/02/92, marzo, 49 pp.

Seible F. e Igarashi A. (1991), "Full Scale Testing of Masonry Structures Under Simulated Seismic loadings", J. Donea and P.M. Jones (Eds.), *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*, Netherlands, pp. 119-148.

The Masonry Society (1991), Volumen 9, No. 2, febrero.

The Masonry Society (1993), Volumen 11, No. 2, febrero.

Tomaževic M. y Lutman M. (1993), "In-plane behaviour of reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral loads", Part one: Test Results, LJUBLJANA.

Tomaževic M. y Lutman M. (1993), "In-plane behaviour of reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral loads" Part two : Analysis of Test Results, LJUBLJANA.

Tomaževic M. y Capuder F (1994), "Influence of amount and arrangement of reinforcement on seismic resistance of R.C Shear-Walls", Part two: Test Results LJUBLJANA.

Zepeda J.A., Pineda J.A. y Alcocer S.M. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 919-925.

AGRADECIMIENTOS

Este informe se elaboró originalmente como tesis de maestría del primer autor (Pineda, 1996), y ha sido retomado y actualizado en algunos aspectos para poder publicarlo como informe técnico del CENAPRED en 2004. En especial se incluyeron los resultados del Apéndice C que no existente en la versión original. Dicha revisión y actualización se debe a Leonardo Flores con la colaboración de Miguel A. Pacheco; la re-captura del texto y varias figuras se logró con la cooperación de Gloria Mora, Rosa Silva y Rodrigo Aguilar. Los siguientes agradecimientos son los originales del autor escritos en 1996:

Especial agradecimiento al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro, por su gran colaboración y orientación como director de esta tesis. Asimismo al CENAPRED, siendo director el Dr. Roberto Meli Piralla, por la oportunidad brindada para llevar a cabo la presente investigación.

Agradezco a Leonardo Flores, Gerardo Aguilar, Gustavo Cano, José Antonio Zepeda, José Maldonado, Jorge Ruiz y Ezequiel Luis, su importante ayuda durante el desarrollo de este trabajo. Hago reconocimiento del espíritu de amistad y colaboración que recibí por parte de todo el personal del CENAPRED.

Guardo especial aprecio por la labor ejecutada en la construcción e instrumentación de los modelos, por los albañiles Pedro Trinidad, Salomón Trinidad, Ponciano Pérez, Martín Rodríguez y Jesús Aguayo. Su apoyo, entusiasmo y camaradería fueron decisivos para lograr el objetivo propuesto.

Por último, agradezco a ISA, la empresa para la cual desempeñé mis funciones en Colombia, por su aceptación y estímulo en procura de adquirir un mayor grado de preparación profesional.

México, D.F., a 6 de enero de 1996

“Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería, reforzados con malla de alambre soldado”

Se terminó de imprimir en septiembre de 2004, en Navegantes de Comunicación Gráfica, S. A. de C. V.,

Pascual Ortiz Rubio no. 40, Col. San Simón Ticumac, 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 sobrantes 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