

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**“COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES
DE MUROS DE TABICÓN DE CONCRETO
REHABILITADOS CON MALLA DE ALAMBRE
SOLDADO Y RECUBRIMIENTO DE MORTERO”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

P R E S E N T A

JAIME MARCELINO NEPOMUCENO

Director de tesis: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro



MÉXICO, D.F.

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

CONTENIDO	I
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS.....	1
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 ESTRUCTURAS REHABILITADAS CON MALLA Y RECUBRIMIENTO DE MORTERO.....	3
1.1.1 Estudios de Pineda.....	3
1.1.2 Estudios de Ruiz.....	6
CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	9
2.1 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS DE CONTROL.....	10
2.1.1 Modelo MRA-1.....	10
2.1.2 Modelo MRA-2.....	11
2.1.3 Cimentación.....	11
2.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS REHABILITADOS.....	12
2.2.1 Modelo MRA-1R.....	12
2.2.2 Modelo MRA-2R.....	14
2.3 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGAS E HISTORIA DE CARGA.....	14
2.4 DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES.....	15
2.5 INSTRUMENTACIÓN.....	16
2.5.1 Instrumentación externa.....	17
2.5.2 Instrumentación interna.....	17
CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS	21
3.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS.....	21
3.2 MODELO MRA-1.....	23
3.2.1 Patrón de agrietamiento.....	23
3.2.2 Curva cortante-distorsión.....	25
3.2.3 Rigidez.....	26
3.2.4 Deformación angular.....	27
3.2.5 Rotación.....	28
3.2.6 Curvatura.....	28
3.2.7 Deformímetros.....	29
3.2.8 Capacidad de deformación.....	30
3.3 MODELO MRA-2.....	32
3.3.1 Patrón de agrietamiento.....	32
3.3.2 Curva cortante-distorsión.....	34
3.3.3 Rigidez.....	34
3.3.4 Deformación angular.....	35
3.3.5 Rotación.....	36
3.3.6 Curvatura.....	36
3.3.7 Deformímetros.....	37
3.3.8 Capacidad de deformación.....	37
3.4 MODELO MRA-1R.....	38
3.4.1 Patrón de agrietamiento.....	38
3.4.2 Curva de histéresis.....	40
3.4.3 Envolvente.....	41
3.4.4 Rigidez.....	41
3.4.5 Deformación angular.....	42
3.4.6 Rotación.....	43
3.4.7 Curvatura.....	43
3.4.8 Deformímetros.....	44
3.4.9 Eficiencia de las mallas para resistir cortante.....	46

3.4.10	Disipación de energía	49
3.4.11	Amortiguamiento viscoso equivalente	50
3.4.12	Capacidad de deformación	51
3.5	MODELO MRA-2R.....	52
3.5.1	Patrón de agrietamiento	52
3.5.2	Curva de histéresis	54
3.5.3	Envolvente	55
3.5.4	Rigidez.....	55
3.5.5	Deformación angular	56
3.5.6	Rotación	56
3.5.7	Curvatura.....	57
3.5.8	Deformímetros.....	58
3.5.9	Eficiencia de las mallas para resistir cortante.....	59
3.5.10	Disipación de energía	62
3.5.11	Amortiguamiento viscoso equivalente	62
3.5.12	Capacidad de deformación	63
CAPÍTULO 4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS		65
4.1	COMPARACIÓN DE LOS MODELOS.....	65
4.2	CONTRIBUCIÓN DE LA RESISTENCIA A TENSIÓN DIAGONAL DEL MORTERO DE LA CAMISA	69
CAPÍTULO 5 REVISIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y FALLA		71
5.1	PARÁMETROS PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y FALLA	73
5.1.1	Rigidez inicial.....	74
5.1.2	Rigidez al inicio de la fluencia.....	75
5.1.3	Rigidez en la condición de falla	76
5.1.4	Modelo que representa estos comportamientos	81
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		85
6.1	CONCLUSIONES	85
6.2	RECOMENDACIONES.....	85
APÉNDICE.....		87
RESULTADOS DE ENSAYES DE MATERIALES		87
A.1	PIEZAS DE MAMPOSTERÍA.....	87
A.2	MURETES DE MAMPOSTERÍA.....	87
A.3	PILAS.....	89
A.4	CUBOS DE MORTERO	90
A.5	CILINDROS DE CONCRETO.....	91
A.6	CILINDROS DE MORTERO	92
A.7	PRUEBAS DE TENSIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA	94
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA.....		97
AGRADECIMIENTOS		99

INTRODUCCIÓN

La empresa Construal S.A. de C.V. solicitó al Instituto de Ingeniería de la UNAM su opinión sobre la factibilidad y seguridad de la técnica de rehabilitación mediante malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero para ser aplicada en las viviendas del conjunto habitacional Rancho Alegre localizado en el municipio de Tlajomulco, estado de Jalisco.

De acuerdo con información proporcionada por Construal, las viviendas de este conjunto exhiben diferentes patrones de agrietamiento inclinado, presumiblemente por una compleja interacción de arcillas expansivas de bajo potencial y de, sobretodo, una plataforma/filtro de material arenoso de dudosa compactación. El conjunto habitacional consta de 1690 viviendas, de uno y dos pisos, hechos con muros de carga de tabicón de concreto.

En este documento se presentan los resultados obtenidos del programa de investigación propuesto encaminado a evaluar experimentalmente la idoneidad de este sistema de refuerzo ante la acción de carga monótona. El tipo de carga, monótona, se decidió para simular el efecto que un asentamiento continuo en el tiempo tendría sobre la estructura.

Anteriormente, el Instituto de Ingeniería hizo pruebas para observar el efecto que tenía el refuerzo en el comportamiento sísmico de muros de mampostería (Hernández, 1976), el CENAPRED también realizó ensayos sobre la idoneidad del uso de malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero como técnica de refuerzo en mampostería nueva (Pineda, 1996), así como para refuerzo de estructuras de mampostería dañada (Alcocer, 1997). Sin embargo, dichos estudios se realizaron en piezas macizas de arcilla recocida. Por tanto, se consideró conveniente estudiar el comportamiento de muros de tabicón de concreto de baja resistencia rehabilitados con encamisado de mortero y malla.

Se previó, en virtud del tamaño de los modelos, que los ensayos se realizaran en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. El Instituto de Ingeniería se coordinó con el CENAPRED para la realización de los ensayos.

OBJETIVOS

Los objetivos del estudio fueron:

- 1) Evaluar la factibilidad y seguridad de la técnica de rehabilitación mediante malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero.
- 2) Observar el comportamiento de los conectores y dar recomendaciones sobre su densidad en el muro.
- 3) Advertir el efecto del recubrimiento de yeso en el comportamiento del muro rehabilitado.
- 4) Revisar los parámetros de servicio y falla.

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES

1.1 ESTRUCTURAS REHABILITADAS CON MALLA Y RECUBRIMIENTO DE MORTERO

A continuación se presentan algunos de los ensayos de muros reforzados y/o rehabilitados con malla electrosoldada y recubrimiento de mortero realizados por Pineda y Ruiz. A diferencia de los ensayos objeto de este estudio, los espesores de mortero utilizados fueron de 2.5 cm, mientras que los utilizados en esta investigación fueron de 3 y 5 cm.

Además, en los estudios previos, se utilizó tabique rojo de barro recocido en lugar de tabicones de concreto. Los modelos anteriores se sometieron a cargas cíclicas alternadas, por lo que la resistencia es probablemente menor que la que se obtiene de las pruebas ante carga lateral monótona.

1.1.1 Estudios de Pineda

Pineda ensayó tres modelos de mampostería confinada con castillos de 20 x 12.5 cm, y un sistema dala-losa en la parte superior (figura 1.1). Los especímenes de 2.5 m de largo x 2.5 m de altura se desplantaron sobre vigas de cimentación de concreto armado de 3.1 m de largo x 0.8 m de ancho y 0.3 m de altura. Los modelos se reforzaron por ambas caras con malla electrosoldada de acero y recubrimiento de mortero, tipo I, de 2.5 cm de espesor; se denominaron M-072, M-147 y M-211. Para su construcción se usó tabique rojo recocido de arcilla, proveniente de Chalco, cuyas dimensiones aproximadas fueron de 24 x 12.5 x 6 cm. Se usó mortero proporción, en volumen, 1:4 para la pega, con una resistencia media a compresión de 9.8 MPa (100 kg/cm²). La resistencia media a compresión de la mampostería fue de 5.2 MPa (53.4 kg/cm²) y de 0.7 MPa (7.0 kg/cm²) a cortante. Las cuantías horizontales fueron de 0.072%, 0.147% y 0.211% para M-072, M-147 y M-211, respectivamente. En la tabla 1.1 se muestran las características del refuerzo de los modelos.

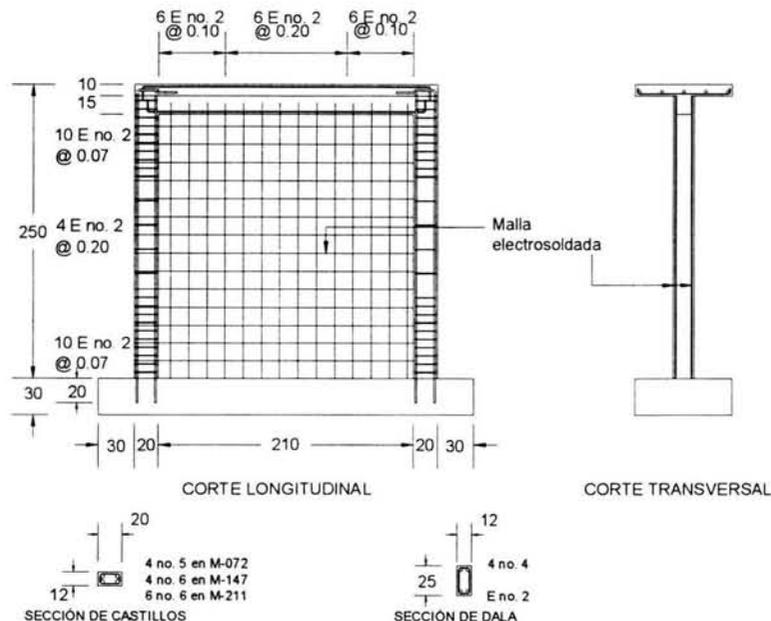


Figura 1.1 Geometría de los modelos ensayados por Pineda

Tabla 1.1 Características del refuerzo de los modelos

MODELO	REFUERZO DE CASTILLOS		REFUERZO DE DALAS		REFUERZO DE LOSA		REFUERZO DE MUROS
	LONG.	TRANS.	LONG.	TRANS.	LONG.	TRANS.	
M-072	4 no. 5	10 E no. 2 @ 7 cm en los extremos y 4 E no. 2 @ 20 cm en el centro	4 no. 4	6 E no. 2 @ 10 cm en los extremos y 6 E no. 2 @ 20 cm en el centro	5 no. 4 @ 20 cm	13 no. 3 @ 20 cm	Malla 6X6/10-10 $\rho_h = \rho_v = 0.072\%$
M-147	4 no. 6	IDEM M-072		IDEM M-072		IDEM M-072	Malla 6X6/6-6 $\rho_h = \rho_v = 0.147\%$
M-250	6 no. 6	IDEM M-072		IDEM M-072		IDEM M-072	Malla 6X6/ ¼ - ¼ $\rho_h = \rho_v = 0.211\%$

En los dos primeros modelos, la malla se ancló mediante clavos comunes para madera de 2 ½ pulg, sin corcholatas, doblados sobre los puntos de soldadura, a cada 30 cm en una cara y a cada 45 cm en la otra en forma cuatrapeada. En el tercer muro el anclaje se hizo con fijadores Hilti de 5.1 cm de longitud, colocados con pistola de impacto en forma cuatrapeada a cada 45 cm, por ambas caras.

En el muro M-072 la malla dio vuelta al castillo Este de manera continua (figura 1.1), lo cual no se realizó en el otro castillo. 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 50 cm de ancho en cada cara. En el muro M-211 se utilizó el mismo procedimiento de confinamiento, pero únicamente en el castillo Este (figura 1.1).

Durante el ensaye se aplicó una carga vertical correspondiente 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. Esta carga permaneció constante en los ensayos de los muros.

La carga lateral se aplicó estáticamente mediante ciclos alternados. En una fase inicial el control de la prueba se hizo por incrementos de carga hasta la ocurrencia del primer agrietamiento inclinado de la mampostería. Luego se continuó el control por desplazamiento del modelo, para distorsiones predefinidas hasta llegar a la falla del espécimen.

De las pruebas realizadas se pudo observar lo siguiente:

- La primera grieta inclinada en los muros de mampostería se presentó en una distorsión de entrepiso de 0.10%. En una distorsión de 0.20% ocurrió el cortante de agrietamiento, es decir, la fuerza lateral para la cual surge el primer agrietamiento. La resistencia de los modelos se alcanzó en una distorsión de 0.60% (excepto M-147, 0.40%).
- Las distorsiones últimas de los modelo fueron: 2.0% para el M-147, 0.95% en el M-072 y 0.75% para el M-211. Esta distorsión dependió de la cuantía de refuerzo horizontal colocado. En la figura 1.2 se muestran las envolventes de los tres modelos.

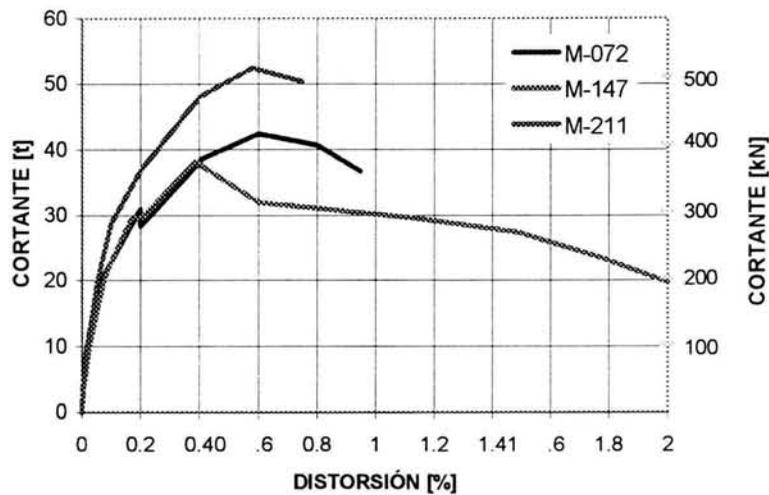


Figura 1.2 Envolturas de los especímenes ensayados por Pineda

- La ductilidad de desplazamiento, μ , tuvo un valor promedio de 4.8 para los muros.
- La rigidez se degradó en todos los modelos de manera similar e inclusive sus curvas se confunden prácticamente en una sola, sin importar la rigidez inicial de cada modelo.
- El modo de falla del M-072 fue por tensión diagonal, con rotura de todos los alambres que fueron cruzados por la diagonal de falla. En el M-147 hubo agrietamiento por tensión diagonal y aplastamiento de algunos de los tabiques en el cruce de diagonales y junto a los castillos a mitad de altura. La falla en el modelo M-211 ocurrió por aplastamiento del concreto de la viga de cimentación. También se presentó separación vertical del castillo Oeste del resto del muro, por lo que se hizo evidente la importancia que tiene el detalle constructivo de confinar los castillos con la malla de refuerzo.
- En el modelo M-072 hubo buena distribución del daño en todo el tablero debido a la disposición adecuada y simétrica de la malla. En el espécimen M-147 el daño fue alrededor del eje horizontal del muro, su comportamiento fue atípico, debido a una falla prematura del recubrimiento. No hubo daños en los alambres de la malla. En el M-211 el agrietamiento se distribuyó en todo el 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 grietas. Las deformaciones medidas de los alambres de la malla estuvieron dentro del intervalo elástico.
- Si se considera un espesor de 12.5 cm (sólo mampostería), la eficiencia del refuerzo horizontal en el modelo M-072 fue del 91%, en el M-147 de 70% y 62% para el M-211. Si se considera el espesor total de los muros (17 cm) las eficiencias fueron de 67%, 52% y 46%, respectivamente.

- El valor de la eficiencia, η , empleado para estimar la contribución de la malla fue de $2/3$. La definición del parámetro η se hace en la sección 3.4.9.
- Las resistencias fueron de 415.9 (42.4), 374.7 (38.2) y 514.0 kN (52.4 tf) para el M-072, M-147 y M-211, respectivamente. La pérdida temprana del recubrimiento de mortero, M-147, afectó su resistencia. El incremento en la resistencia no fue proporcional a la cuantía utilizada, debido a que la eficiencia de la malla se redujo a medida que la cuantía fue superior.
- El recubrimiento de mortero contribuyó de manera importante a la resistencia a cortante y a la rigidez de los muros. Su contribución se pudo estimar como un 50% de la correspondiente a la mampostería.
- La resistencia real a cortante en el modelo M-072 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 M-211 fue del 302%.
- Los clavos comunes sin corcholatas y los fijadores Hilti fueron muy eficaces, y contribuyeron a dar un excelente confinamiento a la mampostería, así como a una acción de conjunto de los materiales.
- La malla electrosoldada permitió que para los mismos niveles de ductilidad, se alcanzaran valores de desplazamiento, bajo carga máxima, mayores en un 50% que el logrado en un muro sin refuerzo e incrementos de resistencia superiores al 300%. El empleo de la malla induce una adecuada distribución del daño en todo el muro y aumenta significativamente su capacidad de deformación y su resistencia ante cargas laterales.
- La penetración de grietas inclinadas en las zonas confinadas de los castillos fue controlada eficazmente por los estribos separados $t/4$, donde t es la dimensión del castillo en la dirección longitudinal del muro.
- La cuantía de refuerzo horizontal colocado influyó en la resistencia y en la ductilidad de los muros. La rigidez inicial depende, principalmente, de la mampostería, del mortero del recubrimiento y de los castillos confinantes.
- El costo por m^2 de un muro de mampostería confinada reforzada con malla electrosoldada con cuantía mínima es aproximadamente un 15% mayor que uno sin refuerzo horizontal. Sin embargo, por tonelada resistida el muro es de un orden de 2.8 veces más costoso que el de malla electrosoldada.

1.1.2 Estudios de Ruiz

Se construyó un espécimen tridimensional (figura 1.3) para representar un sistema acoplado de muros de mampostería confinada, con diferentes relaciones de aspecto, a escala natural. Este modelo se ensayó para después ser reparado y reensayado nuevamente. El espécimen tenía 5 m de altura, 5 m de largo y 3.75 m de ancho. La estructura consistió de dos sistemas paralelos de muros. Por cada nivel, cada sistema estaba compuesto de dos paneles con relación de aspecto de 1 y 1.5. Los paneles se ligaron con una dala de cerramiento y por una losa maciza de concreto reforzado del

sistema de piso. Al modelo se le construyeron muros cabeceros (extremos) en la dirección ortogonal a la aplicación de la carga para reducir, al mínimo, la torsión en planta.

El concreto de los castillos, dalas y losa tuvo una resistencia a la compresión de 20.6 MPa (210 kg/cm^2); la losa fue de 10 cm de espesor nominal, colada monolíticamente con sus apoyos. Para el refuerzo longitudinal de los castillos, dalas y losa se emplearon barras corrugadas de grado 42, con esfuerzo nominal a la fluencia $f_y = 412 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2). El refuerzo transversal de los castillos consistió de barras lisas (alambón) no. 2, con un esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 215.8 \text{ MPa}$ (2200 kg/cm^2).

Los muros se construyeron con tabique de barro recocido con dimensiones promedio de $24 \times 12.5 \times 6.3 \text{ cm}$. En los extremos de los muros, los tabiques se dentaron para asegurar una trabazón adecuada del concreto de los castillos. Los tabiques fueron unidos con un mortero con proporción cemento:arena de 1:4 en volumen.

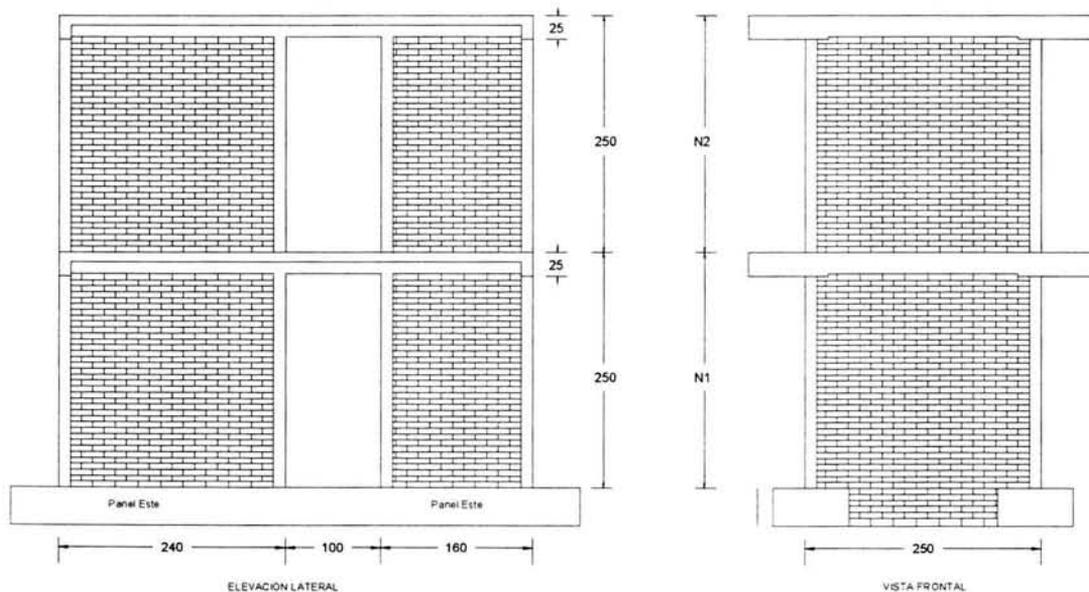


Figura 1.3 Geometría del modelo tridimensional ensayado por Ruiz

El modelo tridimensional fue llevado a la falla aplicando ciclos alternados de carga lateral estática manteniendo una distribución de fuerzas triangular invertida a la altura del modelo.

La rehabilitación del modelo, en primera instancia, consistió en retirar los fragmentos y piezas sueltas de las grietas inclinadas. Posteriormente se repararon los muros y castillos interiores del primer nivel. Las grietas inclinadas en los muros se limpiaron mediante un chorro de agua para retirar el polvo y las partículas entre ellas, se rellenaron con mortero cemento-arena proporción 1:4 y, en zonas muy dañadas, con pedacería de tabique (rajuelo). Las grietas en las dalas y losas de ambos niveles, así como en los muros cabeceros no fueron modificadas.

La malla electrosoldada se ancló al muro de mampostería con clavos de 5 cm de longitud, 9 pzas/m² en la cara norte y 6 pzas/m² en la cara sur, y corcholatas. La malla sólo llegó al paño exterior del castillo. El mortero del recubrimiento correspondió a una mezcla de cemento-arena con

proporción 1:4 en volumen, y el espesor fue de 2.5 cm. La malla se colocó en los muros longitudinales del nivel 1.

Del estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La malla permitió una distribución uniforme del agrietamiento. La cara con 9 clavos/m² exhibió un agrietamiento más uniforme que la cara donde se colocaron 6 clavos/m². En esta última el agrietamiento tendió a concentrarse en la diagonal del tablero.
- Las deformaciones por corte dominaron el modo de falla del modelo 3D-R (especimen tridimensional). La participación de la flexión fue significativa hasta una distorsión total de 0.15% ($R_{N1} = 0.14\%$). Después de ocurrir el fisuramiento de las grietas que habían sido “rajueleadas” ($R_{Total} = 0.20\%$, $R_{N1} = 0.21\%$), la influencia del cortante aumentó a una tasa casi constante hasta una distorsión total de 0.42% ($R_{N1} = 0.46\%$) dado que la malla de alambre funcionó como zuncho que evitó que aumentara la anchura de las grietas.
- La resistencia del modelo 3D-R fue 1.64 veces (figura 1.4), en promedio, la del modelo 3D, permitiendo grandes desplazamientos antes de ocurrir el deterioro en su capacidad ante cargas laterales. El espécimen rehabilitado alcanzó su resistencia a una distorsión total de 0.75% ($R_{N1} = 0.945$), que fue 2.5 veces el nivel de desplazamiento asociado a la resistencia del espécimen original ($R_{Total} = 0.30\%$, $R_{N1} = 0.36\%$).

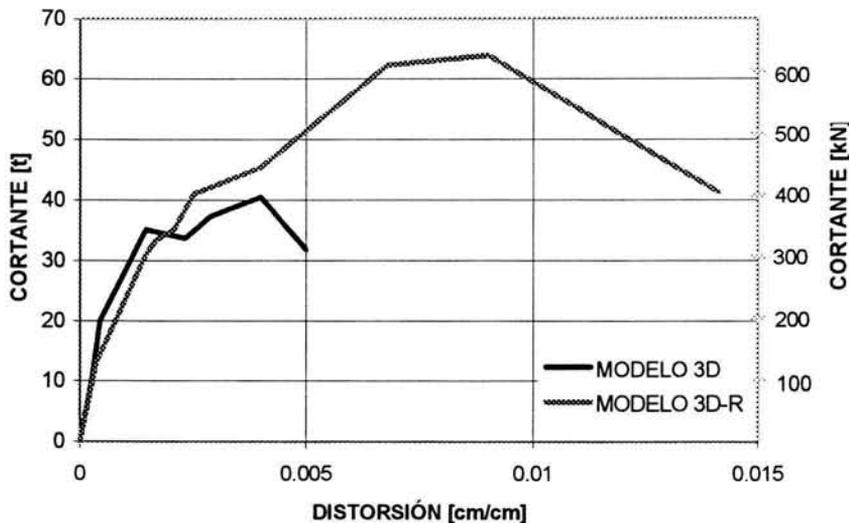


Figura 1.4 Envolturas de los modelos 3D y 3D-R del nivel 1

- El refuerzo alcanzó su máxima eficiencia (64%) a una distorsión de 0.75%.
- La rehabilitación mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero permitió recuperar 2/3 de la rigidez inicial, k_o , y 6.7 veces la rigidez remanente, k_r , del modelo 3D. La cantidad y tipo de refuerzo retrasó la formación prematura de un “piso flexible” en la estructura, inclusive hasta un nivel de distorsión considerado como excesivo para estructuras de mampostería confinada (0.945%).

CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Si bien los especímenes usados en el proyecto buscaron representar las condiciones y características de los prototipos de vivienda del conjunto habitacional Rancho Alegre, estuvieron sujetos a simplificaciones para su ensaye en laboratorio. Los cuatro especímenes ensayados consistieron de un muro de mampostería de tabicón de concreto (considerado así por sus dimensiones) confinado con castillos de sección cuadrada de 11 cm de lado. Los cuatro modelos básicos se construyeron exactamente con las mismas características (figura 2.1).

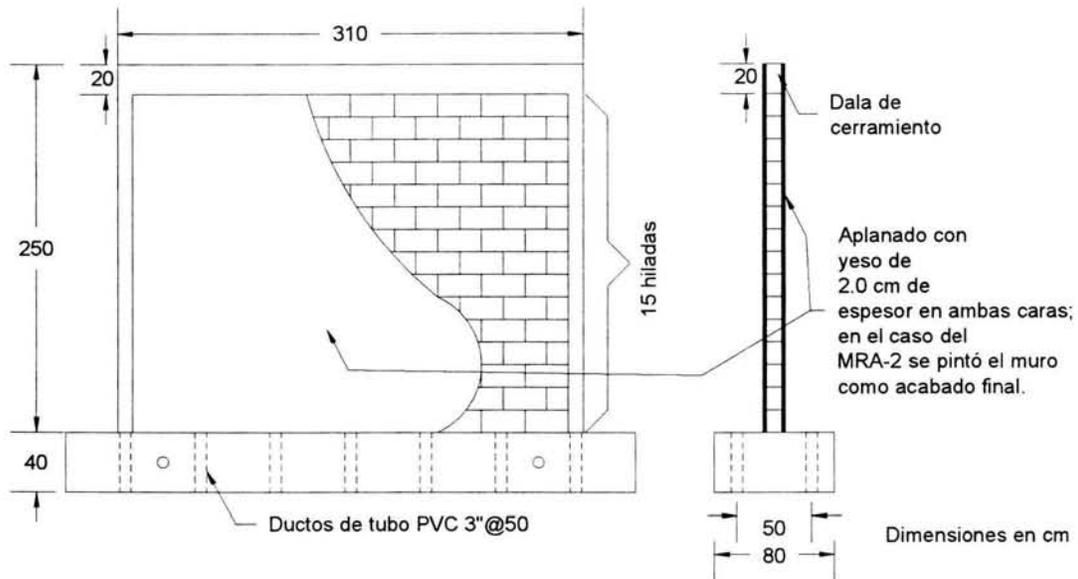


Figura 2.1 Dimensiones generales de los muros

Los materiales (tabicón, arena, grava) utilizados en la construcción de los modelos fueron del mismo tipo que los empleados en el desarrollo habitacional. De hecho, provinieron de demoliciones que se hicieron, de modo que los muros fueran lo más representativos posible.

La rehabilitación de uno de los modelos originales se realizó sin retirar el aplanado de yeso, ni la pintura vinílica, con el fin de representar las condiciones reales de las viviendas

Los armados de los elementos de concreto se presentan en la figura 2.2. El diámetro de las barras se expresa en octavos de pulgada (por ejemplo: barras no. 4 son barras de $4/8 = 1/2$ pulgada = 1.27 cm); “E” quiere decir estribos y “@X” es la separación: “a cada X cm”.

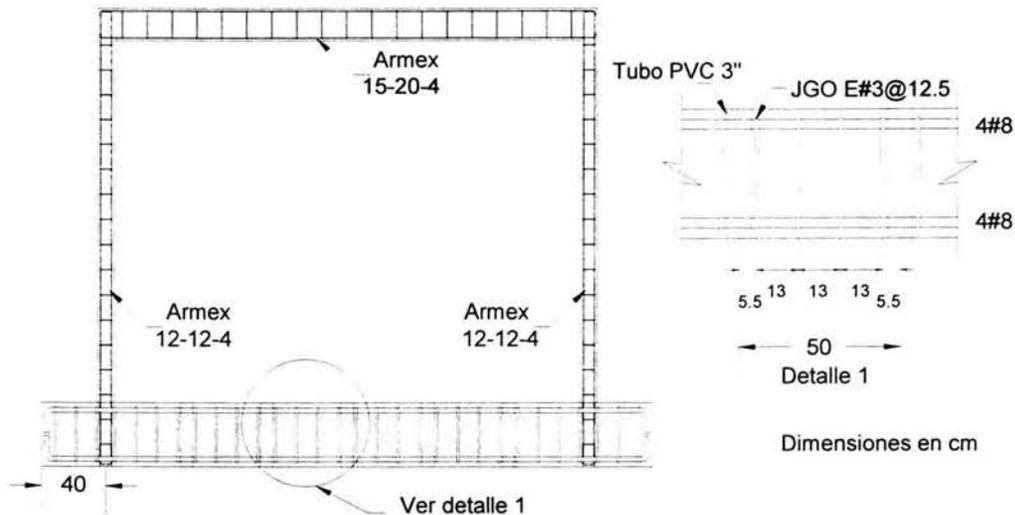


Figura 2.2 Armado de los elementos de concreto

2.1 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS DE CONTROL

2.1.1 Modelo MRA-1

El modelo de 3.1 m de largo, 2.5 m de altura y 11 cm de espesor fue construido con tabicón 11-14-28, juntado con mortero cemento-cal-arena amarilla en proporción, por volumen, 1:5:20 (figura 2.3). Los castillos fueron de sección cuadrada de 11 cm de lado y fueron reforzados con castillos electrosoldados 12-12-4, $f_y = 490.5$ MPa (5000 kg/cm²); la resistencia nominal en compresión del concreto del castillo fue de $f_c' = 14.7$ MPa (150 kg/cm²). La dala de cerramiento fue de 11 x 20 cm reforzada con armaduras electrosoldadas tipo 15-20-4, y un concreto de $f_c' = 14.7$ MPa (150 kg/cm²). El muro terminado fue recubierto con un aplanado de yeso de 2 cm de espesor por ambas caras (figura 2.4).



Figura 2.3 Construcción de los especímenes

2.1.2 Modelo MRA-2

Este modelo fue casi igual al MRA-1. La única diferencia fue que se aplicaron dos manos de pintura vinílica por ambas caras del muro como acabado final.

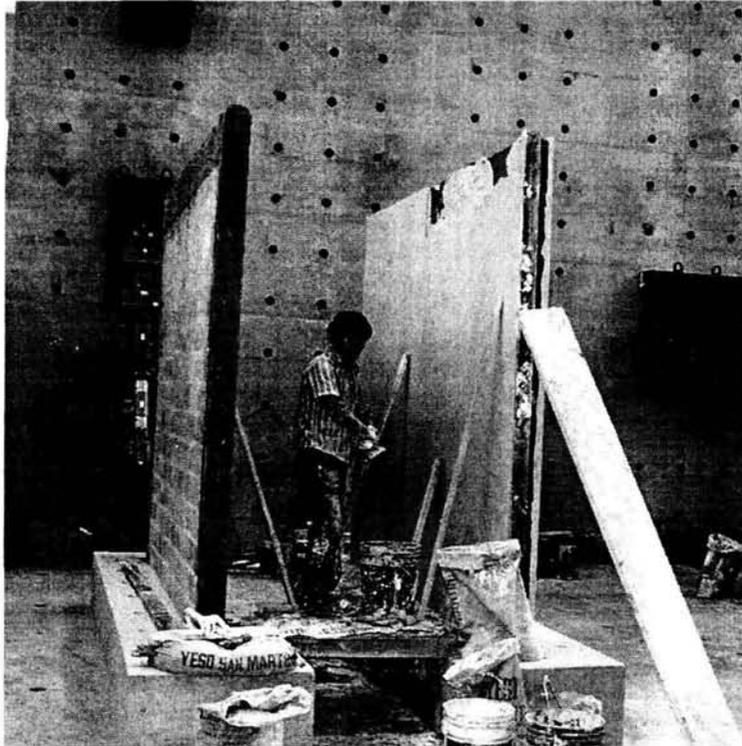


Figura 2.4 Aplicación del yeso

2.1.3 Cimentación

Para el desplante de cada muro se construyó una viga de cimentación de concreto reforzado de $0.4 \times 0.8 \times 3.8$ m reforzada longitudinalmente con cuatro barras no. 8 en cada lecho y transversalmente con estribos no. 3 @ 12.5 cm (figura 2.5). En la viga se usó un concreto con resistencia nominal a la compresión de 34.3 MPa (350 kg/cm^2). Incluyó una serie de tubos de PVC de 75 mm (3 pulg) @ 50 cm para el anclaje a la losa de reacción del laboratorio. En estas vigas de cimentación se dejó la preparación para los castillos (figura 2.6).

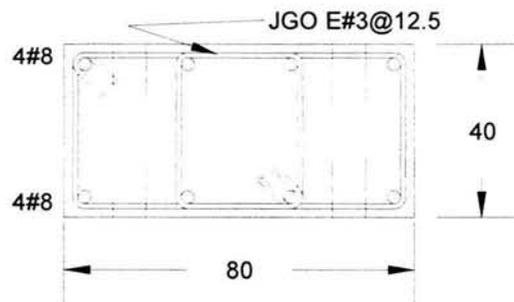


Figura 2.5 Armado de la viga de cimentación

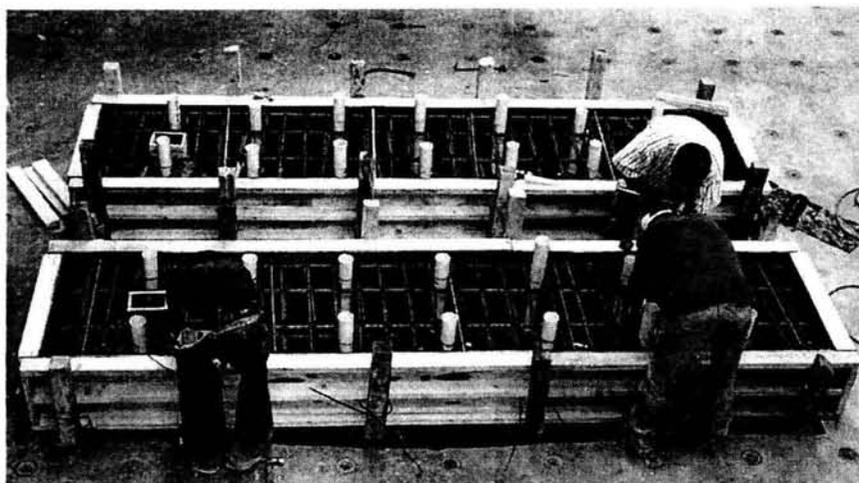


Figura 2.6 Armado y cimbrado de las vigas de cimentación

2.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS REHABILITADOS

2.2.1 Modelo MRA-1R

Una vez probado el MRA-1, se procedió a retirar los aplanados de yeso con carda metálica, a fin de eliminar, en lo posible, los remanentes de este material (figura 2.7). La rehabilitación del muro se hizo con malla de alambre soldado tipo 6×6-6/6 en ambos lados (figura 2.8), y recubierta por un mortero cemento portland–arena de río en proporción 1:4 (por volumen) y con un espesor de 5 cm en cada lado (figura 2.10). La rehabilitación de los muros siguió los requisitos establecidos en el proyecto ejecutivo.

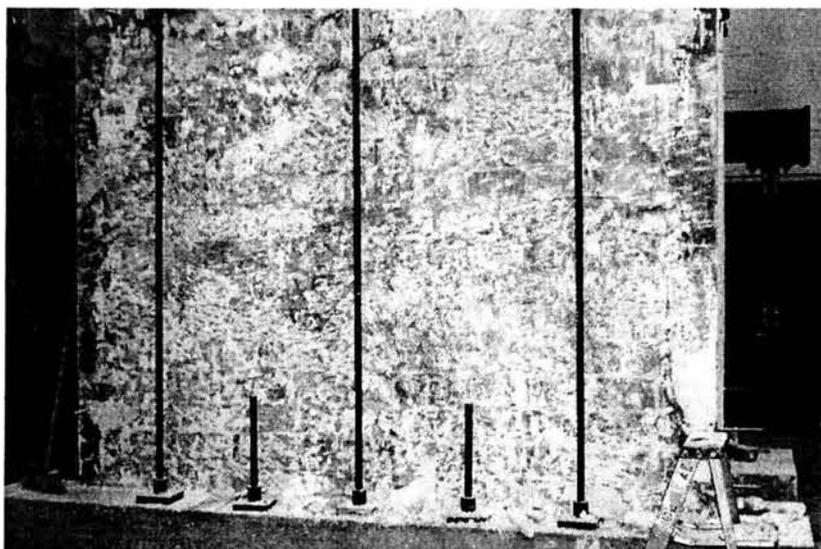


Figura 2.7 Retiro del yeso

La malla se sujetó con dos tipos de pasadores (figura 2.9). Los primeros fueron barras del no. 3 colocadas en el perímetro del muro, con una longitud de 75 cm y colocadas a cada 45 cm, que

pasaron de lado a lado a través de una perforación hecha con taladro de diámetro de 16 mm (5/8 pulg), para después ser dobladas, quedando finalmente en forma de letra “U”. La colocación de estos conectores se hizo en la parte más externa del muro, hacia el centro del mismo, cuidando que las perforaciones se realizaran en el tabicón y no en las juntas de mortero. Posteriormente, las perforaciones se rellenaron con grout para garantizar su incorporación al muro de tabicón.

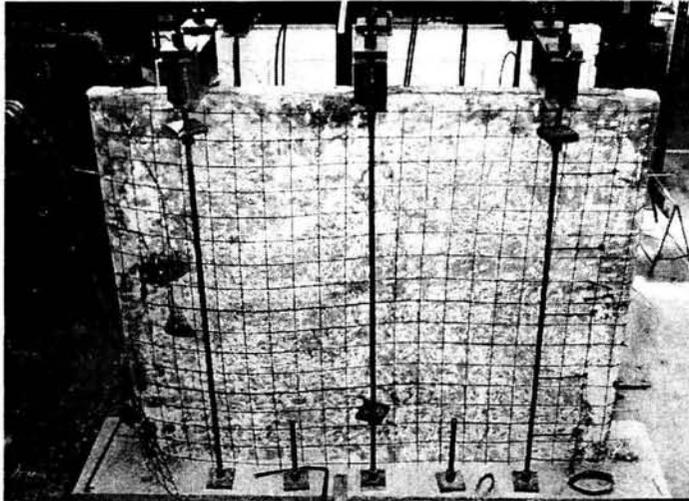


Figura 2.8 Colocación de la malla

La segunda serie de pasadores fue de alambroón de 6.4 mm (1/4 pulg), de 75 cm de longitud. Estos se colocaron en el área central del muro a cada 60 cm y con las mismas características de colocación y doblé que los conectores del no. 3.

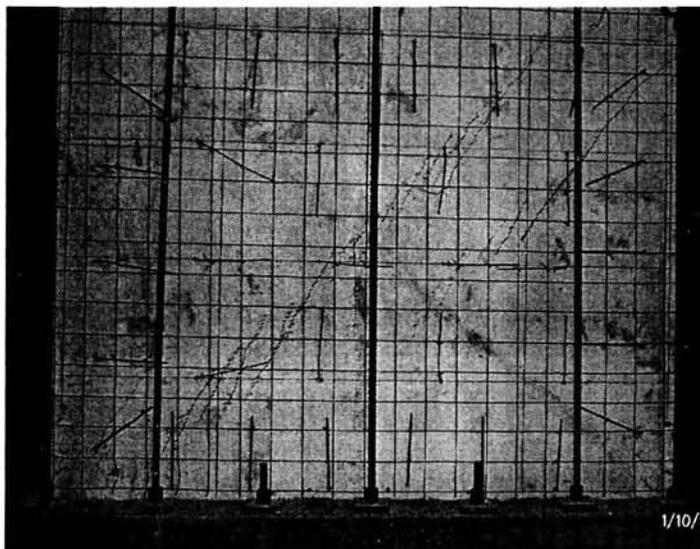


Figura 2.9 Posición final de los conectores

Con objeto de que la prueba representara, lo mejor posible, las condiciones de reparación de las viviendas del conjunto habitacional, la rehabilitación se llevó a cabo sin retirar la carga vertical aplicada durante la prueba. Es decir, los gatos verticales estuvieron aplicando carga durante dicha rehabilitación.

2.2.2 Modelo MRA-2R

El modelo MRA-2 fue ensayado y reparado sin retirar el yeso ni la pintura, para posteriormente ser re-ensayado (modelo MRA-2R). La rehabilitación del muro se hizo de manera análoga a MRA-1R. La única diferencia fue que el espesor del recubrimiento de mortero fue de 3 cm en cada lado.

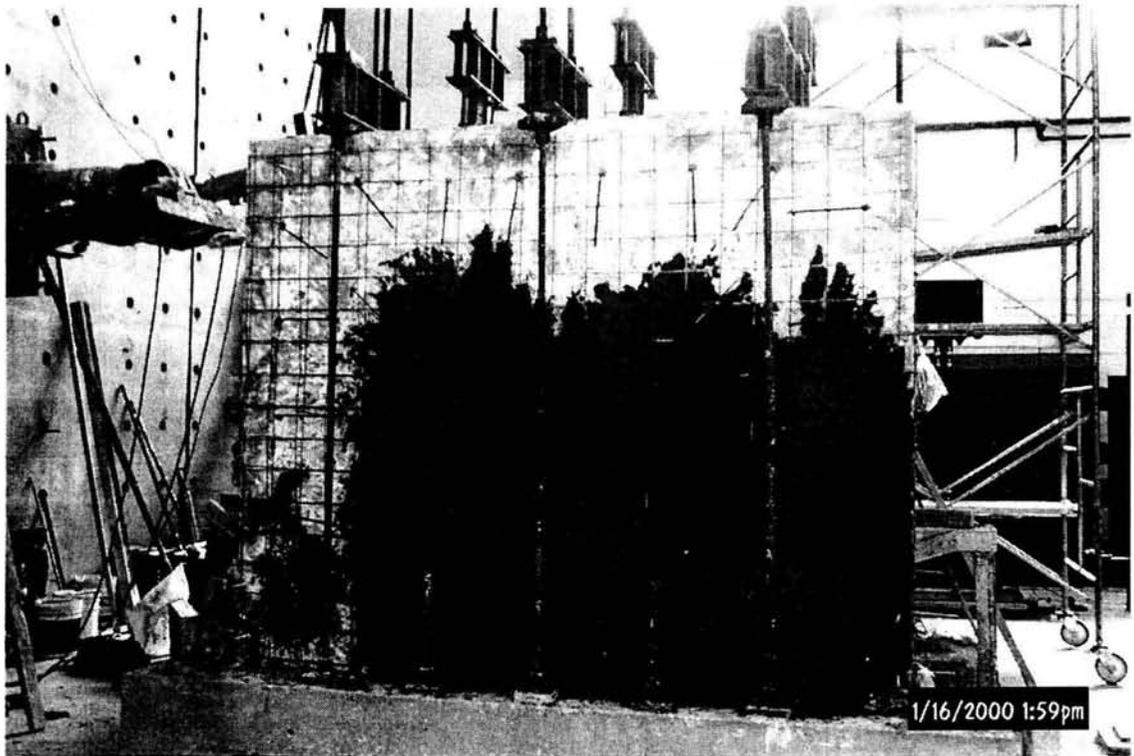


Figura 2.10 Aplanado del modelo MRA-1R

2.3 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGAS E HISTORIA DE CARGA

El dispositivo de carga se muestra en la figura 2.11. El sistema se diseñó para simular un empotramiento perfecto del espécimen en la base y ensayarlo como voladizo vertical. El marco de carga estuvo anclado a la losa y muro de reacción.

En el marco de carga se colocaron tres gatos hidráulicos de simple acción y uno de doble para aplicar las cargas sobre el espécimen. Se utilizaron tres gatos de 490.5 kN (50 tf) para simular las cargas verticales permanentes durante el ensaye reaccionando contra el marco. Ambos modelos fueron sujetos a un esfuerzo axial de 0.34 MPa (3,5 kg/cm²), representativo del nivel de esfuerzos en muros de planta baja en viviendas de dos niveles (Mólgora, 2002). Un gato de 981kN (100 tf) se empleó para aplicar la carga lateral.

En este experimento, con objeto de evitar una falla por flexión y solicitar a los muros por cortante, se aplicó una carga axial concentrada en el castillo del lado de “tensión” de 49.1 kN (5 tf) y 196.2 kN (20 tf) para los modelos de control y rehabilitados, respectivamente.

La viga de cimentación se ancló a la losa mediante 10 barras de alta resistencia de 31.75 mm (1¼ pulg.) de diámetro y las cuatro barras extremas a los lados de los dos castillos.

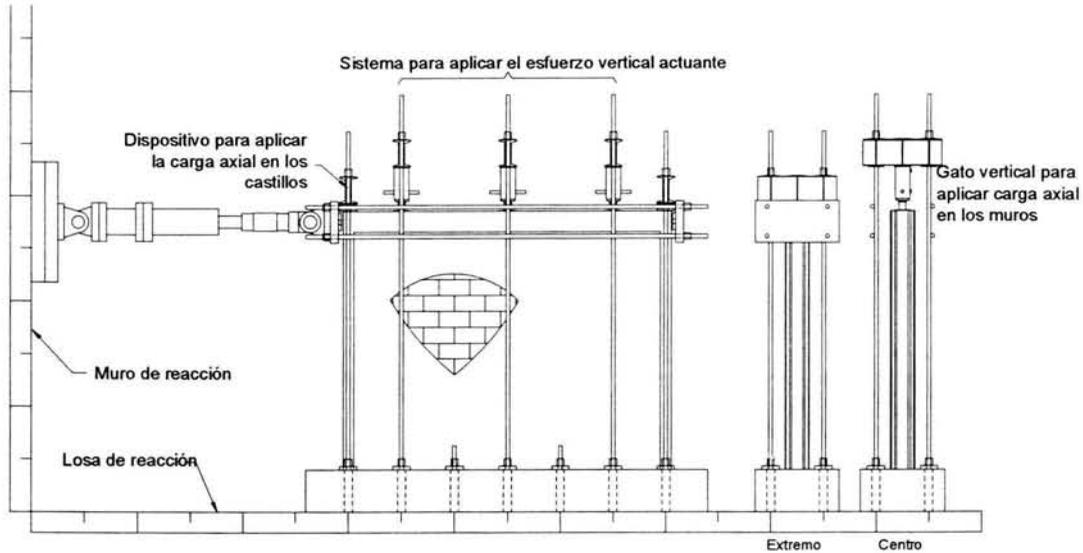


Figura 2.11 Dispositivo de aplicación de cargas

El ensaye se hizo en voladizo ante cargas horizontales cuasiestáticas monótonas aplicadas en su parte superior hasta una distorsión previamente especificada. El nivel de esfuerzos verticales se mantuvo constante durante la prueba, considerando que, una vez presentados los daños severos en los muros MRA-1 y MRA-2, se repararían de acuerdo con lo especificado en el proyecto ejecutivo.

2.4 DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES

El diseño de los especímenes se hizo según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (1995), así como con base en la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2002).

A continuación se presentan los cálculos que justifican las consideraciones y recomendaciones hechas durante la realización del proyecto.

Datos

$H = 240 \text{ cm}$

altura donde se aplicó la carga

$L = 310 \text{ cm}$

longitud total

$\bar{f}_p = 44.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (4.3 MPa)}$

resistencia media a compresión de las piezas

$c_p = 0.33$

coeficiente de variación

$f_p^* = \bar{f}_p / (1 + 2.5c_p) = 24.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2.4 MPa)}$

valor de diseño de la resistencia a compresión de las piezas

$$f_m^* = 14.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1.4 MPa)}$$

$$v_m^* = 1.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.16 MPa)}$$

resistencia a compresión de la mampostería
resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes

Contribución de la mampostería a la resistencia al cortante (propuesta NTCM-2002)

$$V_{mR} = F_R(0.5 v_m^* A_T + 0.3P)$$

$$P = 3.5 (310)(11) = 11935 \text{ kg (117.1 kN)}$$

suponiendo una carga vertical sobre el muro tal que el esfuerzo = 3.5 kg/cm² (0.34 MPa)

Para fines de predicción para ensaye de laboratorio se tomará $F_R = 1.0$

$$V_{mR} = 1.0 [0.5(1.7)(310)(11) + 0.3(11935)] = 6411 \text{ kg (62.9 kN)} \quad \text{resistencia de la mampostería}$$

$$1.5F_R v_m^* A_T = 1.5(1.0)(1.7)(310)(11) = 8491 \text{ kg (83.3 kN)} > V_{mR}, \text{ por tanto, } V_{mR} = 6411 \text{ kg (62.9 kN)}$$

Contribución de la malla a la resistencia al cortante (propuesta NTCM-2002)

$$\rho_h = 0.0011 \times 2 \text{ caras} = 0.0022$$

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T = 1.0(0.2)(0.0022)(5000)(310)(11) = 7502 \text{ kg (73.6 kN)}$$

$$\eta = 0.2, \rho_h f_{yh} > 9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.9 MPa)}$$

$$V_{TOT} = 6411 + 7502 = 13913 \text{ kg (136.5 kN)}$$

Puesto que el objeto del estudio era identificar y evaluar la contribución del encamisado con malla a la resistencia al corte, se revisó la posible ocurrencia de una falla a flexión. Así, si esto fuera posible, se tendrían que tomar medidas para buscar una falla por cortante.

Revisión de una posible falla por flexión (NTCM-2002)

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y) = 1.0(0.7)[14.59(310)(11) + 2.56(5000)] = 43786 \text{ kg (429.5 kN)}$$

$$P_R / 3 = 14595 \text{ kg} > P_u = 11935 \text{ kg (117.1 kN)}$$

$$M_R = F_R M_o + 0.3P_u d$$

$$M_o = A_s f_y d = 1.28(5000)(300) = 1920000 \text{ kg-cm (188.4 kN.m)}$$

$$M_R = 1.0(1920000) + 0.3(11935)(305) = 3012053 \text{ kg-cm (295.5 kN.m)}$$

$$P_f = 3012053/240 = 12550 \text{ kg} < V_{TOT} = 13913 \text{ kg (136.5 kN)}$$

Por tanto, para promover una falla por cortante y disminuir la probabilidad de una falla por flexión, se propuso postensar el castillo del lado a "tensión".

2.5 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación de los especímenes fue tanto interna como externa. Esta proporcionó la información del comportamiento de los modelos ante la aplicación de las cargas. En la interna se utilizaron deformímetros eléctricos adheridos a las barras de refuerzo. La instrumentación externa consistió en celdas de carga instaladas en los gatos hidráulicos y transductores de desplazamiento. Esta instrumentación se colocó posteriormente a la construcción de los modelos.

La instrumentación se resume en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Número de canales instrumentados por modelo

Tipo de instrumentación	MRA-1	MRA-2	MRA-1R	MRA-2R
Externa	24	24	26	26
Interna	17	17	42	42
Total	41	41	68	68

2.5.1 Instrumentación externa

Los cuatro muros fueron instrumentados de modo similar (figura 2.12) con transductores de carga (celdas de carga) y de desplazamiento. El propósito fue obtener información de los siguientes parámetros:

- Carga aplicada en los gatos (FH, FV, FP).
- Deformación horizontal del muro, la cual permite obtener la distorsión, y el desplazamiento relativo (H1, H2).
- Desplazamiento de la viga de cimentación con respecto de la losa de reacción (CIM).
- Distorsión angular (DIAG).
- Rotaciones (MIC).

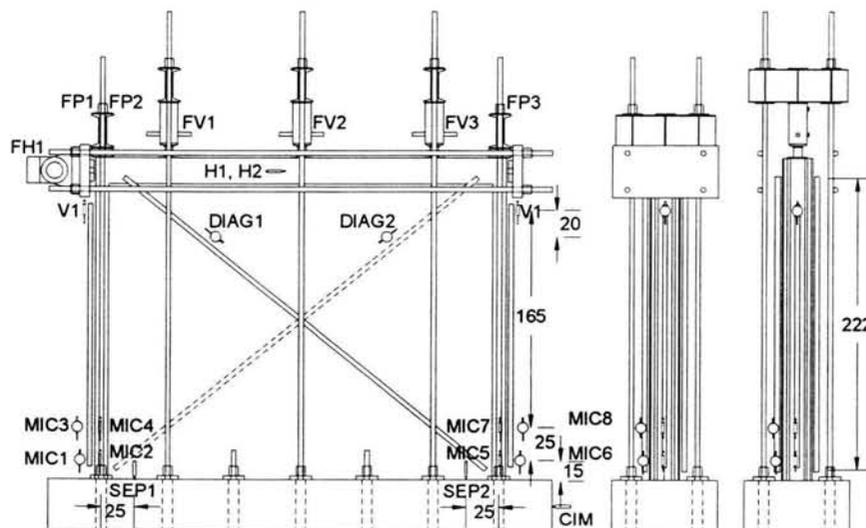


Figura 2.12 Instrumentación externa de los modelos

2.5.2 Instrumentación interna

Se colocaron deformímetros, figuras 2.13 a 2.15, de 2 y 5 mm de longitud para obtener registros de las deformaciones durante la prueba, del refuerzo longitudinal, transversal de los castillos y dalas (tabla 2.2).

Adicionalmente, en los especímenes MRA-1R Y MRA-2R, se colocaron deformímetros en la malla (figura 2.14) de tal forma que permitieran medir las deformaciones sobre las diagonales principales.

Los conectores (figura 2.15) entre el muro y el recubrimiento de concreto se instrumentaron con dos deformímetros, uno a cada lado (*i* = izquierdo, *d* = derecho), para registrar el posible trabajo a flexión del ancla.

Tabla 2.2 Número total de deformímetros adheridos

Especimen	En el marco	En la malla	Conectores
MRA-1	17	0	0
MRA-2	17	0	0
MRA-1R	17	13	12
MRA-2R	17	13	12

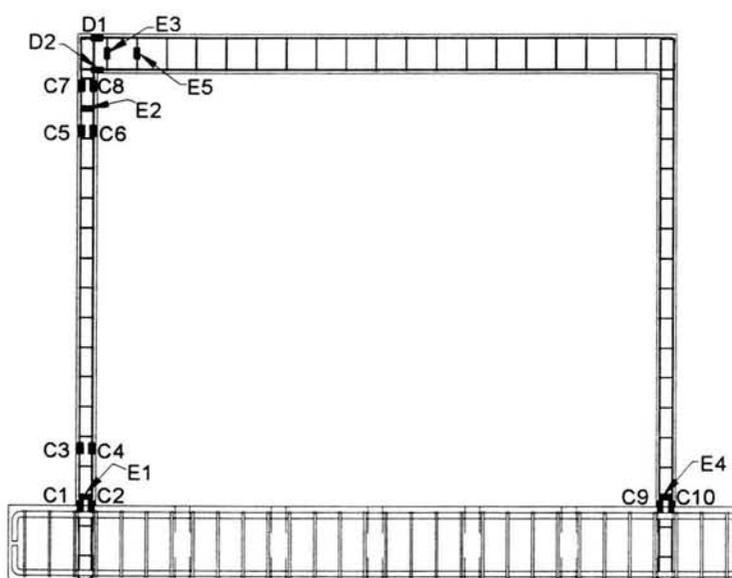


Figura 2.13 Instrumentación en dalas y castillos

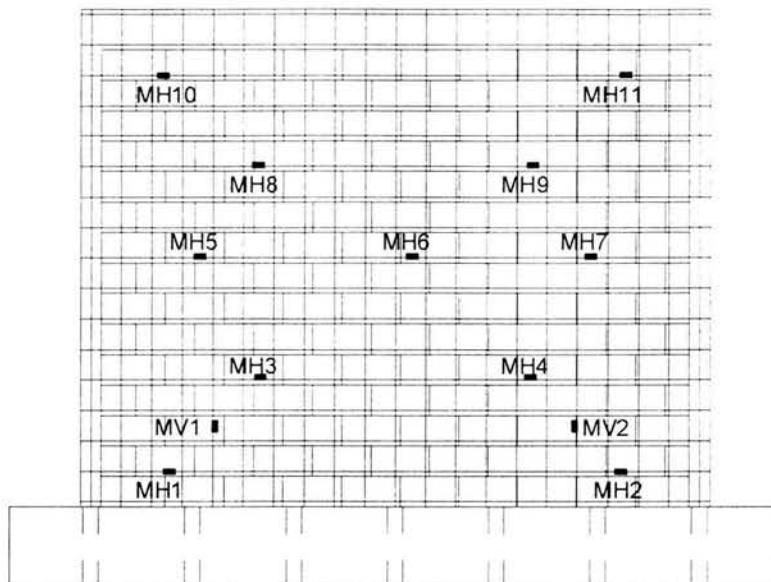


Figura 2.14 Instrumentación de la malla

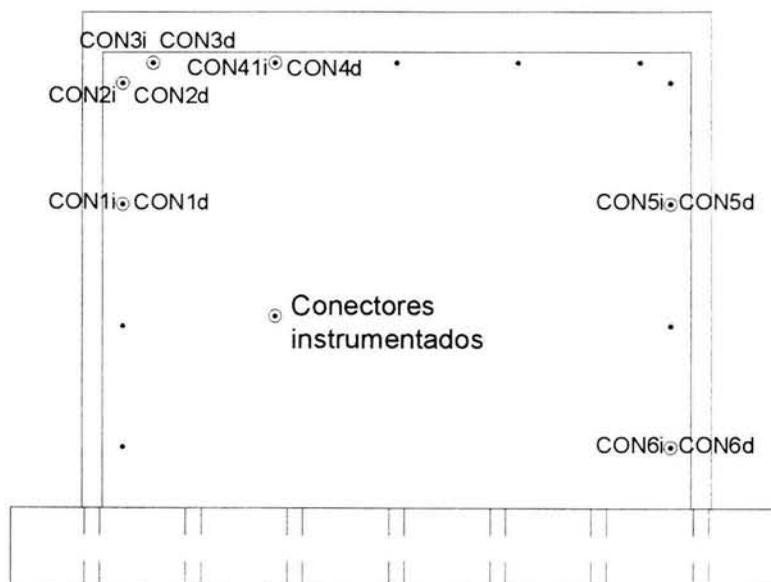


Figura 2.15 Instrumentación de los conectores

CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

3.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

La deformación principal que se registró es la distorsión definida como el cociente entre el desplazamiento horizontal en el eje de la trabe y la altura del espécimen hasta el transductor, y descontando la altura de la viga de cimentación (figura 3.1).

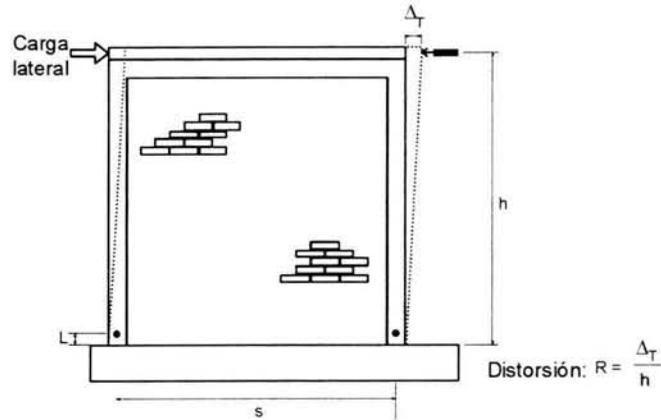


Figura 3.1 Definición de distorsión

El modo de falla de los modelos se estudió a partir de la contribución de las deformaciones por flexión y por cortante que se originan en los muros bajo la acción de cargas laterales (figura 3.2).

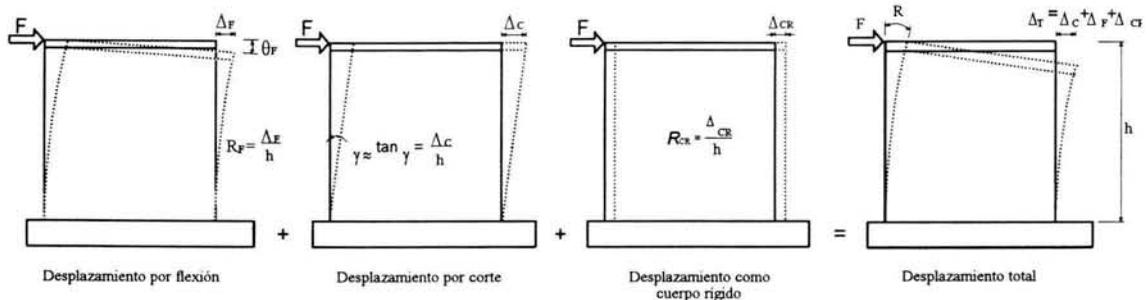


Figura 3.2 Contribuciones al desplazamiento total de los modelos

Los micrómetros colocados en cada uno de los especímenes proporcionaron la información para obtener la deformación por corte.

Las fuerzas cortantes producen una deformación angular o distorsión, de la misma manera que las fuerzas axiales originan deformaciones longitudinales, pero con una diferencia fundamental: un elemento sometido a tensión experimenta un alargamiento, mientras un elemento sujeto a una fuerza cortante no varía la longitud de sus lados, manifestándose por el contrario un cambio de forma, de rectángulo a paralelogramo (al menos en el intervalo elástico).

La deformación angular es aquella debida a los esfuerzos cortantes que actúan sobre un elemento y se define como:

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \quad (3.1)$$

donde:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \delta_1 / L_1 \\ \varepsilon_2 &= \delta_2 / L_2 \end{aligned} \quad (3.2)$$

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

Las deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería se incluyen al calcular la deformación angular de la forma anterior. Cuando se aplica una carga lateral, una diagonal se alarga, mientras la otra se acorta, figura 3.3.

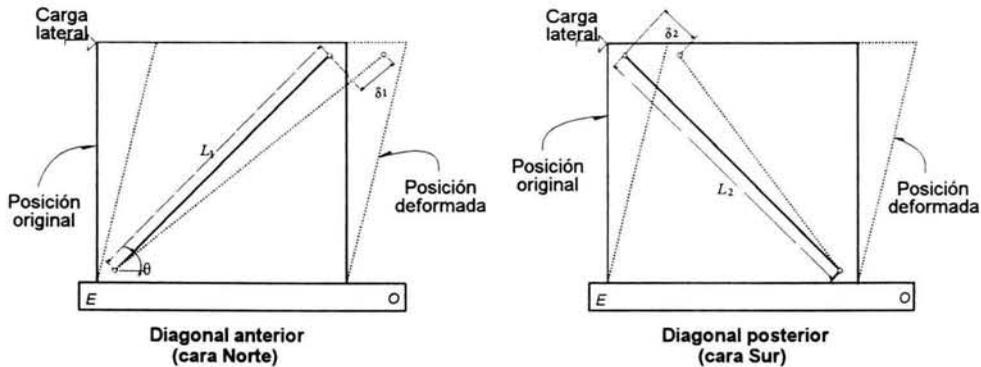


Figura 3.3 Deformación angular de los modelos

La deformación del tablero está compuesta de manera aproximada, por las deformaciones debidas a los efectos de cortante y de flexión, entonces se puede escribir:

$$R = \gamma + \theta \quad (3.3)$$

donde:

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

La rotación se determinó con base en los registros de los micrómetros e incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de los modelos. La rotación se calculó con la siguiente expresión:

$$\theta_{muro} = (l_T - l_C) / s \quad (3.4)$$

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:

$$\varphi = \theta_{muro} / L \quad (3.5)$$

Donde:

L = longitud de la región sobre la cual se midió la rotación, figura 3.1.

3.2 MODELO MRA-1

3.2.1 Patrón de agrietamiento

Este espécimen fue uno de los modelos de control que permitió evaluar el efecto de la rehabilitación mediante malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero.

El modelo MRA-1 se ensayó (figura 3.5) bajo una carga lateral monótona hasta llegar a una distorsión de 0.0018, asociada a una carga lateral de 65.0 kN (6,63 tf). El ensaye se hizo bajo una carga vertical constante equivalente a un esfuerzo axial uniforme en una sección horizontal del muro de 0.34 MPa (3,5 kg/cm²).

El agrietamiento se caracterizó por una grieta inclinada (figura 3.4), sensiblemente orientado a 45 grados, siendo la grieta diagonal la de mayor anchura. El primer agrietamiento ocurrió a una distorsión de 0.0005 y una carga de 71.6 kN (7,3 tf). El cortante máximo se alcanzó en una distorsión de 0.0015 y fue de 89.1 kN (9,1 tf). Bajo la aplicación de la carga de 65.0 kN (6,6 tf), la anchura máxima de la grieta inclinada principal (diagonal) fue de 2.5 mm, la cual se redujo a 1.4 mm, una vez que al modelo se le retiró la carga lateral (figura 3.5).

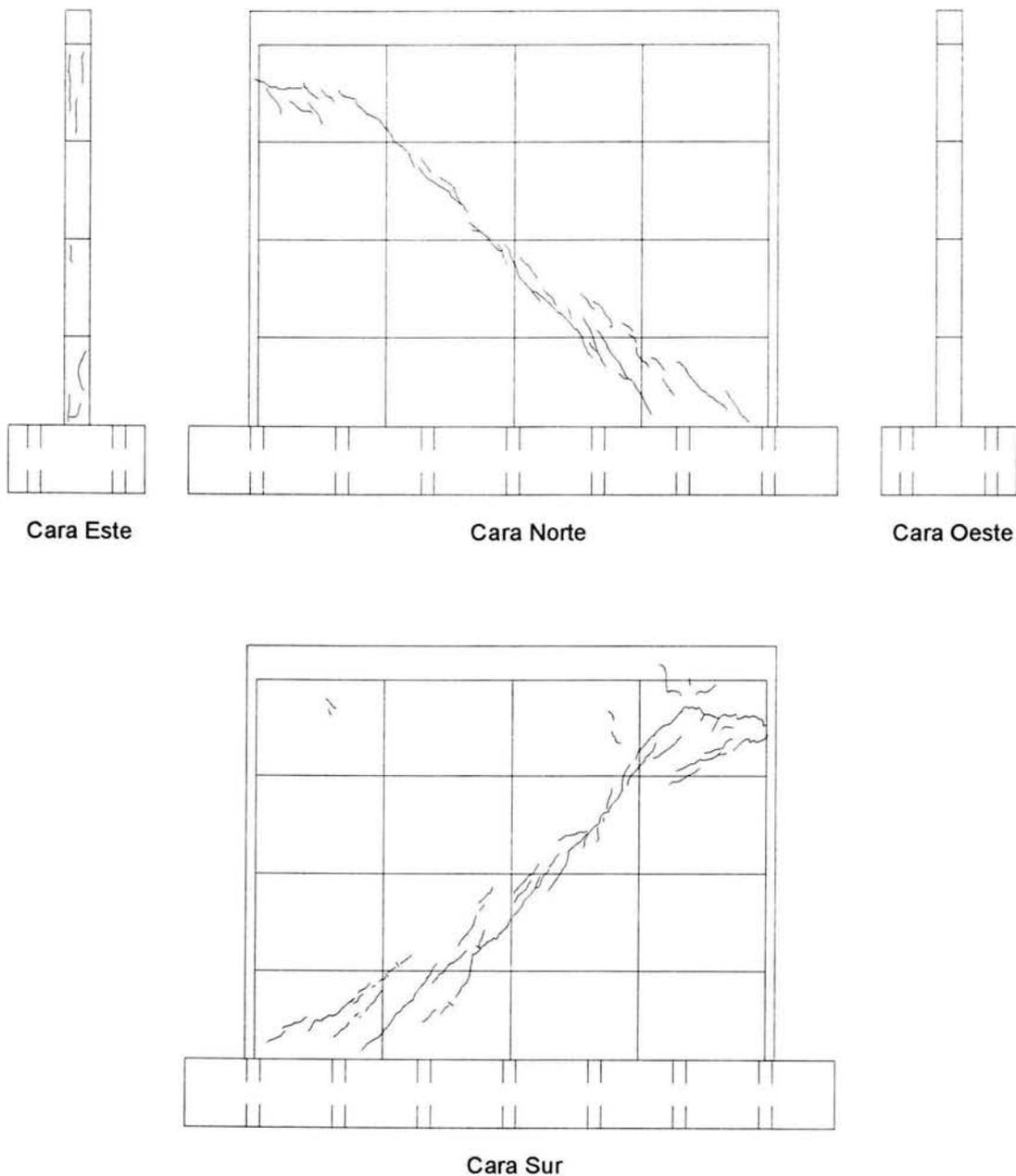


Figura 3.4 Patrón de agrietamiento del espécimen MRA-1

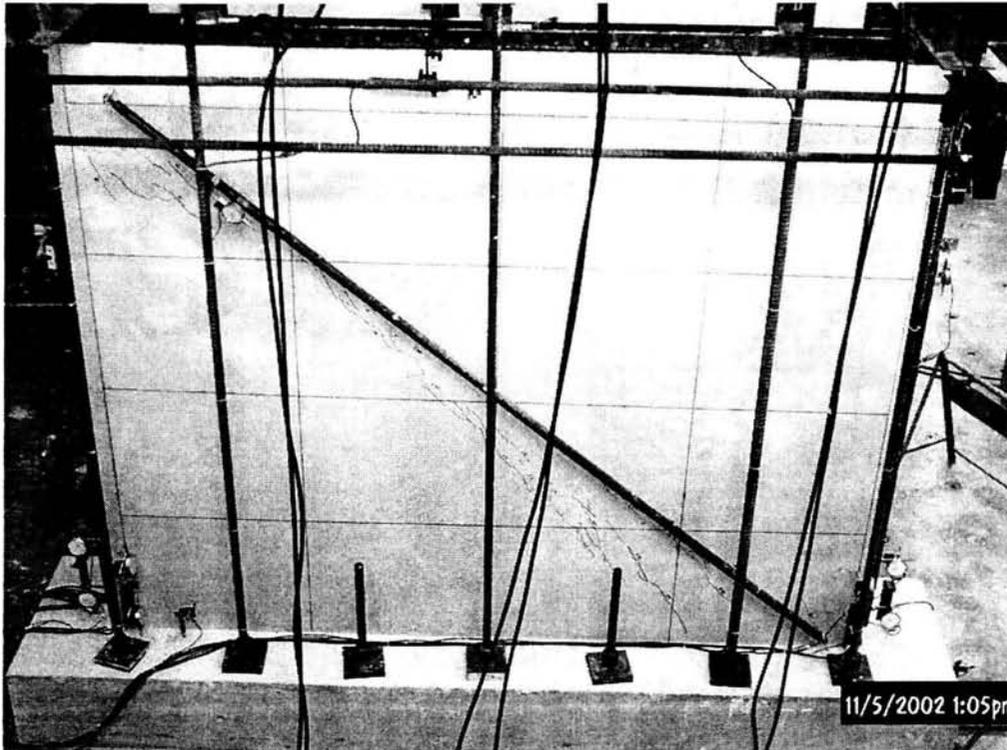


Figura 3.5 Prueba del modelo MRA-1

3.2.2 Curva cortante-distorsión

La curva cortante-distorsión del modelo MRA-1 presenta tres etapas características de comportamiento (figura 3.6). En la primera parte existe un comportamiento elástico-lineal, hasta que se alcanzan las distorsiones que producen el primer agrietamiento inclinado. En la segunda etapa disminuye la rigidez; esto sucede entre el primer agrietamiento inclinado y la resistencia del espécimen. En este intervalo aumenta el agrietamiento, y se forman las grietas diagonales principales. La última etapa, que se inicia después de la resistencia hasta que se detuvo la prueba del espécimen, exhibe grandes desplazamientos asociados a una notable degradación de la rigidez y resistencia. Esto se debe al aplastamiento de la mampostería.

La primera grieta inclinada surge a una distorsión de 0.05 %. La carga máxima (resistencia) se alcanzó a una distorsión de 0.15 %.

Además de la curva cortante-distorsión, en la figura 3.6 también se señala el cortante calculado con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. El cálculo del V_{RDF} se presenta en el capítulo 2, sección 2.4, y fue igual a 62.8 kN (6,4 tf).

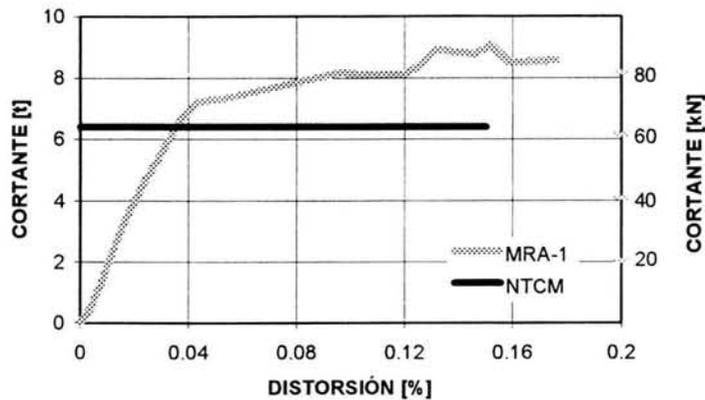


Figura 3.6 Curva cortante-distorsión del MRA-1

3.2.3 Rigidez

La rigidez es un parámetro muy importante en el análisis de las estructuras. Involucra la geometría y las propiedades de los materiales que forman dicha estructura. En este apartado se analizan la rigidez teórica (elástica) y la obtenida experimentalmente.

La rigidez se determinó a partir de la rigidez elástica, y como el ensaye del muro se hizo como un sistema de carga en voladizo; la rigidez elástica se calculó de la siguiente manera, tomando en cuenta las componentes de flexión y de corte:

$$k = \left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1} \quad (3.6)$$

donde:

h = altura del espécimen,

E = módulo de elasticidad del material que forma al espécimen,

I = momento de inercia con respecto al eje centroidal de la sección transversal,

A = área de cortante, y

G = módulo de rigidez al cortante.

En los muros, la rigidez depende de las propiedades de la mampostería, así como de los castillos, por lo que para utilizar la expresión es necesario aplicar el concepto de sección transformada. Las relaciones modulares que se obtienen son las siguientes:

$$n_E = \frac{E_c}{E_m} \quad n_G = \frac{G_c}{G_m} \quad n_{Em} = \frac{E_c}{E_{mor}} \quad n_{Gm} = \frac{G_c}{G_{mor}}$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto en los castillos,

E_m = módulo de la elasticidad de la mampostería,

G_c = módulo de rigidez al cortante en los castillos,

G_m = módulo de rigidez al cortante en la mampostería,

E_{mor} = módulo de la elasticidad del mortero, y

G_{mor} = módulo de rigidez al cortante en el mortero.

A continuación se presentan los valores teóricos y experimentales (tabla 3.1), estos últimos calculados como la rigidez secante de la curva cortante-distorsión hasta el 40 % de la resistencia obtenida en los ensayos.

Tabla 3.1 Rigideces del modelo MRA-1

Especímen	Rigidez elástica teórica [kN/m] (t/cm)	Rigidez experimental [kN/m] (t/cm)	Rigidez elástica teórica
			Rigidez experimental
MRA-1	63714 (64.9)	96629 (98.5)	0.66

La degradación de la rigidez se presenta en la figura 3.7. El cálculo de dicha rigidez se hizo mediante la pendiente de la secante de la curva cortante-distorsión, en la cual se unen los diferentes puntos de cortante registrados con el punto de cortante cero. La rigidez había decaído en 26 por ciento, en una distorsión de 0.05 por ciento. A partir de este momento la degradación se da de manera mucho más acelerada, debido a las primeras discontinuidades (grietas) que se presentaron. Para una distorsión de 0.1 por ciento la rigidez había disminuido en un 62 por ciento. Una pérdida de rigidez del 75 por ciento se da para una distorsión de 0.18 por ciento. La curva tiene una forma parabólica, característica de los muros de mampostería.

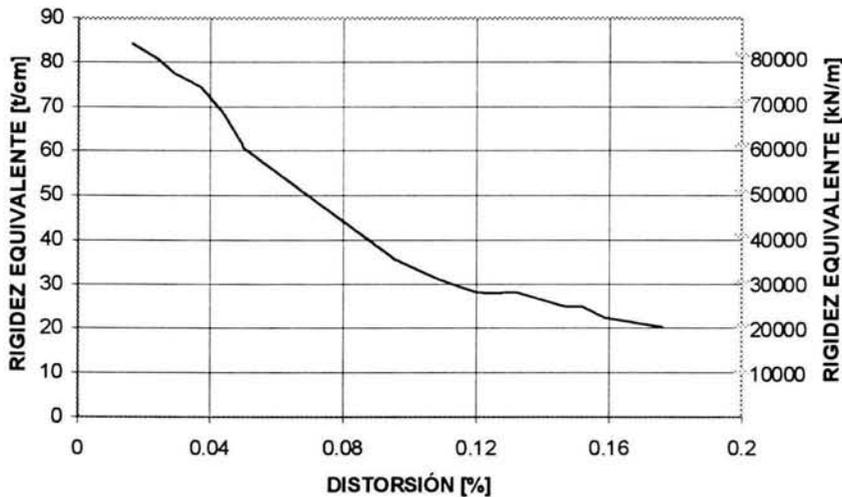


Figura 3.7 Degradación de la rigidez equivalente del modelo MRA-1

3.2.4 Deformación angular

La deformación angular γ se calculó con el criterio de resistencia de materiales presentado en 3.1. La gráfica se muestra en la figura 3.8. La similitud de esta curva con la curva cortante distorsión corrobora el hecho de que el comportamiento de este modelo estuvo regido por las deformaciones por corte. Hasta una distorsión de 0.034% el espécimen siguió un comportamiento elástico. A partir de ese momento la pendiente de la curva fue menor. Después de una distorsión de 0.14%, donde el modelo alcanza su resistencia, la deformación angular crece rápidamente hasta llegar a una distorsión de 0.18%.

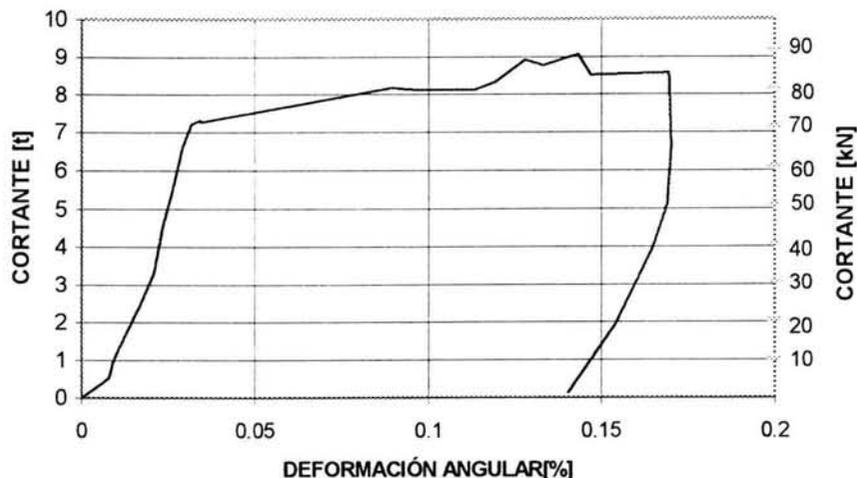


Figura 3.8 Deformación angular del espécimen MRA-1

3.2.5 Rotación

Se analizaron tres regiones sobre la altura del espécimen limitadas por las secciones de los castillos que fueron instrumentados con transductores de desplazamiento. Las rotaciones del modelo en general fueron pequeñas (figura 3.9). Por ejemplo, para la región 1 la rotación máxima fue de 0.049%.

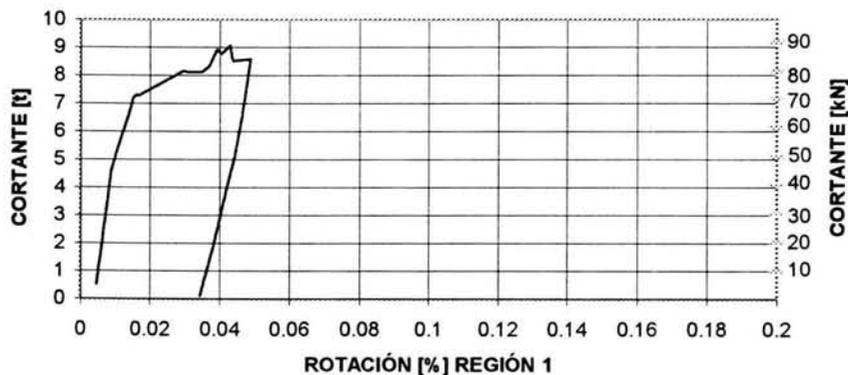


Figura 3.9 Rotación en el espécimen MRA-1

3.2.6 Curvatura

De acuerdo con el diagrama de momentos de una viga en voladizo, el momento aumenta linealmente hacia el extremo empotrado. Por tanto, en el intervalo elástico las curvaturas son lineales y tienen su máximo en la base del muro. En la figura 3.10 se muestra la curvatura del modelo en función de la altura del muro. Las curvaturas mayores se encuentran en la base del muro. El valor más grande (0.0033%) se obtuvo, como era de esperarse, para la rotación máxima. Las curvaturas aumentaron con la distorsión.

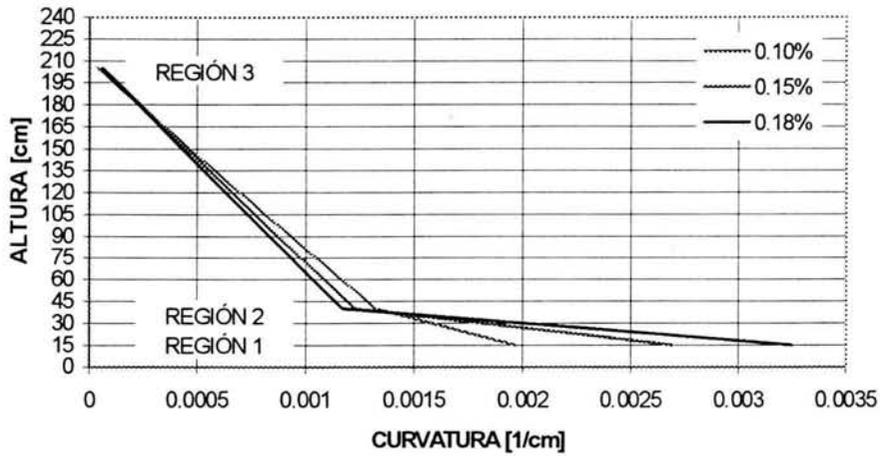


Figura 3.10 Curvatura del espécimen MRA-1

3.2.7 Deformímetros

La resistencia de un material no es el único criterio que debe utilizarse al diseñar estructuras. En ocasiones, la rigidez tiene la misma o mayor importancia. Otras propiedades como la dureza, la tenacidad y la ductilidad influyen en la elección de un material, aunque en menor grado. Estas propiedades se determinan mediante pruebas de laboratorio, y se comparan los resultados obtenidos con los patrones ya establecidos.

Una de estas pruebas es la tensión del acero. Considérese una probeta de acero sujeta entre las mordazas de una máquina de pruebas de tensión; la atención se concentra simultáneamente en la carga y el alargamiento de una determinada longitud de la misma. Los resultados se suelen representar en un gráfico en el que las ordenadas se llevan las cargas y en las abscisas los alargamientos, figura 3.11.

Los deformímetros se colocaron según se indicó en la sección 2.5.2 en el refuerzo longitudinal y transversal de las columnas y trabes. La información que se obtuvo fue muy similar en cada uno de ellos.

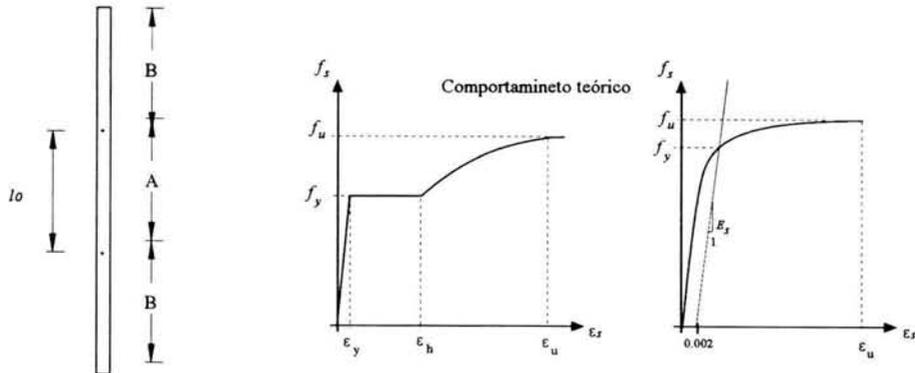


Figura 3.11 Prueba de tensión del acero

Las gráficas de la figura 3.12 muestran la deformación contra la fuerza horizontal. Los valores positivos en la deformación corresponden a deformaciones de tensión. La fuerza positiva corresponde a la aplicación de una fuerza horizontal de izquierda a derecha en el esquema del armado de las figuras. La deformación nominal de fluencia (teórica) para el acero longitudinal es 0.0025, al igual que para el acero de la malla. Estas deformaciones se compararon con las registradas por los deformímetros, de esta forma se obtuvo el trabajo del acero en los puntos importantes de la prueba.

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal correspondieron a valores cercanos a $0.2\varepsilon_y$. El refuerzo tuvo un comportamiento dentro del intervalo elástico, hasta que se suspendió la prueba a una distorsión de 0.18 por ciento. Las gráficas se muestra en la figura 3.12.

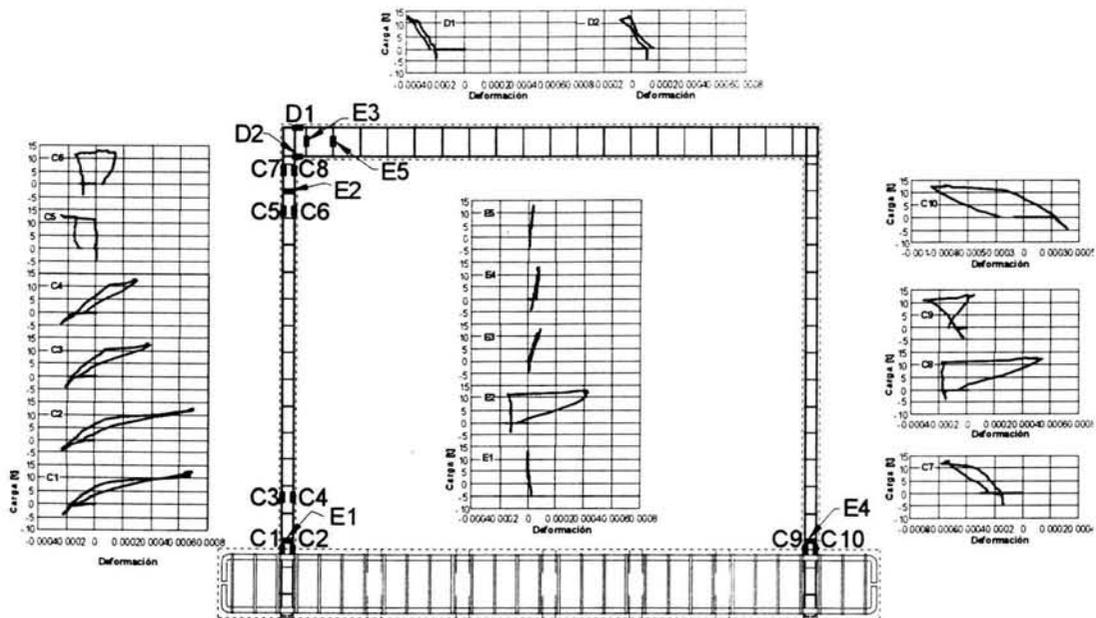


Figura 3.12 Deformímetros ubicados en el acero longitudinal y transversal de castillos y dala

Las deformaciones máximas registradas por los deformímetros colocados en los estribos (figura 3.12) correspondieron a valores de $0.05\varepsilon_y$.

En esta etapa de la prueba se pudo apreciar que tanto el acero longitudinal como el transversal de los castillos estuvieron trabajando en el intervalo elástico.

3.2.8 Capacidad de deformación

La ductilidad de una estructura es su habilidad de permitir deformaciones más allá del intervalo elástico manteniendo su capacidad de carga. La ductilidad es la relación de la deformación última entre la deformación a la primera cedencia.

$$m_R = R_U/R_y \tag{3.7}$$

donde:

m_R = ductilidad equivalente,
 R_U = distorsión máxima, y
 R_y = distorsión de fluencia idealizada.

Para determinar R_y se usó el criterio de Park (1999), con base en una rigidez secante que corresponde a $\frac{3}{4}$ de la falla, como se ilustra en la figura 3.13. Esta carga se definió para el 15 por ciento de degradación de la resistencia.

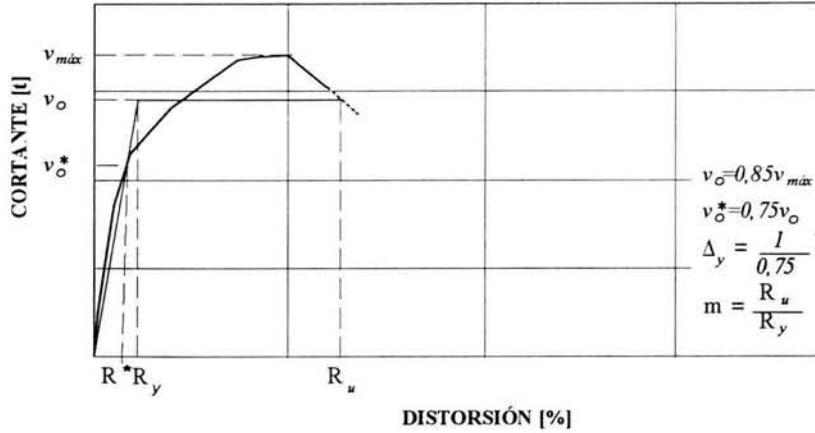


Figura 3.13 Criterio para determinar la ductilidad equivalente

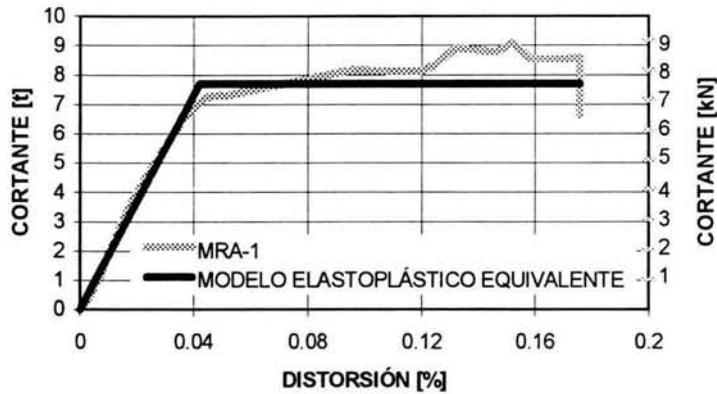


Figura 3.14 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo MRA-1

Tabla 3.2 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{m\acute{a}x}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$R^*[\%]$	$\Delta_y[\%]$	$R_u[\%]$	$R_y[\%]$	m	q
9.1	7.7	5.8	0.032	0.042	0.176	0.042	4.2	2.7

Con los valores obtenidos (figura 3.14) se calculó un factor de reducción de fuerzas sísmicas q (tabla 3.2) con la siguiente relación (Newmark y Hall, 1982):

$$q = \sqrt{2m - 1} \tag{3.8}$$

La expresión es adecuada para estructuras rígidas con periodo corto.

3.3 MODELO MRA-2

3.3.1 Patrón de agrietamiento

Este espécimen fue otro de los modelos de control que permitió evaluar el efecto de la rehabilitación mediante malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero.

El modelo se ensayó (figura 3.15) bajo una carga lateral monótona hasta llegar a una distorsión de 0.0018, asociada a una carga lateral de 144.7 kN (14,8 tf). El ensaye se realizó bajo una carga vertical constante equivalente a un esfuerzo axial uniforme en una sección horizontal del muro de 0.34 MPa (3,5 kg/cm²).

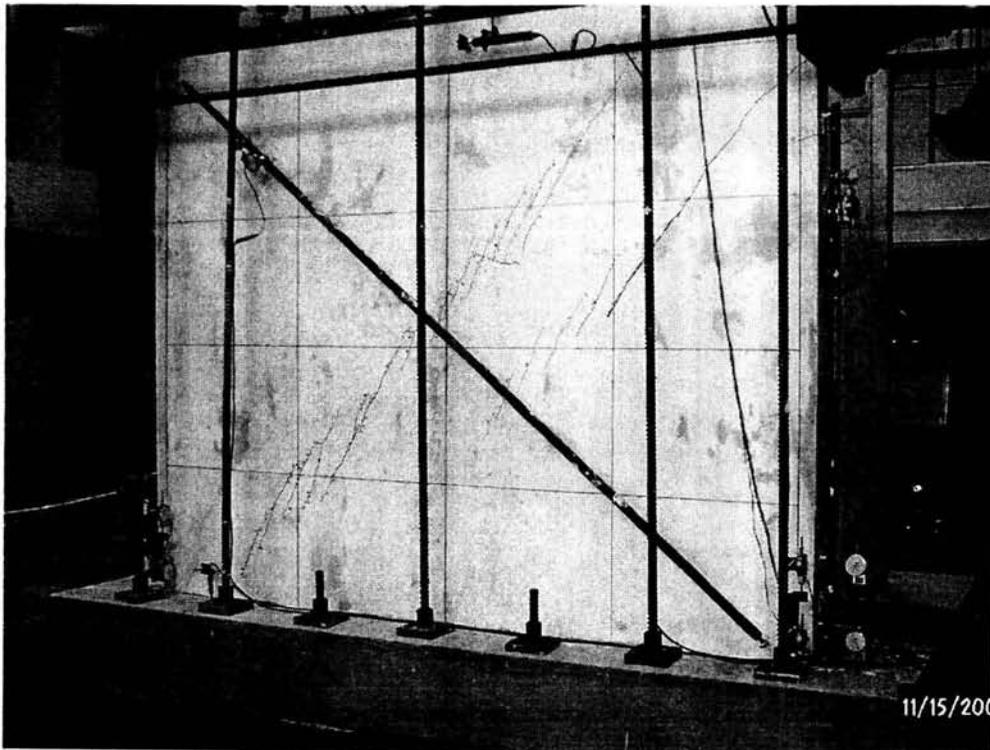


Figura 3.15 Prueba del modelo MRA-2

El agrietamiento se caracterizó por un par de grietas inclinadas, sensiblemente paralelas entre sí, siendo la grieta diagonal la de mayor anchura (figura 3.16). El primer agrietamiento ocurrió a una distorsión de 0.0005 y una carga de 114.8 kN (11,7 tf). El cortante máximo se alcanzó a una distorsión de 0.0018 y fue de 144.7 kN (14,75 tf). Bajo la aplicación de la carga de 144.7 kN (14,8 tf), la anchura máxima de la grieta inclinada principal (diagonal) fue de 2.5 mm, la cual se redujo a 1.6 mm, una vez que al modelo se le retiró la carga lateral.

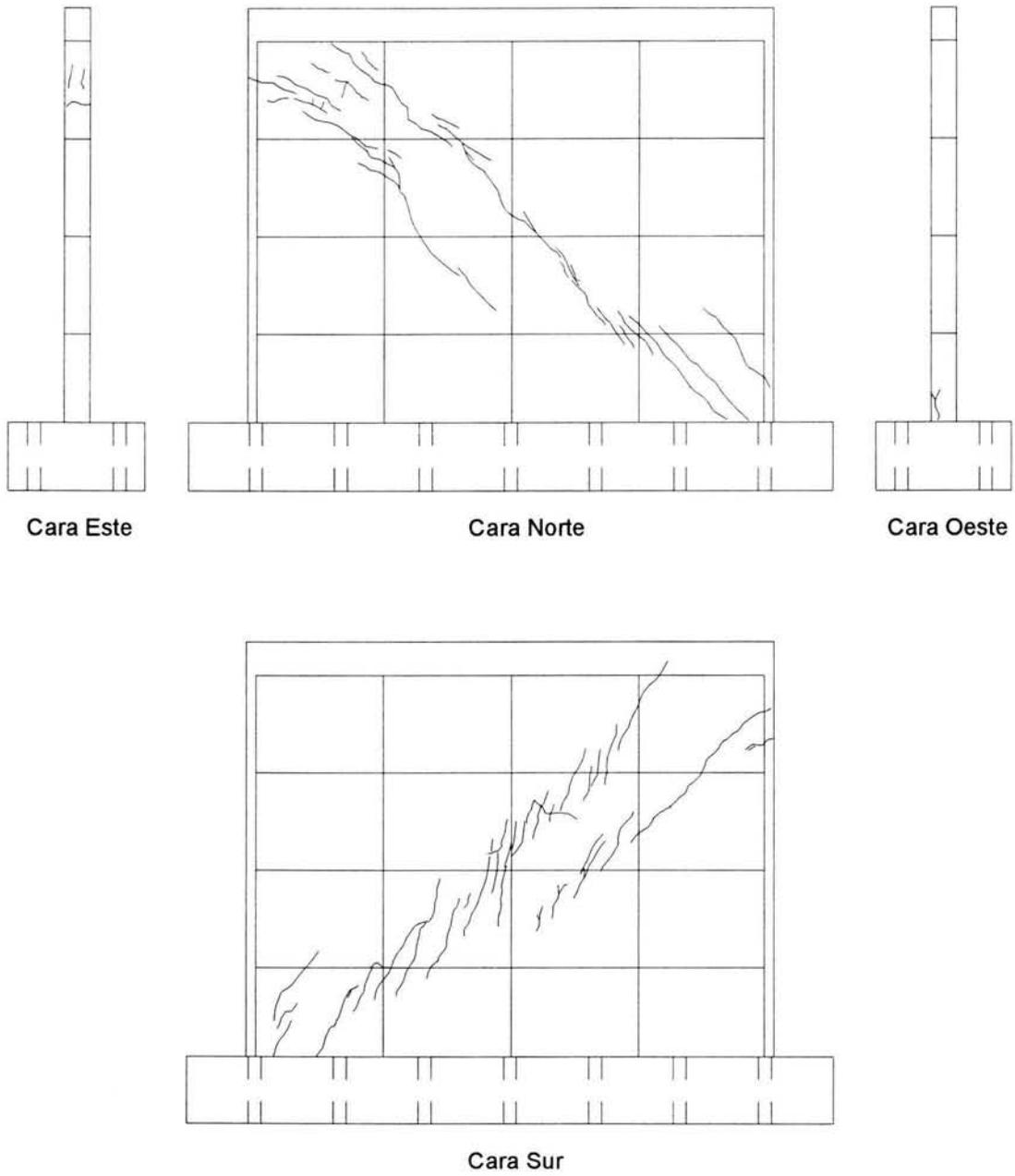


Figura 3.16 Patrón de agrietamiento del espécimen MRA-2

3.3.2 Curva cortante-distorsión

La primera grieta inclinada surgió a 0.05 % de distorsión. La resistencia se alcanzó en una distorsión de 0.18 % (figura 3.17).

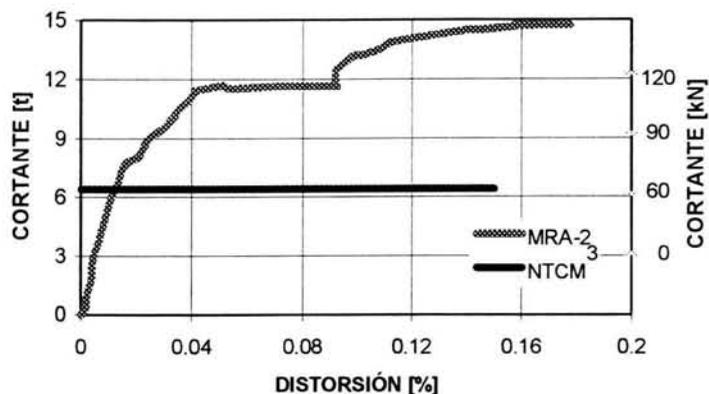


Figura 3.17 Curva cortante-distorsión del MRA-2

Además de la curva cortante-distorsión, también se señala el cortante calculado con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El cálculo del V_{RDF} se presenta en el capítulo 2, sección 2.4, y fue igual a 62.8 kN (6,4 tf). Como este modelo también fue de control, y se utilizaron los mismo materiales, el cálculo hecho con las normas es el mismo.

3.3.3 Rigidez

Las rigideces, elástica teórica y experimental, se calcularon como se mencionó en la sección 3.2.3 del espécimen MRA-1 (tabla 3.3). La rigidez teórica tiene el mismo valor que dicho modelo, debido al uso de los parámetros obtenidos de las pruebas de materiales, que fueron los mismos para ambos modelos. Sin embargo, el cociente de la rigidez teórica entre la experimental fue menor, lo que indicó que en la realidad el modelo MRA-2 fue más rígido que el MRA-1.

Tabla 3.3 Rigideces del modelo MRA-2

Espécimen	Rigidez elástica teórica [kN/m] (t/cm)	Rigidez experimental [kN/m] (t/cm)	Rigidez elástica teórica
			Rigidez experimental
MRA-2	63714 (64.9)	193061 (196.8)	0.33

La degradación de la rigidez se presenta en la figura 3.18. La rigidez había decaído en 50 por ciento, en una distorsión de 0.05 por ciento. A partir de este momento la degradación se dió de manera mucho más acelerada, debido a las grietas que se presentaron (las mismas que en el modelo de control). Para una distorsión de 0.1 por ciento la rigidez había disminuido en un 72 por ciento. Una pérdida de rigidez del 82 por ciento se dió para una distorsión de 0.18 por ciento. La curva tiene una forma parabólica, característica de la degradación de rigidez de muros de mampostería.

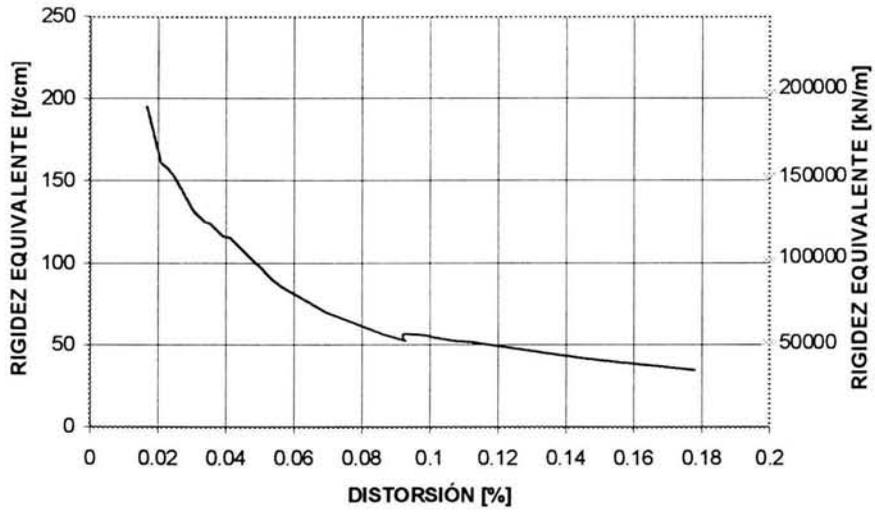


Figura 3.18 Degradación de la rigidez equivalente del modelo MRA-2

3.3.4 Deformación angular

La deformación angular se muestra en la figura 3.19. Al igual que para el caso anterior, la similitud de esta curva con la curva cortante-distorsión corrobora el hecho de que el comportamiento de este modelo estuvo regido por las deformaciones por corte. El comportamiento elástico del espécimen se mantuvo hasta una distorsión de 0.046%. Pasando este punto la curva es prácticamente plana hasta una distorsión de 0.082%, esto tal vez se debió a un reacomodo del material. A partir de ese momento la pendiente de la curva vuelve a crecer, pero fue menor que la pendiente inicial. La deformación angular máxima fue de 0.165%, punto donde se alcanza la resistencia del modelo.

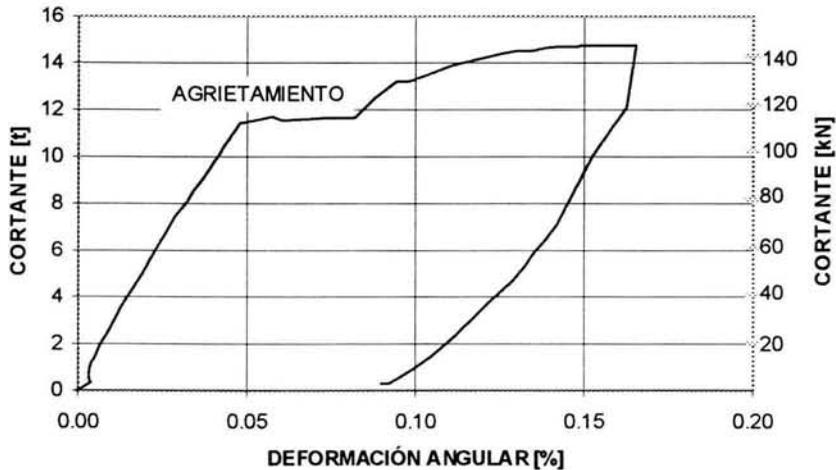


Figura 3.19 Deformación angular del espécimen MRA-2

3.3.5 Rotación

Para este espécimen también se presenta la rotación en la región 1 (figura 3.20). Las rotaciones del modelo, en general, fueron pequeñas. La rotación máxima fue de 0.046%.

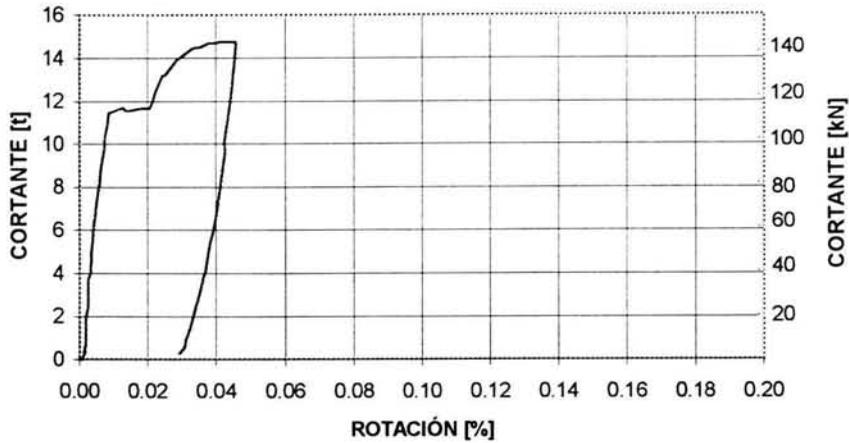


Figura 3.20 Rotación en el espécimen MRA-2

3.3.6 Curvatura

La distribución de curvaturas en la altura del muro se presenta en la figura 3.21. En ella se incluyen sólo los valores de distorsiones de interés durante la prueba. Las curvaturas mayores se encuentran en la base del muro. El valor más grande fue de 0.0031%, y se obtuvo, como era de esperarse, para el momento máximo. Las curvaturas aumentaron con la distorsión.

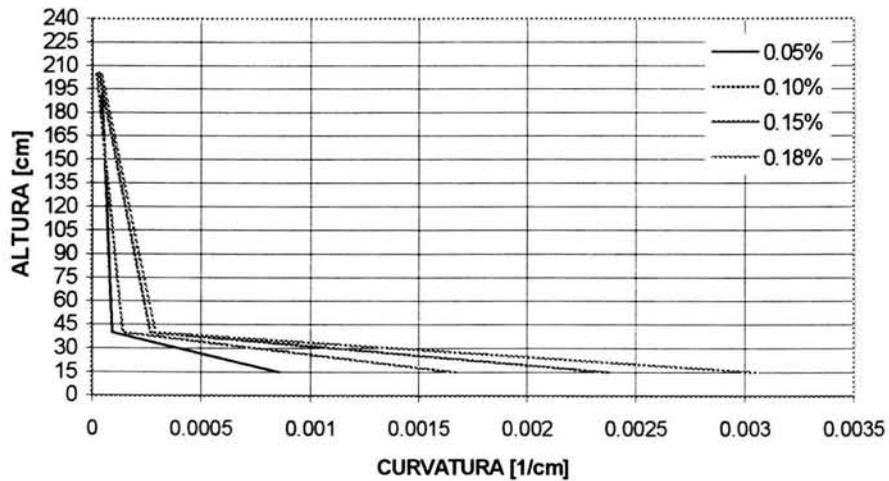


Figura 3.21 Curvatura del espécimen MRA-2

3.3.7 Deformímetros

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal correspondieron a valores cercanos a $0.35\varepsilon_y$. El refuerzo tuvo un comportamiento dentro del intervalo elástico, hasta que se suspendió la prueba a una distorsión de 0.18 por ciento. Las gráficas se muestra en la figura 3.22. En este espécimen el deformímetro C2 alcanzó una deformación de $0.77\varepsilon_y$, el C5 de $0.59\varepsilon_y$ y el C10 de $0.78\varepsilon_y$.

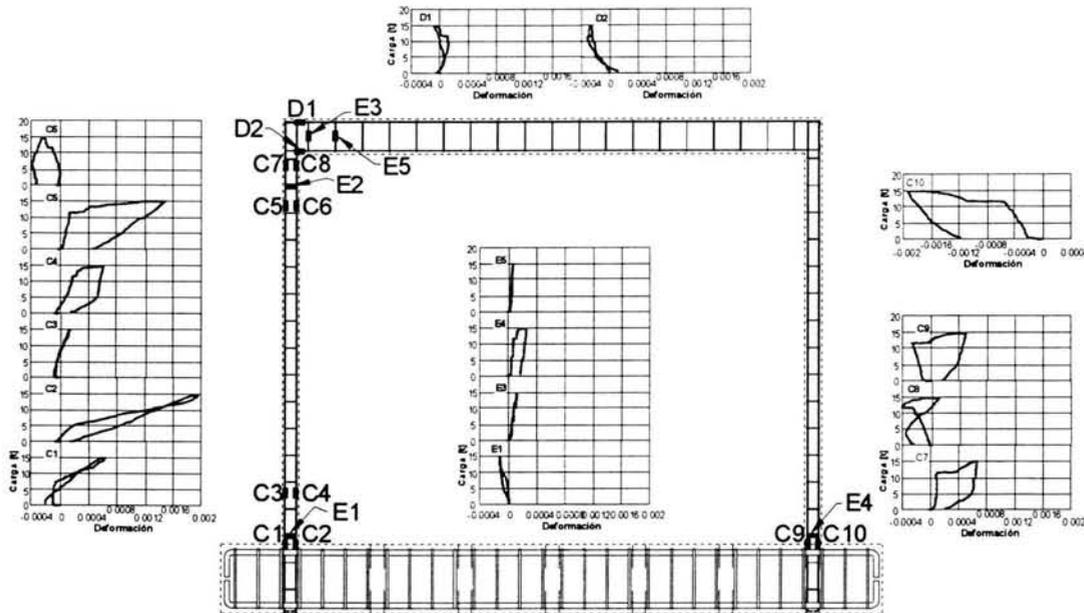


Figura 3.22 Deformímetros ubicados en el acero longitudinal y transversal de castillos y dala

Las deformaciones máximas registradas por los deformímetros colocados en los estribos (figura 3.22) correspondieron a valores de $0.06\varepsilon_y$.

En esta etapa de la prueba se pudo apreciar que tanto el acero longitudinal como el transversal de los castillos trabajaron en el intervalo elástico.

3.3.8 Capacidad de deformación

Para calcular la ductilidad y el factor de reducción de fuerzas sísmicas se utilizaron las expresiones 3.7 y 3.8, respectivamente. En la tabla 3.4 se muestran los resultados de m y q , así como los valores de los parámetros requeridos para calcularlos. La figura 3.23 muestra la determinación de la ductilidad equivalente para el modelo MRA-2.

Tabla 3.4 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{m\acute{a}x}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$R^*[\%]$	$\Delta_v[\%]$	$R_u[\%]$	$R_y[\%]$	m	q
14.75	12.5	9.4	0.028	0.038	0.178	0.038	4.7	2.9

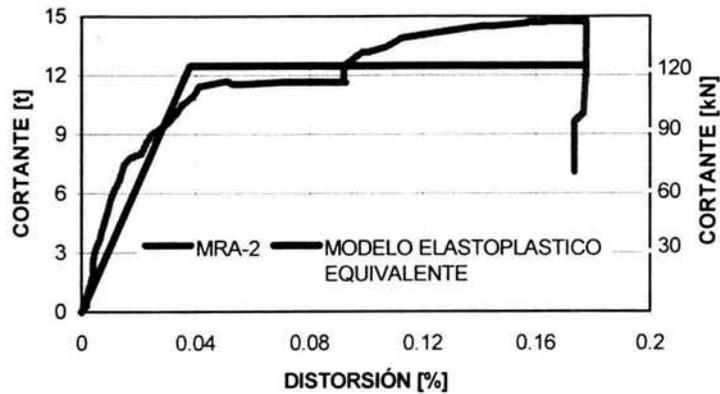


Figura 3.23 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo MRA-2

3.4 MODELO MRA-1R

3.4.1 Patrón de agrietamiento

Este espécimen fue el modelo MRA-1 rehabilitado, al cual se le retiró completamente el yeso para después colocar la malla de alambre soldado y el recubrimiento de mortero. El espesor del recubrimiento fue de 5 cm de espesor en ambas caras del muro.



Figura 3.24 Prueba del modelo MRA-1R

Inicialmente el modelo se ensayó cíclicamente hasta una distorsión de 0.001 (positiva y negativa). Después el modelo MRA-1R se ensayó bajo una carga lateral monótona hasta llegar a una distorsión de 0.019, asociada a una carga lateral de 214.8 kN (21,9 tf) (figura 3.24). El ensaye se hizo bajo una carga vertical constante equivalente a un esfuerzo axial uniforme en una sección horizontal del muro de 0.34 MPa (3,5 kg/cm²).

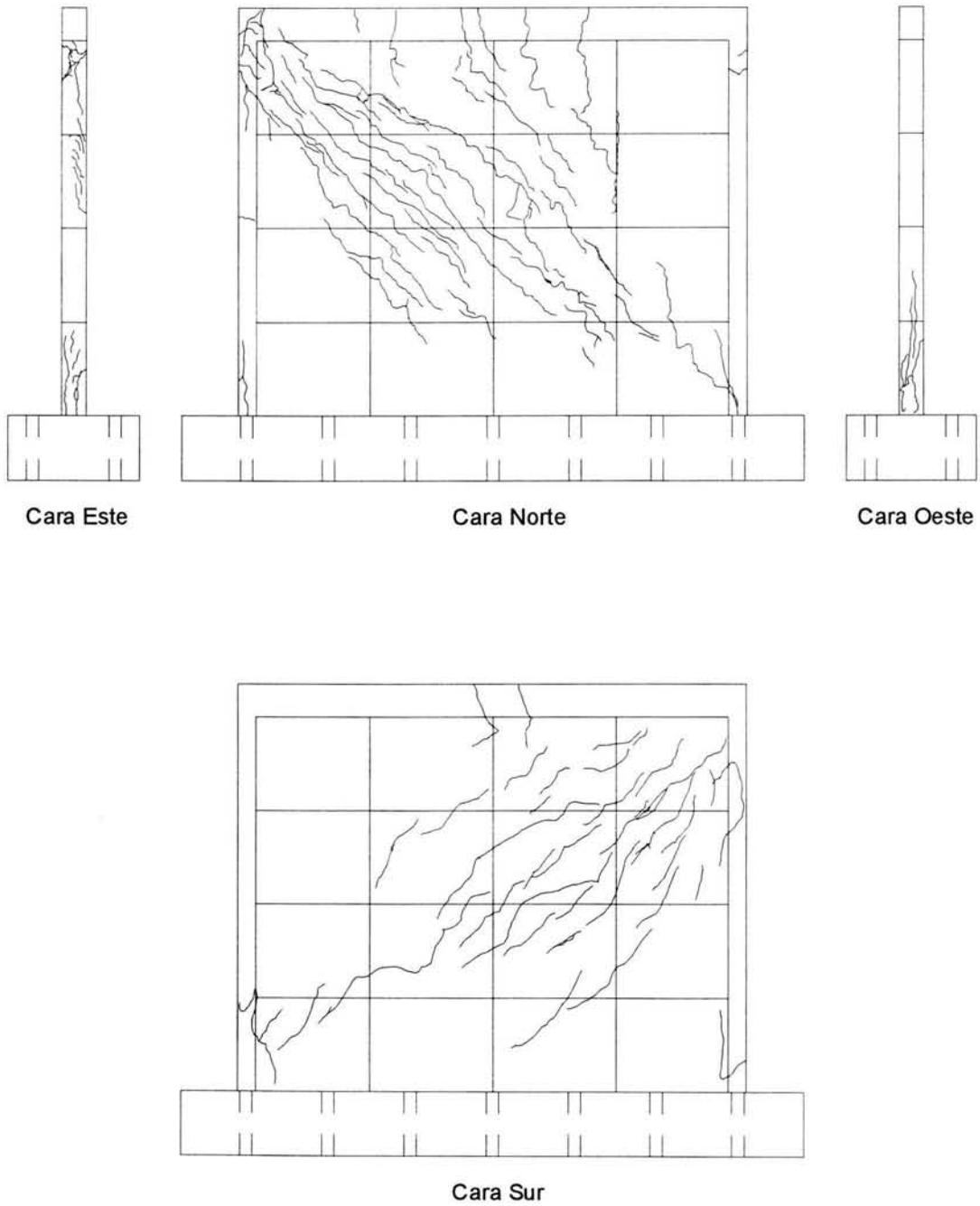


Figura 3.25 Patrón de agrietamiento del espécimen MRA-1R

El patrón de agrietamiento se presenta en la figura 3.25. El primer agrietamiento ocurrió a una distorsión de 0.0012 y una carga de 289.4 kN (29,5 tf). El cortante máximo se alcanzó en una distorsión de 0.0127 y fue de 520.9 kN (53,1 tf). Bajo la aplicación de la carga de 520.9 kN (53,1 tf), la anchura máxima de la grieta inclinada principal (diagonal) fue de 1.0 mm, la cual se redujo a 0.8 mm, una vez que al modelo se le retiró la carga lateral.

A partir de la distorsión de 0.51 %, el muro exhibió una falla por deslizamiento en su base, de modo que la malla de acero electrosoldado no alcanzó deformaciones de fluencia. En este experimento, con objeto de evitar una falla por flexión y solicitar al muro por cortante, se aplicó una carga axial concentrada en el castillo del lado de “tensión” de 196.2 kN (20 tf).

3.4.2 Curva de histéresis

La curva de histéresis resume el comportamiento global inelástico fuerza cortante-distorsión del espécimen. En ella se identifican los ciclos de carga y descarga a distorsiones crecientes del ensaye cíclico reversible. El área dentro de los lazos histeréticos es proporcional a la energía disipada por el sistema mediante distintos mecanismos como la fricción entre las superficies de las grietas o la incursión en el intervalo inelástico de los materiales que componen la estructura, como la fluencia del acero, por ejemplo.

La curva histerética del espécimen MRA-1R se muestra en la figura 3.26, la gráfica presenta la distorsión contra la carga lateral registradas durante el ensaye.

En el modelo MRA-1 se realizaron dos ciclos con una repetición cada uno. El primer ciclo se realizó a una distorsión de 0.0005 y -0.0005, el segundo a 0.001 y -0.001, después de este punto el espécimen se cargó monótonamente hasta llegar a la falla.

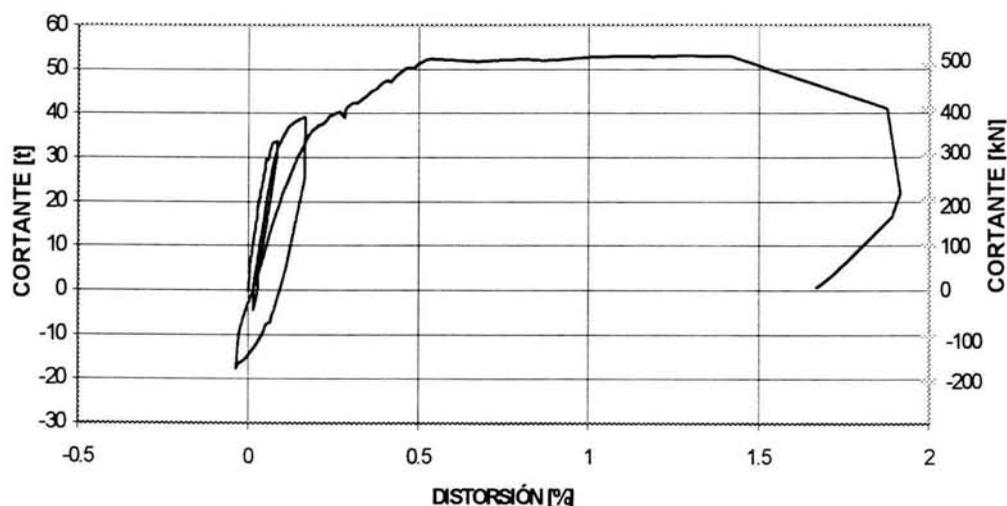


Figura 3.26 Curva histerética del modelo MRA-1R

El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de 315.4 kN (32.2 t) y 0.056% de distorsión. Después, el comportamiento fue inelástico (grietas originales). La histéresis se presenta desde el primer ciclo, aunque muy pequeña.

3.4.3 Envolvente

En la figura 3.27 se muestra la curva cortante-distorsión del modelo. La primera grieta inclinada surge con el 0.12 % de distorsión. La carga máxima se alcanzó en una distorsión de 1.20%.

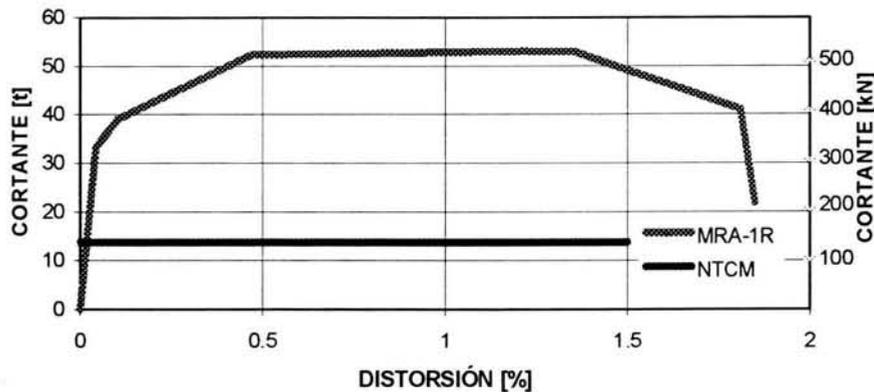


Figura 3.27 Curva cortante-distorsión del MRA-1R

Además de la curva cortante-distorsión, también se señala el cortante calculado con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. El cálculo del V_{RDF} se presenta en el capítulo 2, sección 2.4, y fue igual a 136.4 kN (13.9 tf). En este caso, el cortante resistente es la suma de la contribución de la mampostería más la contribución de la malla electrosoldada, considerando para este último sumando un factor de eficiencia de la malla de 0.2.

3.4.4 Rigidez

La rigidez elástica teórica y la experimental, se calcularon como se mencionó en la sección 3.2.3. Se aplicó el concepto de sección transformada, y se tomó en cuenta, tanto la participación de los castillos, como del recubrimiento de mortero de ambos lados. Para la mampostería no se aplicó ningún factor, ya estaba agrietada y no se rellenó debido a la anchura de las grietas. Esto pudo ocasionar la drástica pérdida de rigidez a pequeñas distorsiones (figura 3.28), ya que como se ha observado en otros ensayos de mampostería la pérdida de rigidez significativa se da con el primer agrietamiento inclinado. La tabla 3.5 presenta los valores de las rigideces.

Tabla 3.5 Rigideces del modelo MRA-1R

Espécimen	Rigidez elástica teórica [kN/m] (t/cm)	Rigidez experimental [kN/m] (t/cm)	Rigidez elástica teórica
			Rigidez experimental
MRA-1R	258110 (263.1)	317157 (323.3)	0.81

En la figura 3.28 se presenta la degradación de la rigidez. Para una distorsión de 0.10% la rigidez decayó en un 50%. A partir de este momento la degradación se da de manera mucho más acelerada. Para una distorsión de 0.47% la rigidez había disminuido en un 86 por ciento. Una pérdida de rigidez del 97 por ciento se da para una distorsión de 1.8 por ciento. La curva tiene una forma parabólica, al igual que los modelos de control.

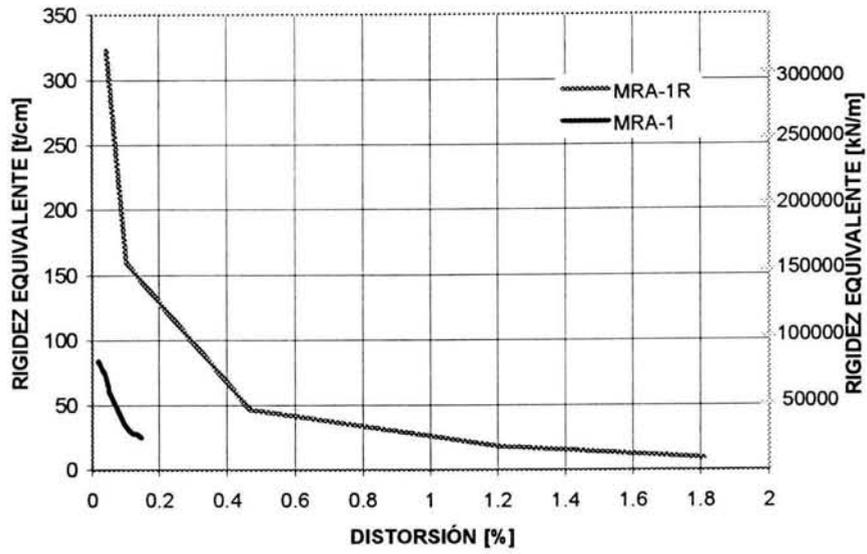


Figura 3.28 Degradación de la rigidez equivalente del modelo MRA-1R

3.4.5 Deformación angular

La gráfica se muestra en la figura 3.29. En los dos primeros ciclos, el espécimen siguió un comportamiento elástico con algo de histéresis hasta una distorsión de 0.10%. La deformación angular máxima fue de 0.126%. Esta deformación angular máxima fue menor que la de los modelos de control probablemente debido a que el recubrimiento de mortero reforzado restringe esta deformación.

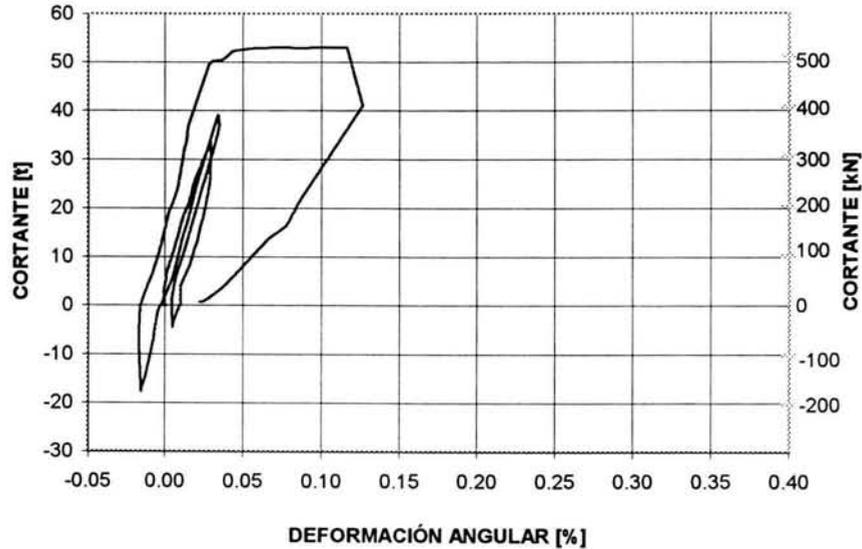


Figura 3.29 Deformación angular del espécimen MRA-1R

3.4.6 Rotación

La rotación que se muestra en la figura 3.30 es la correspondiente a la región 1 (figura 2.12). Para este modelo las rotaciones se incrementan y tienen un valor máximo de 0.35%; que es 7 veces mayor que el que se obtuvo para el modelo MRA-1.

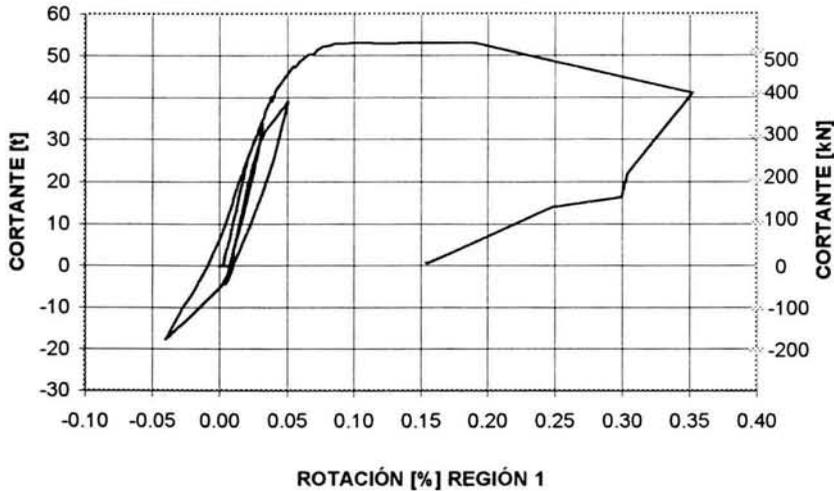


Figura 3.30 Rotación en el espécimen MRA-1R

3.4.7 Curvatura

La distribución de curvaturas en la altura del muro se presenta en la figura 3.31. En ella se incluyen sólo los valores de distorsiones de interés durante la prueba. Las curvaturas mayores se encuentran en la base del muro. El valor más grande fue de 0.019%, este valor fue 5.8 veces más grande que el obtenido para el espécimen MRA-1. La concentración de curvaturas en la base de muros de mampostería no se debe exclusivamente a la flexión. El daño por corte en los castillos y el aplastamiento del tabicón también contribuyen al incremento de la curvatura en la región inferior de los muros.

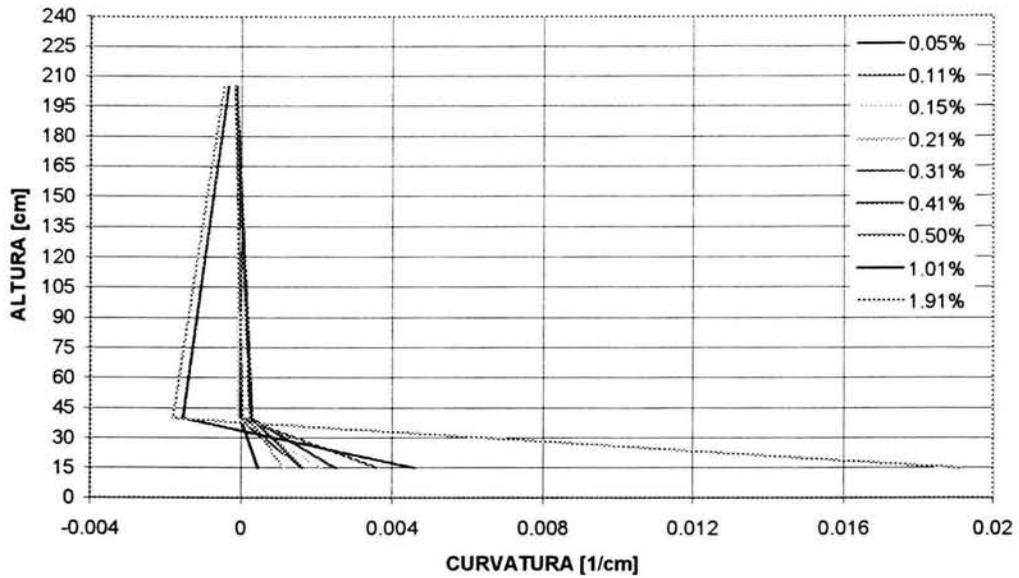


Figura 3.31 Curvatura del espécimen MRA-1R

3.4.8 Deformímetros

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal correspondieron a valores cercanos a $5\varepsilon_y$. Cada instrumento colocado (C1-C10) fluyó en instantes diferentes. Por ejemplo, el C10 superó la deformación teórica de fluencia cuando la distorsión era de 0.10% (repetición a 0.10% de distorsión, semiciclo negativo), y el C6 lo hizo cuando la distorsión era del 1.81%. En la figura 3.32 se puede observar que la fluencia del refuerzo longitudinal se presentó cuando se encontraba sujeto a tensión y/o compresión por el efecto de la flexión del muro. En este espécimen los deformímetros C5 y C8 no alcanzaron la deformación teórica de fluencia.

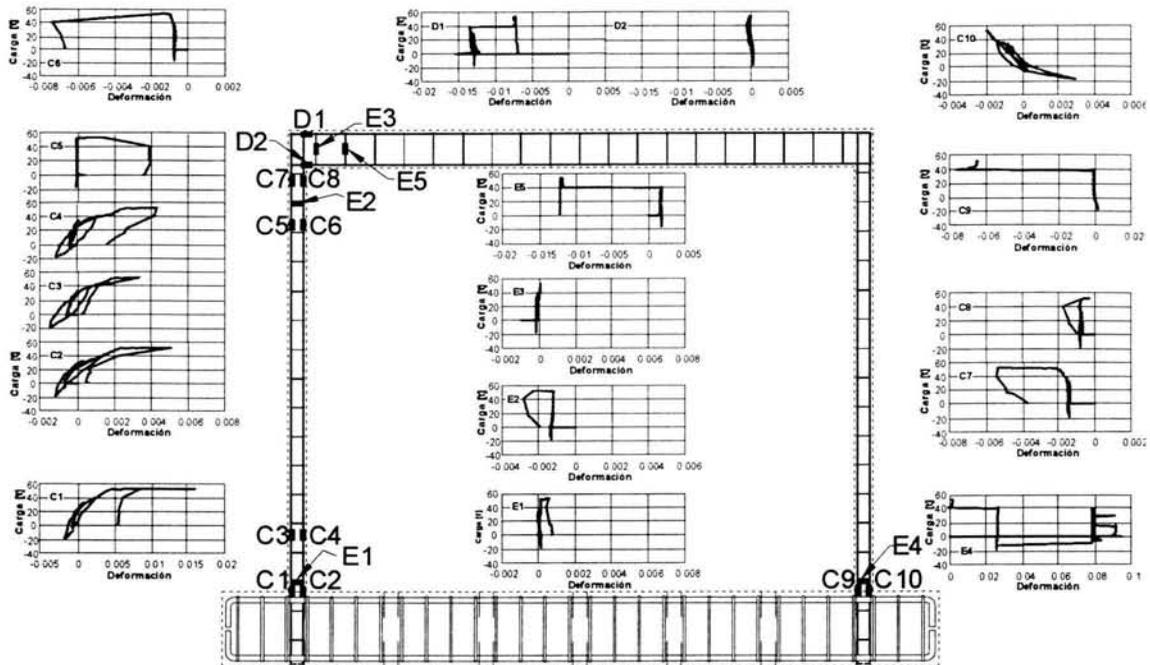


Figura 3.32 Deformímetros ubicados en el acero longitudinal y transversal de castillos y dala

Las deformaciones máximas registradas por los deformímetros colocados en los estribos (figura 3.32) correspondieron a valores de $1.69\varepsilon_y$. Los deformímetros E1 y E3 no superaron la deformación teórica de fluencia (0.0025).

Con base en los registros de los deformímetros colocados en el acero de los castillos se concluyó, que en esta etapa de la prueba tanto el acero longitudinal como el transversal de los castillos incurrió en el intervalo inelástico.

De acuerdo con la información obtenida de los conectores instrumentados, se registraron deformaciones promedio igual a un 51 % de las deformaciones de fluencia. En la figura 3.33 se muestran las gráficas de los instrumentos. Sólo el conector CON5d superó la deformación teórica de fluencia ($1.6\varepsilon_y$).

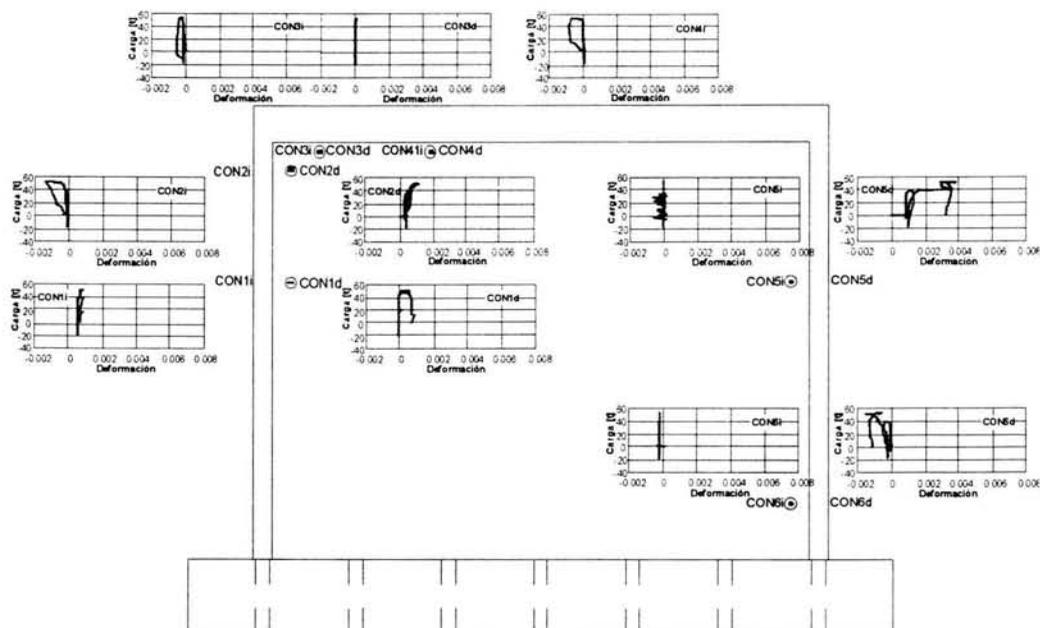


Figura 3.33 Deformímetros ubicados en los conectores

3.4.9 Eficiencia de las mallas para resistir cortante

La participación del refuerzo horizontal en la resistencia a carga lateral de los muros ensayados se evaluó mediante el parámetro denominado *eficiencia del refuerzo horizontal*, η . Este parámetro se calculó a partir de la relación entre la resistencia nominal del refuerzo horizontal y la resistencia efectiva desarrollada por el mismo a lo largo de los ensayos.

La resistencia desarrollada efectivamente se calculó a partir de las lecturas de los deformímetros colocados en el refuerzo horizontal (figura 3.34), así como del empleo de las relaciones esfuerzo-deformación correspondientes. La ecuación 3.9 se usó para determinar el parámetro η

$$\eta = \frac{A_{sh} \sum f_{si}}{p_h f_y A_T} \quad (3.9)$$

donde A_{sh} es el área de refuerzo horizontal de la malla;
 f_{si} es el esfuerzo registrado en el alambre i -ésimo, obtenido a partir de las relaciones esfuerzo-deformación correspondientes y de las lecturas de deformación;
 p_h es la cuantía de refuerzo horizontal,
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal (malla); y
 A_T es el área de la sección transversal del muro.

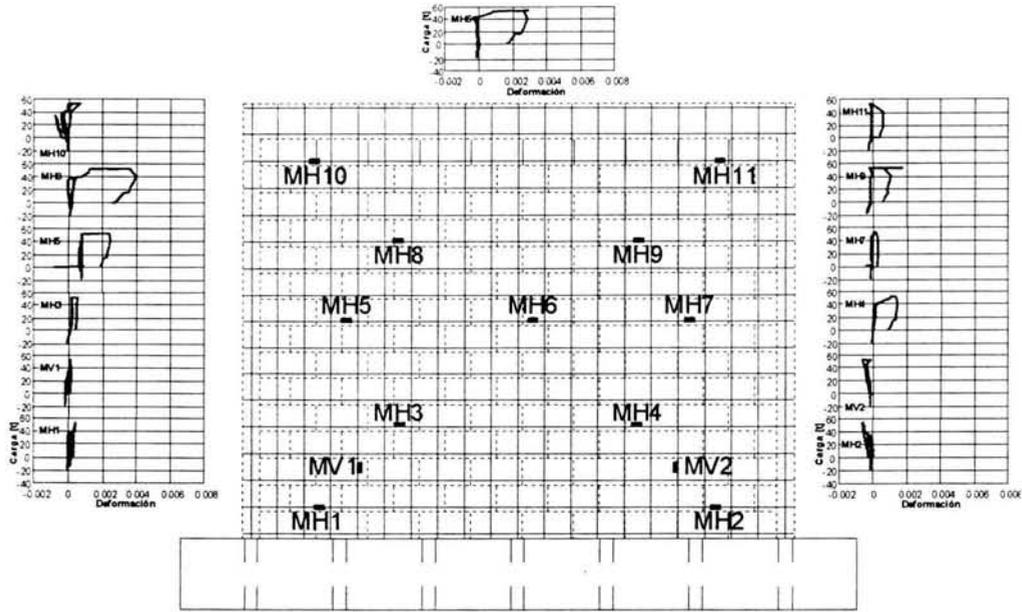


Figura 3.34 Deformímetros ubicados en la malla

La figura 3.35 muestra la evolución de η durante el ensaye. El valor de máximo fue de 0.45 para el modelo MRA-1R.

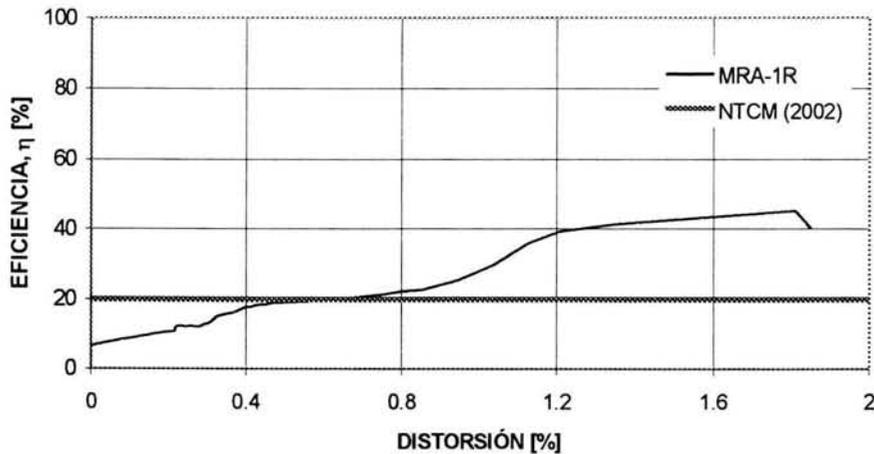


Figura 3.35 Evolución de la eficiencia del refuerzo horizontal MRA-1R

Las mediciones de los deformímetros colocados en la malla a lo largo de las diagonales se presentan a continuación. Las gráficas muestra la evolución de las lecturas para distorsiones crecientes. En la figura 3.36 se puede apreciar una concentración de esfuerzos en las secciones de la malla más próximas a la zona central del muro. Esta concentración se puede asociar con las deformaciones residuales que se tenían en el centro del modelo debido al agrietamiento antes de rehabilitarlo. Además, dicha concentración de deformaciones resulta congruente con las grietas inclinadas que se observaron durante el ensaye del espécimen.

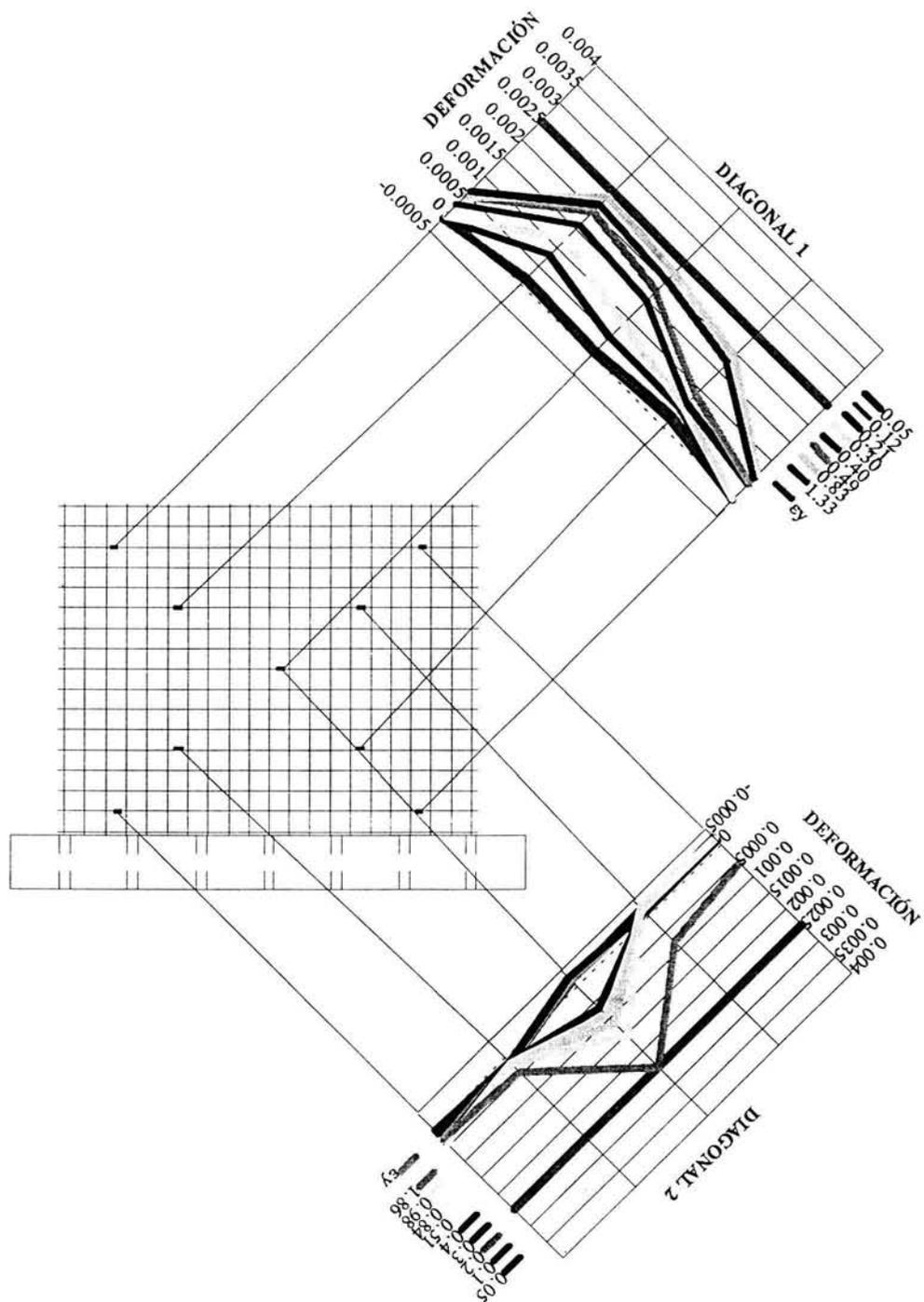


Figura 3.36 Distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del espécimen MRA-1R

3.4.10 Disipación de energía

Una estructura sufre deformaciones cuando se le aplica una carga. Estas deformaciones incrementan el nivel de energía de la estructura. De esta manera se define la **energía de deformación**, que es la energía absorbida por la estructura durante el proceso de carga. Esta energía de deformación, es el trabajo realizado por la carga, figura 3.37a.

Cuando la carga se aplica en forma cíclica y se supera el límite de elasticidad de los materiales que forman la estructura, la energía que se disipa debido al proceso de deformación permanente y agrietamiento de la estructura es el área encerrada en la curva (fig. 3.37b). La energía disipada total acumulada se calculó como el área encerrada por los lazos de la curva histerética (fuerza cortante-desplazamiento). El cálculo de esta energía se ilustra en la figura 3.37c.

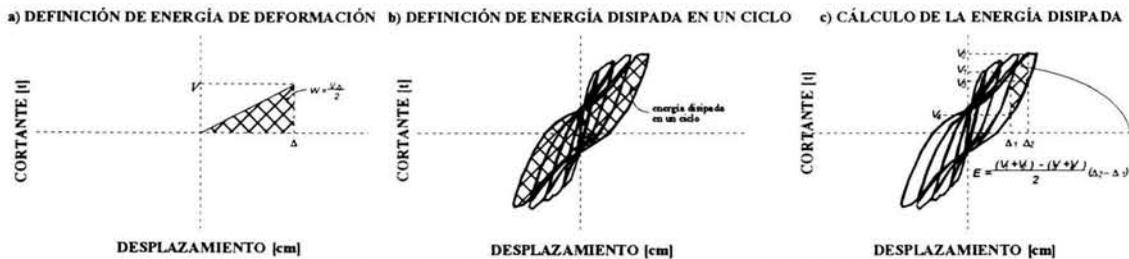


Figura 3.37 Definición y cálculo de la energía disipada

La disipación de energía acumulada durante los ciclos realizados fue pequeña, figura 3.38. En el primer ciclo prácticamente fue cero. Para una distorsión de 0.10% el valor de la energía disipada acumulada fue de 0.9 kN.m (8.8 t-cm). Se infiere que una vez superado este punto la energía disipada acumulada crece rápidamente.

Se puede suponer de manera aproximada, que la energía disipada acumulada tiene dos componentes: la energía disipada debido a las deformaciones por flexión y la debida a las deformaciones por cortante. Estas se deben a la inelasticidad de la mampostería, a la fricción entre los tabicones, a la plastificación del refuerzo de los castillos y a los esfuerzos en los alambres horizontales de la malla electrosoldada.

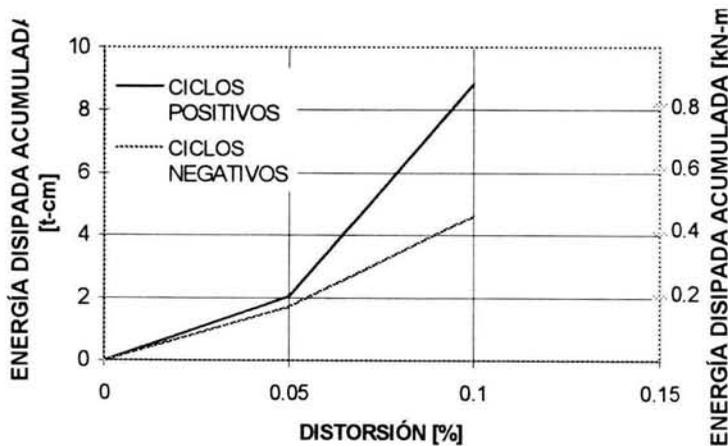


Figura 3.38 Disipación de energía del espécimen MRA-1R

La respuesta del espécimen se puede evaluar en términos de la energía disipada. Mientras mayor sea la energía disipada, mayor será el amortiguamiento inelástico que el sistema ofrezca, lo que puede producir menores respuestas ante sollicitaciones dinámicas (Flores, 1999). Por tanto, los conectores entre el muro y recubrimiento de mortero deberán proporcionar una rigidez tal que el mecanismo de falla sea dúctil; aportar la conexión necesaria para alcanzar una resistencia determinada, y exhibir una alta disipación de energía.

3.4.11 Amortiguamiento viscoso equivalente

El análisis de estructuras con rigidez elástica-lineal se hace considerando un amortiguamiento de tipo viscoso. Este amortiguamiento es el responsable de disminuir la magnitud de los desplazamientos laterales de una estructura y su comportamiento depende de la velocidad del modelo. Cuando las estructuras se encuentran en el rango inelástico, el amortiguamiento se vuelve función de la energía disipada. Este amortiguamiento se denomina hysterético. La magnitud del amortiguamiento hysterético depende del nivel de plasticidad alcanzado por la estructura.

Una simplificación del análisis de sistemas inelásticos se hace a través del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente (Aguilar, 1997). De esta forma, una estructura inelástica (amortiguamiento hysterético) se cambia por una elástica lineal con amortiguamiento viscoso, y la deformación máxima alcanzada será la misma que en la inelástica. En este trabajo, el amortiguamiento viscoso equivalente se calculó como

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área } ABCA}{\text{área } OBB'O} \quad (3.10)$$

En la figura 3.39 se observan los términos de la ecuación anterior. El área encerrada en el lazo ABCA corresponde a la energía disipada del ciclo.

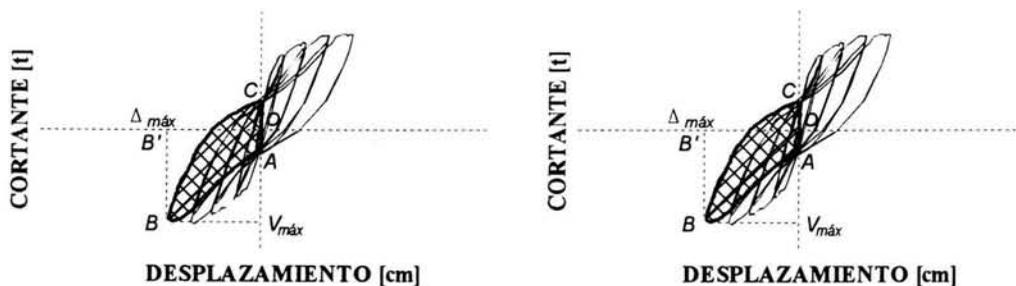


Figura 3.39 Definición del amortiguamiento viscoso equivalente

En la figura 3.40 se presenta la gráfica del amortiguamiento viscoso equivalente calculado para dos ciclos mediante este criterio, y sólo hasta una distorsión de 0.1 por ciento.

El valor promedio del amortiguamiento viscoso equivalente fue de 0.22 en el intervalo elástico, valor obtenido para dos ciclos.

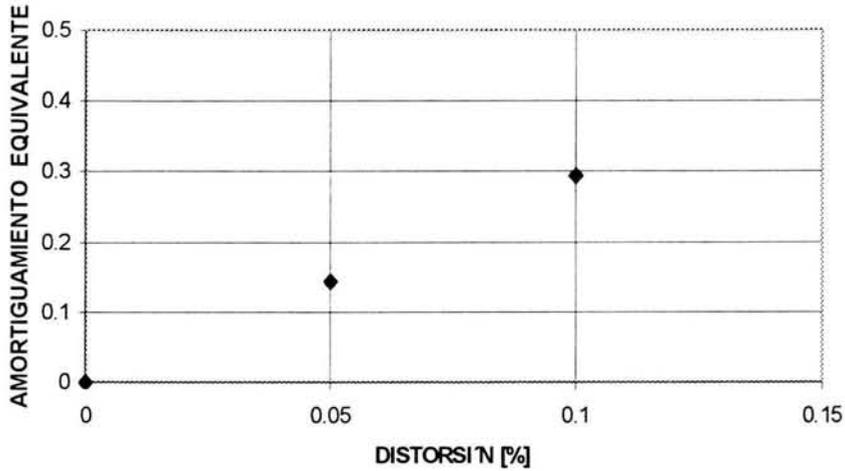


Figura 3.40 Amortiguamiento viscoso equivalente del modelo MRA-1R

3.4.12 Capacidad de deformación

Para el cálculo de la ductilidad y el factor de reducción de fuerzas sísmicas se utilizaron las expresiones 3.7 y 3.8, respectivamente. En la tabla 3.6 se muestran los resultados de m y q , así como los valores de los parámetros requeridos para calcularlos. La figura 3.41 muestra la determinación de la ductilidad equivalente para el modelo MRA-1R.

Tabla 3.6 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{m\acute{a}x}$ [t]	V_o [t]	V_o^* [t]	R^* [%]	Δ_y [%]	R_u [%]	R_y [%]	m	q
53.1	45.1	33.9	0.049	0.065	1.65	0.065	25.4	7.1

Si se considera que el muro falló por deslizamiento en una distorsión de 0.51%, es decir, se consideró que la distorsión última fue de 0.51%, se obtuvo que $m = 7.8$ y $q = 3.8$, valores más congruentes a los de los anteriores modelos.

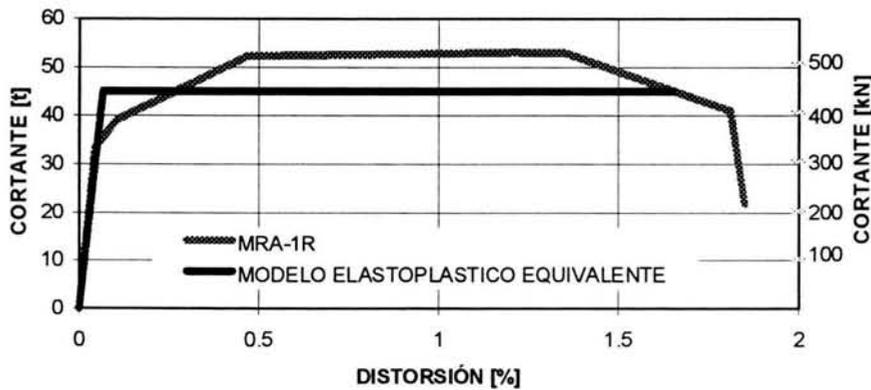


Figura 3.41 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo MRA-1R

3.5 MODELO MRA-2R

3.5.1 Patrón de agrietamiento

Este espécimen fue el modelo MRA-2 rehabilitado, al cual no se le retiró el yeso, sólo se pico para que tuviera adherencia con el mortero, para después colocar la malla de alambre soldado y el recubrimiento de mortero. El espesor del recubrimiento de mortero fue de 3 cm de espesor en ambas caras del muro, según el proyecto ejecutivo y requerimientos prácticos.

El modelo MRA-2R se ensayó (figura 3.42) bajo una carga lateral monótona hasta llegar a una distorsión de 0.0053, asociada a una carga lateral de 441.5 kN (45,0 tf). El ensaye se hizo bajo una carga vertical constante equivalente a un esfuerzo axial uniforme en una sección horizontal del muro de 0.34 MPa (3,5 kg/cm²).

En la figura 3.43 se presenta el patrón de agrietamiento del modelo. El primer agrietamiento ocurrió a una distorsión de 0,001 y una carga de 244.8 kN (25,0 tf). El cortante máximo se alcanzó en una distorsión de 0,0053 y fue de 441.5 kN (45,0 tf). Bajo la aplicación de la carga de 441.5 kN (45,0 tf), la anchura máxima de la grieta inclinada principal (diagonal) fue de 0,8 mm, la cual se redujo a 0,6 mm, una vez que al modelo se le retiró la carga lateral.

A partir de la distorsión de 0.55 %, bajo un esfuerzo lateral de 0.7 MPa (6.9 kg/cm²) el muro exhibió una falla por deslizamiento en su base (figura 3.44, de modo que la malla de acero electrosoldado no alcanzó deformaciones de fluencia. En este experimento, con objeto de evitar una falla por flexión y solicitar al muro por cortante, se aplicó una carga axial concentrada en el castillo del lado de “tensión” de 196.2 kN (20 tf).

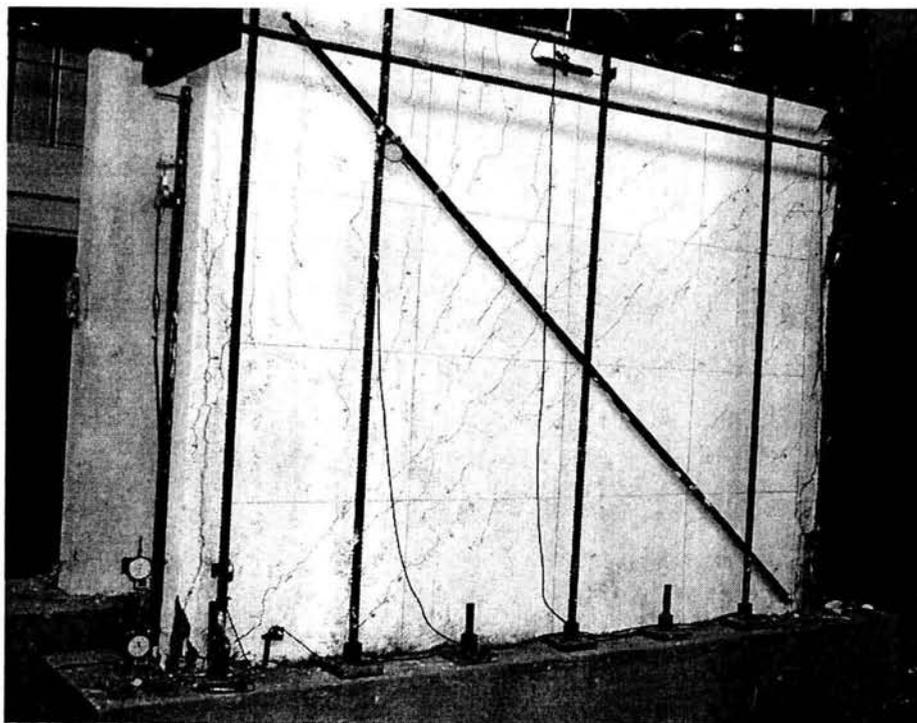


Figura 3.42 Prueba del modelo MRA-2R

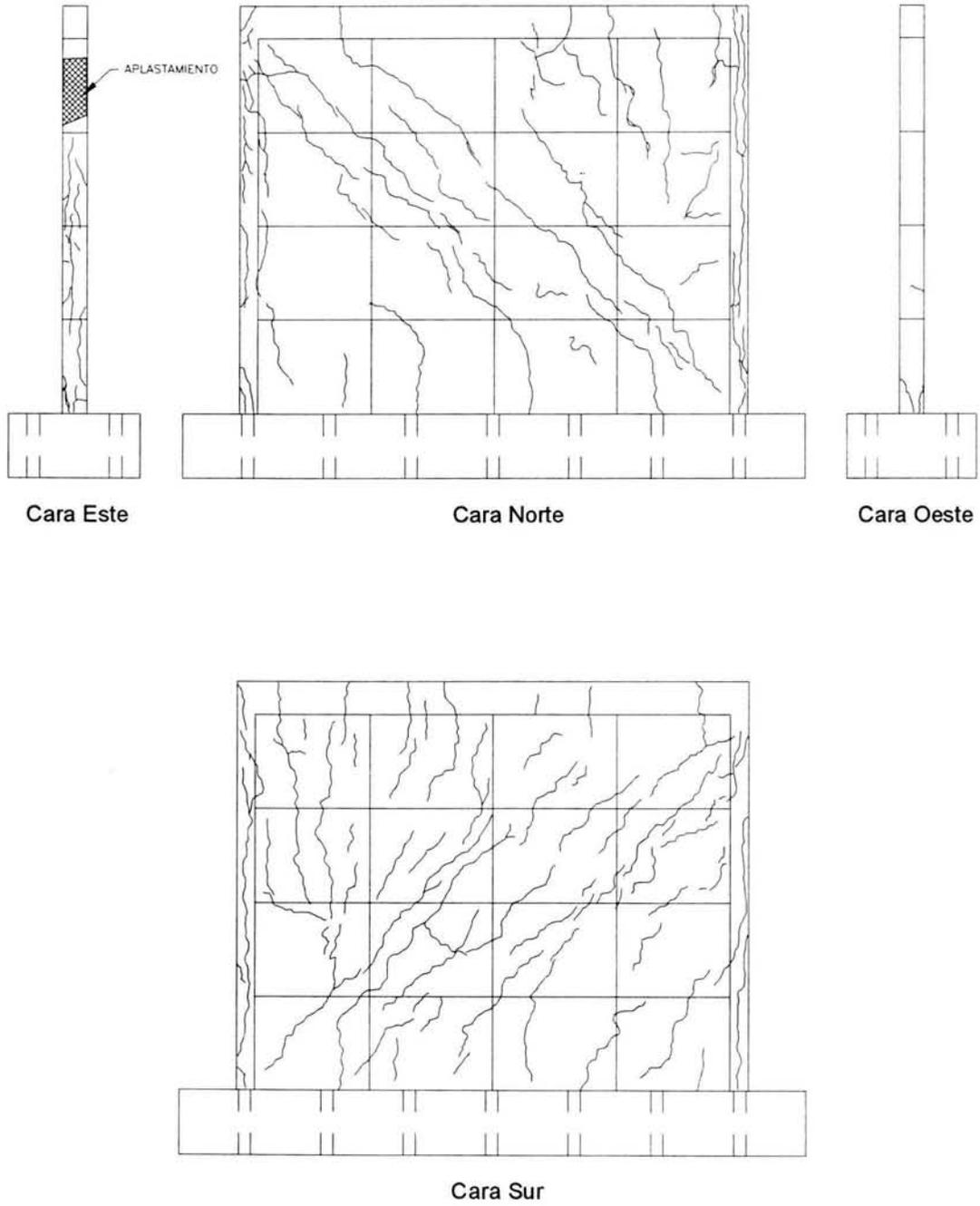


Figura 3.43 Patrón de agrietamiento del espécimen MRA-2R

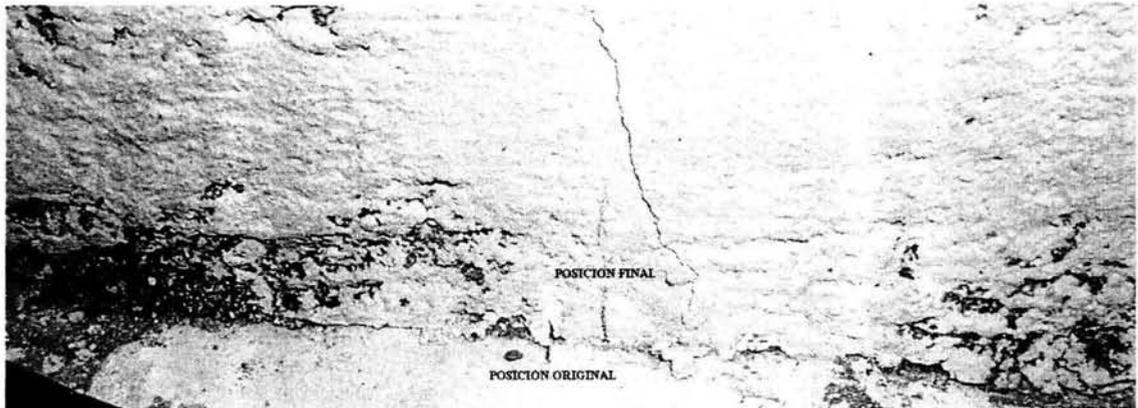


Figura 3.44 Deslizamiento del modelo MRA-2R

3.5.2 Curva de histéresis

La curva histéretica del espécimen MRA-2R se muestra en la figura 3.45; la gráfica presenta la distorsión contra la carga lateral registradas durante el ensaye.

El primer ciclo se llevó hasta una distorsión de 0.0005 y -0.0005, el segundo a 0.001 y -0.001. Para cada distorsión se realizó una repetición. Se observó que para ciclos consecutivos (misma distorsión) la resistencia era menor. Lo anterior indica que hubo degradación de la rigidez, debido al deterioro de la mampostería. Después de este punto el espécimen se cargo monótonamente hasta llegar a la falla. El par de ciclos y sus repeticiones se tomó como índice de la disipación de la energía. Los lazos histéreticos fueron simétricos entre ciclos positivos y negativos.

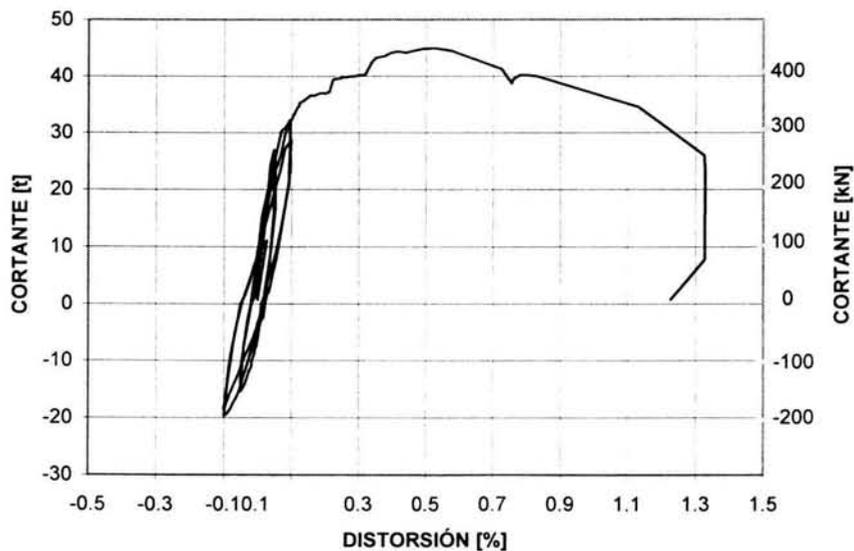


Figura 3.45 Curva histéretica del modelo MRA-2R

3.5.3 Envolvente

La envolvente del espécimen MRA-2R se muestra en la figura 3.46. La primera grieta inclinada surge con el 0.1 % de distorsión. La carga máxima se alcanzó en una distorsión de 0.53 %.

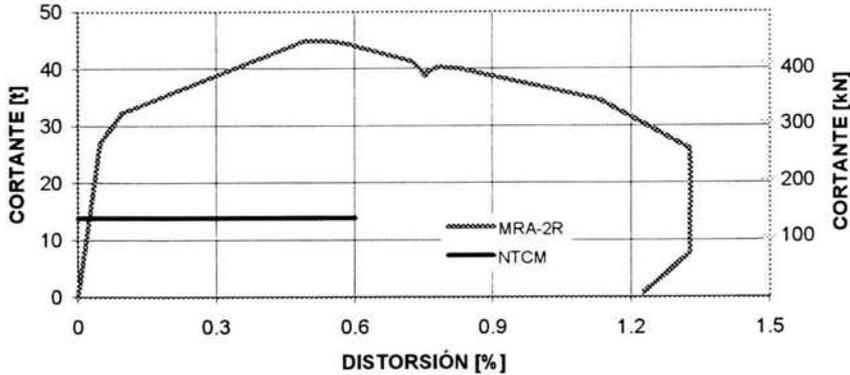


Figura 3.46 Curva cortante-distorsión del MRA-2R

Además de la curva cortante-distorsión, también se señala el cortante calculado con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. El cálculo del V_{RDF} se presenta en el capítulo 2, sección 2.4, y fue igual a 136.4 kN (13.9 tf). Al igual que el MRA-1R, en éste modelo el cortante resistente es la suma de la contribución de la mampostería más la contribución de la malla electrosoldada, considerando para este último sumando un factor de eficiencia de la malla de 0.2.

3.5.4 Rigidez

En este modelo también se aplicó el concepto de sección transformada, y se tomó en cuenta tanto la participación de los castillos como del recubrimiento de mortero de ambos lados. Al igual que en el espécimen MRA-1R, para la mampostería no se aplicó ningún factor, ya estaba agrietada y no se relleno debido a la anchura de las grietas. Esto pudo ocasionar la drástica pérdida de rigidez a pequeñas distorsiones (figura 3.47), ya que como se ha observado en otros ensayos de mampostería la pérdida de rigidez significativa se da con el primer agrietamiento inclinado. La tabla 3.7 presenta los valores de las rigideces. El valor para la rigidez teórica no es el mismo que el MRA-1R porque los valores del modulo de elasticidad, así como los espesores del mortero, fueron diferentes para cada modelo (prueba de materiales).

Tabla 3.7 Rigideces del modelo MRA-1R

Espécimen	Rigidez elástica teórica [kN/m] (t/cm)	Rigidez experimental [kN/m] (t/cm)	Rigidez elástica teórica
			Rigidez experimental
MRA-2R	207285 (211.3)	230339 (234.8)	0.90

En la figura 3.47 se presenta la degradación de la rigidez. Para una distorsión de 0.10% la rigidez decayó en un 40%. A partir de este momento la degradación se da de manera mucho más acelerada. Para una distorsión de 0.49% la rigidez había disminuido en un 84 por ciento. Una pérdida de rigidez del 97 por ciento se da para una distorsión de 1.3 por ciento. La curva tiene una forma parabólica, al igual que los modelos de control.

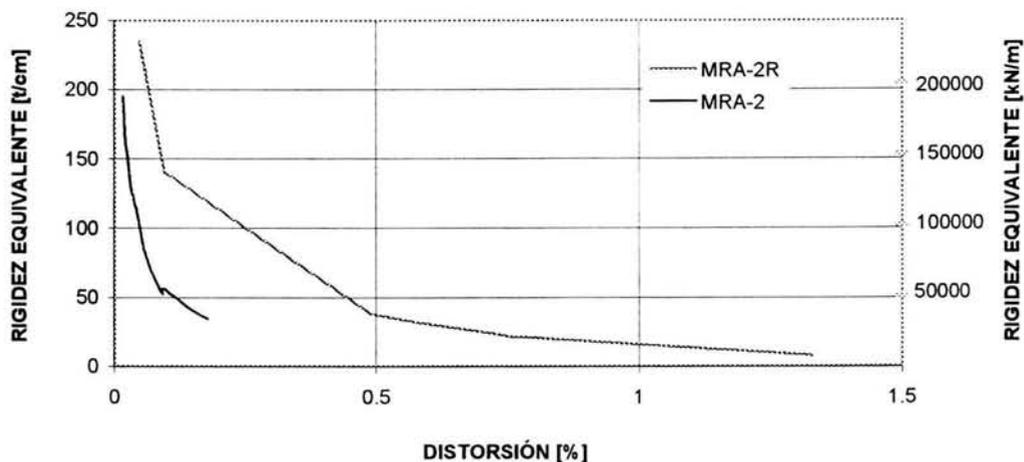


Figura 3.47 Degradación de rigidez equivalente del modelo MRA-2R

3.5.5 Deformación angular

La gráfica se muestra en la figura 3.48. En los dos primeros ciclos el espécimen siguió un comportamiento elástico con algo de histéresis hasta una distorsión de 0.10%. La deformación angular máxima pequeña fue debido a la falla de los instrumentos para medir dichos parámetros.

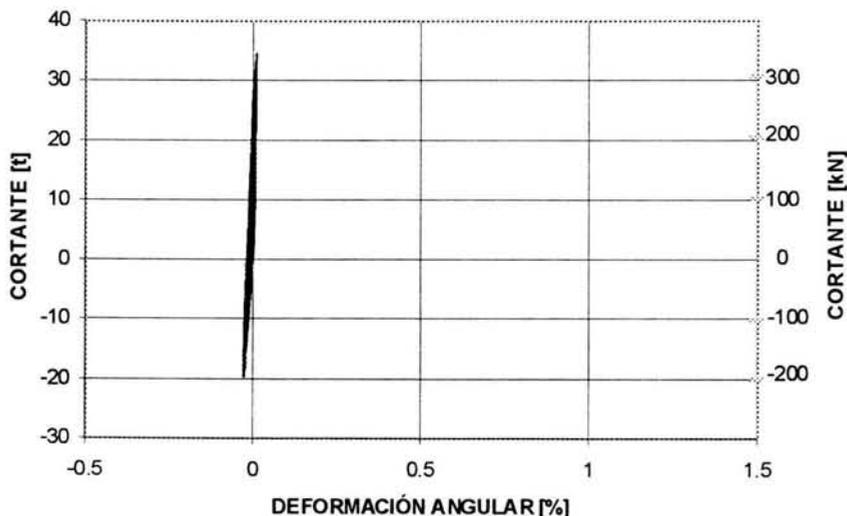


Figura 3.48 Deformación angular del MRA-2R

3.5.6 Rotación

La rotación que se muestra en la figura 3.49 es la correspondiente a la región 1. Para este modelo las rotaciones se incrementan y tienen un valor máximo de 0.85%.

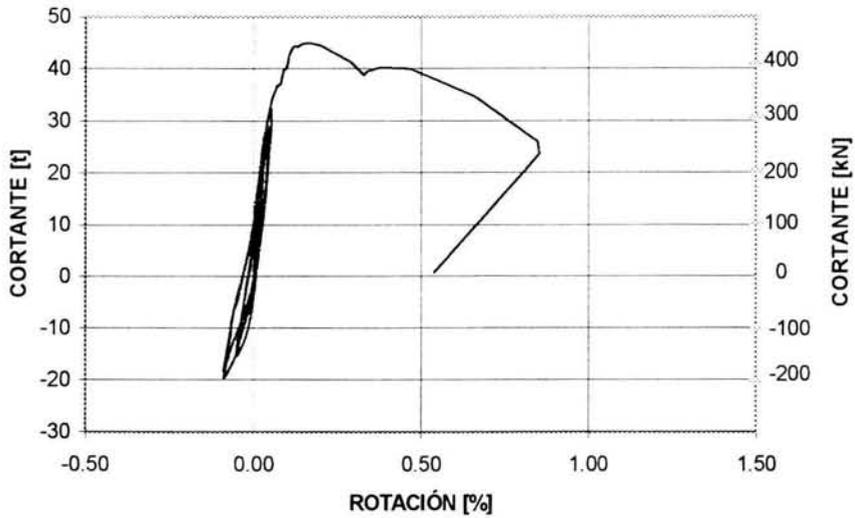


Figura 3.49 Rotación en el espécimen MRA-2R

3.5.7 Curvatura

La distribución de curvaturas en la altura del muro se presenta en la figura 3.50. En ella se incluyen sólo los valores a distorsiones de interés durante la prueba. Las curvaturas mayores se encontraron en la base del muro. El valor más grande fue de 0.057%, que fue 18 veces mayor que lo medido en MRA-2. Sin embargo, después de una distorsión de 0.49% se da un salto hasta una distorsión de 0.82%, y la curvatura se incrementa de 0.01% a 0.03% [1/cm]. La concentración de curvaturas en la base de muros de mampostería no se debe exclusivamente a la flexión. El daño por corte en los castillos y el aplastamiento del tabicón también contribuyen al incremento de la curvatura en la región inferior de los muros.

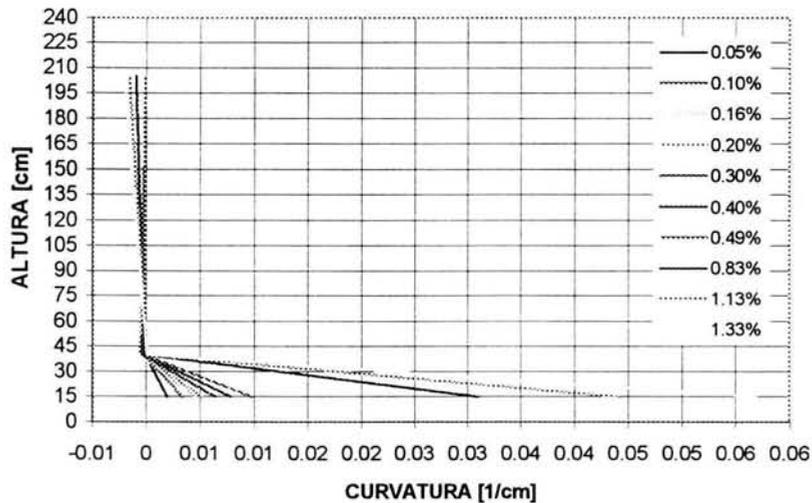


Figura 3.50 Curvatura del espécimen MRA-2R

3.5.8 Deformímetros

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal correspondieron a valores cercanos a $1.6\varepsilon_y$. Cada instrumento colocado (C1-C10) registró que el acero longitudinal fluyó en instantes diferentes. Por ejemplo, el C10 superó la deformación teórica de fluencia cuando la distorsión era de 0.05% (repetición a 0.05% de distorsión, semiciclo negativo), y el C4 lo hizo cuando la distorsión era del 0.75%. En la figura 3.51 se puede observar que la fluencia del refuerzo longitudinal se presentó cuando se encontraba sujeto a tensión o compresión por el efecto de la flexión del muro. En este espécimen los deformímetros C3 y C7 no alcanzaron la deformación teórica de fluencia.

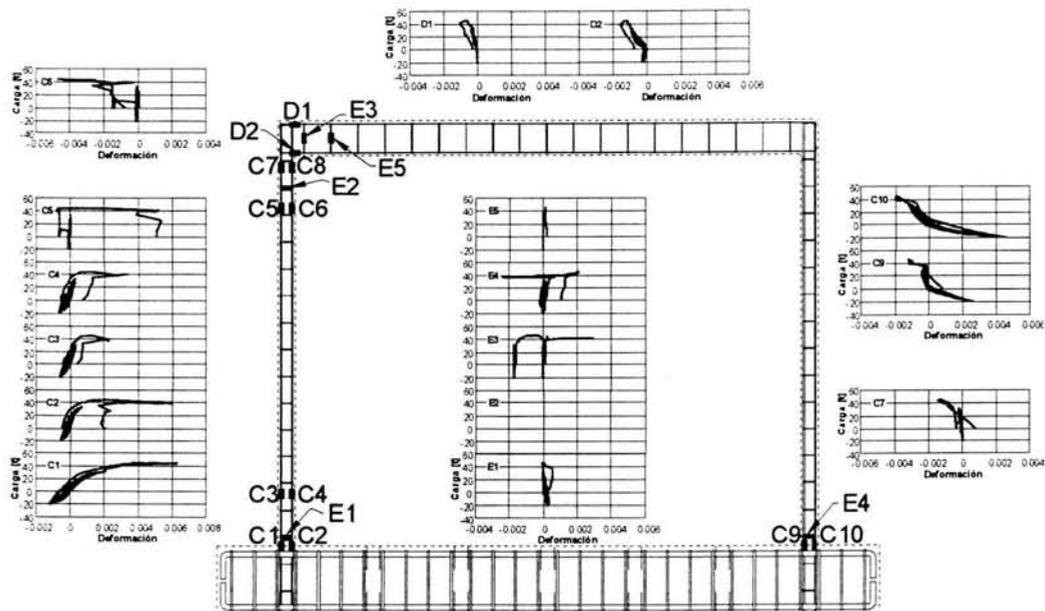


Figura 3.51 Deformímetros ubicados en el acero longitudinal y transversal de castillos y dala

Las deformaciones máximas registradas por los deformímetros colocados en los estribos (figura 3.51) correspondieron a valores de $0.8\varepsilon_y$. Sólo el deformímetro E2 superó la deformación teórica de fluencia.

En esta etapa de la prueba se pudo apreciar que el acero longitudinal de los castillos incurrió en el intervalo inelástico. En ese momento el muro falló por deslizamiento.

En el modelo MRA-2R, los conectores instrumentados (figura 3.52) registraron una deformación promedio igual a un 62 % de la de fluencia; dos de los conectores superaron la deformación de fluencia, y se encontraban en la esquina superior izquierda de la cara norte (punto de aplicación de la carga horizontal).

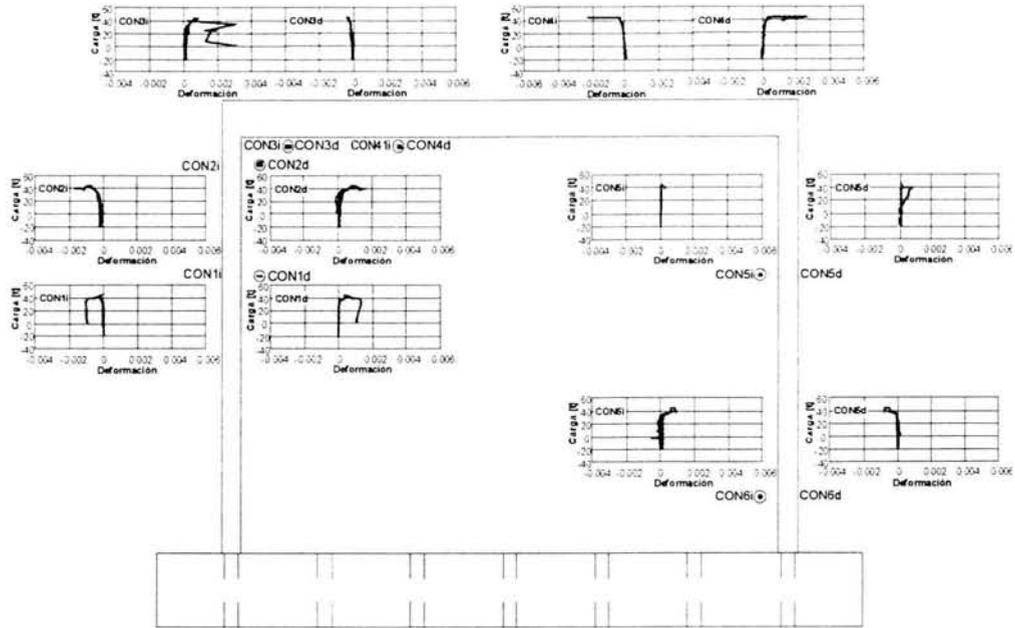


Figura 3.52 Deformímetros ubicados en los conectores

3.5.9 Eficiencia de las mallas para resistir cortante

La eficiencia para resistir cortante de las mallas se calculó con la ecuación 3.9. Los valores registrados por los deformímetros durante el ensate se presentan en la figura 3.53. En la figura 3.54 se muestra la evolución de η durante el ensaye, para el modelo MRA-2R, con un valor máximo fue de 0.60.

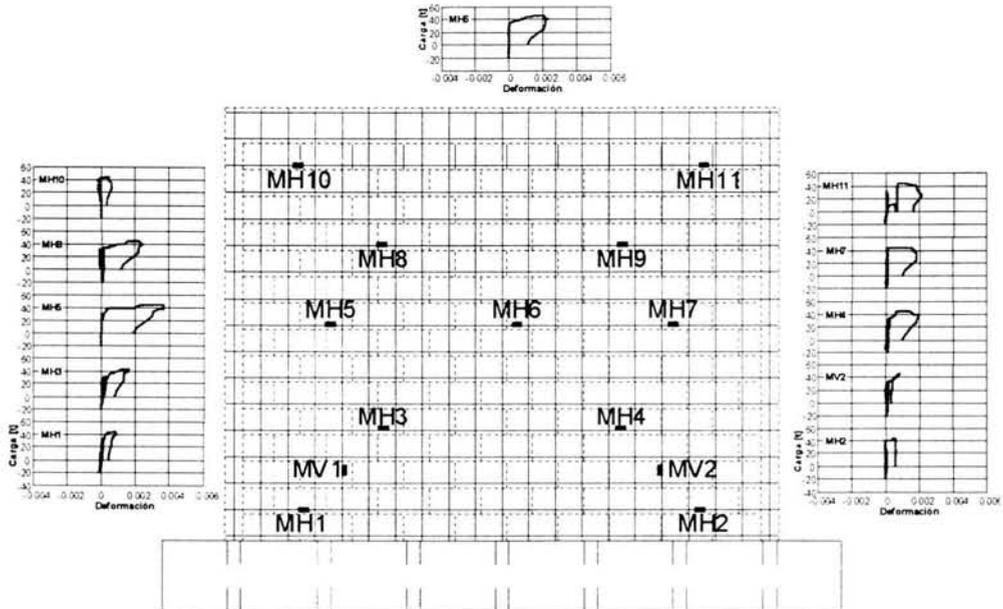


Figura 3.53 Deformímetros ubicados en la malla

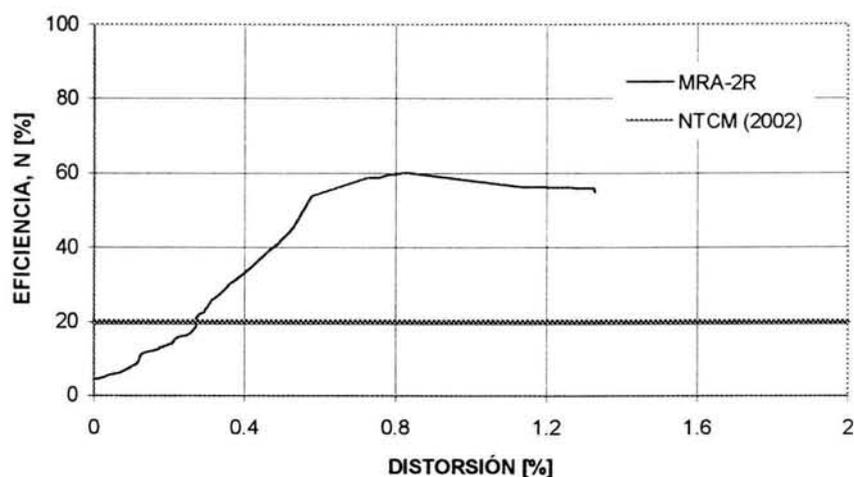


Figura 3.54 Evolución de la eficiencia del refuerzo horizontal MRA-2R

En la figura 3.55 se presenta la deformación registradas, durante distorsiones consideradas de interés, por los deformímetros eléctricos ubicados a lo largo de las diagonales del muro. En la figura 3.55 se puede apreciar una concentración de esfuerzos en las secciones de la malla más próximas a la zona central del muro. Esta concentración se puede asociar con las deformaciones residuales que se tenían en el centro del modelo debido al agrietamiento antes de rehabilitarlo. Además, dicha concentración de deformaciones resulta congruente con las grietas inclinadas que se observaron durante el ensaye del espécimen.

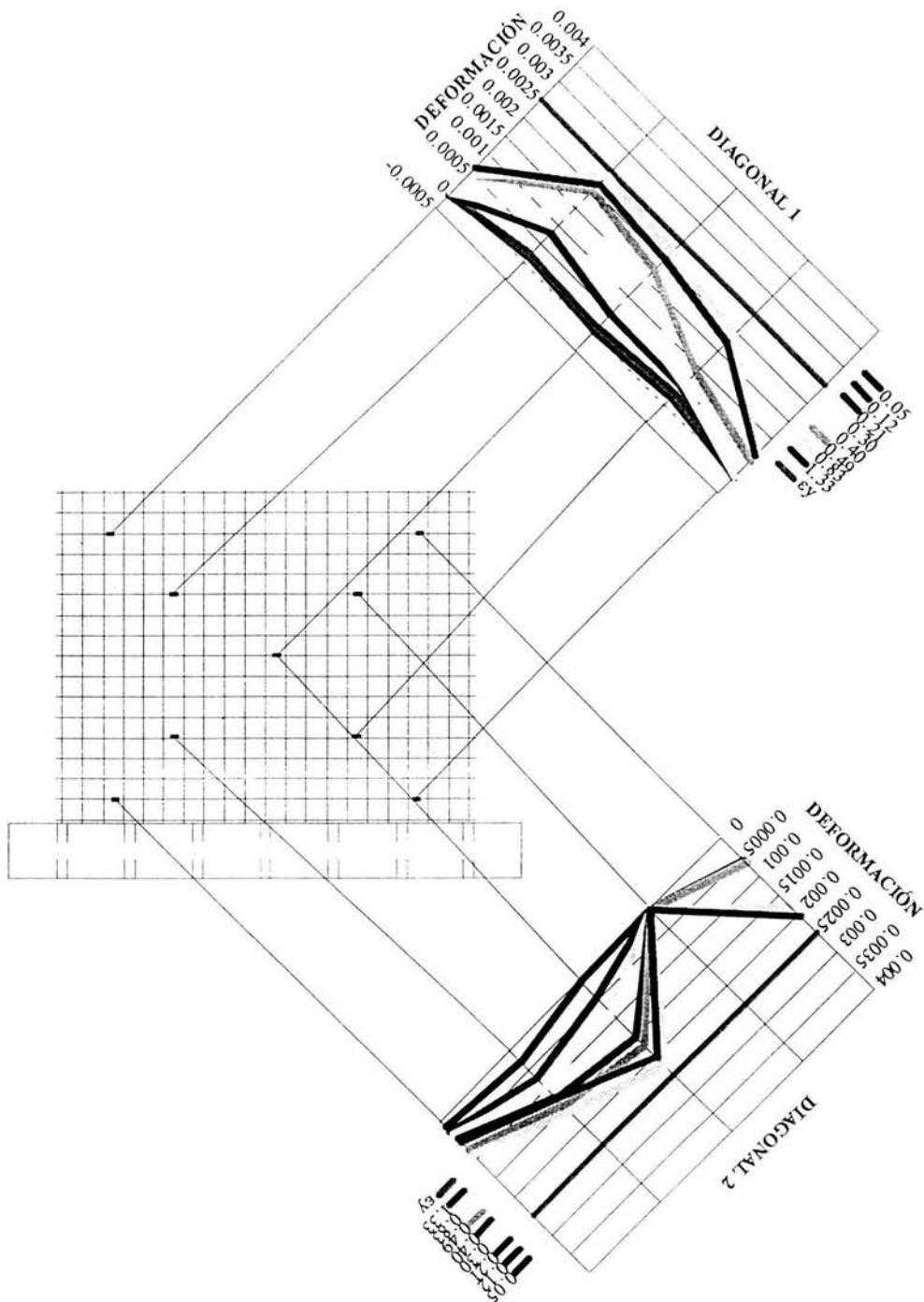


Figura 3.55 Distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales del espécimen MRA-2R

3.5.10 Disipación de energía

La disipación de energía se debió a la inelasticidad de la mampostería, del recubrimiento de mortero, a la fricción entre los tabicones, y a los esfuerzos plásticos del refuerzo longitudinal de los castillos y alambres horizontales de la malla electrosoldada. Cabe hacer notar que no se tomó en cuenta la disipación de energía por deslizamiento, 1.8 cm, aproximadamente.

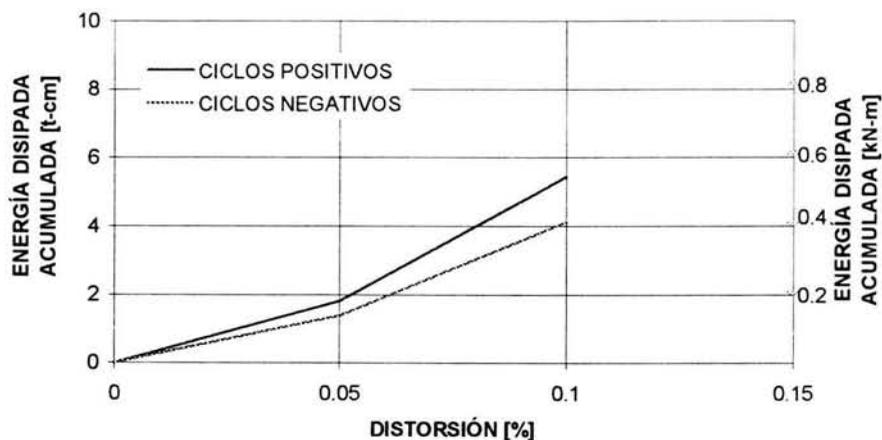


Figura 3.56 Energía disipada total acumulada del modelo MRA-2R

Al igual que en modelo MRA-1R la disipación de energía en los ciclos realizados es pequeña.(figura 3.56).

3.5.11 Amortiguamiento viscoso equivalente

En la figura 3.57 se muestra la gráfica del amortiguamiento viscoso equivalente. Para este modelo se obtuvo un valor medio de 0.21 en el intervalo elástico.

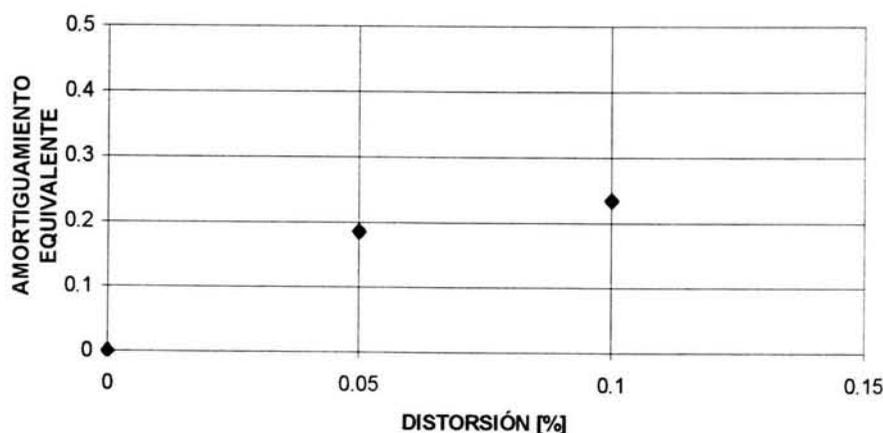


Figura 3.57 Amortiguamiento viscoso equivalente del modelo MRA-2R

El amortiguamiento viscoso refleja la energía disipada por el espécimen. Por ello, el incremento de los valores conforme crece la distorsión.

3.5.12 Capacidad de deformación

Para el cálculo de la ductilidad y el factor de reducción de fuerzas sísmicas se utilizaron las expresiones 3.7 y 3.8, respectivamente. En la tabla 3.8 se muestran los resultados de m y q , así como los valores de los parámetros requeridos para calcularlos. La figura 3.58 muestra la determinación de la ductilidad equivalente para el modelo MRA-2R.

Tabla 3.8 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{m\acute{a}x}$ [t]	V_o [t]	V_o^* [t]	R^* [%]	Δ_v [%]	R_u [%]	R_y [%]	m	q
45.0	38.3	28.7	0.063	0.084	0.92	0.084	10.9	4.6

Si se considera que el muro falló por deslizamiento en una distorsión de 0.49%, es decir, se considero que la distorsión última fue de 0.49%, se obtuvieron valores de $m = 5.8$ y $q = 3.3$, valores mas semejantes otros modelos.

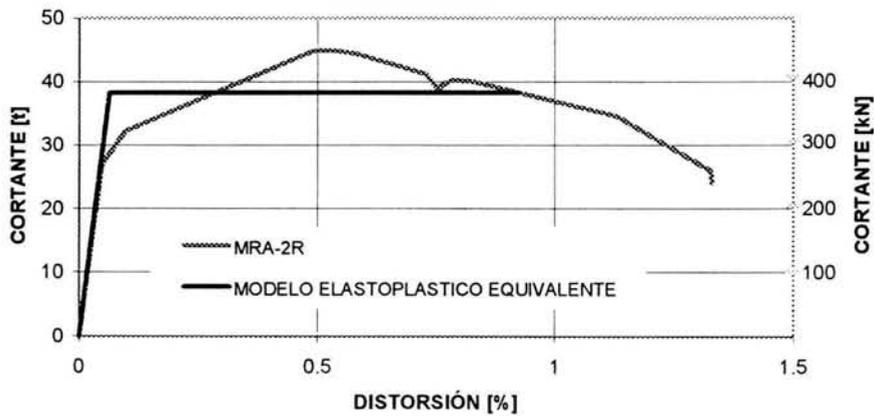


Figura 3.58 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo MRA-2R

CAPÍTULO 4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

4.1 COMPARACIÓN DE LOS MODELOS

Los modelos originales, MRA-1 y MRA-2, tuvieron las mismas características. Fueron construidos con 15 hiladas de tabicón de concreto y confinados con castillos de 11 x 11 cm, y aplanados con yeso de 2 cm de espesor.

En las figuras 4.1 y 4.2 se comparan los patrones de agrietamiento de MRA-1 y MRA-1R y MRA-2 y MRA-2R, respectivamente. El modelo MRA-1 se agrietó a una distorsión de 0.05 % mientras que el agrietamiento del MRA-2 ocurrió en una distorsión de 0.05 %. La resistencia del espécimen MRA-1 fue de 89.1 kN (9,1 tf) alcanzada en una distorsión de 0.15 %, para el MRA-2 la resistencia fue de 144.7 kN (14,8 tf) en una distorsión de 0.18 %.

Para los modelos de control, MRA-1 y MRA-2, la prueba se detuvo hasta que se alcanzó un agrietamiento de ancho aproximado al observado en el conjunto habitacional Rancho Alegre (Mólgora, 2002).

En lo que respecta a los modelos rehabilitados, la resistencia del modelo MRA-1R es 5.4 veces la resistencia de MRA-1; asimismo, la distorsión es 3.4 veces la asociada a la resistencia de MRA-1. En MRA-1R, el agrietamiento inclinado exhibió una distribución más uniforme, originado por la colocación de la malla, con una anchura máxima de grietas inclinadas de 0,8 mm (la cual es el 30 por ciento de la anchura máxima de MRA-1). La resistencia del modelo MRA-2R es 3 veces la resistencia de MRA-2; asimismo, la distorsión es 3.1 veces la asociada a la resistencia de MRA-2. En MRA-2R el agrietamiento inclinado exhibió una distribución más uniforme, originado por la colocación de la malla, con una anchura máxima de grietas inclinadas de 0,6 mm (la cual es la cuarta parte de la anchura máxima de MRA-2). En la figura 4.3 se resume el comportamiento de los cuatro especímenes con sus curvas cortante-distorsión.

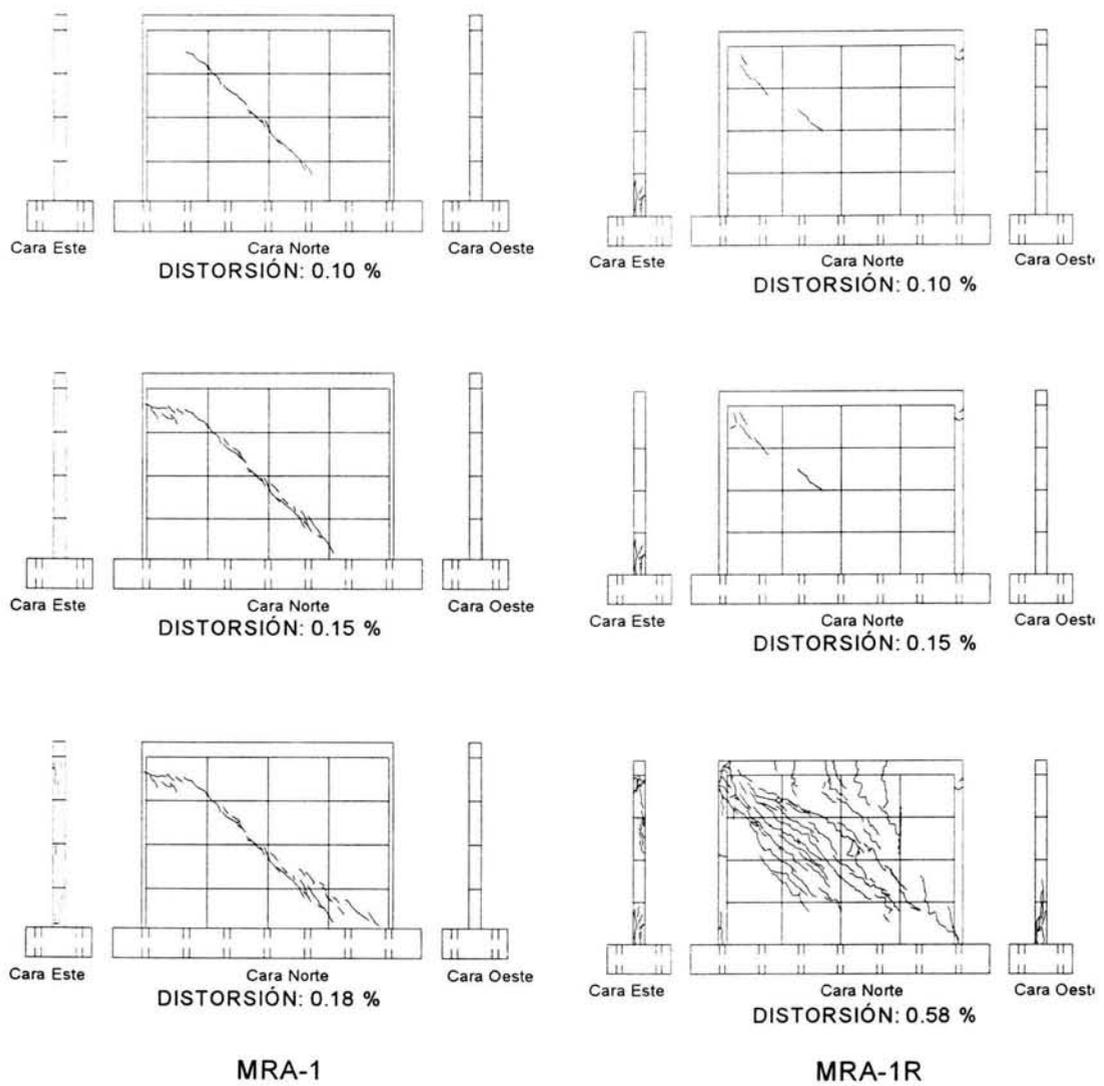


Figura 4.1 Comparación de los patrones de agrietamiento de MRA-1 y MRA-1R

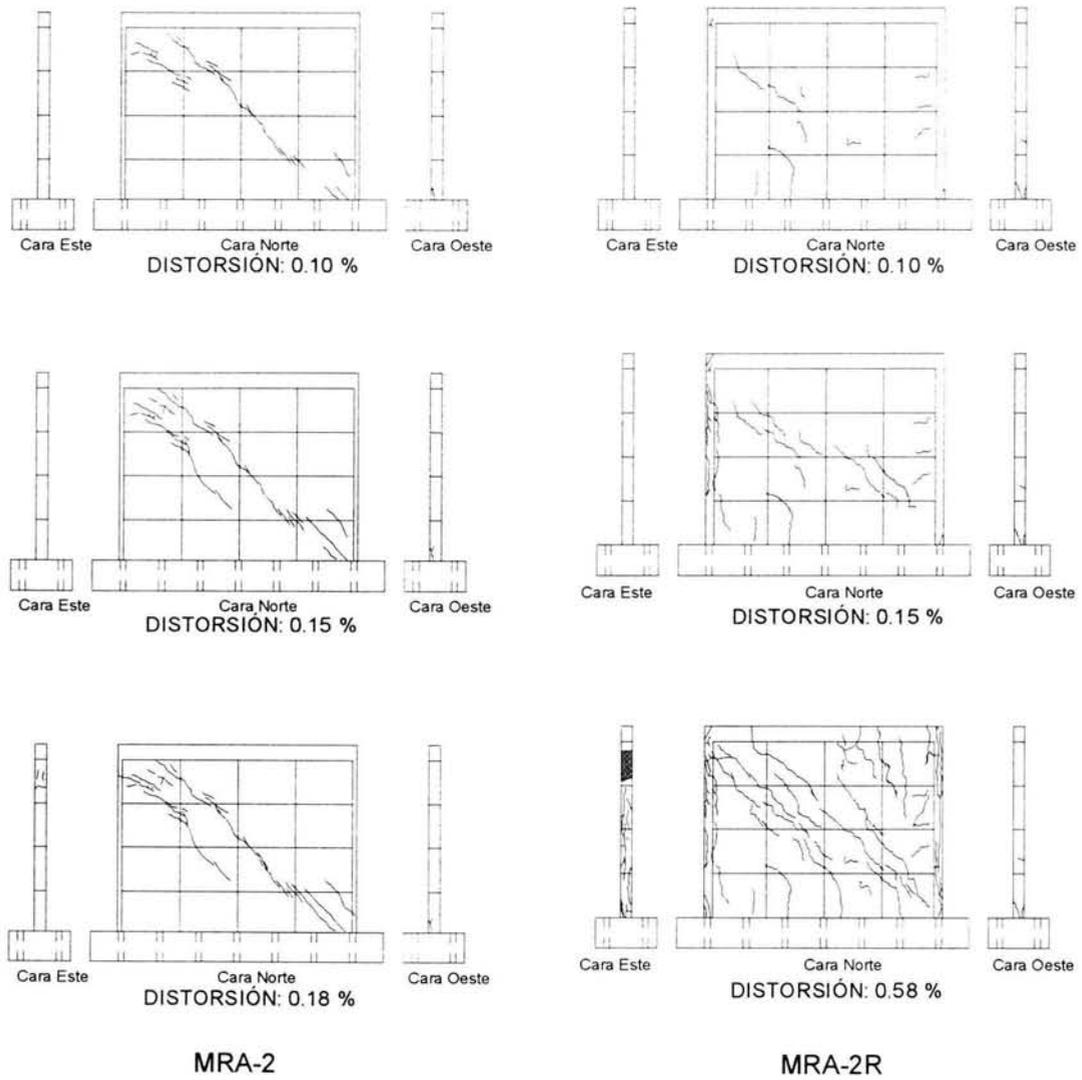


Figura 4.2 Comparación de los patrones de agrietamiento de MRA-2 y MRA-2R

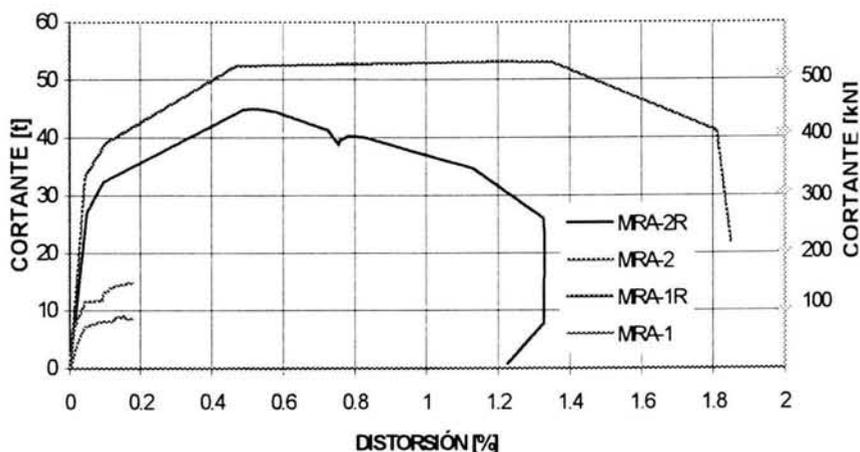


Figura 4.3 Curvas cortante-distorsión de los cuatro modelos

Si se repite el cálculo de la resistencia presentado en la sección 2.4, pero ahora considerando los valores de η experimentales de 0.45 y 0.60 para el MRA-1R y MRA-2R, respectivamente, se tiene:

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T = 1.0(0.45)(0.0022)(5679)(310)(11) = 19172 \text{ kg (188.1 kN): Modelo MRA-1R}$$

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T = 1.0(0.60)(0.0022)(5679)(310)(11) = 25562 \text{ kg (250.8 kN): Modelo MRA-2R}$$

Por consiguiente:

$$V_{TOT} = 6411 + 19172 = 25583 \text{ kg (251.0 kN)}$$

Modelo MRA-1R

$$V_{TOT} = 6411 + 25562 = 31973 \text{ kg (313.7 kN)}$$

Modelo MRA-2R

En las figuras 4.4 y 4.5 se muestran las gráficas cortante-distorsión de los modelos considerando los valores de η experimentales. En éstas se puede observar una mejor aproximación de las resistencias calculadas comparadas con los primeros cálculos.

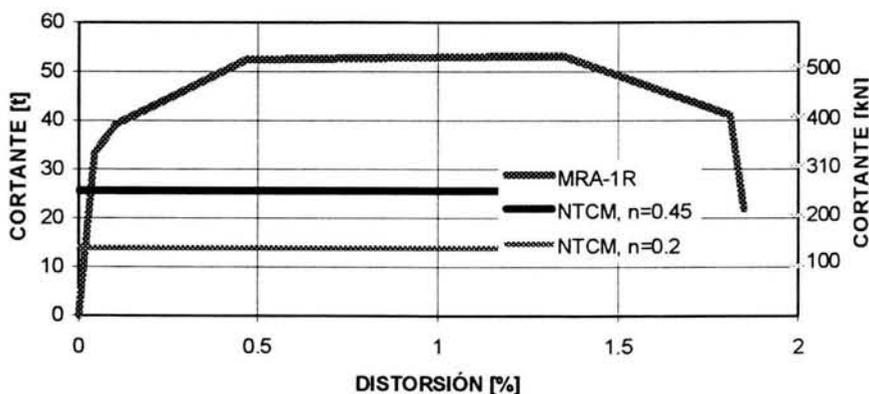


Figura 4.4 Curva cortante-distorsión del MRA-1R

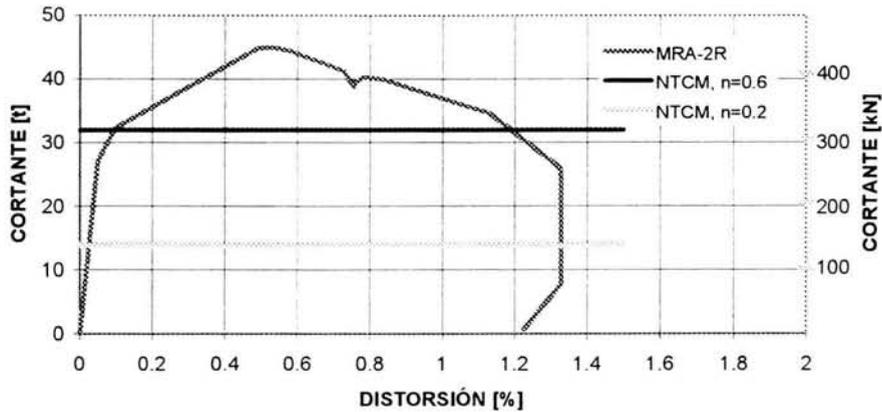


Figura 4.5 Curva cortante-distorsión del MRA-2R

4.2 CONTRIBUCIÓN DE LA RESISTENCIA A TENSIÓN DIAGONAL DEL MORTERO DE LA CAMISA

A diferencia de ensayos realizados con anterioridad en el CENAPRED, en los cuales el espesor del mortero era pequeño, entre 25 y 30 mm, en los ensayos objeto de este informe el espesor fue mayor. Debido a esto, es de esperarse que la resistencia a tensión diagonal del mortero contribuya a la resistencia a cortante del muro. Para estimar su contribución, se supuso que se podría calcular de la misma forma en que se determina la contribución del concreto. Así se tiene que

$$V_{mortero} = 0.5 \sqrt{f_c^*} A_{mortero}$$

Para el MRA-1R

$$f_c^* = 116 \text{ kg/cm}^2 \text{ (11.4 MPa)}$$

$$V_{mortero} = 0.5 \sqrt{116} (3100) = 16694 \text{ kg (163.8 kN)}$$

Para el MRA-2R

$$f_c^* = 202 \text{ kg/cm}^2 \text{ (19.9 MPa)}$$

$$V_{mortero} = 0.5 \sqrt{202} (1860) = 13231 \text{ kg (129.8 kN)}$$

Por tanto:

$$V_{TOT} = 6411 + 19172 + 16694 = 42277 \text{ kg (414.7 kN)}$$

Modelo MRA-1R

$$V_{TOT} = 6411 + 25562 + 13231 = 45204 \text{ kg (443.5 kN)}$$

Modelo MRA-2R

En las figuras 4.6 y 4.7 se muestran las resistencias calculadas, las cuales son del orden de 79 y 100% de las experimentales para el MRA-1R y MRA-2R, respectivamente.

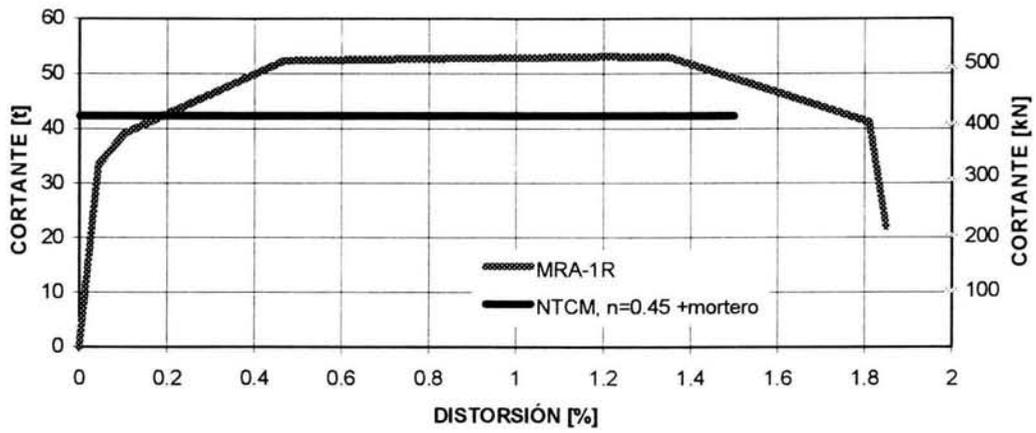


Figura 4.6 Curva cortante-distorsión del MRA-1R

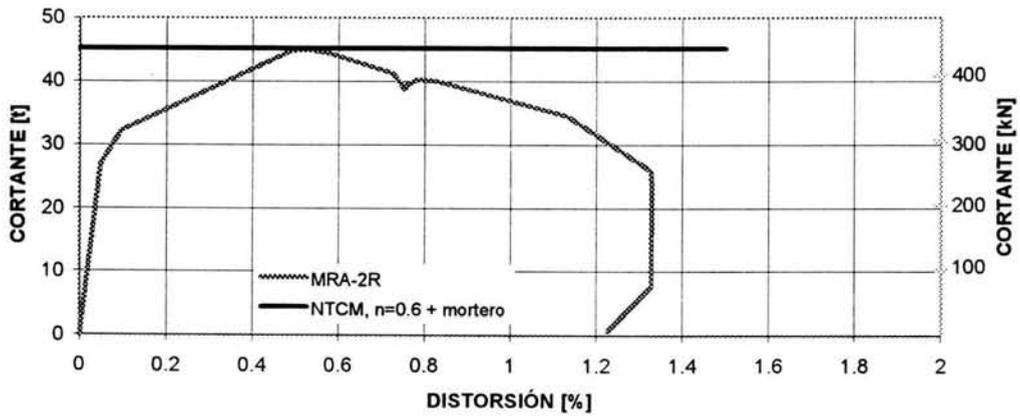


Figura 47 Curva cortante-distorsión del MRA-2R

CAPÍTULO 5 REVISIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y FALLA

El diseño de estructuras de mampostería en zonas de alta sismicidad requiere de un diseño especial que incorpore resistencia y ductilidad.

El diseño sísmico debería basarse en los siguientes aspectos básicos (Hart, 1995):

- 1) Estado límite de diseño,
- 2) Confiabilidad estructural, y
- 3) Seguridad neta.

ESTADO LÍMITE DE DISEÑO: A los ingenieros estructurales no les gusta hablar de fallas. Sin embargo, un criterio de diseño racional debería tener una definición de falla. El estado límite de diseño se basa en la necesidad de definir y cuantificar los posibles modos de falla, de los componentes estructurales, que hagan que falle el sistema y al mismo tiempo, sustituir la palabra falla por el término *estado límite*.

En la figura 5.1 se muestra la curva carga-deflexión de un muro para ilustrar la definición del estado límite de diseño. El estado 2 existe si y sólo si la deformación en el acero es exactamente igual a la deformación de fluencia del acero.

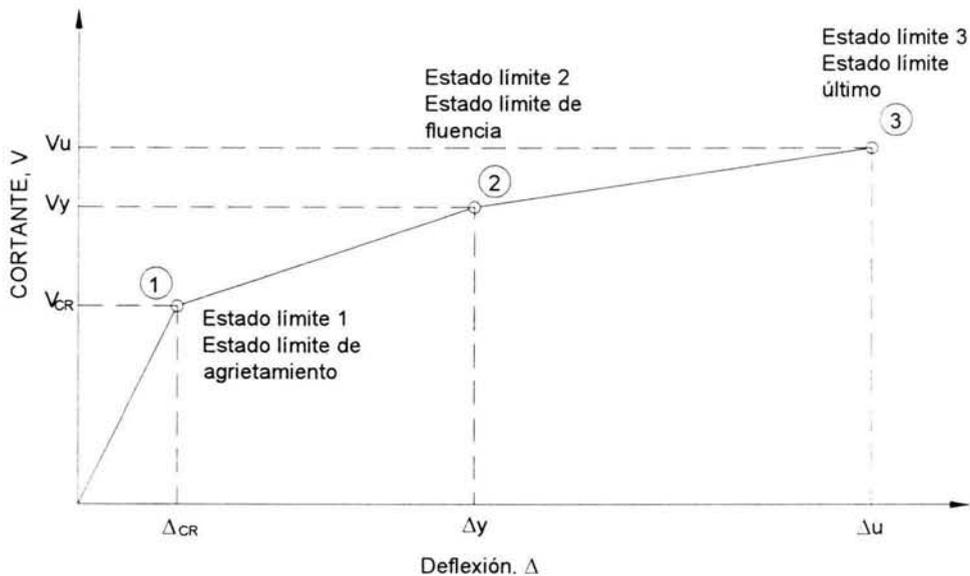


Figura 5.1 Curva carga-deflexión de un muro

Si la carga excede la del estado límite generará un daño estructural, el cual tendrá un impacto en la función de la estructura, así como un impacto económico.

CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL: Es una fantasía, todavía, pensar que los ingenieros estructurales son capaces de calcular exactamente la probabilidad de falla para un estado límite. De hecho, el mismo esfuerzo por presentar una posición para el cálculo de la probabilidad de falla es exacto bajo la introducción de los principios de la confiabilidad estructural al proceso de diseño de

la ingeniería estructural. Lo que está claro es que nosotros necesitamos tener una forma racional de calcular la seguridad, aproximada, asociada con la ocurrencia de un estado del límite. Se necesita tomar en cuenta el control de calidad en el proceso constructivo. Además, se requiere tomar en cuenta el esfuerzo extra debido al uso de una nueva tecnología de modelado analítico, y que claramente incrementa la confianza en nuestro diseño final.

El problema de cómo cuantificar la seguridad no es nuevo. Primero se calcula la carga correspondiente al estado límite de acuerdo con las ecuaciones del criterio de diseño propuesto. Después se realiza una prueba experimental y se mide la carga que corresponde al estado límite. Si la relación entre la carga experimental y la carga calculada es igual o excede de 2.5 para un criterio de diseño por esfuerzos permisibles o 1.7 para un criterio de diseño por resistencia, se logra un nivel de seguridad aceptable (Hart, 1995).

En la teoría de la confiabilidad estructural el factor de seguridad se toma en cuenta con un término llamado *índice de seguridad*, β . Se ha discutido sobre los valores aceptables del índice de seguridad; así, se tienen valores representativos para diferentes estados límite entre 1.5 y 2 para estados límite de servicio y entre 3 y 4.5 para estados límite últimos.

La confiabilidad estructural también permite trabajar dentro de los límites familiares existentes de los cálculos del diseño estructural para premiar un buen control de calidad y la transferencia de tecnología. Esto se toma en cuenta con un factor de reducción de resistencia, ϕ . Por ejemplo, si se considera el momento de fluencia como estado límite donde la ecuación en el criterio de diseño es

$$M_d = \phi M_n \quad (5.1)$$

donde

M_n = Momento nominal de fluencia calculado según especificaciones y criterio de diseño.

ϕ = Factor de reducción de resistencia para el estado límite.

M_d = Momento de fluencia de diseño que se compara con el momento demandado.

Una forma de calcular el valor del factor de reducción de resistencia es la siguiente:

$$\phi = (M_e/M_n)e^{[-0.75\beta V_m]} \quad (5.2)$$

donde

M_e = valor esperado del momento de fluencia.

V_m = coeficiente de variación del momento de fluencia el cual refleja la incertidumbre en el cálculo del momento de fluencia utilizando M_n .

β = índice de seguridad.

El criterio de diseño de la mampostería en zonas de alta sismicidad debería enfocarse al control de calidad y a la transferencia de energía. El valor del factor de reducción de resistencia aumenta como nuestra confianza en la estimación de las cantidades de respuesta usadas para definir los estados límite. Así, el criterio de diseño de la mampostería debe considerar dos o tres niveles de control de calidad con sus relativos niveles de incertidumbre.

Se debe recompensar un mejor control de calidad con un factor de reducción de resistencia más alto, y una disminución en la cantidad de material requerido. Similarmente, el uso de modelos analíticos, como elemento finito que dan una estimación más exacta del comportamiento estructural pueden y deberían ser recompensados con un factor de reducción de resistencia más alto.

SEGURIDAD NETA: El criterio de diseño debería tener ecuaciones que puedan ser fáciles de entender y listas para ser aplicadas por los ingenieros estructurales. Es esencial que los criterios de diseño en zonas de alta sismicidad donde los modelos complejos y dinámicos no-lineales son esenciales para entender el comportamiento promuevan y recompensen la innovación y la transferencia de tecnología.

Hart resolvió lo anterior (UBC 1991) mediante un procedimiento de diseño estático con suposiciones y ecuaciones que pueden ser usadas por la mayoría de los ingenieros estructurales. El uso de este procedimiento requiere de un mínimo conocimiento de dinámica estructural, ingeniería sísmica y análisis estructural. Además, el procedimiento satisface las necesidades básicas de los ingenieros estructurales quienes están realizando la revisión de los cálculos y proporcionan ayuda importante en la fase preliminar del diseño de un proyecto.

Un elemento importante es que el ingeniero estructural puede usar un diseño más complejo donde una historia de carga no lineal se usa para la estructura, de modo que se pueden reducir los costos de construcción porque pueden usarse cargas menores que las del diseño estático. Por tanto, la transferencia de tecnología viene a ser eficaz. No importa el número de cálculos ni lo complejo que estos sean, el diseño final no puede resultar en un diseño debajo de un valor mínimo, aceptable, especificado. Por tanto, existe una “*seguridad neta*” en el criterio de diseño.

5.1 PARÁMETROS PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y FALLA

Los parámetros de curvatura, rotación y deflexión en cualquier punto de un elemento se pueden conocer a partir de la resistencia de materiales, considerando el comportamiento del elemento elástico lineal.

La curvatura y la deflexión se obtienen de la siguiente manera:

$$\text{Curvatura} \quad \phi = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

$$\text{Deflexión} \quad y = \iint \phi dx = \iint \frac{M}{EI} dx$$

Por tanto, la deflexión máxima en un elemento elástico se puede expresar de la siguiente forma:

$$y = \beta \frac{ML^2}{EI}$$

donde:

β es un coeficiente que depende de las condiciones de apoyo, y
 L es la longitud del elemento.

En elementos de mampostería confinada, donde se presenta la no-linealidad aún para cargas muy pequeñas, el problema radica en la definición y el cálculo de EI.

Una vez obtenidos estos parámetros se podrán comparar con los que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para cada estado límite.

5.1.1 Rigidez inicial

La rigidez inicial k_0 se obtuvo con la ecuación 3.6 que toma en cuenta las componentes de flexión y de corte, y debido a que el ensaye del muro se hizo como un sistema de carga en voladizo.

En la tabla 5.1 se presentan las rigideces iniciales, calculadas y experimentales, de los diferentes especímenes, tanto los de control como los rehabilitados. En la figura 5.2 y 5.3 se muestran dichas rigideces en una gráfica carga-desplazamiento, para los modelos de control y rehabilitados, respectivamente.

El cálculo de rigidez experimental se hizo mediante la pendiente de la secante de la curva cortante-distorsión, en la cual se unen los diferentes puntos de cortante registrados con el punto de cortante cero

Tabla 5.1 Rigideces de los modelos

ESPÉCIMEN	RIGIDEZ CALCULADA [kN/m] (t/cm)	RIGIDEZ EXPERIMENTAL [kN/m] (t/cm)
MRA-1	63714 (64.9)	96629 (98.5)
MRA-2	63714 (64.9)	193061 (196.8)
MRA-1R	258110 (263.1)	317157 (323.3)
MRA-2R	207285 (211.3)	230339 (234.8)



Figura 5.2 Rigideces k_0 de los modelos de control



Figura 5.3 Rigideces K_0 de los modelos rehabilitados

5.1.2 Rigidez al inicio de la fluencia

La rigidez de un elemento estructural varía paulatinamente de una rigidez elástica (k_o) hasta una rigidez al punto de la fluencia (similar o supuesta igual a la rigidez de la sección agrietada). En el análisis de las deflexiones se puede suponer un valor equivalente, que represente el comportamiento del elemento en todo el intervalo de rigideces de k_o a k_y ; esa rigidez se denomina rigidez efectiva. Los distintos reglamentos incluyen propuestas para el cálculo de dicha rigidez efectiva o el momento de inercia efectivo.

A continuación se presentan las rigidez en el rango k_o a k_y (tabla 5.2). Estas rigideces αk_o se tomaron como la rigidez secante de la curva cortante-distorsión desde el 40 % hasta el 70 % de la resistencia obtenida en los ensayos.

Tabla 5.2 Rigideces en el rango k_o a k_y

ESPÉCIMEN	αk_o [kN/m] (t/cm)	α
MRA-1	64844 (66.1)	0.67
MRA-2	122429 (124.8)	0.63
MRA-1R	193748 (197.5)	0.61
MRA-2R	145580 (148.4)	0.63

En las figuras 5.4 y 5.5 se muestran las graficas, para modelos de control y rehabilitados, de este intervalo de rigideces. También se incluye la rigidez inicial k_o para construir la curva completa.

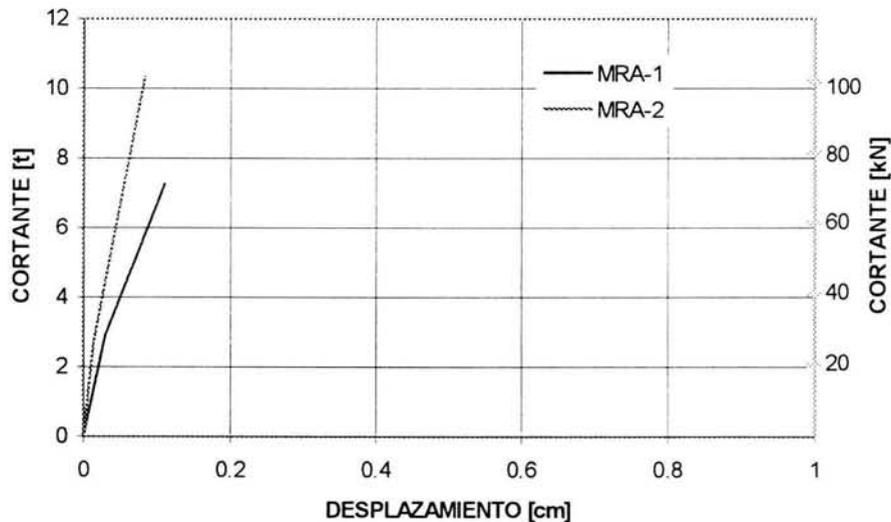


Figura 5.4 Rigideces αk_o de los modelos de control

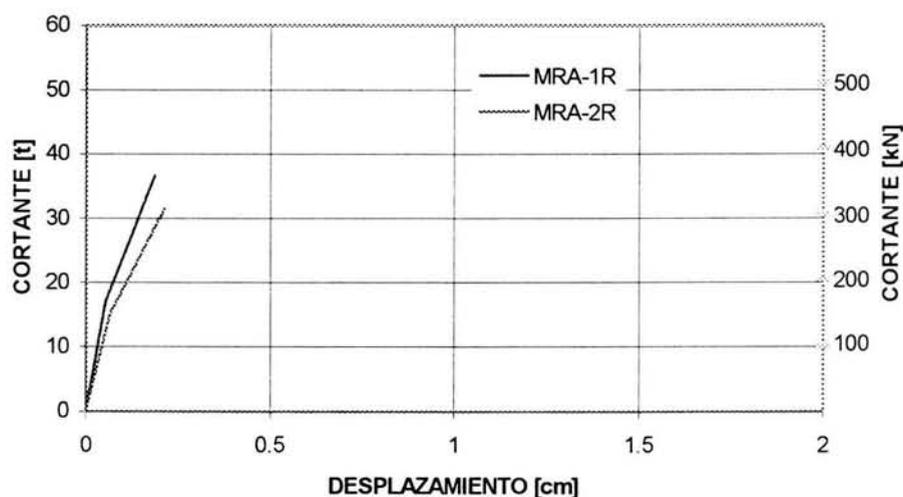


Figura 5.5 Rigideces αK_0 de los modelos rehabilitados

5.1.3 Rigidez en la condición de falla

Una relación p- δ será elástica lineal hasta la aparición del agrietamiento por flexión o por corte (según el modelo), lineal posterior al agrietamiento, e inelástica no-lineal posterior a la fluencia del refuerzo longitudinal.

Por la forma de ensayar los muros se pueden idealizar como una viga en voladizo, de tal forma que:

$$\phi = \frac{PL}{EI}$$

$$y = \iint \phi dx$$

Tomando en cuenta el principio de momento-área del análisis estructural, se tiene:

$$y = \frac{PL}{EI} \frac{L}{2} \frac{2L}{3} = \frac{PL^3}{EI}$$

donde $\frac{PL}{EI}$ es la curvatura, y $\frac{PL}{EI} \frac{L}{2}$ es la rotación.

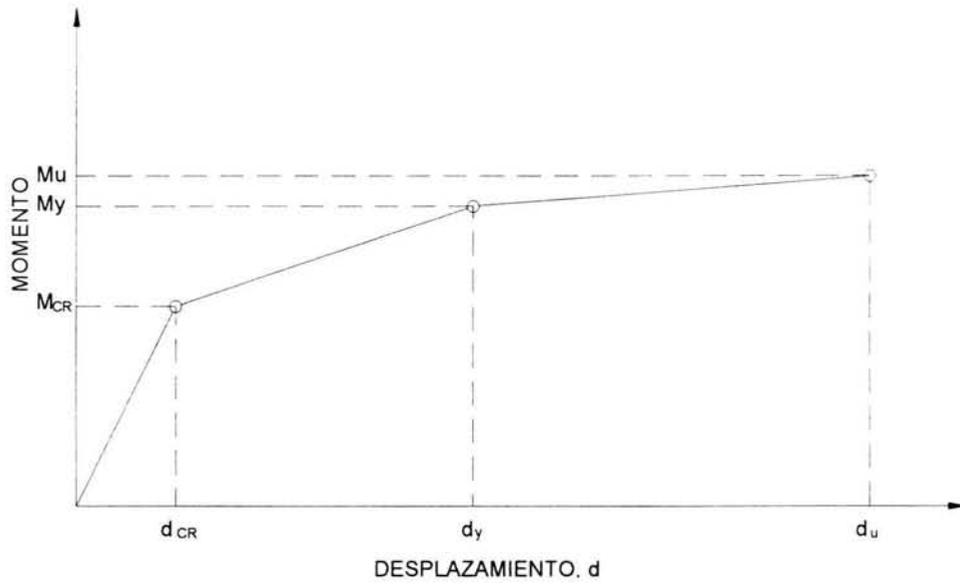


Figura 5.6 Diagrama momento-curvatura

De la curva M-d (figura 5.6), se puede observar que después del agrietamiento existe un cambio brusco en la rigidez. Sin embargo, no todo el material del elemento que este sometido a momentos mayores que el de agrietamiento estará agrietado.

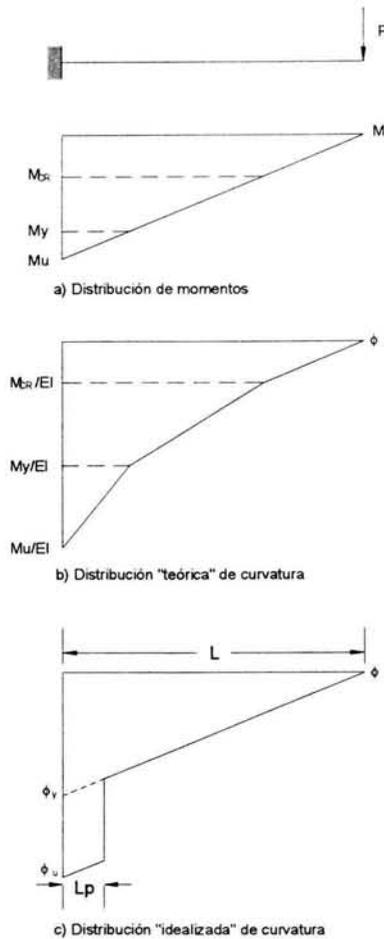


Figura 5.7 Distribución de momento y de curvatura de una viga en voladizo

Por las características de la sección transversal, o por efecto del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, generalmente el $M_u > M_y$. Por tanto, la zona de fluencia (articulación plástica) se extenderá al interior del elemento en los modelos rehabilitados debido a la malla electrosoldada.

Por simplificación, generalmente la relación $M-\phi$ se asume bilineal (figura 5.7c), y la rotación postfluencia se asume constante sobre una longitud de articulación plástica.

De momento-área, se obtiene:

$$y = \phi_y \frac{L}{2} \frac{2L}{3} + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) = \frac{PL^3}{3EI} + \theta_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

donde $(\phi_u - \phi_y) L_p = \theta_p$ es la rotación plástica.

Como se puede observar, el cálculo de β necesita definir o determinar θ_p , es decir, ϕ_u y L_p . Ambos valores son idealizados, y son propuestos de desarrollos teórico-experimentales, por tanto y dependerá del procedimiento para obtener ϕ_u y L_p .

La rigidez en condición de falla experimental de los especímenes se muestra en la tabla 5.3. Esta es la rigidez en el intervalo de k_y a k_u calculada como la rigidez secante de la curva cortante-distorsión desde el 70 % hasta el 100 % de la resistencia obtenida en los ensayos. También se presenta el coeficiente β , que es el porcentaje de la rigidez inicial en la condición de falla.

Tabla 5.3 Rigideces en el intervalo k_y a k_u

ESPÉCIMEN	RIGIDEZ CALCULADA [kN/m] (t/cm)	β
MRA-1	24427 (24.9)	0.25
MRA-2	36886 (37.6)	0.19
MRA-1R	45715 (46.6)	0.14
MRA-2R	34826 (35.5)	0.15

Las figuras 5.8 y 5.9 muestran las gráficas, para modelos de control y rehabilitados, de este intervalo de rigideces, además se incluyen las dos rigidez anteriores y de esta forma se completa la curva.

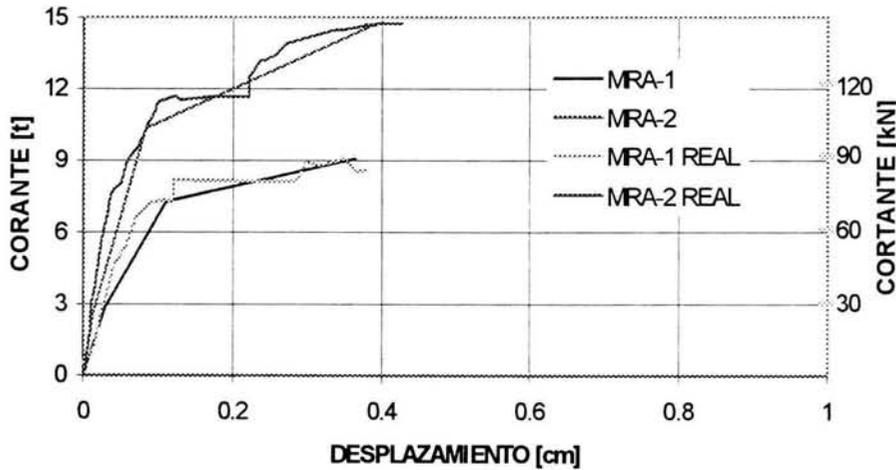


Figura 5.8 Curvas cortante-desplazamiento para estimar las rigideces βk_0 de los modelos de control

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

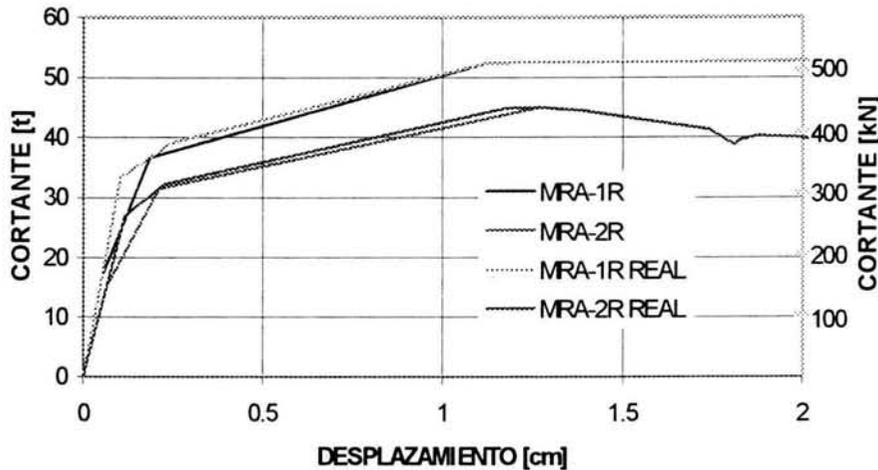


Figura 5.9 Curvas cortante-desplazamiento para estimar las rigideces βK_0 de los modelos rehabilitados

Para el caso de los modelos de control, debido a que el ensaye fue para crear un ancho de grieta determinado, las distorsiones no superan las que marca el reglamento.

En el caso de los modelos rehabilitados, de acuerdo con la propuesta de norma la distorsión máxima sería de 0.005, que es igual a la obtenida en nuestro estudio.

Para el agrietamiento se obtuvo una distorsión promedio, dos muros, de 0.0002. En el punto de fluencia la distorsión obtenida fue de 0.0008.

De los resultados obtenidos se calculan las rigideces de los diferentes intervalos de la curva a partir de la rigidez inicial. La rigidez en el rango k_0 - k_y es igual a $0.635k_0$, mientras que para el intervalo de k_y - k_u la rigidez es igual a $0.18k_0$.

En los modelos de control, la deformación para la rigidez inicial fue de $\gamma_1=0.00009$, la deformación a la fluencia $\gamma_2 = 0.0004$, y $\gamma_3 = 0.0016$ para la deformación última. Mientras que para los modelos rehabilitados $\gamma_1 = 0.00024$, $\gamma_2 = 0.00083$ y $\gamma_3 = 0.0050$.

De los resultados obtenidos de los modelos rehabilitados se observa que solo hay una diferencia de 7.4 t entre el MRA-1R y el MRA-2R, lo cual llevaría a la conclusión de que el espesor del mortero no influye importantemente en la rehabilitación. Sin embargo, al hacer la comparación desde lo que arrojó el MRA-1 hasta el MRA-1R, y desde el MRA-2 hasta el MRA-2R, la diferencia es más grande, 13.1 t (figura 5.10). De esta forma se hace notar la diferencia en el espesor del mortero, de 5 cm y 3 cm para MRA-1R y MRA-2R, respectivamente.

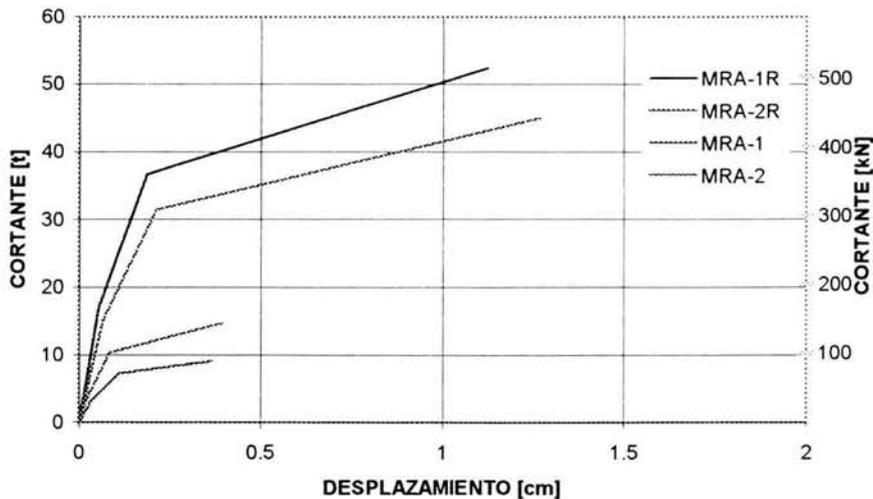


Figura 5.10 Comparación de los modelos 1 y los modelos 2

5.1.4 Modelo que representa estos comportamientos

Debido a la heterogeneidad y a la dificultad de modelar correctamente los arreglos tridimensionales de estructuras resueltas a base de muros de mampostería, la modelación de estas estructuras es más compleja que aquellas con estructuras a base de marcos. Por otra parte, con los programas actuales de cómputo es posible resolver modelos bastante refinados para analizar este tipo de estructuras. El modelado de los especímenes de control se hizo a través de un modelo de puntales y tensores (figura 5.11).

El método de puntales y tensores es una aproximación del análisis límite de la teoría de la plasticidad, en el cual una estructura continua, se idealiza a través de una armadura en equilibrio que representa la forma en que se transmite la carga por el miembro en su estado último. En este método se utilizan básicamente tres elementos: puntales, tensores y nudos.

Los *puntales* son elementos a compresión uniaxial, los cuales representan los campos de esfuerzos de compresión, y pueden tener diferentes configuraciones: prismática, de abanico y de botella. Los *tensores* son los elementos a tensión uniaxial, los cuales representan los campos de esfuerzos de tensión. Generalmente este tipo de esfuerzos son resistidos por el acero de refuerzo que se coloca simétricamente alrededor de la línea de acción de la fuerza, en cantidad suficiente para garantizar su fluencia. Los *nudos* son las zonas donde confluyen varios elementos, puntales y tensores, y representan las regiones en las cuales las fuerzas deben ser reorientadas o desviadas.

El método de puntales y tensores es útil y poderoso para el análisis, diseño y detallado de regiones en las cuales la distribución de fuerzas no es uniforme y, por tanto, es inválida la suposición de que las secciones planas permanecen planas. Estas regiones se presentan cerca de puntos de aplicación de cargas concentradas, apoyos, esquinas, bordes, aberturas y discontinuidades.

La metodología de diseño, según el ACI 318-02 Apéndice A, que sigue el método de puntales y tensores es la siguiente:

$$F_u \leq \phi F_n$$

donde:

F_u es la fuerza en el elemento que incluye el factor de carga,

F_n es la resistencia nominal del elemento, y

ϕ es el factor de reducción de resistencia, igual a 0.75 para todos los elementos.

Los esfuerzos límite para los puntales son:

$$F_{nu} = 0.85\beta_s f'_c$$

$\beta_s = 1$ para puntal prismático en zona no agrietada,
 $\beta_s = 0.4$ para puntales en miembros a tensión,
 $\beta_s = 0.75$ para puntal con forma de botella y que es atravesado por acero para controlar la tensión,
 $\beta_s = 0.60$ para puntal con forma de botella y que no es atravesado por acero para controlar la tensión, y
 $\beta_s = 0.60$ para otros casos.

Los esfuerzos límite para zonas nodales son:

$$F_{nc} = 0.85\beta_n f'_c$$

$\beta_s = 1$ cuando los nudos son formados por puntales o áreas de apoyo,

$\beta_s = 1$ cuando se ancla únicamente un tensor en el nudo, y

$\beta_s = 1$ cuando se ancla en el nudo más de un tensor.

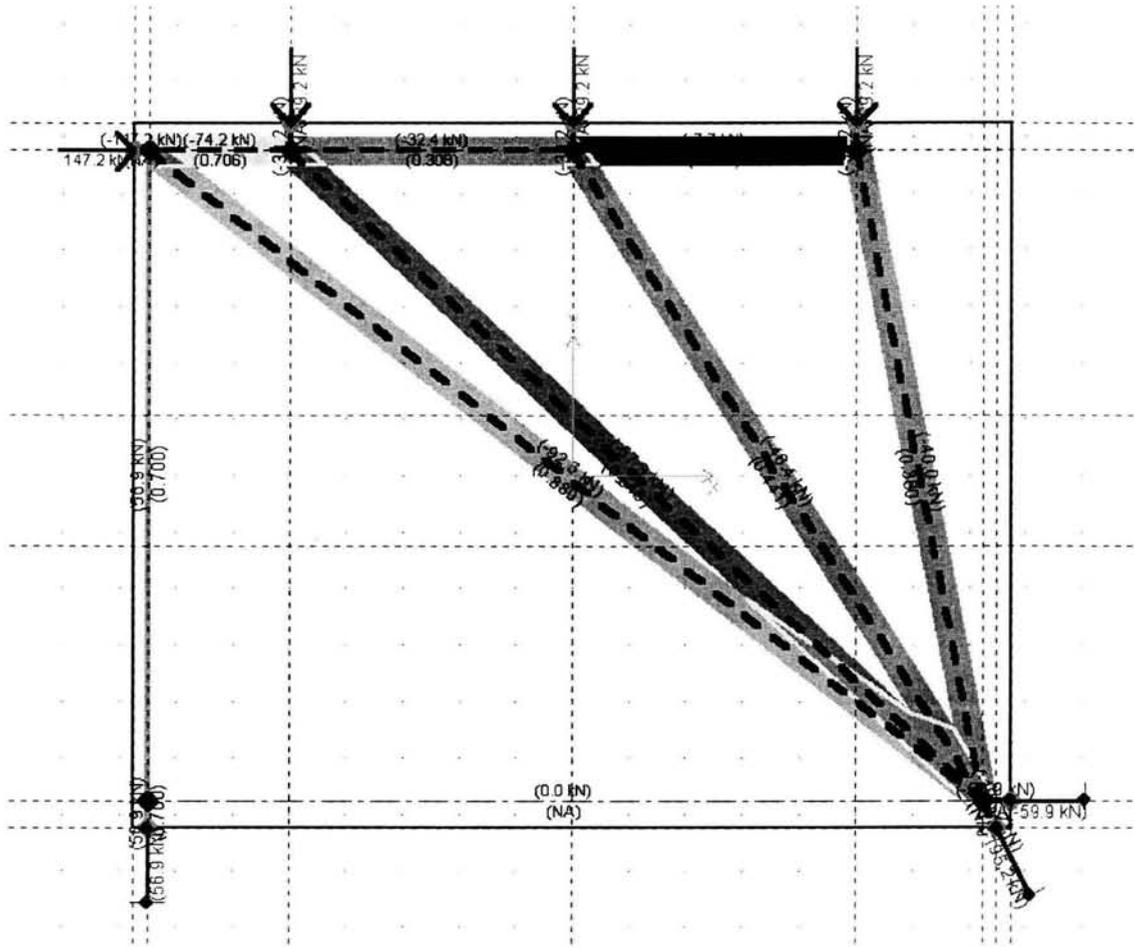


Figura 5.11 Modelo de puntales y tensores que representa el comportamiento de los especímenes de control

Para modelar matemáticamente los modelos de control se utilizaron las propiedades mecánicas obtenidas experimentalmente. Debido a la esbeltez de los castillos y a la baja resistencia a compresión del concreto, para modelar el muro de mampostería se utilizó el valor de diseño de la resistencia a compresión de la mampostería. Del análisis efectuado interesó conocer los esfuerzos y el ancho del puntal de compresión.

Para la carga con la cual se agrietó el primer modelo de control, el ancho del puntal de compresión, según el método de puntales y tensores, es de 52.7 cm. Mientras que para la carga del MRA-2 el ancho del puntal es de 76.6 cm. Estos anchos se obtuvieron como la sumatoria de cada uno de los anchos de los puntales que formaron el modelo, se utilizó un $f'_c = 4.4 \text{ MPa}$ (44 kg/cm^2). De acuerdo con el método de la diagonal equivalente, el ancho del puntal de compresión es de 92.2 cm (Bazan, 1999). La diferencia radica en que la fuerza aplicada al modelo fue para lograr un agrietamiento predeterminado y pequeño.

En los modelos rehabilitados los anchos de los puntales de la diagonal principal fueron los siguientes, para el MRA-1R el ancho del puntal fue de 27.4 cm, mientras que para el MRA-2R fue 23.7 cm, se utilizó un f'_c de 9.2 y 14.9 MPa (92.1 y 148.5 kg/cm^2) para MRA-1R y MRA-2R, respectivamente. También se puede observar una mayor distribución de los esfuerzos tal como sucede en la realidad, es decir, el agrietamiento se distribuye uniformemente en todo el muro. El

modelo presenta esfuerzos mayores del acero de refuerzo en el centro del muro, tal como lo registraron los deformímetros. Los esfuerzos grandes del acero vertical del modelo muestran que la falla por tensión pudo ocurrir si no se hubiesen tomado las medidas adecuadas.

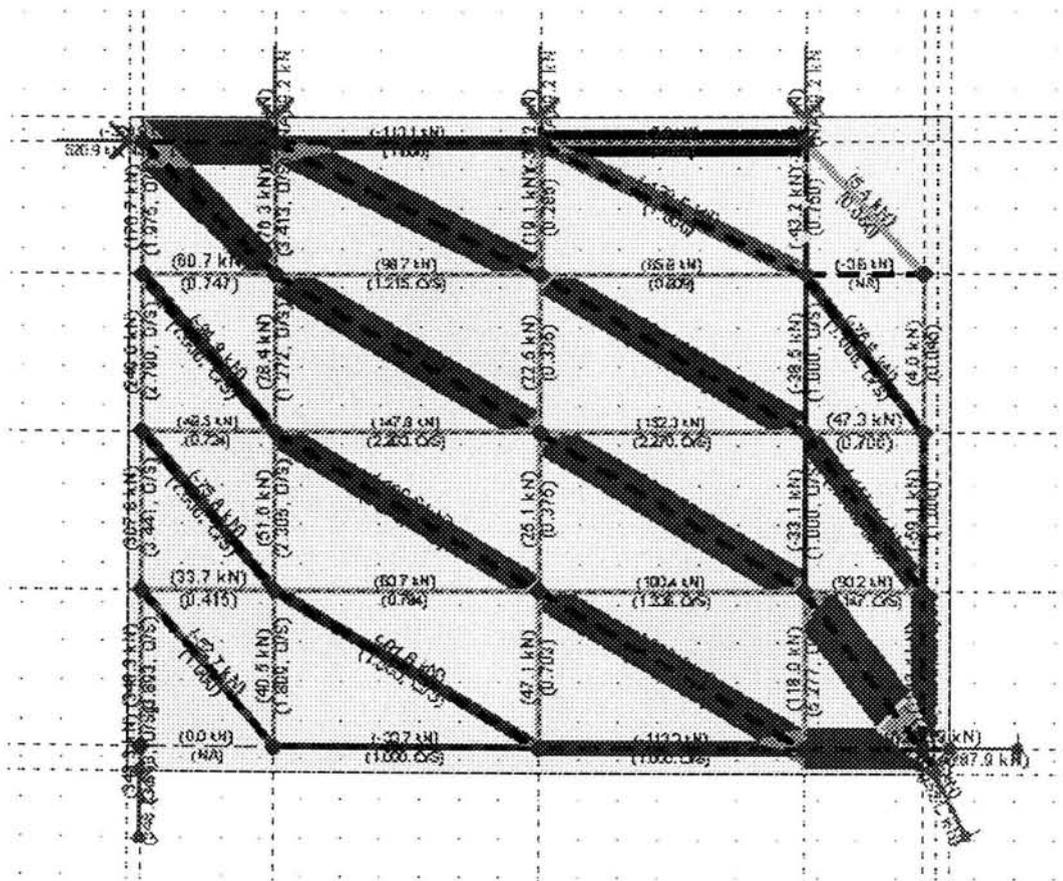


Figura 5.12 Modelo de puntales y tensores que representa el comportamiento de los especímenes rehabilitados

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

De la comparación entre el comportamiento de los modelos originales, MRA-1 y MRA-2, y los especímenes rehabilitados con malla electrosoldada y recubrimiento de mortero (MRA-1R y MRA-2R), es evidente el incremento significativo en rigidez, resistencia y capacidad de deformación que aporta esta técnica de rehabilitación.

La técnica de rehabilitación cambió el modo de falla de los modelos. Si bien para el diseño se consideró una falla por cortante del muro que implicaba la plastificación, e incluso fractura, de los alambres de la malla de refuerzo, la falla inició con el deslizamiento del muro a pesar de haber postensado el castillo del lado de “tensión”. Una vez deslizado el modelo, se afectó la contribución a la resistencia y rigidez.

Respecto al efecto del recubrimiento del yeso en el comportamiento, no se observó una manifestación o influencia negativa. Esta afirmación no es concluyente en virtud de que el modo de falla, como se mencionó arriba, fue controlado por el desplazamiento del muro. Sin embargo se sostiene a grandes deformaciones.

Al igual que la malla, los conectores instrumentados no presentaron deformaciones plásticas importantes debido, probablemente, a la falla por deslizamiento que presentaron los modelos rehabilitados. Pero, la colocación de dichos conectores fue complicada al formar la “U” que abrazara al muro. Además los dobleces para formar dicha “U” rigieron el espesor del aplanado de mortero, es decir, los 3 cm de espesor cubrieron en su totalidad los dobleces.

Las distorsiones obtenidas en los modelos rehabilitados cumplen con la distorsión que especifica el reglamento vigente, y también con la distorsión que señala la propuesta de norma.

6.2 RECOMENDACIONES

De este estudio se determinó que es necesario calibrar el número y tipo de conectores utilizados en la rehabilitación de los modelos, así como el calibre de la malla, dependiendo de la sollicitación de carga.

Se recomienda explorar el uso de conectores tipo Hilti o similar instalados por detonación de cartuchos de pólvora con cargas de la menor potencia posible. El rendimiento en su instalación, así como su costo por resistencia al corte, los hace ser más competitivos que perforar completamente el muro para colocar barras y después rellenar las perforaciones con grout. Dichos conectores se deben diseñar con diámetros y profundidades tales que proporcionen una conexión rígida.

Además, con objeto de despejar las dudas respecto al comportamiento dinámico de la solución, en especial lo relacionado con la junta muro-losa, se recomienda conducir una prueba de un modelo de dos pisos en la mesa vibradora.

APÉNDICE

RESULTADOS DE ENSAYES DE MATERIALES

A.1 PIEZAS DE MAMPOSTERÍA

Se realizaron mediciones y ensayos de piezas usadas en los modelos. Los resultados se encuentran resumidos en las siguientes tablas y figuras. En la figura A.1 y la tabla A.1 se presentan las dimensiones y resistencias a compresión de piezas de tabicón de concreto.

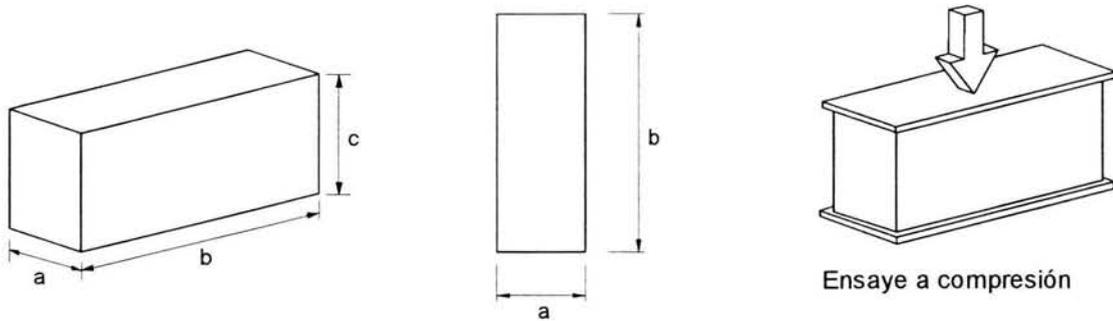


Figura A.1 Dimensiones de las piezas de tabicón de concreto

Tabla A.1 Características de los tabicones de concreto

Dimensiones medidas, medias, cm			Peso vol.	Resistencia
a	b	c	kgf/m ³	kg/cm ²
11.19	27.40	14.29	1137.0	44.1

Nota : 1MPa = 10.194 kg/cm²

Para determinar las dimensiones y peso volumétrico se usó una muestra de 30 piezas; para los ensayos de compresión se probaron 20 piezas. Las piezas que se probaron a compresión se cabecearon previamente con azufre. Los coeficientes de variación fueron cercanos al 8 por ciento para las dimensiones y pesos, y de 33 por ciento para las resistencias ($c_p = 33\%$). Siguiendo lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995), el esfuerzo de diseño se calculó con la ecuación A.1, con lo que resulta $f_p^* = 2.4$ MPa (24.0 kg/cm²).

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5c_p} \quad (\text{A.1})$$

A.2 MURETES DE MAMPOSTERÍA

Para dicho ensayo se construyeron y probaron seis muretes de tres hiladas, de una pieza y media cada una (figura A.2). El objeto de esta prueba fue determinar la resistencia a compresión diagonal, v_m , y el módulo de rigidez al corte, G_m .

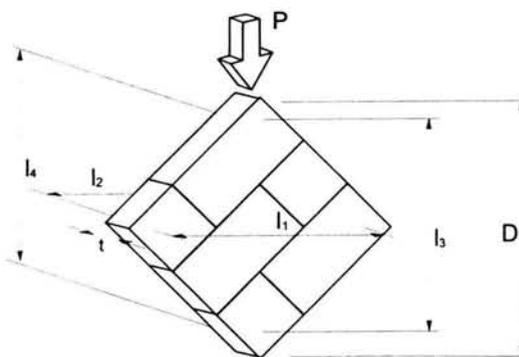
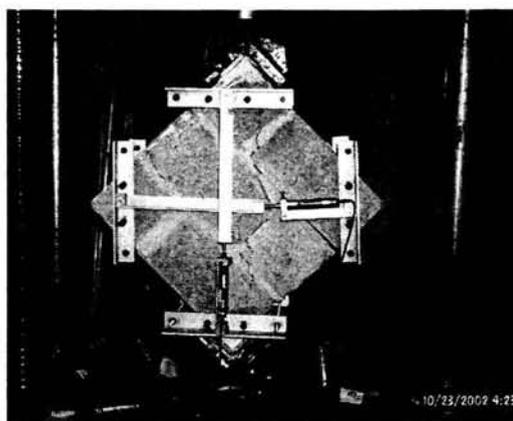


Figura A.2 Marco de carga para ensayos de muretes

El modo de falla común fue tanto la separación de las piezas por adherencia como la falla por aplastamiento de las piezas (piezas débiles). Los resultados se caracterizaron por la gran dispersión mostrada. Estos resultados se presentan en la tabla A.2. El esfuerzo cortante resistente de diseño v_m^* , se calculó utilizando la ecuación A.2 (DDF, 1995) y fue de 0.16 MPa (1.7 kg/cm²).

$$v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v} \tag{A.2}$$

Para calcular el módulo de rigidez al corte se tomó un número suficiente de lecturas de desplazamiento (alargamiento y acortamiento) así como de carga, de modo que se pudiera definir mediante interpolación el esfuerzo cortante (τ_1) correspondiente a una deformación angular de 0.00005, así como la deformación angular correspondiente al 40 % del esfuerzo cortante máximo (τ_2). El cálculo se realizó con la ecuación A.3.

$$G_m = \frac{\tau_1 - \tau_2}{\gamma_1 - 0.00005} \tag{A.3}$$

- donde G_m es el módulo secante de rigidez a cortante;
- τ_1 es el esfuerzo cortante correspondiente a 0.00005 de deformación angular;
- τ_2 es el esfuerzo cortante correspondiente al 40% de la carga máxima;
- γ_2 es la deformación angular producida por el esfuerzo τ_2 .

Tabla A.2 Resultado de ensayos de muretes a compresión diagonal

Murete	Dimensiones, cm						Área diag. A=tD, cm ²	Edad días	Carga, kg	Resistencia, v_m , kg/cm ²	Módulo de cortante, G_m , kg/cm ²	G_m/v_m
	l_1	l_2	l_3	l_4	D	t						
1	44.5	44.5	45.5	44.5	60.0	11.0	660.0	29	1772	2.68	2925	1090
2	43.5	46.0	46.0	45.0	59.5	11.0	654.5	29	1295	1.98	4555	2302
3	44.0	45.0	45.5	45.5	60.0	11.0	660.0	29	1720	2.61	3193	1225
4	44.5	44.0	45.5	45.0	59.0	11.0	649.0	29	1676	2.58	2689	1041
5	45.0	45.0	46.5	46.0	59.0	11.0	649.0	29	1907	2.94	5226	1778
6	44.0	45.0	45.5	45.0	59.5	11.0	654.5	29	1393	2.13	3173	1491
Media										2.49	3627	1488
Coefficiente de variación										0.15	0.28	0.33

Nota : 1MPa = 10.194 kg/cm²

También se construyeron dos muretes a los cuales se les colocó un aplanado de mortero de 5 cm, igual al que se colocó en el modelo a escala natural, MRA-1R. Se determinaron las mismas propiedades que las de los muretes “sencillos”. Se puede observar un aumento tanto de resistencia como del módulo de cortante (tabla A.3). En la figura A.3 se presenta el modo de falla de estos muretes con aplanado. El esfuerzo cortante resistente de diseño v_m^* , calculado con la ecuación A.2 (DDF, 1995), fue de 0.92 MPa (9.3 kg/cm²).

Tabla A.3 Resultado de ensayos de muretes con aplanado a compresión diagonal

Murete	Dimensiones, cm						Área diag. A=tD, cm ²	Edad días	Carga, kg	Resistencia, v _m , kg/cm ²	Módulo de cortante, G _m , kg/cm ²	G _m /v _m
	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄	D	t						
7	45.5	45.0	45.5	44.5	61.5	21.0	1291.5	81	20600	15.95	8126	509
8	46.0	45.5	45.0	44.5	62.0	21.0	1302.0	81	15700	12.06	8468	702
Media										14.0	8297	606
Coefficiente de variación										0.20	0.03	0.23

Nota : 1MPa = 10.194 kg/cm²

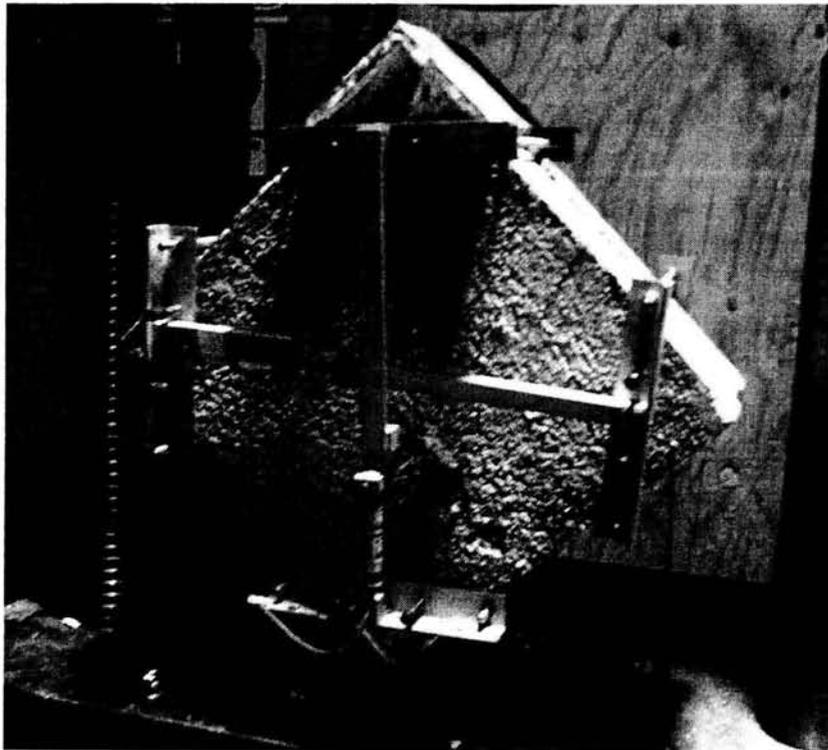


Figura A.3 Modo de falla de los muretes con aplanado

A.3 PILAS

Se prepararon y ensayaron seis pilas a compresión axial formadas por tres piezas superpuestas unidas con mortero (figura A.4), con una relación de esbeltez cercana a 4.

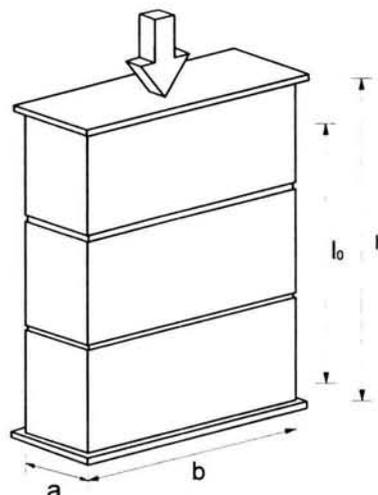
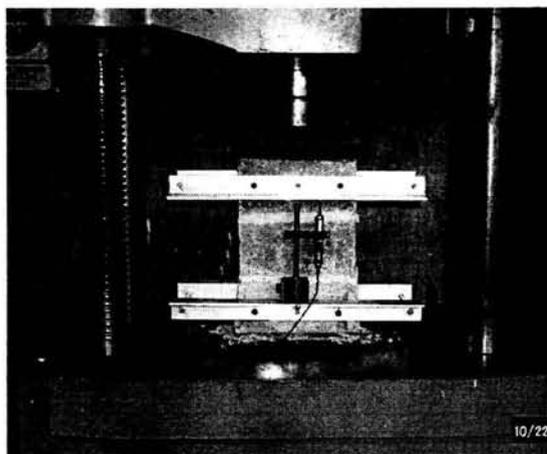


Figura A.4 Ensaye de pilas

Los valores de diseño se obtienen reduciendo los esfuerzos resultantes de las pruebas, de tal forma que la probabilidad de que se alcance estos valores sea baja. El módulo de elasticidad E_m se tomó como la rigidez secante de la curva esfuerzo-deformación hasta el 40 % de la resistencia obtenida en los ensayos. El esfuerzo de diseño, f_m^* , se obtuvo utilizando la ecuación A.4 y fue de 1.4 MPa (14.6 kg/cm²).

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c_m} \tag{A.4}$$

En la tabla A.4 se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla A.4 Resultados de ensayos de pilas a compresión

Pila	Edad, días	Carga, kg	Esfuerzo bruto, f_m , kg/cm ²	Módulo de elasticidad, E_m , kg/cm ²	E_m/f_m
1	28	10000	31.92	23134	725
2	28	7900	25.21	13497	535
3	28	10650	34.61	12829	371
4	28	5600	17.87	8371	468
5	28	6050	19.31	8870	459
6	28	6350	20.27	8220	406
Media			24.86	12487	494
Coefficiente de variación			0.28	0.46	0.26

Notas: 1MPa = 10.194 kg/cm²

Las dimensiones medias de las pilas fueron 11.19x27.92x43.25cm, con un área transversal bruta de 312.39 cm²

A.4 CUBOS DE MORTERO

Durante la construcción de las pilas y muretes, así como durante la construcción de los especímenes, se tomaron muestras del mortero usado para unir las piezas en forma de probetas cúbicas (figura A.5) de 5 cm de arista, las cuales fueron ensayadas a compresión a los 28 días. Se tomaron seis muestras para muretes y pilas, mientras que para los especímenes fueron 23 para cada uno. Las muestras constaron de tres cubos cada una. En la tabla A.5 se resumen los resultados.

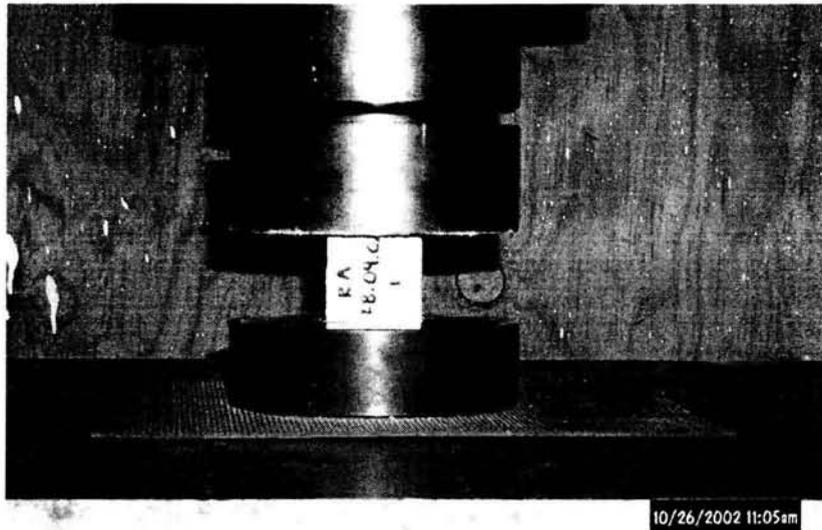


Figura A.5 Ensaye de cubos de mortero

Tabla A.5 Resultados de ensayos de cubos de mortero a compresión

Espécimen	Esfuerzo promedio, f_b , kg/cm ²	Coefficiente de variación
Pilas y muretes	14.8	0.28
MRA-1	22.2	0.43
MRA-2	12.4	0.21
MRA-1R (recubrimiento)	82.2	0.33
MRA-2R (recubrimiento)	165.7	0.24

Nota: 1MPa = 10.194 kg/cm²

A.5 CILINDROS DE CONCRETO

Se realizó el muestreo y ensaye de cilindros de concreto de la mezcla usada en dalas y castillos. En la figura A.6 se presenta un esquema de los cilindros, de la instrumentación utilizada, así como del equipo de prueba. En cada colado se extrajeron cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura. Los cilindros se probaron para obtener su resistencia a compresión a 28 días.

En la tabla A.6 se muestra el promedio de la resistencia obtenido de los cilindros elaborados en los colados. Asimismo se incluye el promedio del módulo de elasticidad determinado en los ensayos.

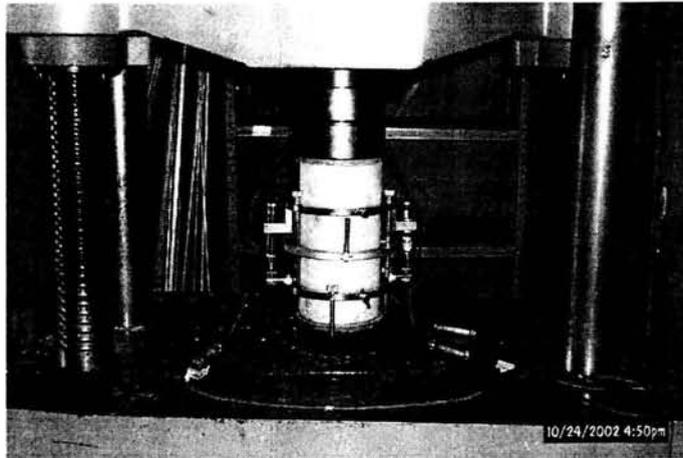


Figura A.6 Ensayo de cilindros de concreto

Tabla A.6 Resultados de ensayos de cilindros de concreto

Espécimen	Esfuerzo medio f_c , kg/cm ²	CV	E_c kg/cm ²
Vigas de cimentación	465	0.04	---
Dalas y castillos	141	0.15	145739

Los cilindros se cabecearon para garantizar la distribución uniforme de esfuerzos. La prueba fue monótona hasta la falla. La prueba se controló por carga, con una velocidad constante de 15 y 26 t/min para los cilindros de dalas y castillos y viga de cimentación, respectivamente. Las curvas esfuerzo-deformación de los cilindros de dalas y castillos se muestran en la figura A.7.

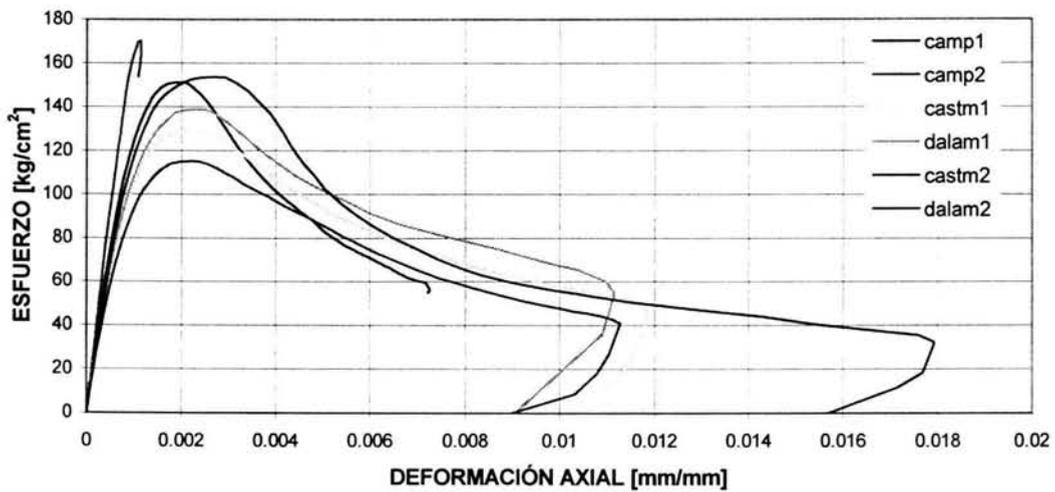


Figura A.7 Ensayo de cilindros de concreto de dalas y castillos

A.6 CILINDROS DE MORTERO

También se realizó el muestreo y ensayo de cilindros de mortero de la mezcla usada en el recubrimiento de los modelos rehabilitados. En la figura A.8 se presenta un esquema de los cilindros, de la instrumentación utilizada, así como del equipo de prueba. En cada aplanado se

extrajeron cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura. Los cilindros se probaron para obtener su resistencia a compresión a 28 días.

En la tabla A.7 se muestra el promedio de la resistencia obtenido de los cilindros elaborados en los aplanados. Asimismo se incluye el promedio del módulo de elasticidad determinado en los ensayos.

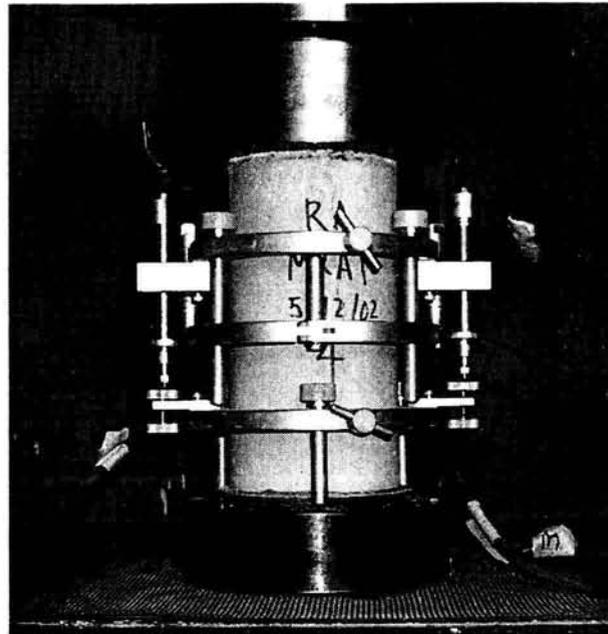


Figura A.8 Ensayo de cilindros de mortero

Tabla A.7 Resultados de ensayos de cilindros de mortero

Espécimen	Esfuerzo medio f_c , kg/cm ²	CV	E_c kg/cm ²
MRA-1R	145	0.21	8805
MRA-2R	253	0.26	7805

Al igual que los cilindros de concreto, los cilindros de mortero se cabecearon para garantizar la distribución uniforme de esfuerzos. La prueba fue monótona hasta la falla. La prueba se controló por carga, con una velocidad constante de 1 t/min. Las curvas esfuerzo-deformación de los cilindros del MRA-1R y MRA-2R se muestran en la figura A.9 y A.10, respectivamente.

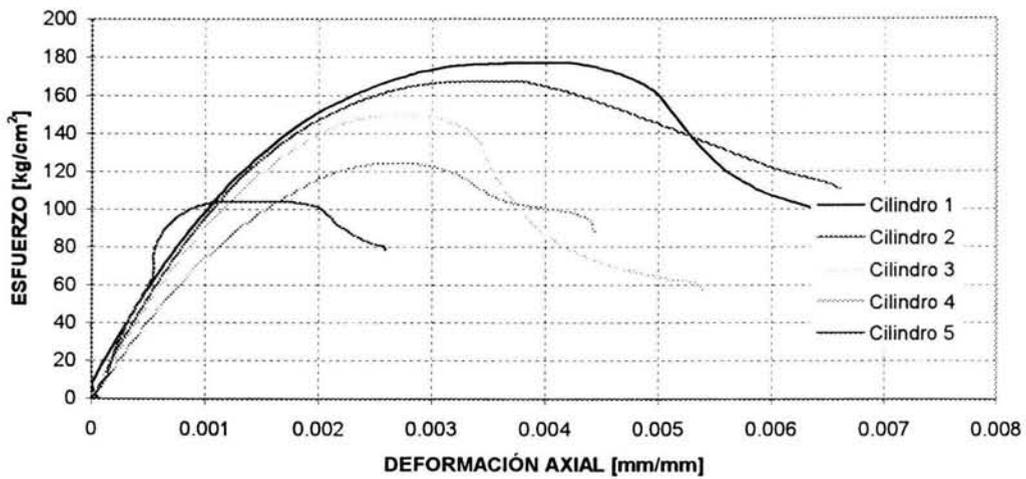


Figura A.9 Ensayo de cilindros de mortero del recubrimiento del MRA-1R

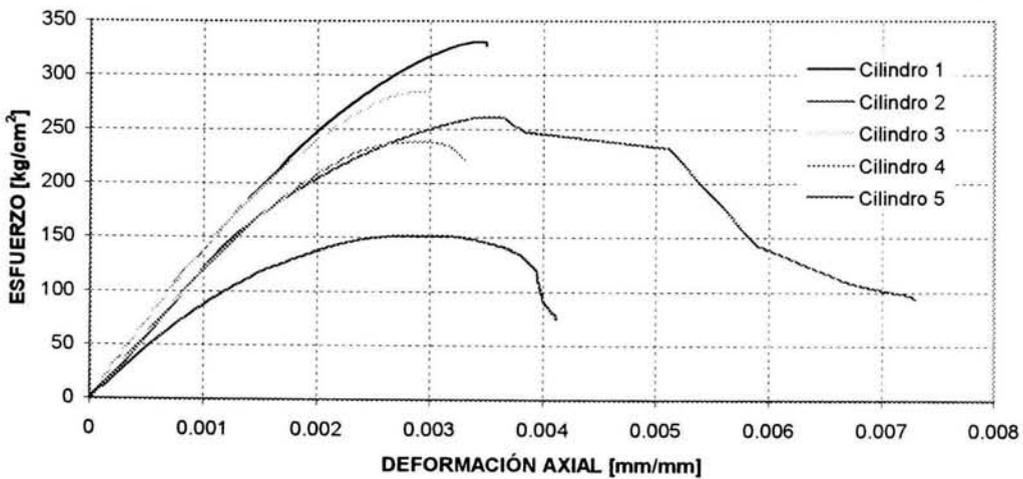


Figura A.10 Ensayo de cilindros de mortero del recubrimiento del MRA-2R

A.7 PRUEBAS DE TENSIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA

Algunas características del ensayo de los alambres de la malla electrosoldada se presentan en la figura A.11. En la figura A.12 se muestra el ensayo, y en la figura A.13 se incluyen algunos resultados representativos de ensayos de los alambres que formaban la malla. La deformación a la fractura de los alambres es congruente con el alargamiento final indicado en la tabla A.8. Las curvas se presentan completas.

Tabla A.8 Resultados de los ensayos de tensión en alambres de la malla electrosoldada

Designación	f_y kg/cm ²	f_u kg/cm ²	Alargamiento %
Barra 1	5961	6058	1.1
Barra 2	5140	5940	1.3
Barra 3	5936	5951	0.7
Media	5679	5983	1.03
Coef. de variación	0.08	0.01	0.30

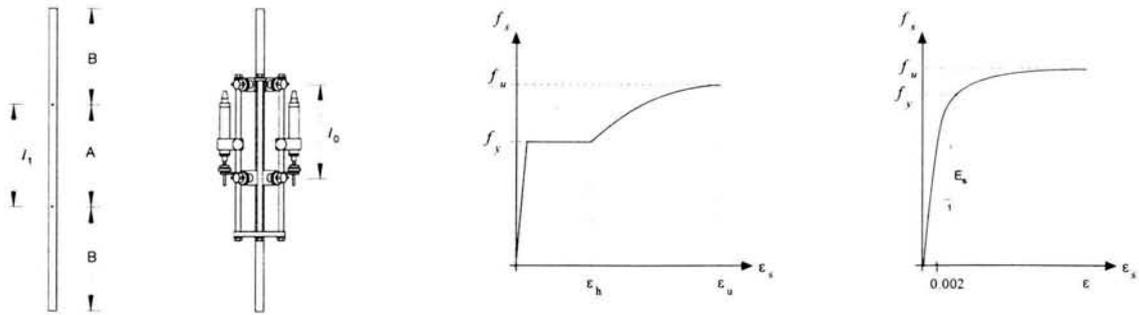


Figura A.11 a) Longitud calibrada y extensómetro, b) y c) Criterios para determinar el esfuerzo de fluencia

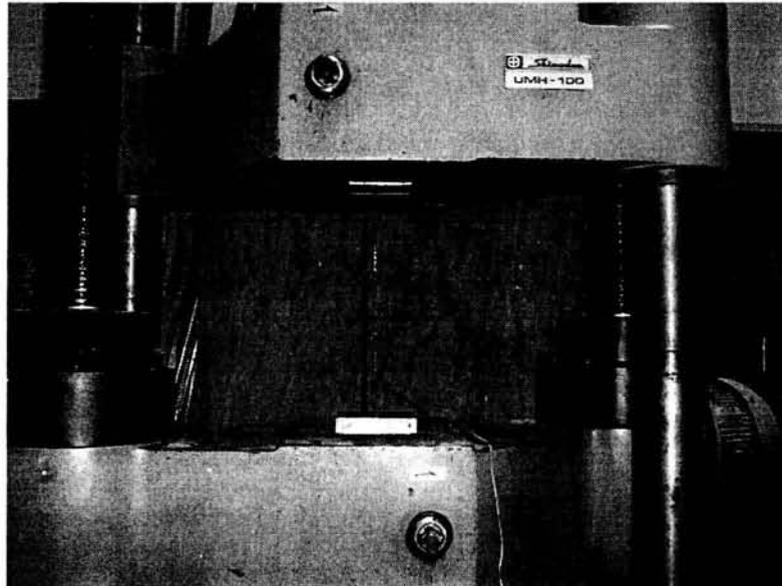


Figura A.12 Ensayo de los alambres

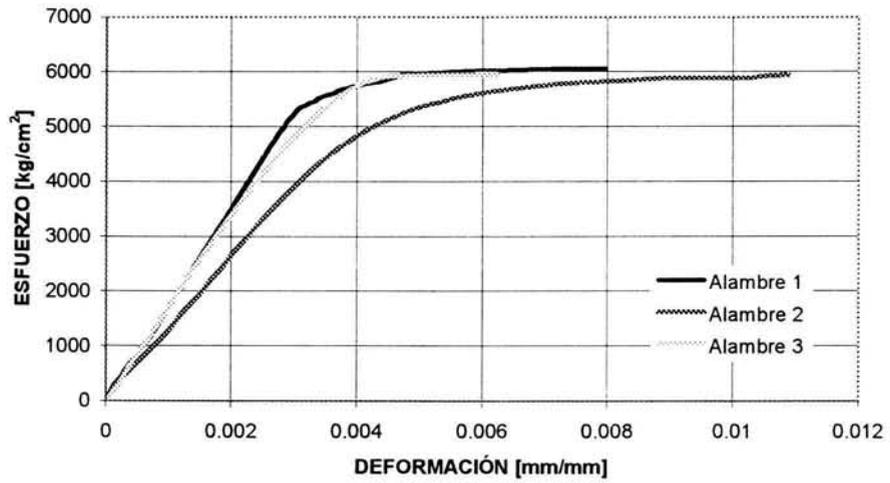


Figura A.13 Gráficas esfuerzo-deformación unitaria de alambres de la malla

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, G. (1997), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 181 pp.
- Alcocer, S. M. (1997), "Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería: Una Revisión", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México, pp. 164-191.
- Alcocer, S.M. (2002), "Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto", notas de clase, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Alcocer, S.M. y Marcelino, J. (2003), "Factibilidad del uso de malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero en muros de bloque como técnica de rehabilitación, conjunto Rancho Alegre", Informe para Construal S.A. de C.V., Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 39 pp.
- Alvarez, J.J. (2000), "Estudio analítico sobre el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con y sin aberturas", Tesis de Maestría, UNAM, México, 151 pp.
- Amal, R. y Betancourt, M. (1996), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", TRILLAS.
- Bazán, E. y Meli, R. (1999), "Diseño sísmico de edificios", Editorial LIMUSA, México, 317 pp.
- Castillo, R.M. (1997), "Comportamiento de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería sujetos a cargas laterales", Tesis de Maestría, UNAM, México, 112 pp.
- Costley, A. C y Abrams, D. P.. (1995), "Seismic Response of URM Buildings", Proceeding of the Seventh Canadian Masonry Symposium, Vol. 1, Hamilton, Notario, pp. 72-83.
- Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 27 de febrero, 16 pp.
- Flores, L.E. (1995), "Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 106 pp.
- Flores, L.E. y Alcocer, S.M. (1996), "Calculated response of confined masonry structures", Artículo no. 1830, XI Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México
- Gobierno del Distrito Federal (2002), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería".
- Hart, G. C. (1995), "Masonry design in high seismic areas", Proceeding of the Seventh Canadian Masonry Symposium, Vol. 1, Hamilton, Ontario, pp. 1-22.
- Hernández, O. Y Meli, R. (1976) "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Serie Azul no. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 24 pp.

López, O. (2001), "Comportamiento de Elementos de Concreto", notas de clase, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Marcelino, J. (2000), "Refuerzo de marcos con muros de concreto empleando conectores distribuidos uniformemente", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 105 pp.

Meli, R. (2002), "Diseño estructural", Limusa, México, 596 pp.

Mólgora C. (2002), Comunicación personal.

Park, R. y Paulay, T. (1999), "Estructuras de concreto reforzado", LIMUSA, México, 796 pp.

Pineda, J.A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", Tesis de Maestría, UNAM, México, 251 pp.

Ruiz, J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Tesis de Maestría, UNAM, México, 251 pp.

Sánchez, T.A. (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujeta a cargas laterales", Tesis de Maestría, UNAM, México, 222 pp.

Terán-Gilmore, A. (2001), "Tendencias actuales de la normatividad sísmica", Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, 17 pp.

AGRADECIMIENTOS

La realización de este proyecto fue posible gracias al apoyo del Instituto de Ingeniería y del CENAPRED. Los ensayos de los modelos, así como las pruebas de materiales, se hicieron en el Laboratorio de Estructuras Grandes de dicho centro.

Se hace un reconocimiento a todas las personas que colaboraron en los ensayos de este estudio. Al Ing. Leonardo Flores que inició este proyecto y por su asesoría durante todo el proyecto. Al Ing. Miguel A. Pacheco por sus consejos en las pruebas de materiales. Al señor Pablo Olmos por su ayuda durante los ensayos, y en especial, a los estudiantes que participaron en las diversas etapas del proyecto, Iván León, Luis A. Valerio.

Un sincero agradecimiento al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro por su colaboración y dirección de esta tesis.

Gracias a mi familia y amigos por apoyarme en los momentos críticos de esta nueva etapa, y hacerla menos difícil.

Por tu apoyo, comprensión y amor, mil gracias, Norma.