

97
2 eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

"ENSAYES EN MESA VIBRADORA DE SISTEMAS DE MUROS DE
MAMPOSTERIA CONFINADA"

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

presentan

JUAN REYES ALVARADO

JAVIER EDUARDO SANCHEZ VAZQUEZ



MEXICO D.F.

OCTUBRE 1994

TESIS
FACULTAD DE INGENIERIA



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 está 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.



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-017/94

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO
Señores

JUAN REYES ALVARADO
JAVIER EDUARDO SANCHEZ VAZQUEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. SERGIO M. ALCOCER MARTINEZ DE CASTRO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ENSAYES EN MESA VIBRADORA DE SISTEMAS DE MUROS DE
MAMPOSTERIA CONFINADA"**

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES**
 - II. TECNICAS DE REPARACION DE MUROS DE MAMPOSTERIA**
 - III. PROGRAMA EXPERIMENTAL**
 - IV. RESPUESTA DE LOS MODELOS**
 - V. ANALISIS DE DATOS**
 - VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- REFERENCIAS**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 3 de mayo de 1994.
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

Dedico este trabajo con todo cariño y a la vez doy las gracias.

A mi madre Ana María Alvarado Ayala quien siempre me ha dado cariño, apoyo y consejos.

A mi padre Jaime Reyes Tellez que en paz descansa.

A mis hermanos Marcela, Ana María, María del Carmen, Adriana que en paz descansa,

Estela, Jaime, Enrique y Ricardo con quienes he compartido los mejores momentos de mi vida.

A mis sobrinos Karla, Mayra, Estephania, Jessica, Jorge y Oscar.

A mis amigos y compañeros con los que he tenido la oportunidad de convivir.

A México.

Dedico este trabajo a mis padres, Alicia y Francisco, quienes siempre me han brindado su apoyo incondicional para el logro de mis metas

A mis hermanos, Adriana y Francisco

A Verónica, con todo mi amor

A todos aquellos que me han ofrecido su amistad y alentado en los momentos difíciles de mi vida

INDICE

INDICE	v
LISTA DE TABLAS	x
LISTA DE FIGURAS	xi
INTRODUCCIÓN	1
A Problemática de la Vivienda en México	1
B Alcances y Objetivos	1
C Organización del Trabajo	2
CAPITULO I - ANTECEDENTES	3
1.1 Criterios de Diseño de Estructuras de Mampostería Confinada en México ...	3
1.2 Comportamiento Sísmico Observado en Muros de Mampostería Confinada	5
1.3 Variables que Afectan el Comportamiento de la Mampostería Confinada ante Cargas Laterales	5
1.3.1 Materiales	5
1.3.1.a Ladrillos y Bloques	5
1.3.1.b Morteros	6
1.3.1.c Efecto de la Carga Vertical en la Mampostería	6

1.3.1.d	Tensión Diagonal en la Mampostería	6
1.3.2	Mampostería Confinada	6
1.3.2.a	Mampostería Confinada Sujeta a Cargas Laterales	6
1.3.2.b	Efectos de la Colocación de Castillos y Dalas	7
1.3.2.c	Influencia del Refuerzo Horizontal	7
1.3.2.d	Efecto de las Cargas Verticales	7
1.3.2.e	Influencia de la Relación de Aspecto y Acoplamiento a Flexión	7
1.4	Leyes de Similitud en Modelos Dinámicos	8
1.5	Ensayes de Muros de Mampostería en Mesa Vibradora	12
1.5.1	Funcionamiento Básico de una Mesa Vibradora	12
1.5.2	Ensayes en Mesa Vibradora de Estructuras de Mampostería	13
1.5.2.a	R. W. Clough, P. Gülkan y R. L. Mayes (1980)	13
1.5.2.b	O. Hernández B., R. Meli, M. Padilla y E. Valencia (1981)	14
1.5.2.c	M. Tomazevic y R. Zarnic (1984)	15
1.5.2.d	G. C. Manos, R. W. Clough y R. L. Mayes (1984)	16
1.5.2.e	D. P. Abrams (1988)	17
1.5.2.f	M. Tomazevic, P. Weiss y T. Velechovsky (1990)	18
1.5.2.g	T. J. Paulson y D. P. Abrams (1990)	20
1.5.2.h	C. Modena, P. La Mendola y A. Terrusi (1992)	22
1.5.2.i	A. San Bartolomé, D. Quiun y D. Torrealva (1992)	22

CAPITULO II - TECNICAS DE REPARACION DE MUROS DE

	MAMPOSTERIA	24
2.1	Daños Observados en Muros de Mampostería	24
2.1.1	Daños Debidos a Asentamientos	24
2.1.2	Daños Debidos a Explosiones	24
2.1.3	Daños Debidos a Cargas Laterales	27
2.1.3.a	Sismo	27

2.1.3.b Viento	28
2.2 Reparación y Refuerzo Local	29
2.2.1 Inyección de Mortero Epóxico o Mortero de Cemento en Grietas en la Mampostería	29
2.2.2 Sustitución de Piezas Dañadas en un Muro	30
2.2.3 Colocación de Refuerzo Horizontal o Diagonal a Través del Agrietamiento Principal	31
2.3 Reparación y Refuerzo Global	32
2.3.1 Malla de Alambre Anclada a los Muros con Revestimiento de Mortero	32
2.3.2 Inserción y Anclaje de Refuerzo Horizontal en la Mampostería	36
 CAPITULO III - PROGRAMA EXPERIMENTAL	 39
3.1 Introducción	39
3.2 Descripción de los Modelos	39
3.3 Características de los Materiales	45
3.3.1 Tabiques	45
3.3.2 Concreto	45
3.3.3 Mortero	47
3.3.4 Mampostería	48
3.3.5 Refuerzo	50
3.4 Construcción de los Modelos	50
3.5 Instrumentación	53
3.6 Ensayes de Vibración Ambiental y Vibración Forzada	56
3.7 Adquisición de Datos	57
3.8 Procesamiento de Señales	58
3.9 Antigua Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM	59

CAPITULO IV - RESPUESTA DE LOS MODELOS	62
4.1 Introducción	62
4.2 Definición de Algunas Características de Respuesta	62
4.2.1 Componentes de la Distorsión	62
4.2.2 Curvaturas	66
4.3 Modelo M2	67
4.4 Modelo M2R	80
4.5 Modelo M3	93
CAPITULO V - ANALISIS DE RESULTADOS	103
5.1 Introducción	103
5.2 Rigidez	103
5.2.1 Degradación de Rigidez	103
5.2.2 Rigidez Teórica	105
5.3 Degradación de Resistencia	110
5.4 Disipación de Energía	110
5.5 Amortiguamiento Viscoso	115
5.6 Comparación del Comportamiento entre los Modelos	117
5.6.1 Estados Límite	117
5.6.2 Deterioro de Rigidez	121
5.6.3 Aceleraciones Máximas	121
5.6.4 Envolventes de Respuesta	123
5.6.5 Ductilidad	123
5.7 Comparación del Comportamiento con el Modelo W-W	124
5.7.1 Modelo M2	124
5.7.2 Modelo M3	125

5.8 Implicaciones en Prototipos	127
5.8.1 Relación de Masas	128
5.8.2 Prototipo	129
5.8.3 Coeficiente de Diseño Sísmico en el Distrito Federal	132
5.8.4 Coeficiente de Diseño en una Zona Epicentral	133
5.8.5 Resumen de Resultados	133
CAPITULO VI - RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	135
6.1 Resumen	135
6.2 Conclusiones y Recomendaciones	135
6.2.1 Diseño, Construcción e Instrumentación de los Modelos	135
6.2.2 Comportamiento de los Modelos	136
6.3 Investigaciones Futuras	137
REFERENCIAS	139
AGRADECIMIENTOS	143

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
1.1 Factores de Escala Para Modelos Dinámicos	11
3.1 Dimensiones del Prototipo y de los Modelos	41
3.2 Resistencia Promedio a la Compresión de Cilindros de Concreto	47
3.3 Resistencia de los Morteros	47
3.4 Propiedades Mecánicas de la Mampostería	49
3.5 Resultados de los Ensayes en el Acero de Refuerzo	50
3.6 Dosificación del Concreto Usado en las Losas de Cimentación	51
3.7 Distribución de Canales en las Computadoras	58
3.8 Propiedades Dinámicas del Sistema Mesa-Actuador	60
4.1 Amplificación de Aceleraciones Modelo 2 Muro A	77
4.2 Amplificación de Aceleraciones Modelo 2 Muro B	78
4.3 Amplificación de Aceleraciones Modelo M2R Muro A	90
4.4 Amplificación de Aceleraciones Modelo M2R Muro B	91
4.5 Amplificación de Aceleraciones Modelo 3 Muro A	101
4.6 Amplificación de Aceleraciones Modelo 3 Muro B	101
5.1 Estados Límite de los Modelos	121
5.2 Estados Límite y Deterioro de Rigidez	122
5.3 Relación de Estados Límite y Aceleraciones Registradas	122
5.4 Factores de Escala para Modelos Dinámicos de Similitud Simple	128
5.5 Relaciones de Masas	129
5.6 Relación entre Aceleraciones de Modelos y Prototipos	134

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1.1 Relación Esfuerzo-Deformación de los Materiales del Prototipo y Modelo; Caso de Similitud Completa	10
1.2 Relación esfuerzo-Deformación de los Materiales del Prototipo y Modelo; Caso de Similitud Simple	10
1.3 Componentes de una Mesa Vibradora	13
1.4 Mapa de Regionalización Según el Uniform Building Code Seismic de los EUA . .	14
1.5 Esquema del Modelo de Adobe Ensayado por Hernández y Otros (1981)	15
1.6a Ladrillo Utilizado en el Modelo de Tomazevic y Zarnic	15
1.6b Colocación del Modelo de Tomazevic y Zarnic en la Mesa Vibradora	16
1.7 Configuración Estructural del Modelo de Abrams (1988)	18
1.8a Sección Transversal Muro Este	19
1.8b Sección Transversal Muro Oeste	19
1.8c Sección de la Cara Longitudinal	19
1.9a Configuración Estructural del Modelo de Paulson y Abrams (1990)	21
1.9b Colocación del Refuerzo en los Bloques de Concreto (Paulson y Abrams, 1990) . .	21
1.10 Modelo de Mampostería Confinada Ensayado por San Bartolomé, Quiun y Torrealva (1992)	23
2.1 Zonas A, B y C Según el Tipo y Uso de las Construcciones (Alcocer y León, 1992)	25
2.2 Mecanismo de Falla Propuesto por Alcocer y León para los Daños de Vivienda . .	26
2.3 Sustitución de Piezas Dañadas en Muros de Mampostería	30
2.4 Curvas Carga Lateral-Desplazamiento Horizontal Para el Muro Original y Reparado (San Bartolomé, 1993)	31
2.5 Uso de Grapas para Reparar Muros de Mampostería	32

2.6	Reparación Mediante Malla Electrosoldada de Acero y Repellado de Mortero	33
2.7	Colocación del Muro en el Dispositivo de Ensaye	34
2.8a	Curva de Histéresis del Muro en Estado Original	35
2.8b	Comportamiento del Muro Reparado	36
2.9	Reparación Mediante Inserción de Barras de Acero	37
2.10a	Curvas Esfuerzo Cortante-Deformación Angular de las Probetas Originales	37
2.10b	Curvas Esfuerzo Cortante-Deformación Angular de las Probetas Reparadas	38
2.11	Técnica de Refuerzo por Medio de Placas de Acero	38
3.1	Dimensiones del Modelo M2	39
3.2	Dimensiones del Modelo M3	40
3.3	Armado de las Losas de Cimentación	42
3.4a	Detalles de Armados de Castillos y Dalas Modelo M2	43
3.4b	Detalles de Armados de Castillos y Dalas Modelo M3	43
3.5	Refuerzo de la Losa de Techo	44
3.6	Dispositivo de Arriostamiento (Vista Transversal del Modelo)	45
3.7	Granulometría de los Agregados del Microconcreto	46
3.8	Pilas de Tabiques	48
3.9	Dispositivo de Carga para Prueba de Adherencia	49
3.10	Aspecto General de la Malla de Refuerzo para M2R	52
3.11a	Disposición de los Acelerómetros en la Losa Superior	54
3.11b	Disposición de los Acelerómetros en la Losa de Cimentación	54
3.12a	Arreglo de Transductores de Desplazamiento Horizontales	55
3.12b	Arreglo de Transductores de Desplazamiento Verticales (Rotación de Muros)	55
3.12c	Arreglo de Transductores de Desplazamiento Diagonales Muro A	55
3.12d	Arreglo de Transductores de Desplazamiento Diagonales Muro B	55
3.13a	Colocación de Deformímetros Eléctricos Modelo M2 y M2R	56
3.13b	Colocación de Deformímetros Eléctricos Modelo M3	56
3.14	Dimensiones de la Antigua Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM	61
4.1	Contribución al Desplazamiento de los Modelos	62

4.2	Deformación Angular	63
4.3	Sistema Embolo-Pistón para Obtener las Deformaciones Angulares	64
4.4	Transductor de Desplazamiento Montado Sobre la Barra Diagonal	65
4.5	Obtención de la Deformación Angular de los Tableros	65
4.6a	Agrietamiento de M2 Intensidad 4.0 (0.28g)	68
4.6b	Agrietamiento de M2 Intensidad 4.5 (0.32g)	68
4.6c	Agrietamiento de M2 Intensidad 5.0 (0.36g)	69
4.6d	Agrietamiento de M2 Intensidad 5.5[1] (0.39g)	70
4.6e	Agrietamiento de M2 Intensidad 5.5[2] (0.39g)	70
4.7	Curvas Fuerza-Distorsión del Modelo M2	71
4.8	Envolvente de Respuesta del Modelo M2	73
4.9	Deformaciones Angulares del Modelo M2	74
4.10	Curvaturas del Modelo M2	75
4.11	Comportamiento de los Deformímetros del Modelo M2	76
4.12	Deformaciones Máximas en el Refuerzo Longitudinal para M2	78
4.13	Estado Final del Muro A en el Modelo M2	79
4.14	Vista General de la Reparación del Modelo M2R	80
4.15a	Agrietamiento de M2R Intensidad 7.0 (0.50g)	82
4.15b	Agrietamiento de M2R Intensidad 7.5 (0.55g)	82
4.15c	Agrietamiento de M2R Intensidad 8.0 (0.57g)	83
4.15d	Agrietamiento de M2R Intensidad 8.5[1] (0.53g)	83
4.15e	Agrietamiento de M2R Intensidad 8.5[2] (Aplastamiento del Mortero)	84
4.16	Agrietamiento Final de M2 y M2R	84
4.17	Curvas Fuerza-Distorsión del Modelo M2R	85
4.18	Envolvente de Respuesta del Modelo M2R	86
4.19	Deformaciones Angulares del Modelo M2R	87
4.20	Curvaturas del Modelo M2R	88
4.21	Deformaciones Máximas en el Refuerzo Longitudinal para M2, intensidad 7.0	89
4.22	Estado Final de Muro A Modelo M2R	92
4.23a	Agrietamiento de M3 Intensidad 4.0 (0.28g)	94

4.23b Agrietamiento de M3 Intensidad 4.5 (0.32g)	94
4.23c Agrietamiento de M3 Intensidad 5.0 (0.35g)	95
4.23d Agrietamiento de M3 Intensidad 5.5 (0.39g)	95
4.24 Propagación de las Grietas Inclinadas en los Castillos	96
4.25 Curvas Fuerza-Distorsión del Modelo M3	97
4.26 Envolvente de Respuesta del Modelo M3	98
4.27 Deformaciones Angulares del Modelo M3	100
4.28 Estado Final del Muro A en el Modelo M3	102
5.1 Señal de Aceleraciones en una de las Pruebas	104
5.2 Ciclos $P - \delta$ en una de las Pruebas	104
5.3 Degradación de Rigidez del Modelo M2	106
5.4 Degradación de Rigidez del Modelo M2R	107
5.5 Degradación de Rigidez del Modelo M3	108
5.6 Rigideces Teóricas de los Modelos M2 y M3	109
5.7 Degradación de Resistencia del Modelo M2R	111
5.8 Pérdida de Resistencia-Distorsión del Modelo M2R	112
5.9 Pérdida de Resistencia-Distorsión del Modelo M3	113
5.10 Obtención de Energía Disipada a partir del Area Encerrada en los Ciclos Histeréticos	114
5.11 Energía Acumulada de los Muros B	116
5.12 Definición del Amortiguamiento Viscoso Equivalente	117
5.13 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo M2	118
5.14 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo M2R	119
5.15 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo M3	120
5.16 Determinación de la Ductilidad	123
5.17 Geometría del Modelo W-W	125
5.18 Patrones de Agrietamiento Final de los Modelos M2, M3 y W-W	126
5.19 Gráfica de Degradación de Rigidez del Modelo W-W	127
5.20 Curvas Esfuerzo-Deformación de Pilas a Escala Natural y a Escala 1:3	130
5.21 Curvas Esfuerzo-Distorsión de Muretes a Escala Natural y a Escala 1:3	130

INTRODUCCION

A Problemática de la Vivienda en México

El déficit habitacional que se ha estimado en nuestro país es de 6.1 millones de viviendas. El problema se agrava debido a que el 80% de la población del país vive en las ciudades, y a que la tercera parte de la población urbana se encuentra alojada en las áreas metropolitanas de la ciudad de México, de Guadalajara y de Monterrey. Estas grandes ciudades se caracterizan por asentamientos periféricos irregulares (ref. 1). Las viviendas que ahí se encuentran son consideradas como inadecuadas, tanto en sus dimensiones, como en el tipo de materiales con el que están edificadas.

El excesivo crecimiento de las ciudades ha traído como consecuencia una escasez de terrenos, lo que a su vez ha originado que los pocos que se encuentran se vendan a precios elevados requiriendo de una alta densidad de familias para poder hacerlos financieramente viables.

Por la ubicación de los terrenos que se encuentran afuera de las ciudades, no es posible dotarlos de servicios e infraestructura. Esto conduce a que las licencias de uso de suelo, urbanización y de edificación sean obtenidas a través de trámites lentos y costosos.

Por la razón anterior, los sectores público, social y privado se han propuesto edificar, dentro del período comprendido de 1990-1994, un poco más de un millón 390 mil nuevas viviendas en condiciones de habitabilidad adecuadas para cubrir las demandas originadas por el incremento poblacional. Además, se llevarán a cabo un millón 542 mil acciones de mejoramiento sustancial de la vivienda existente para evitar que el déficit se incremente (ref. 1).

La vivienda popular se encuentra fundamentalmente financiada por organismos de vivienda como el INFONAVIT, el FOVISSSTE y el FOVIMI para los trabajadores asalariados, mientras que los no asalariados cuentan con el FONHAPO y con promoción de vivienda del FOVI.

Debido a que la tasa de inflación se ha controlado y reducido en los últimos años se espera que las tasas de interés también bajen. Esto conducirá a que disminuyan los costos de financiamiento de la vivienda permitiendo ampliar el mercado a personas de menores recursos.

B Alcances y Objetivos

El comportamiento de las estructuras de mampostería confinada ante cargas laterales ha sido evaluado mediante ensayos a escala reducida y natural efectuados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (ref. 2) y más recientemente, en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (refs. 3, 4 y 5). Los modelos han sido probados cuasiestáticamente ante cargas laterales alternadas. Los ensayos cuasiestáticos son aquellos en los que las cargas (o desplazamientos) se aplican paulatinamente para poder observar la secuencia del daño en el espécimen. Las conclusiones y resultados de estos estudios han permitido identificar y cuantificar las variables que afectan el comportamiento, y proponer criterios de diseño y detallado de muros de mampostería confinada.

Sin embargo, poca es la información disponible sobre la respuesta dinámica de estructuras de mampostería confinada en laboratorio. Con objeto de evaluar la respuesta dinámica y compararla con los resultados obtenidos en los ensayos cuasiestáticos a escala natural, se decidió la

construcción y prueba en mesa vibradora de tres modelos a escala reducida. Como material de construcción se seleccionó el tabique de barro recocido que continúa siendo uno de los más empleados, sobre todo en la región centro del país.

Tres modelos a escala 1:3 fueron construidos y ensayados en la antigua mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los especímenes estaban compuestos por dos muros de mampostería confinada en la dirección de carga ligados entre sí por una losa de techo de concreto reforzado. La variable experimental fue la relación de aspecto de los muros. Uno de los modelos fue dañado, reparado y ensayado hasta la falla. Los modelos fueron construidos según la práctica vigente en el Distrito Federal. El proyecto fue financiado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Los objetivos del estudio fueron investigar:

1. El efecto de la relación de aspecto en la respuesta histerética de los especímenes, en particular respecto a su modo de falla y resistencia.
2. El nivel de seguridad de muros de mampostería confinada diseñados con las normas vigentes de diseño sísmico.
3. La efectividad del empleo de mallas de acero recubiertas por mortero como un método de reparación y refuerzo de muros de mampostería confinada.

En esta tesis se discutirán los resultados del segundo y tercer modelos. El ensaye del primer espécimen fue presentado anteriormente (ref. 6).

C Organización del Trabajo

El trabajo está dividido en seis capítulos. En el Capítulo I se presentan los criterios de diseño, el comportamiento observado y las variables que lo afectan, las leyes de similitud empleadas para la modelación, y también se describen algunos ensayos realizados en distintas partes del mundo por medio de mesa vibradora a estructuras de mampostería. En el Capítulo II se describen las técnicas de reparación y refuerzo más comúnmente empleadas en muros de mampostería confinada. Los detalles y dimensiones de los modelos, la instrumentación, y el sistema de captura y análisis de la información se describen en el Capítulo III. El comportamiento de los modelos ensayados se presenta en el Capítulo IV. En el Capítulo V se incluye una interpretación de los resultados experimentales y se discuten las implicaciones que éstos tienen en muros prototipo. Finalmente, en el Capítulo VI se presentan las conclusiones y recomendaciones desarrolladas con base en los resultados obtenidos.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 Criterios de Diseño de Estructuras de Mampostería Confinada en México

Desde un punto de vista de comportamiento de las estructuras, se reconoce al valle de México como una zona crítica en el país. Primeramente se tiene que es la región más densamente poblada del país, y una de las mayores en el mundo. El tipo de suelo presenta características peculiares. Aunque se tienen en algunas zonas suelos duros, ya sean formados por rocas ígneas o por tobos compactas, en la zona central, así como en la oriente (de sur a norte), se tienen suelos altamente compresibles formados por arcillas saturadas (con contenidos de agua de hasta 400%) con niveles freáticos francamente someros. Últimamente se ha acrecentado el problema del abatimiento de los niveles freáticos en algunas zonas debido al bombeo excesivo de agua que se efectúa, ya sea con autorización gubernamental o bien clandestinamente. Esto ha provocado severos daños en algunas estructuras que son incapaces de adaptarse a las deformaciones del suelo.

Aunado a lo anterior tenemos que el valle de México se encuentra situado en una zona de alta sismicidad. La subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica da origen a una actividad sísmica constante en la zona sur del Pacífico mexicano (los epicentros de los sismos se localizan generalmente en las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán). La combinación de las condiciones del suelo y la alta sismicidad ha causado el daño y, aun, el colapso de estructuras con la consecuente pérdida de vidas.

Antes de los sismos de septiembre de 1985 se contaba con un reglamento de construcciones (ref. 7) que era considerado conservador, sobre todo en el aspecto de diseño sísmico. Pero, los sucesos de ese año condujeron a la edición de un nuevo reglamento (ref. 8) que se caracteriza por reformas en el aspecto constructivo, es decir en la supervisión y en el control de calidad, y en el diseño por el incremento de los factores de seguridad. En efecto, los valores del coeficiente sísmico de diseño y del factor de importancia aumentaron mientras que los valores de los factores de reducción de resistencia disminuyeron.

Analizando de manera general la situación presentada en 1985, se tiene que los daños mayores en estructuras se presentó en aquéllas con una altura similar (de cinco a diez niveles), localizadas en suelos blandos. La frecuencia del modo principal de vibración de estas estructuras fue muy similar a la del suelo sobre el que fueron desplantadas (las características de vibración de un suelo no están dadas por la magnitud de un sismo sino por sus propias características físicas de rigidez y transmisión de ondas).

De este modo se presentó un fenómeno que el reglamento anterior no contemplaba totalmente. Al coincidir las frecuencias de vibrar del suelo y de la estructura, se presentó la resonancia del sistema o bien una importante amplificación de los movimientos dinámicos. Hubo estructuras altas (de más de diez niveles) que no resultaron con daños o bien que fueron menores. Esto nos lleva a pensar que la solución no sólo es incrementar los factores de seguridad, sino también proponer, para cada caso, la estructuración más adecuada que permita alejar a la estructura de la zona de resonancia. El incremento de los factores de seguridad han representado un aumento en los costos de construcción.

Las estructuras de mampostería en México se diseñan y construyen de hasta cinco niveles. Durante los sismos de 1985 presentaron un comportamiento aceptable, sufriendo pequeños daños; muy raramente presentaron fallas. Su alta rigidez lateral les permitió alejarse del intervalo de resonancia. La alta densidad de muros en planta les facilitó resistir el sismo con un comportamiento elástico.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es un reglamento modelo seguido

en prácticamente todo el país, con sus variantes dadas principalmente por la sismicidad en cada zona. En el presente trabajo se considerará este reglamento dado su amplio uso en el país.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTM) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 9) incluyen requisitos para el diseño y construcción de estructuras de mampostería en sus diversas modalidades: confinada, reforzada interiormente y sin refuerzo alguno. Las resistencias ante cargas laterales y verticales se calculan mediante fórmulas de origen empírico. Los requisitos de diseño sísmico (ref. 10) complementan a los incluidos en las refs. 8 y 9.

Las NTM se refieren a las características físicas y de resistencia de los materiales constitutivos de la mampostería. Establecen las pruebas a que deberán someterse los materiales para obtener los índices de resistencia y una metodología para obtener valores de diseño. En caso de que no se disponga de datos sobre la resistencia de la mampostería, se proponen valores de diseño de la resistencia a la compresión y a tensión diagonal según el tipo de pieza y mortero empleados.

El método de diseño del RDF-87 es por estados límite. De esta manera, para el estado límite de falla se debe revisar que la magnitud de las cargas de diseño, afectadas por un factor de carga, sea menor o igual (en el peor de los casos) que la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Así, por ejemplo, para diseñar por sismo una estructura de mampostería se deberá satisfacer que la resistencia de los muros (producto de la resistencia nominal y un factor de reducción de resistencia) sea mayor o igual que la fuerza sísmica multiplicada por su factor de carga (igual a 1.1). Para mampostería confinada el factor de reducción de resistencia es igual a 0.7. La resistencia nominal al cortante de un muro de mampostería está dada por

$$V_n = 0.5v^*A_T + 0.3P \quad (1.1)$$

donde

V_n es la resistencia nominal al cortante;

v^* es el esfuerzo cortante de diseño;

A_T es el área bruta de la sección transversal del muro; y,

P es la carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

Se supone que la resistencia calculada con la ec. 1.1 estará asociada a la carga de agrietamiento diagonal del tablero de mampostería. Así, la resistencia calculada es una estimación conservadora de la resistencia real ya que no se considera la reserva de capacidad existente después del agrietamiento diagonal inicial. La selección de la carga de agrietamiento como carga última se ha justificado la dificultad e incertidumbre existentes en el cálculo de la resistencia última máxima en comparación con la determinación más fácil y confiable de la carga de agrietamiento. En efecto, la carga de agrietamiento depende de menos variables que la resistencia. Por tanto, las NTM (ref. 9) consideran como "resistencia última" a la carga de agrietamiento diagonal de la mampostería. Consecuentemente, las NTM implícitamente permiten un daño moderado y reparable ante sismos de diseño. Lo anterior es relevante puesto que casi la totalidad de la vivienda de bajo costo se resuelve a base de muros de mampostería.

Los daños observados en sismos recientes han evidenciado la necesidad de garantizar la construcción de las estructuras conforme al diseño de ellas. Consistentes con esta idea, las NTM (ref. 9) establecen requisitos y límites que garanticen un buen control de calidad y una ejecución adecuada de la obra. Así, se señalan las características que deberán tener los materiales (piezas, morteros y cementos) y las que deberán satisfacerse durante la construcción (espesor de juntas, aparejo, tolerancias, etc.).

1.2 Comportamiento Sísmico Observado en Muros de Mampostería Confinada

Los movimientos de suelo durante un sismo inducen vibraciones en la estructura que a la vez originan fuerzas de inercia proporcionales a su masa. Estas fuerzas son resistidas por los muros y son transmitidas a la cimentación y al suelo. Los muros que se encuentran alineados en la dirección del movimiento del terreno y que poseen una gran rigidez lateral y resistencia en su plano, están en una mejor condición para soportar las cargas laterales. Para que las fuerzas de inercia sean transmitidas a los muros, los techos deben actuar como una unidad rígida en su plano. Además, los techos y muros deben estar conectados rígidamente (mediante dadas por ejemplo) en todo el perímetro para que las fuerzas se transmitan a los muros alineados en la dirección del movimiento y provoquen empujes mínimos normales a dicha dirección.

El comportamiento de la mampostería confinada no depende de manera importante de los elementos confinantes, sino hasta que se tiene un agrietamiento diagonal inicial. Después de ocurrido este último comienza la participación de los elementos confinantes a tomar la carga. Por lo tanto, la resistencia dependerá de la capacidad al corte de los extremos de los elementos, ya que ella afecta la tasa de propagación del agrietamiento en los elementos confinantes, aun a grandes incrementos de desplazamiento.

El comportamiento ante sismos de estructuras hechas de mampostería confinada ha sido muy aceptable en la ciudad de México por las razones expuestas en la sección 1.1 y por otras, como la interacción entre las complejas formas estructurales y con el mismo suelo (interacción suelo-estructura) (ref. 11).

Las pocas estructuras de mampostería dañadas en la ciudad de México durante los sismos de 1985 sufrían de importantes asentamientos diferenciales que habían agrietado y, por tanto, debilitado la mampostería. En otros casos, los muros de mampostería exhibían un deterioro avanzado por intemperismo que condujo, igualmente, a reducir la resistencia (ref. 12).

Por lo general, los sismos de subducción en México han ocurrido frente a regiones de baja densidad de población. Los daños en estructuras de mampostería ubicadas en las zonas epicentrales han sido reducidos. Sin embargo, en 1985 las poblaciones de Ciudad Lázaro Cárdenas, Mich. y Ciudad Guzmán, Jal. registraron agrietamiento y desprendimiento de muros de mampostería en sus modalidades sin refuerzo y confinada.

1.3 Variables que Afectan el Comportamiento de la Mampostería Confinada Ante Cargas Laterales

Con el propósito de conocer el comportamiento de los muros de mampostería confinada ante cargas laterales tales como viento o sismo, se han realizado ensayos de modelos en diferentes partes del mundo, principalmente en Latinoamérica. Destacan los estudios realizados en México, Chile, Perú, Colombia y Argentina. En todos ellos, el objetivo de la investigación era estudiar las variables que afectan el comportamiento de los muros, en particular ante carga alternada. Lo que aquí se discute se ha tomado de la ref. 13.

1.3.1 Materiales

1.3.1.a Ladrillos y Bloques

La resistencia a compresión de ladrillos y bloques es una característica estructural importante. La resistencia a compresión de las piezas se incrementa cuando se coloca un confinamiento lateral. Estudios hechos en América Latina han demostrado que para piezas de arcilla la resistencia depende de los materiales empleados, y no del proceso de fabricación (hechos a mano o en máquina). Sin embargo, en piezas de concreto la variable que afecta la resistencia a compresión es el control de calidad de los procesos industrializados.

1.3.1.b Morteros

Las propiedades de los morteros que influyen en el comportamiento de los elementos de mampostería son: flexibilidad, resistencia a compresión, y resistencia de la junta a tensión. Estas propiedades afectan las deformaciones y la resistencia a tensión diagonal de la mampostería. Por otra parte, el mortero no influye significativamente en la capacidad a compresión de la mampostería.

1.3.1.c Efecto de la Carga Vertical en la Mampostería

El comportamiento y modos de falla de la mampostería sujeta a carga axial depende de la interacción de las piezas de ladrillos o bloques y el mortero. Las piezas son usualmente más rígidas que el mortero. Cuando estos dos materiales son utilizados para hacer pilas prismáticas y se sujetan a carga axial, las piezas restringen las deformaciones laterales del mortero. Un esfuerzo de compresión biaxial actúa en el mortero mientras que un esfuerzo de tensión lateral biaxial actúa en las piezas. Este esfuerzo de tensión reduce la resistencia de las piezas bajo compresión directa. El modo de falla más común involucra grietas verticales de las piezas como resultado del esfuerzo de tensión.

1.3.1.d Tensión Diagonal en la Mampostería

Como un índice de la resistencia a tensión diagonal de la mampostería, se ensayan probetas a compresión diagonal. Se han medido resistencias bajas para piezas huecas y morteros de baja resistencia (bajo contenido de cemento), con curvas esfuerzo-deformación no-lineales, y con una gran degradación de rigidez lateral antes de la falla.

El módulo de elasticidad a cortante G_m obtenido por las pruebas de compresión diagonal se ha comparado con el módulo de elasticidad E_m obtenido de pruebas realizadas a pilas. Los resultados obtenidos mostraron que la relación G_m/E_m varía de 0.1 para piezas de alta resistencia, a 0.3 para piezas débiles.

1.3.2 Mampostería Confinada

1.3.2.a Mampostería Confinada Sujeta a Cargas Laterales

Los muros cargados lateralmente presentan un comportamiento elástico antes del agrietamiento. Después del agrietamiento, la rigidez lateral y la resistencia decaen con el desplazamiento. El proceso de degradación depende del modo de falla, del tipo de confinamiento, de la carga vertical, y del tipo de sistema estructural.

De ensayos a muros cargados lateralmente se ha podido observar que: a) la carga que produce el primer agrietamiento diagonal es más fácil de predecir que la carga máxima; b) el refuerzo en muros no afecta la carga de agrietamiento, en cambio la carga máxima depende del refuerzo en muros; y c) al cargar monotónicamente un muro, la resistencia puede seguir incrementándose ante cargas laterales después del agrietamiento, lo cual, no siempre sucede si el muro es cargado cíclicamente.

Pruebas realizadas a muros hechos a escala natural sujetos a carga de compresión diagonal mostraron lo siguiente: 1) no se encontró diferencia en la resistencia de los especímenes de mampostería confinada y sin refuerzo; 2) el debilitamiento del mortero ocasionó una disminución en la resistencia de los muros; 3) la máxima resistencia a cortante depende del tipo de piezas y de unión, correspondiendo una baja resistencia para piezas de baja resistencia y lisas, ya que si las superficies son rugosas, permitirán una mejor adherencia con el mortero.

1.3.2.b Efectos de la Colocación de Castillos y Dalas

La colocación de castillos en un muro de mampostería tiene un efecto importante en la ductilidad y estabilidad de los muros después del agrietamiento diagonal. Ensayes realizados a especímenes sujetos a carga lateral y sin aplicar carga vertical demostraron que los muros con castillos tuvieron un comportamiento más estable (deformación, resistencia, y disipación de energía) ante grandes desplazamientos (del orden de 0.5% al 1.0%).

Se ha intentado comparar la efectividad de castillos construidos exteriormente al plano de la mampostería con los construidos interiormente. Los muros se construyeron con bloques de concreto. Se observó que: a) grietas de tensión diagonal gobernaron la respuesta en los muros confinados exteriormente; b) los muros confinados interiormente exhibieron grietas por flexión; y c) para niveles de desplazamiento similares el daño fue mayor en los elementos confinantes interiores que para los exteriores.

1.3.2.c Influencia del Refuerzo Horizontal

Los muros reforzados horizontalmente han presentado patrones de agrietamiento con grietas inclinadas dominantes y que se extienden a los castillos (falla por cortante). Según el tipo de refuerzo horizontal estos muros pueden desarrollar resistencia superior y/o una mejor capacidad de deformación que la de muros similares sin refuerzo horizontal.

1.3.2.d Efecto de las Cargas Verticales

Para evaluar el efecto de las cargas verticales se han realizado varios experimentos, entre los cuales resaltan los efectuados por Meli en 1975 y San Bartolomé en 1990 (ref. 13).

En los ensayos de Meli, se probaron muros en voladizo con carga vertical constante a través del experimento; los niveles de esfuerzo axial variaron desde 1.5 a 10 kg/cm². En todos los casos, la carga vertical incrementó la resistencia a la carga lateral en comparación con un muro idéntico probado sin carga axial. El incremento en la capacidad fue casi lineal con la carga axial. De acuerdo con los resultados se propuso una expresión para estimar la carga de agrietamiento.

San Bartolomé ensayó cinco muros confinados con dalas y castillos. La carga axial se varió para producir niveles de esfuerzos axiales de 0.18, 5.4 y 8 kg/cm². Sólo un espécimen, probado bajo 5.4 kg/cm², se reforzó horizontalmente con dos barras dando una cuantía de acero de 0.12%. Entre las principales conclusiones se encuentran las siguientes: 1) la carga de agrietamiento inicial por flexión se puede estimar usando la sección transformada y el módulo de rotura del concreto; 2) el mayor de los niveles de esfuerzos axiales corresponde a la resistencia máxima de agrietamiento diagonal; 3) se propone una ecuación para calcular la resistencia a cortante; 4) los especímenes sin refuerzo horizontal fallaron cuando las grietas horizontales separaron el panel en dos triángulos; 5) el refuerzo horizontal previene la formación de este tipo de mecanismos de falla hasta distorsiones del 1%.

1.3.2.e Influencia de la Relación de Aspecto y Acoplamiento a Flexión

El cambio de la relación de aspecto del muro (el cociente de la altura al largo del muro), puede cambiar la proporción y magnitudes de los esfuerzos debidos a la flexión y al cortante. La relación de aspecto también se expresa en función de las resistencias a flexión y cortante en el muro (M/VL), donde M y V son el momento y cortante actuantes en la sección transversal crítica y L es la longitud del muro. En ensayos sobre muros en voladizo, los cocientes H/L y M/VL (donde H es la altura del muro) son iguales, aunque esto no es verdadero cuando los tableros forman parte de sistemas de muros.

Para muros en voladizo, mientras mayor sea el cociente (M/VL), más importantes son los

esfuerzos y deformaciones por flexión. Asumiendo que esos esfuerzos no cambian el modo de falla, sí reducen la resistencia del muro al corte. En contraste, para muros ensayados en compresión diagonal, mientras mayor sea el cociente anterior, aumentan los esfuerzos normales en las juntas y se incrementa la resistencia al corte. Esto es particularmente cierto cuando la falla es dominada por el agrietamiento a lo largo de las juntas. Para agrietamiento por tensión diagonal, un análisis elástico muestra que la magnitud de los esfuerzos de tensión diagonal máxima permanece casi constante para relaciones de aspecto de 0.5 a 1.5. De acuerdo con esos resultados, los muros resistentes a carga lateral deben ser diseñados suponiendo que la resistencia se reduce con el incremento de la relación de aspecto. En contraste, en muros diafragma se debe suponer que la resistencia aumenta con la relación de aspecto.

1.4 Leyes de Similitud en Modelos Dinámicos

La experimentación con modelos físicos a escala reducida es frecuentemente conveniente para la predicción de la respuesta de componentes estructurales, así como de subconjuntos de estructuras complejas sujetas a efectos gravitacionales, viento, sismo, impacto, presurización, y efectos de tiempo y temperatura (ref. 14).

La confiabilidad de las respuestas depende, en gran parte, de la habilidad para reproducir los modelos a escala. El desempeño sísmico de las estructuras de mampostería es estudiada mediante pruebas de modelos ensayados en mesas vibradoras, en los que es de suma importancia que los patrones de daño y los mecanismos de falla del modelo sean similares a los observados en el prototipo después de un sismo. Si los mecanismos de falla de los elementos estructurales son adecuadamente simulados, y las condiciones de frontera y cargas que actúan en los elementos durante la experimentación son conocidas, se podrán obtener datos confiables para la cuantificación de los parámetros usados en la evaluación analítica de la respuesta dinámica del sistema estructural.

La relación entre las cantidades físicas del prototipo y modelo son determinadas por la teoría de modelación. La teoría de modelación establece reglas para la geometría, propiedades de los materiales, condiciones iniciales, condiciones de frontera, condiciones externas (cargas) del modelo y del prototipo.

El propósito de la teoría de modelación es el de desarrollar leyes de similitud que definan una correspondencia entre modelo y prototipo. Estableciendo los principios de análisis dimensional se puede derivar la correlación de estas dimensiones por medio de un factor llamado factor de escala.

El análisis dimensional es usado para determinar los factores de escala de diferentes cantidades físicas y se basa en la premisa de que los fenómenos físicos siempre pueden ser expresados por una ecuación de dimensionamiento homogéneo del tipo

$$q_1 = F(q_2, q_3, \dots, q_n) \quad (1.2)$$

donde n es el número total de cantidades físicas involucradas en el fenómeno, q_1 es la cantidad a ser evaluada, y q_2 a q_n son las cantidades de las cuales depende q_1 . Por ejemplo, la respuesta de los esfuerzos de una estructura bajo acciones dinámicas, tales como las sísmicas, se encuentran en función de un vector de posición \vec{r} , del tiempo t , de la densidad de masa ρ , de la rigidez del material E , de la historia de aceleraciones a , de la aceleración gravitacional g , de la longitud l , y de las condiciones iniciales de esfuerzo y posición σ_0 y \vec{r}_0 , respectivamente. Así, la ec. 1.2 puede ser escrita como

$$\sigma = F(\vec{r}, t, \rho, E, a, g, l, \sigma_0, \vec{r}_0) \quad (1.3)$$

La ecuación de homogeneidad dimensional involucra n cantidades físicas que pueden ser

reducidas a una relación funcional n-N entre una serie independiente de productos dimensionales Π , tomando la forma

$$\Pi_1 = f(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-N}) \quad (1.4)$$

donde Π_i a Π_{n-N} son productos dimensionales independientes de las cantidades físicas q_1 a q_n , el número N es el rango de la matriz dimensional, que es usualmente igual al número de unidades básicas requerido para describir las cantidades físicas.

Igualando las ecs. 1.4 y la 1.2 se puede describir el mismo fenómeno físico, resultando igualmente válido el dimensionamiento para el prototipo y el modelo, si la similitud es adecuada. La condición suficiente para completar la similitud es

$$\begin{aligned} (\Pi_1)_P &= (\Pi_1)_M \\ (\Pi_2)_P &= (\Pi_2)_M \\ &\vdots \\ (\Pi_{n-N})_P &= (\Pi_{n-N})_M \end{aligned} \quad (1.5)$$

donde los subíndices P y M se refieren al prototipo y al modelo, respectivamente. La primera de estas ecuaciones es referida frecuentemente a otras ecuaciones, constituyendo las condiciones de diseño del modelo. Para asegurar una respuesta confiable de la cantidad q_1 se debe tener cuidado en la especificación de un correcto número de cantidades físicas en la ec. 1.2. No será necesario incluir en el diseño del modelo las cantidades que tengan efectos insignificantes sobre q_1 .

Si se cumplen todos los requisitos de similitud de la ec. 1.5 el modelo se acercará más a la realidad.

La derivación de una serie completa e independiente de factores Π facilita el uso de una matriz dimensional, siendo una matriz dimensional aquella cuyos exponentes son dimensionales de las cantidades físicas expresadas en términos de las cantidades básicas independientes. Por lo tanto, muchas cantidades pueden ser escaladas arbitrariamente, siendo las otras escaladas en función de las escalas seleccionadas.

La relación existente entre el modelo y el prototipo depende en gran medida de los materiales usados en la construcción del modelo, por lo cual se pueden distinguir dos casos extremos en la modelación dinámica de los mismos (ref. 15):

a) Modelo de similitud completa (fig. 1.1). En este tipo de modelación los materiales son especialmente manufacturados para que su diagrama esfuerzo-deformación se encuentre escalado geoméricamente en la dirección de los esfuerzos, y por tanto, $S_\sigma = S_L$. Esto implica que el material del modelo tenga una menor resistencia que la del prototipo, pero que la forma de la curva sea similar en ambos casos y que el material del modelo se comporte de la misma manera que el del prototipo en la dirección de las deformaciones ($S_\epsilon = 1$). Esto es difícil de lograr en la práctica ya que los materiales para este tipo de modelos deben de tener el mismo peso específico ($S_\rho = 1$), igual relación de Poisson ($S_\nu = 1$), y mismo amortiguamiento ($S_\xi = 1$), que los materiales del prototipo.

b) Modelo de similitud simple (fig. 1.2). Estos modelos son construidos con los mismos materiales del prototipo (no cambian las propiedades del material, solamente sus dimensiones). Los modelos construidos como parte del estudio que aquí se presenta fueron modelos de este tipo (ver Capítulo III).

En general, si la cantidad q_M ha sido medida en el modelo, la cantidad q_P del prototipo puede ser determinada multiplicando la cantidad medida q_M por el factor de escala S_q . A saber

$$q_P = q_M S_q$$

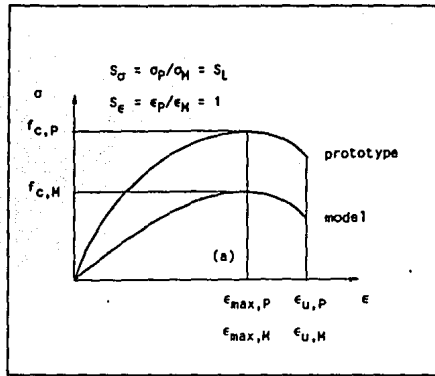


Figura 1.1 Relación Esfuerzo-Deformación de los Materiales del Prototipo y Modelo; Caso de Similitud Completa

es decir, si tenemos un modelo construido a escala 1:3 ($S_L=3$) y queremos conocer el desplazamiento que sufriría el prototipo por el efecto de un sismo, bastaría con multiplicar por tres el desplazamiento medido en el modelo. De la misma manera, podemos decidir a qué intervalo de aceleraciones someteremos al modelo dividiendo la aceleración del prototipo entre tres. En la tabla 1.1 se presentan los factores de escala para modelos dinámicos.

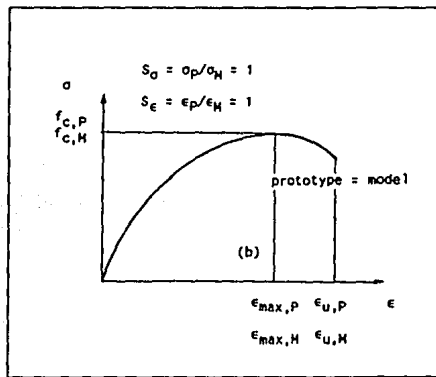


Figura 1.2 Relación Esfuerzo-Deformación de los Materiales del Prototipo y Modelo; Caso de Similitud Simple

Tabla 1.1 Factores de Escala Para Modelos Dinámicos

Cantidad	Expresión General	Modelo de Similitud Completa	Modelo de Similitud Simple
Longitud (L)	$S_L = L_p / L_M$	S_L	S_L
Deformación (ϵ)	$S_\epsilon = \epsilon_p / \epsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_p / f_M$	S_L	1
Esfuerzo (σ)	$S_\sigma = f_p / f_M$	S_L	1
Módulo de Young (E)	$S_E = S_\sigma / S_\epsilon$	S_L	1
Peso específico (Γ)	$S_\Gamma = \Gamma_p / \Gamma_M$	1	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^3	S_L^2
Tiempo (t)	$S_t = S_L \sqrt{(S_\Gamma S_\epsilon / S_f)}$	$\sqrt{S_L}$	S_L
Frecuencia (ω)	$S_\omega = 1 / S_t$	$1 / \sqrt{S_L}$	$1 / S_L$
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\epsilon$	S_L	S_L
Velocidad (v)	$S_v = S_L \sqrt{(S_f / S_\Gamma)}$	$\sqrt{S_L}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / S_L S_\Gamma$	1	$1 / S_L$

Además de la clasificación anterior de modelación dinámica, en la ref. 14 se presenta otra clasificación: modelos de resistencia última y modelos elástico lineales. Como sus nombres lo indican, en ellos interesa estudiar su comportamiento a resistencia última o en el intervalo lineal, respectivamente.

Los modelos de resistencia última, a su vez, se dividen en:

a) Modelo de resistencia última con simulación de masa artificial. Se requiere de la adición de pesos cuando han sido construidos con los mismos materiales del prototipo. La masa adicional debe ser distribuida convenientemente y puede ser adicionada a los elementos estructurales, de manera que no cambien los esfuerzos y rigidez característicos. En estos modelos también se pueden utilizar materiales de alta densidad que, aunque no modifican el comportamiento estructural, permiten el cumplimiento de los requisitos de similitud.

b) Modelo de resistencia última sin simulación de cargas gravitacionales. Para ciertas configuraciones estructurales, los esfuerzos inducidos por efectos gravitacionales pueden ser muy pequeños comparados con las historias de esfuerzos generados por efectos dinámicos, pudiendo omitirse en este caso la aceleración gravitacional. Este tipo de modelos puede ser usado para estudiar la respuesta dinámica de muros delgados de cortante, siempre que los muros y los elementos confinantes estén sujetos a fuerzas gravitacionales pequeñas.

c) Modelo de resistencia última con distorsión de deformaciones. En estos modelos las deformaciones en el modelo y prototipo deben ser iguales, así como también las curvas esfuerzo-deformación, excepto por una constante multiplicadora en la dirección de los esfuerzos. En ocasiones, es muy difícil cumplir con este requisito de similitud para los materiales del modelo y la distorsión de deformaciones tiene que ser aceptada. Si la distorsión de deformaciones es constante, esto es, si puede ser descrita por el parámetro simple S_r , es posible tomarla en cuenta. Puesto que en los modelos elástico-lineales sólo nos importa su comportamiento dentro de este rango, los efectos gravitacionales pueden ser desacoplados de los efectos dinámicos. Las características de la respuesta dinámica pueden ser simuladas en el modelo sin recurrir a la escalación de la aceleración gravitacional, lo cual hace que la modelación elástico-lineal sea una tarea simple. En este tipo de modelos son constantes las características de los materiales en el rango elástico-lineal tales como el módulo de Young E , la relación de Poisson ν y las propiedades de amortiguamiento del material. Los efectos secundarios, causados por las no linealidades geométricas, no son propias de este tipo de modelos.

1.5 Ensayes de Muros de Mampostería en Mesa Vibradora

La respuesta dinámica de estructuras ha sido estudiada en ensayos dinámicos ejecutados en mesa vibradora. Las estructuras son por lo general, modelos a escala construidos con materiales comunes o especiales y que satisfacen la ley de similitud dinámica (ver sección 1.4).

En estructuras de mampostería, varios han sido los países que han desarrollado ensayos de estructuras en mesa vibradora: Eslovenia (antiguamente parte de Yugoslavia), Italia, Estados Unidos de América, México y Perú.

En esta sección se describe el funcionamiento básico de una mesa vibradora y se presentan los resultados más sobresalientes de algunos de los estudios en mesa vibradora.

1.5.1 Funcionamiento Básico de una Mesa Vibradora

Un sistema de mesa vibradora consta de (ver fig. 1.3, tomada de la ref. 16):

- a) Una plataforma rígida sobre la cual se colocan los modelos.
- b) Un sistema de actuadores hidráulicos y de apoyos.
- c) Unidades de potencia hidráulica.
- d) Un subsistema de control de los movimientos de la plataforma.
- e) Un subsistema de adquisición de datos del espécimen de prueba.

Existen dos modalidades en la operación de una mesa vibradora. Como señal de excitación del modelo se pueden aplicar acelerogramas, ya sea del tipo sintético o registrados con sismos, cuyo contenido de frecuencias es variable, o bien se pueden aplicar señales con una frecuencia fija. En el primer caso, la computadora del equipo de control es alimentada con el acelerograma. Por lo general, esta serie de tiempo es integrada dos veces para obtener la historia de desplazamientos en el tiempo que será el comando del actuador hidráulico. Al recibir el comando en cada intervalo de tiempo, el actuador moverá la plataforma. El actuador cuenta con un servo mecanismo (transductores de desplazamiento y carga) que retroalimentan a la computadora de control.

Para verificar la similitud entre las historias de aceleración dada y la aplicada se hace uso del espectro de Fourier.

Si la historia de aceleraciones es una función senoide (con frecuencia constante) basta un generador de funciones que envíe las señales.

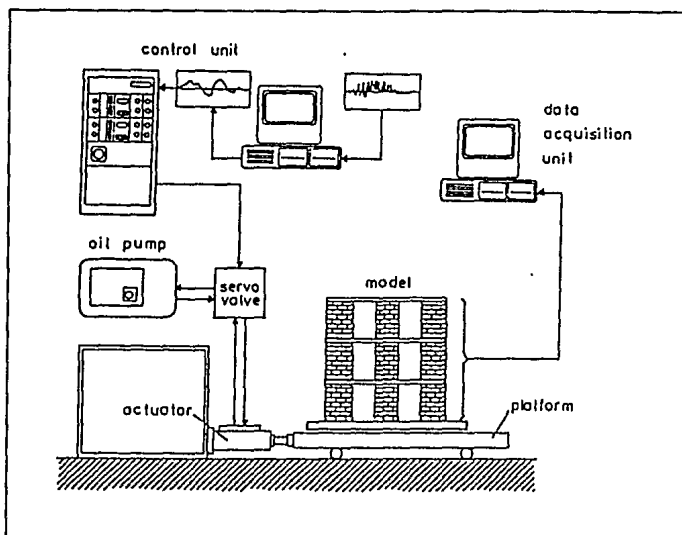


Figura 1.3 Componentes de una Mesa Vibradora

Los movimientos de la mesa son registrados con transductores de aceleración y de desplazamiento. Generalmente, los modelos ensayados son densamente instrumentados con sensores de aceleración, velocidad, desplazamiento y de deformación (deformímetros eléctricos). Las señales de los transductores son amplificadas, filtradas y capturadas por sistemas automáticos de adquisición de tipo dinámico.

En ocasiones, además del ensaye bajo vibración forzada con la mesa vibradora, se practican pruebas de vibración libre sobre el modelo (ref. 16). Este tipo de ensayos consiste en liberar repentinamente el modelo de un desplazamiento aplicado y en medir las características de la vibración libre (frecuencia fundamental y factor de amortiguamiento). Este tipo de ensayos a menudo se complementan con pruebas de vibración ambiental (ref. 16). En esta última clase se registran las características vibratorias del modelo bajo excitaciones ambientales tales como ruido, tránsito de vehículos o de personas y viento.

1.5.2 Ensayes en Mesa Vibradora de Estructuras de Mampostería

1.5.2.a R. W. Clough, P. Gülkan y R. L. Mayes (1980)

Clough, Gülkan y Mayes (ref. 17) ensayaron cuatro modelos a escala natural de casas de mampostería de ladrillos y bloques huecos de concreto de un nivel. Todos los modelos fueron diseñados con refuerzo parcial colocado verticalmente en las esquinas de los modelos.

El objetivo del estudio era determinar los requisitos de refuerzo para casas de un nivel localizadas en la zona 2 del Uniform Building Code Seismic de los Estados Unidos de Norteamérica (cabe mencionar que esta zona 2 cuenta con una sub-área denominada 2A, ver fig. 1.4).

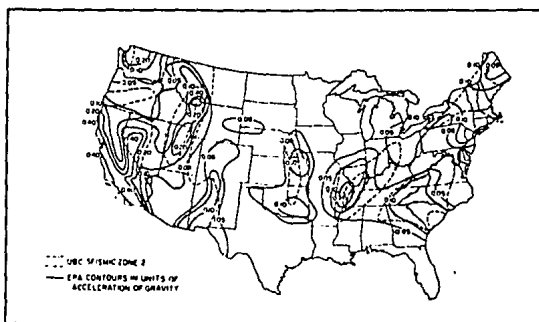


Figura 1.4 Mapa de Regionalización Según el Uniform Building Code Seismic de los EUA

Las estructuras se sometieron a una serie de movimientos con incrementos progresivos de intensidad, para lo cual se utilizaron los acelerogramas de los sismos de El Centro (1940), Taft (1952) y Paicoma (1971).

Dentro de las conclusiones obtenidas de este estudio se tiene que no se requiere refuerzo parcial en casas habitación de un nivel construidas con ladrillos o bloques de concreto localizadas en la zona 2A, donde la aceleración máxima del suelo es de 0.1g. Por otra parte, se recomienda la colocación de refuerzo parcial en las estructuras localizadas en la zona 2.

1.5.2.b O. Hernández, R. Meli, M. Padilla y E. Valencia (1981)

Hernández, Meli, Padilla y Valencia (ref. 18) ensayaron nueve modelos de vivienda de adobe representativos del medio típico rural de México contruidos a escala 1:2.5. Todos los modelos reproducían un mismo tipo de vivienda, variando el tipo de techo y el refuerzo. Se representaron huecos para puertas y ventanas con dinteles de madera. Sólo en los primeros ensayos se colocó un techo a base de elementos de madera y tejas (fig. 1.5). En las pruebas siguientes sólo se colocaron las masas correspondientes al techo colocadas sobre canales de acero apoyadas libremente sobre los muros largos.

El objetivo del estudio era evaluar la seguridad sísmica de los tipos más comunes de vivienda rural y proponer procedimientos de refuerzo que diesen lugar a una seguridad adecuada sin afectar sensiblemente el costo de la vivienda autoconstruida.

Los modelos se sometieron a los movimientos generados con los acelerogramas de los sismos de El Centro 1940, Managua, Puebla y Orizaba 1973.

Dentro de las conclusiones obtenidas por los autores se tiene que: a) el procedimiento de refuerzo más eficaz consiste de una malla de acero clavada a ambas caras del muro; b) otro procedimiento de refuerzo menos eficaz pero más económico es el de tirantes horizontales y refuerzo vertical en huecos y esquinas; c) el refuerzo con viga cadena colocado en la parte superior resulta más eficaz que los tirantes, pero con el inconveniente de la remoción total o parcial del techo para su colocación; y d) finalmente se recomienda cumplir con los siguientes detalles para obtener un buen comportamiento sísmico: rigidización del techo en su plano para que forme un diafragma, una liga adecuada del techo a los muros, refuerzo local en los huecos, y la fijación de tejas para evitar su deslizamiento.

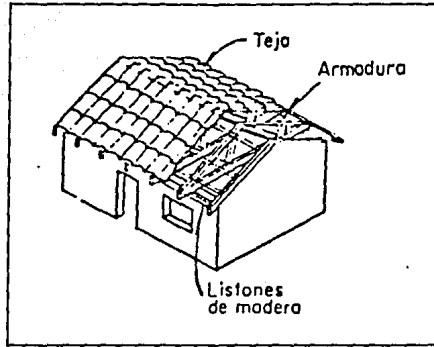


Figura 1.5 Esquema del Modelo de Adobe Ensayado por Hernández, y Otros (1981)

1.5.2.c M. Tomazevic y R. Zarnic (1984)

Tomazevic y Zarnic (ref. 19) ensayaron el modelo de una estructura de mampostería de ladrillo reforzada de cuatro niveles (ver figs. 1.6.a y 1.6.b). El modelo fue construido a escala 1:7. Los materiales fueron manufacturados especialmente: para el refuerzo horizontal se emplearon alambres de aluminio en sustitución de los de acero.

El propósito de este estudio era verificar el método para calcular la resistencia sísmica de edificios de mampostería, así como definir un modelo matemático adecuado para la predicción de los efectos sísmicos en edificios de mampostería.

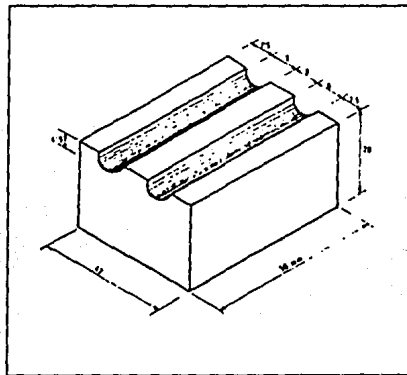


Figura 1.6a Ladrillo Utilizado en el Modelo de Tomazevic y Zarnic

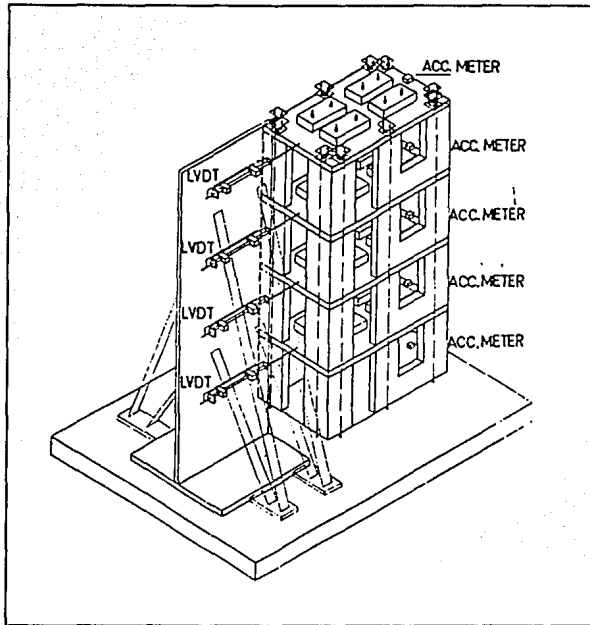


Figura 1.6b Colocación del Modelo de Tomazevic y Zarnic en la Mesa Vibradora

Se escogió el acelerograma del sismo de El Centro 1940 (componente N-S), para ensayar el modelo. Antes de las pruebas de vibración forzada, así como después de cada corrida de prueba, la primera frecuencia natural y amortiguamiento fueron evaluados golpeando el modelo con un martillo de goma. El primer modo natural en el rango elástico se determinó vibrando la estructura a pequeñas amplitudes de movimiento.

El modelo se sujetó a incrementos de intensidad de movimiento sísmico en todas las fases de prueba. Sin embargo, el colapso ocurrió cuando el modelo se sometió a un movimiento senoidal.

Dentro de las conclusiones obtenidas destaca que: a) los valores de resistencia, rigidez lateral y ductilidad medidos concuerdan con los obtenidos aplicando el método numérico propuesto, y b) se obtuvo una correlación aceptable entre las respuestas medida y calculada, aunque para la última se haya empleado un modelo bilineal elasto-plástico y trilineal con degradación de rigidez (ambas partiendo del origen).

1.5.2.d G. C. Manos, R. W. Clough y R. L. Mayes (1984)

Manos, Clough y Mayes (ref. 20) ensayaron un modelo a escala natural de una casa de mampostería construida con bloques huecos de concreto. La estructura era de un nivel. Tenía cuatro muros, con sus respectivas aberturas de puertas y ventanas. Además, los muros no

estaban interconectados en las esquinas, sino solamente en la parte superior por medio de un techo de madera.

El objetivo de este estudio fue evaluar el comportamiento de una casa de un nivel localizada en la zona sísmica 2 (ver fig. 1.4) según el Uniform Building Code Seismic de los Estados Unidos de América.

Durante este estudio se colocó el modelo a 30 grados con respecto de la dirección del movimiento.

Los registros de los sismos de El Centro (1940), Taft (1952) y Greenville (1980) se usaron en el movimiento del simulador; la acción simultánea de dos componentes horizontales sobre los muros del modelo fue el resultado de la orientación de los muros con respecto al eje de movimiento de la mesa.

Las conclusiones obtenidas fueron: a) la estructura se comportó satisfactoriamente sin presentar grietas ante aceleraciones hasta de 0.15g; b) la formación de las primeras grietas no afectó el comportamiento de la estructura; c) el primer daño que afectó la estructura fue la pérdida parcial del dintel de la puerta; d) el refuerzo parcial del modelo se comportó satisfactoriamente en un gran número de pruebas; y e) la conexión de los muros y el techo de madera utilizada en este estudio soportó un gran número de movimientos sísmicos moderados simulados para altas intensidades sin presentar señales de ninguna distorsión significativa. La pérdida de soporte para el techo a través de la falla de las conexiones puede ser extremadamente perjudicial para el desarrollo sísmico en conjunto de la estructura probada.

1.5.2.e D. P. Abrams (1988)

Abrams (ref. 21) ensayó un modelo a escala 1:4 de una estructura de mampostería reforzada de tres niveles de altura con losas de concreto reforzado y construido con bloques huecos de concreto (ver fig. 1.7).

El objetivo del estudio era comparar el comportamiento del sistema de mampostería reforzada ensayado en mesa vibradora con un modelo construido a escala natural ensayado cuasiestáticamente.

El modelo se sujetó a cuatro series de incrementos progresivos de movimiento llevándolo hasta su estado último, para lo cual se utilizó el registro del sismo El Centro 1940 (componente N-S). Se realizaron pruebas de vibración libre después de cada corrida de prueba para detectar la reducción de rigidez lateral.

La respuesta y comportamiento observados en la prueba dinámica y estática fueron marcadamente diferentes. Para el espécimen a escala reducida surgieron grietas de flexión por el debilitamiento y deslizamiento de la junta en la parte superior de las mochetas. Posteriormente, el cortante de piso afectó a una mocheta exterior, con lo cual se provocó la falla y que el sistema completo se acercara al colapso. Para la estructura a escala natural, el comportamiento no lineal del sistema fue resultado del deterioro por cortante ocurrido en las mochetas centrales (localizadas entre dos aberturas). Se presentó agrietamiento a través de las juntas de mortero en forma de escalera, el cual fue el resultado de bajos esfuerzos por cargas gravitacionales y de que los huecos del muro fueron rellenados parcialmente con mortero líquido. Esto se tradujo en una menor área de transmisión de cortante y en una trabazón más baja que en el modelo a escala.

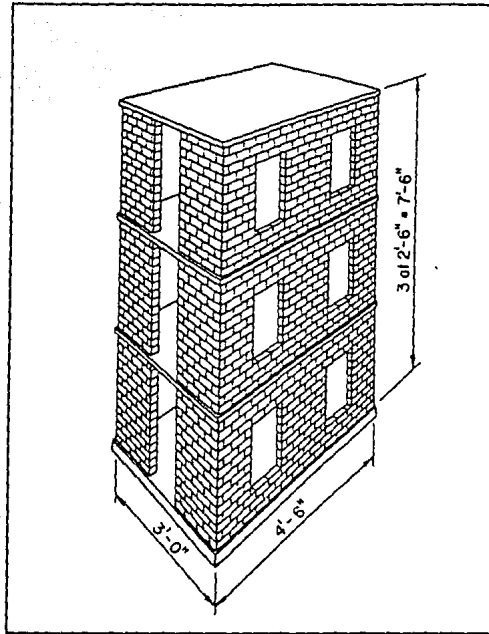


Figura 1.7 Configuración Estructural del Modelo de Abrams (1988)

1.5.2.f M. Tomazevic, P. Weiss y T. Velechovsky (1990)

Tomazevic, Weiss y Velechovsky (ref. 22) realizaron ensayos en modelos a escala 1:4 de estructuras de mampostería de piedra. Los especímenes ensayados fueron cuatro (en la figs. 1.8a, 1.8b y 1.8c se presentan las dimensiones en centímetros de uno de los especímenes ensayados). Los cuatro especímenes contaron con dos niveles de 0.75 m de altura, con una distancia entre muros no mayor de 1 m. Los muros de piedra fueron hechos con dos capas de mampostería unidas con mortero, y dinteles de madera en las aberturas de puertas y ventanas. Los materiales se tomaron de construcciones típicas reduciendo su tamaño. Respecto a la estructuración de los modelos, el primero fue construido con pisos de madera y vigas no ancladas a los muros; el segundo contó con losas macizas de concreto coladas monolíticamente. Los otros dos modelos se hicieron con pisos de madera y las vigas se anclaron a las losas y a los muros por medio de varillas.

El objetivo del estudio era analizar el efecto del detalle de conexión entre muros y pisos, así como la influencia de los pisos de madera o losas de concreto en la rigidez de los modelos ante la presencia de movimientos sísmicos. Los modelos representan casas típicas construidas en las zonas urbanas y rurales de Eslovenia.

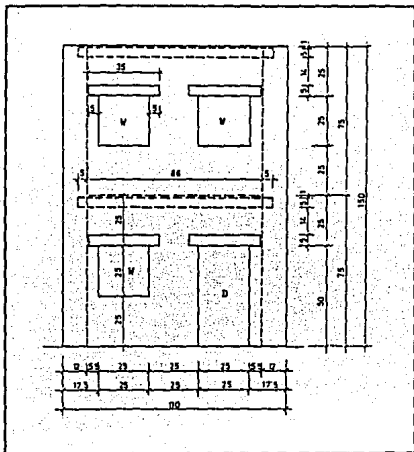


Figura 1.8a Sección Transversal Muro Este

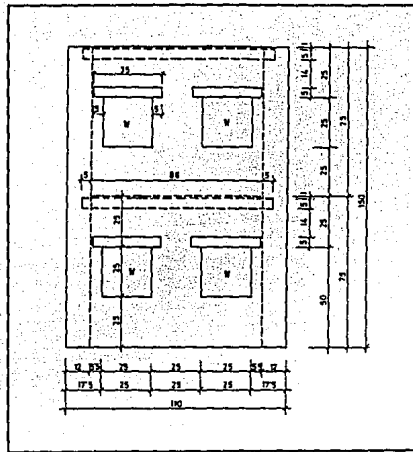


Figura 1.8b Sección Transversal Muro Oeste

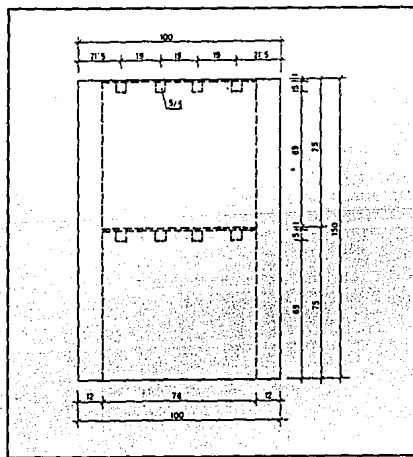


Figura 1.8c Sección de la Cara Longitudinal

El programa general de prueba se dividió en dos partes: 1) determinación de las propiedades mecánicas de los materiales que constituían los modelos; y 2) prueba en mesa vibradora de las estructuras simulando el movimiento de un terremoto.

El movimiento de la mesa vibradora correspondió al acelerograma del terremoto de Montenegro (componente N-S) ocurrido el 15 de abril de 1979, con una aceleración de 0.43g. Los muros que verticalmente resistían las cargas fueron orientados en la dirección del movimiento sísmico, mientras que los muros con aberturas de puertas y ventanas al no poder tomar las cargas verticales (excepto en el caso del modelo donde las losas son soportadas en todos sus bordes) se colocaron ortogonalmente al movimiento de la mesa vibradora. La distribución de masas y rigidez a lo largo del cuerpo del modelo fue similar a la del prototipo.

El procedimiento de prueba fue similar en todas las fases: a) se sometió al modelo a una excitación sísmica cuya intensidad se incrementó gradualmente hasta el colapso de las estructuras; b) por medio de ensayos de vibración libre se determinó la primera frecuencia natural golpeando al modelo con un martillo de goma; y c) se inspeccionaron cuidadosamente los modelos anotando los patrones de daño y agrietamiento sufridos.

Dentro de las conclusiones más importantes que desarrollaron los autores están que: 1) el tipo de conexión entre muros y pisos es un parámetro importante en el comportamiento. El daño más severo ocurre si los muros no se encuentran adecuadamente conectados a los pisos o si estos no son diafragmas rígidos; 2) el criterio de reemplazar el piso de madera por una losa maciza de concreto constituye una solución adecuada; y 3) si se utilizan losas con nervaduras longitudinales en una sola dirección, se recomienda anclar las nervaduras dentro de los muros y usar acero diagonal para rigidizar el sistema de piso.

1.5.2.g T. J. Paulson y D. P. Abrams (1990)

Paulson y Abrams (ref. 23) ensayaron dos modelos de edificios construidos a escala 1:4. Los modelos tenían tres niveles. Se varió la configuración estructural de los modelos (en la fig. 1.9a se presenta uno de estos modelos). Los muros de los especímenes fueron hechos con bloques huecos de concreto manufacturados a escala y reforzados con barras de acero y mortero líquido (ver fig. 1.9b). Ambos modelos contaron con losas macizas de concreto reforzado ancladas a los muros. El primer modelo fue diseñado con un patrón simétrico en las aberturas de ventanas y puertas satisfaciendo los requisitos mínimos de refuerzo dados por los códigos de diseño de mampostería de los Estados Unidos de América. En el segundo modelo, los patrones de aberturas de ventanas y puertas fueron asimétricos de manera que se varió la resistencia a flexión de los muros (más estrictamente de los muros adyacentes a la abertura) y contó con una elevada cuantía de refuerzo horizontal (0.3% para muros cortos y 0.15% para muros altos), comparada con la del primer modelo (0.1%).

El objetivo de esta investigación era entender mejor la manera en que responde un edificio de mampostería a movimientos fuertes. Algunos objetivos más específicos de la investigación eran: a) proporcionar datos de pruebas dinámicas para la calibración de modelos numéricos; b) evaluar las prácticas usualmente aceptadas para el diseño sísmico; c) sugerir simplificaciones en los métodos de análisis y diseño; y d) estudiar la respuesta no-lineal de estructuras de mampostería reforzada.

Ambos modelos se sometieron a una serie de movimientos sísmicos simulados, derivados del sismo El Centro (componente N-S) con una aceleración máxima de 0.35g ocurrido en California en 1940. La duración del sismo se redujo y su amplitud fue escalada para sucesivas corridas de prueba. La amplitud del movimiento se escogió para que cada corrida de prueba produjera una respuesta en el estado límite deseado.

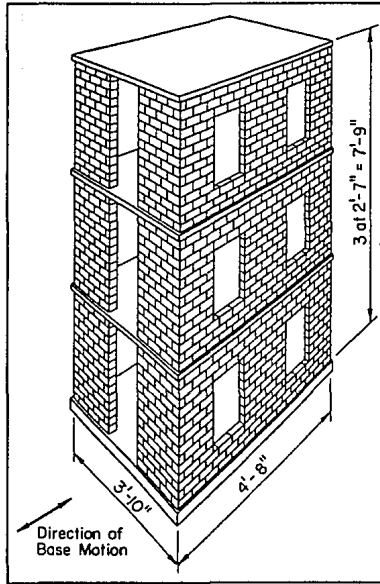


Figura 1.9a Configuración Estructural del Modelo de Paulson y Abrams (1990)

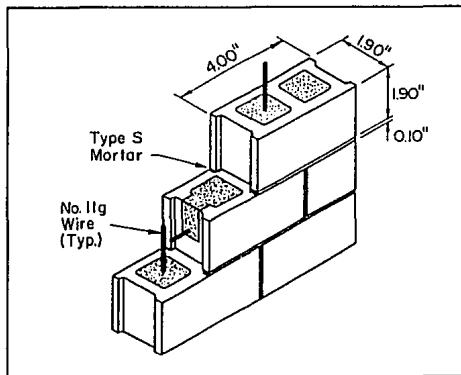


Figura 1.9b Colocación del Refuerzo en los Bloques de Concreto (Paulson y Abrams, 1990)

Dentro de las conclusiones más importantes de la investigación se tiene que: a) la escala de modelación 1:4 fue la más adecuada para investigar la respuesta dinámica de las estructuras; b) la deformada medida en los modelos fue esencialmente invariable para todas las amplitudes de movimiento; c) el método de análisis lineal resulta apropiado para estimar la respuesta máxima de sistemas de mampostería no lineales; d) la capacidad de deformación inelástica de una de las estructuras fue limitada debido al deslizamiento en las grietas de flexión; e) una de las estructuras desarrolló articulaciones plásticas en las partes superiores e inferiores de los muros (mochetas al lado de las aberturas) presentándose rotaciones sin pérdida de estabilidad; y f) el deterioro de la resistencia y rigidez puede ser más pronunciado cuando las pruebas son más lentas (como en ensayos cuasiestáticos).

1.5.2.h C. Modena, P. La Mendola y A. Terrusi (1992)

Modena, Mendola y Terrusi (ref. 24) ensayaron un modelo a escala 1:5 de una estructura que combina la mampostería reforzada y concreto reforzado. El edificio contaba con tres niveles, hechos con muros de mampostería reforzados perimetralmente e internamente, y con columnas, vigas y losas de concreto reforzado. Se usaron los materiales del prototipo para la construcción del modelo.

El objetivo del estudio era conocer el comportamiento de un edificio residencial típico de Italia. En el modelo se reprodujeron las características arquitectónicas y estructurales más relevantes del prototipo.

Al modelo se aplicaron series de señales unidireccionales y bidireccionales en el intervalo elástico lineal de comportamiento. Las historias de aceleraciones usadas en esta fase fueron generadas numéricamente a partir de recomendaciones de los códigos sísmicos europeos. Se aplicaron en dos direcciones ortogonales las señales bidireccionales y sus amplitudes se incrementaron progresivamente. Las señales bidireccionales únicamente se aplicaron en el intervalo no-lineal de respuesta; para este caso se usó el acelerograma del terremoto de Montenegro, 1978.

En los ensayos se observó que el modo de falla fue controlado por cortante. Se presentaron grietas delgadas en las juntas de mortero que atraviesan las piezas de mampostería. A pesar de que los muros fueron ligeramente reforzados (0.4 % de acero en la dirección horizontal) el comportamiento sísmico observado fue muy bueno. Los daños mayores se concentraron en la planta baja y no redujeron la capacidad de carga vertical de los muros.

1.5.2.i A. San Bartolomé, D. Quiun y D. Torrealva (1992)

San Bartolomé, Quiun y Torrealva (ref. 25) ensayaron un modelo a escala 1:2.5 de un edificio de tres niveles, cuyos muros eran de mampostería de arcilla y confinados por medio de elementos de concreto reforzado (ver fig. 1.10). Los ladrillos de arcilla utilizados en la construcción del modelo fueron cortados de ladrillos típicos utilizados en la construcción.

El espécimen fue diseñado de acuerdo al Código Peruano (ININVI 1982).

El objetivo de esta investigación era estudiar analítica y experimentalmente el comportamiento sísmico de un modelo a escala reducida. Los resultados obtenidos se usarían para revisar el criterio actual de análisis y diseño de edificios de mampostería confinada en Perú.

El registro utilizado para el ensayo del modelo en la mesa vibradora fue el del terremoto ocurrido en mayo 31 de 1970 en la ciudad de Lima, aplicando el movimiento horizontal en la dirección de los muros (ver fig. 1.10). Se realizaron pruebas de vibración libre antes de cada corrida de prueba.

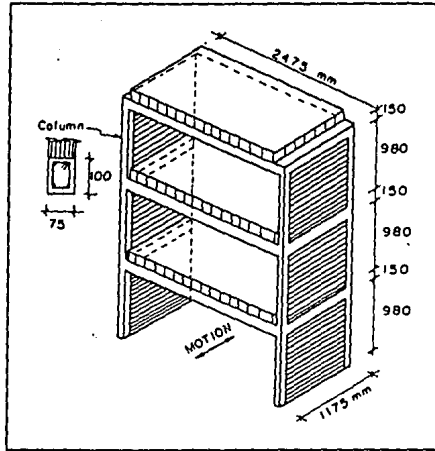


Figura 1.10 Modelo de Mampostería Confinada Ensayado por San Bartolomé, Quium y Torrealva (1992)

De las conclusiones obtenidas por los autores se tiene que: a) el desplazamiento en muros y el periodo natural obtenido experimentalmente en el intervalo elástico, fue similar al obtenido usando un análisis de marco plano. Por tanto, un análisis de marcos planos puede ser utilizado para obtener la respuesta sísmica elástica de edificios de mampostería confinada; y b) la investigación mostró que una posible falla por cortante puede ocurrir cuando un sismo fuerte se aplique sobre la estructura, aunque esta haya sido diseñada para desarrollar una falla por flexión. Por lo tanto, el proceso de diseño de edificios de mampostería confinada debe incluir la posibilidad de falla por cortante para evitar el colapso de la estructura.

CAPITULO II

TECNICAS DE REPARACION DE MUROS DE MAMPOSTERIA

2.1 Daños Observados en Muros de Mampostería

2.1.1 Daños Debidos a Asentamientos

Meli y Hernández (ref. 12) realizaron observaciones de campo para medir la relación entre los hundimientos y el agrietamiento de la mampostería. Estas mediciones se realizaron en la unidad habitacional Villa Coapa en construcciones de dos niveles cimentadas mediante zapatas corridas sobre suelos compresibles, y en construcciones de cinco niveles con cimentación rígida parcialmente compensada. Las estructuras estudiadas contaban con muros compuestos por piezas cerámicas y confinamiento perimetral.

En busca de una correlación entre hundimiento y agrietamiento, se tomó como índice del hundimiento en cada dirección, al cociente del asentamiento diferencial máximo y de la distancia mínima al extremo de la construcción.

En las observaciones de campo se notó que los edificios de cinco niveles no mostraron agrietamientos por hundimientos, mientras que en las viviendas de dos niveles existían agrietamientos notables, casi exclusivamente en las plantas altas. Fue difícil relacionar cuantitativamente el agrietamiento y los asentamientos de las construcciones con base en mediciones posteriores debido principalmente a la falta de niveles de referencia confiables para medir los hundimientos y a que las reparaciones que se realizaron en las construcciones desvirtuaron el agrietamiento.

En resumen, de las observaciones de campo realizadas por los autores no pudo obtenerse ninguna conclusión cuantitativa acerca de la relación entre los hundimientos y el agrietamiento. Por tanto, consideraron preferible definir niveles de daño en función de los procedimientos de reparación que se requieren y del número de muros que sufre cierto tipo de daño. Propusieron identificar cuatro niveles de daño:

Nivel D_1 con grietas reparables sin necesidad de procedimientos elaborados de refuerzo (ancho de grieta menor de 0.5 mm).

Nivel D_2 en el cual las grietas empiezan a afectar a los elementos de refuerzo y se requiere fortificación de los muros.

Nivel D_3 para el que el agrietamiento afecta radicalmente la capacidad del muro y obliga a reestructuraciones y reparaciones de consideración.

Nivel D_4 cuando la distorsión de la construcción es tal que obliga a su demolición.

2.1.2 Daños Debidos a Explosiones

Alcocer y León (ref. 26) analizaron el comportamiento estructural de las construcciones afectadas por las explosiones ocurridas en Guadalajara, Jalisco, el 22 de abril de 1992.

En la fig. 2.1 se muestra la clasificación de zonas realizada por los autores en función del tipo y uso de las estructuras. La zona A se localiza en la parte más céntrica del área dañada. Las

construcciones ahí localizadas son casas-habitación de baja calidad constructiva, predominando construcciones a base de muros de adobe o de mampostería (con y sin confinamiento).

Las estructuras localizadas en la zona B son principalmente viviendas a base de muros de mampostería confinada, mejor construidas que las de la zona A, aunque existen algunas estructuras semi-industriales (talleres). El ancho de avenida es mayor que en la zona A.

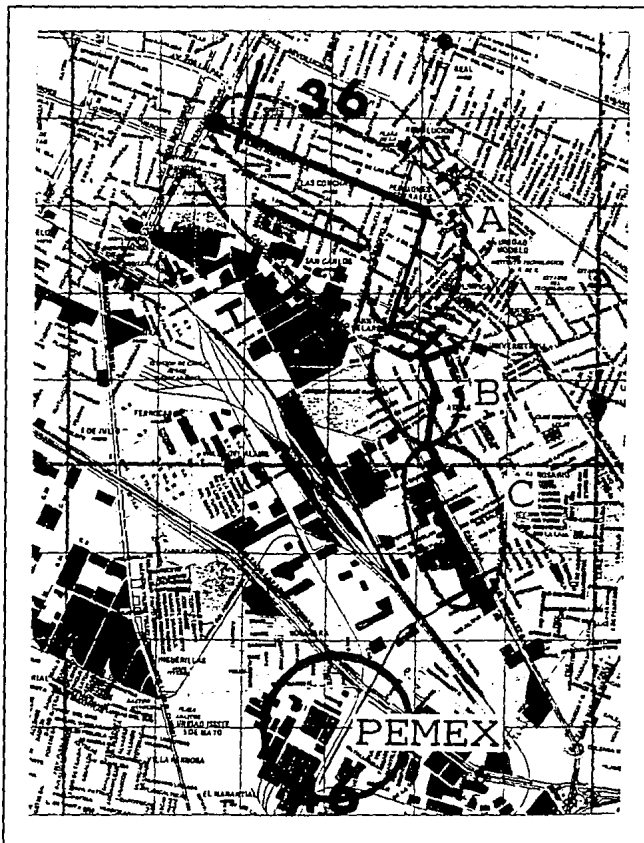


Figura 2.1 Zonas A, B y C Según el Tipo y Uso de las Construcciones (Alcocer y León, 1992)

La zona C se encuentra en la parte más alejada del centro de Guadalajara y ahí se localizan construcciones fabriles y bodegas de mampostería confinada; además cuenta con el ancho de avenida mayor que el de las zonas A y B.

En la zona A, el daño en las casas de adobe se concentró en los primeros 4 a 5 m adyacentes a la banquetta. En los cambios de dirección del drenaje, las viviendas en las esquinas fueron destruidas casi en su totalidad. En general, los muros de fachada estaban destruidos totalmente y vaciados hacia la calle. Los muros perpendiculares al eje de vialidad presentaron agrietamiento diagonal en forma de X.

En la fig. 2.2 se muestra el mecanismo de falla propuesto para explicar el daño en las viviendas de adobe. Al explotar el tubo de drenaje, localizado a 5 m de profundidad aproximadamente, se generó una onda de presión la cual se propagó radialmente. La componente vertical de esta onda levantó las estructuras formando las grietas diagonales denominadas I, dañando la cimentación y reduciendo su capacidad de carga lo que originó la caída de las viviendas y la aparición de las grietas diagonales II. El desprendimiento de muros y techos fue provocado por la disminución de capacidad de carga de los muros, así como una inadecuada conexión muro-piso. Las viviendas construidas con muros de mampostería (tabique de barro rojo recocido o tabicón) presentaron el mismo mecanismo de falla descrito.

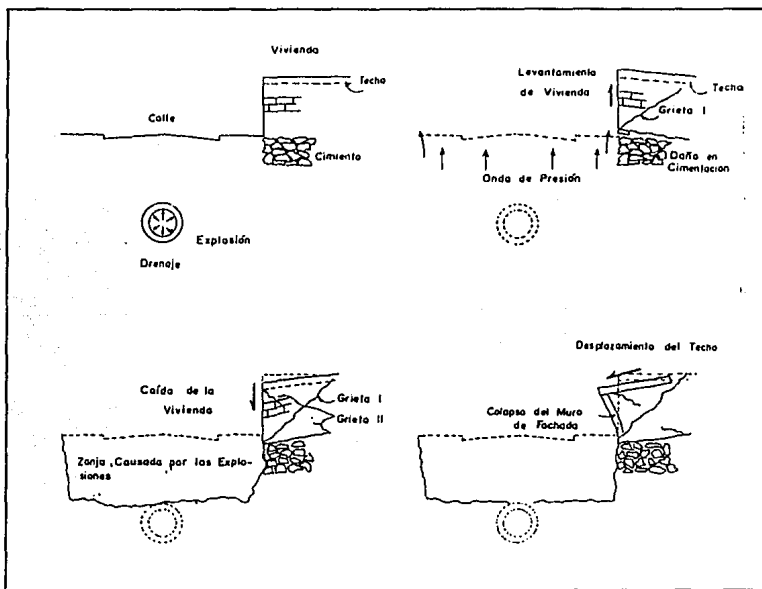


Figura 2.2 Mecanismo de Falla Propuesto por Alcocer y León para los Daños de Vivienda

Las pocas construcciones de concreto reforzado que se localizan en la zona A, estructuradas a base de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería de tabique, presentaron un comportamiento adecuado, observándose únicamente vidrios rotos, daños no estructurales y daños causados por proyectiles lanzados durante la explosión.

El comportamiento de las estructuras localizadas en la zona B fue mejor que el de las estructuras de la zona A, observándose únicamente grietas diagonales en los muros de mampostería, que no pusieron en peligro la estabilidad de las estructuras. Sólo los talleres presentaron colapsos de fachadas.

En la zona C sólo se presentaron algunos colapsos de muros de fachada, y daños en conexiones techo-columna.

2.1.3 Daños Debidos a Cargas Laterales

Schultz (ref. 27) ha presentado una evaluación del comportamiento de las estructuras de mampostería ante cargas laterales (sismo y viento) en el continente americano.

2.1.3.a Sismo

Mampostería Reforzada.- La mampostería reforzada es mayormente empleada en los Estados Unidos de América y el Canadá. Se utilizan piezas huecas en las cuales se coloca refuerzo vertical y horizontal distribuido uniformemente. Las observaciones realizadas de estructuras de mampostería reforzada ante la presencia de sismos de intensidades moderada y alta han sido positivas, ya que los daños que se han detectado han sido pequeños o no estructurales. Sin embargo, se debe tener en cuenta que para lograr lo anterior se requiere de materiales adecuados, inspección cuidadosa, diseño de acuerdo con los códigos de construcción, configuración estructural adecuada, y atención en los detalles de conexiones y refuerzo.

En algunos países como Chile, Colombia, Perú y Costa Rica se han tenido experiencias negativas en este tipo de estructuras ante los sismos. Ello se debe principalmente a la baja calidad de los materiales empleados en la construcción y a defectos en las conexiones y en la colocación del refuerzo y del concreto de relleno en los huecos.

En México, las experiencias negativas con el uso de la mampostería reforzada se explican por un inadecuado relleno de los huecos de las piezas y, en ocasiones, por mano de obra no calificada, materiales pobres, y prácticas de diseño impropias.

Mampostería Confinada.- La mampostería confinada es el material de construcción más común en América Latina. Consiste de muros sin refuerzo vertical y de un confinamiento en todos los bordes por medio de elementos de concreto reforzado (castillos y dalas).

Las construcciones de mampostería confinada en América Latina han mostrado un buen comportamiento sísmico, particularmente las estructuras residenciales de uno y dos niveles. Los países que han tenido más experiencias negativas con mampostería confinada ante sismos son Ecuador, Perú y Chile. Lo anterior se ha atribuido principalmente a deficiencias de los materiales empleados, deficiencias de diseño y construcción, eliminación de castillos, discontinuidades en las dalas, una inadecuada formación del diafragma y una inapropiada configuración estructural.

La mampostería confinada es usada en México principalmente para construcciones residenciales de poca altura (ver sección 1.2); para reforzar edificios se colocan en las crujiás de los marcos como muros de relleno. En el sismo ocurrido en el año de 1985, los edificios de mampostería confinada de poca altura tuvieron generalmente un buen comportamiento. Sin embargo, grietas inclinadas y fallas fuera del plano, así como fallas por cortante de los miembros de unión, se observaron en la mampostería confinada de edificios de varios pisos. También, se registró el colapso total de un edificio de oficinas de tres pisos en Ixtapa-Zihutanejo, debido principalmente a que este edificio era altamente irregular en planta.

Mampostería sin Refuerzo.- La mampostería sin refuerzo se ha caracterizado por una calificación de su comportamiento sísmico desde malo hasta excelente. Estas variaciones se deben al hecho de que la mampostería sin refuerzo tiene dos regímenes de respuesta sumamente diferentes en el dominio carga-desplazamiento. Inicialmente, la mampostería es rígida, mostrando pequeños efectos por la carga. Sin embargo, al alcanzar la deformación máxima se presentan fallas locales. Al no contar con refuerzo, no es posible una redistribución de esfuerzos, de manera que las fallas locales evolucionan a fallas globales. De este modo, el sistema pierde resistencia y llega comúnmente al colapso.

Dos estructuras de mampostería sin refuerzo nominalmente idénticas sometidas a un movimiento de suelo nominalmente idéntico, pueden parecer muy diferentes después de un evento sísmico. Si la capacidad máxima es excedida en alguna de las estructuras, se presentarán daños extensos o el colapso. En cambio, si la capacidad máxima no es excedida en la otra estructura se deberá, principalmente, a una menor variación en las propiedades de los materiales y/o geometría estructural, y/o de los movimientos del suelo. Esta diferencia en la respuesta hace muy difícil caracterizar el comportamiento de los edificios de mampostería sin refuerzo ante sismos.

Los países de América en los que se han presentado pocos daños en la mampostería sin refuerzo son Canadá, Estados Unidos de América, México, El Salvador y Costa Rica. Mientras que en países como Colombia, Perú y Chile se han tenido experiencias mayormente negativas.

Adobe.- Las construcciones de adobe han sido utilizadas en América Latina desde la época de la Colonia. Estas construcciones, generalmente, han sufrido daños severos y numerosos colapsos ante sismos. En construcciones residenciales, el modo de falla típico inicia con el colapso del techo el cual es usualmente colocado inapropiadamente. En ocasiones, el peso de los sistemas de piso y techo es muy alto y al eliminarse la acción de diafragma del sistema de piso entre los muros, el sistema exhibe poca resistencia ante cargas laterales lo que origina su colapso.

2.1.3.b Viento

Huracanes.- El 24 de agosto de 1992, el huracán Andrew azotó las costas del sur del estado de Florida en los Estados Unidos de América, con una velocidad del viento de 210 a 245 km/h, dañando más de 85,000 construcciones.

El daño más común fue la pérdida de los sistemas de techo por una inadecuada unión de los muros y el techo, lo que originó que la succión provocada por el viento los removiera

fácilmente.

El daño en muros de mampostería se observó en construcciones, en las cuales: a) no se colocaron castillos o refuerzo vertical; b) la separación entre castillos era muy grande; y c) las celdas que contenían el refuerzo vertical no fueron rellenadas con mortero o se rellenaron parcialmente. Los daños anteriores provocaron varios colapsos.

Otras estructuras de mampostería que sufrieron daños, fueron aquéllas en las cuales se combinó la mampostería con marcos de madera.

Tornados. - En el verano de 1987, un tornado con velocidades del viento que excedían los 330 km/h atravesó el poblado de Edmonton, Alberta, Canadá, afectando estructuras de concreto reforzado, acero y mampostería. Las altas velocidades de los vientos provocaron presiones y succiones en los muros, originando el levantamiento de muros y techos. En general, el daño observado en las estructuras de mampostería fue atribuido a conexiones inadecuadas entre los elementos, siendo la más común la conexión techo-muros.

2.2 Reparación y Refuerzo Local

Las técnicas de reparación y refuerzo surgen principalmente de la necesidad de rehabilitar las estructuras que han sido dañadas por causas diversas, como las discutidas antes. Para evaluar y proponer los mecanismos de reparación y refuerzo más adecuados para estructuras de mampostería, tanto desde un punto de vista económico como funcional, se han desarrollado varios programas de investigación en el mundo. En esta sección se revisarán los resultados de algunos estudios.

La reparación y refuerzo local es la que se aplica a zonas específicas en las cuales se ha detectado daño. Dentro de estas técnicas tenemos las siguientes: 1) inyección de mortero epóxico o mortero de cemento en las grietas de los muros de mampostería; 2) sustitución de piezas dañadas en un muro de mampostería; y 3) reparación del muro mediante refuerzo horizontal o diagonal (grapas).

2.2.1 Inyección de Mortero Epóxico o Mortero de Cemento en Grietas en la Mampostería

La técnica de inyección es utilizada para restablecer la capacidad de los elementos de mampostería con anchos de grietas hasta de 10 mm (refs. 28 y 29). Para grietas que se encuentren en el intervalo de 0.3 mm a 3 mm se debe inyectar un mortero de cemento de alto revenimiento. Mientras que, para grietas que se encuentren dentro del intervalo de 3 mm a 10 mm, se deberá inyectar un concreto de alto revenimiento (también conocido como concreto líquido).

Investigaciones realizadas han demostrado que la resistencia a cortante y la rigidez lateral en un muro reparado son inferiores a las del muro original, prevaleciendo el modo de falla por cortante en la mampostería después de la reparación.

El procedimiento consiste en remover, de la superficie de la grieta, los pedazos dañados y limpiar las grietas por medio de aire o agua. En ocasiones se "rajuelean" las grietas, que consiste en colocar pedazos de tabique con mortero dentro de las grietas. Los inyectores se colocan a intervalos dependiendo del ancho de grieta (distancias típicas son de 30 a 60 cm). Los

inyectores se colocan en orificios barrenados y se sujetan con mortero. Las grietas son selladas para evitar la salida del mortero. La inyección comienza desde la parte inferior y prosigue hacia arriba conforme sale el mortero por los inyectores superiores.

La inyección de mortero epóxico o de cemento en las grietas de la mampostería es una técnica que se puede realizar en combinación con otras. Por sí sola es recomendable si se busca recuperar la capacidad resistente de la mampostería, teniendo en cuenta que no se modifican las características frágiles de los muros.

2.2.2 Sustitución de Piezas Dañadas en un Muro

Esta técnica es empleada en elementos de mampostería con anchos de grieta mayores de 10 mm, o cuando las piezas se aplastan (ref. 28). Se recomienda utilizar un mortero con alto contenido de cemento.

Esta técnica se puede combinar con otras para conseguir una mejor rehabilitación del muro (fig. 2.3).

San bartolomé (ref. 30) reparó y ensayó un muro de mampostería confinada por medio de esta técnica. En la fig. 2.4 se puede comparar el desempeño del muro original y del reparado. Del estudio de la gráfica se puede concluir lo siguiente: 1) la rigidez lateral del muro reparado se incrementó respecto a la del muro original al término de su ensaye, pero alcanzó solamente 60% de la rigidez lateral original inicial; y 2) la resistencia al primer agrietamiento diagonal del muro reparado fue 50% de la resistencia al agrietamiento del modelo original.

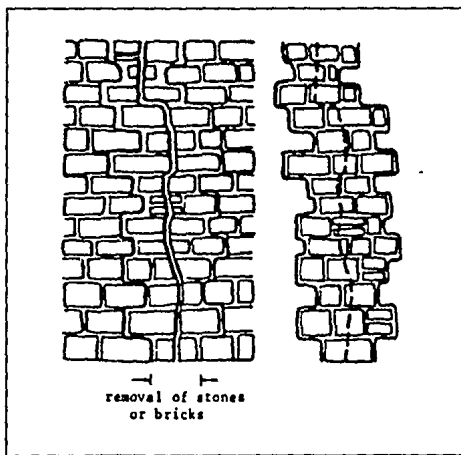


Figura 2.3 Sustitución de Piezas Dañadas en Muros de Mampostería

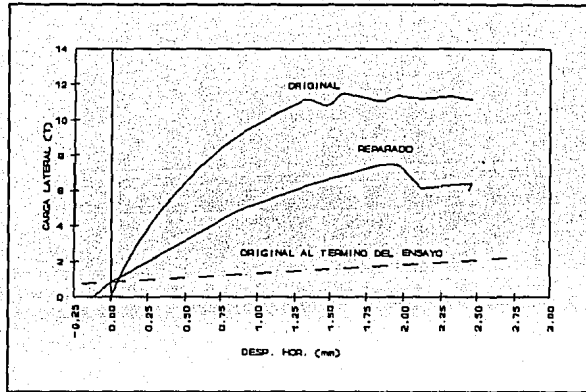


Figura 2.4 Curvas Carga Lateral-Desplazamiento Horizontal Para el Muro Original y Reparado (San Bartolomé, 1993)

2.2.3 Colocación de Refuerzo Horizontal o Diagonal a Través del Agrietamiento Principal

El método consiste en colocar refuerzo horizontal o diagonal en forma de grapas a través de las grietas que presenten un ancho significativo (mayores de 10 mm, refs. 28 y 29), previa perforación de orificios donde se alojará el refuerzo (fig. 2.5). Las grietas deberán estar libres de polvo o pedazos de mampostería. Las piezas sueltas o aplastadas deberán ser reemplazadas, y los elementos confinantes (castillos y dalas) reparados.

En los resultados de los ensayos (ref. 29) se observó que la rigidez lateral recuperada con esta técnica fue menor que la del muro original. Además, no existió un cambio significativo en el modo de falla ya que las grietas fueron paralelas a las observadas en los muros originales. Sin embargo, los muros exhibieron una mayor capacidad ante carga lateral debido a la contribución del refuerzo externo una vez que se produjo el agrietamiento diagonal en el muro.

En conclusión, esta técnica no evidencia ventajas sobre las otras técnicas hasta ahora descritas. Además, es un método que requiere uso intensivo de mano de obra y es muy laborioso; por tanto, no se recomienda su aplicación.

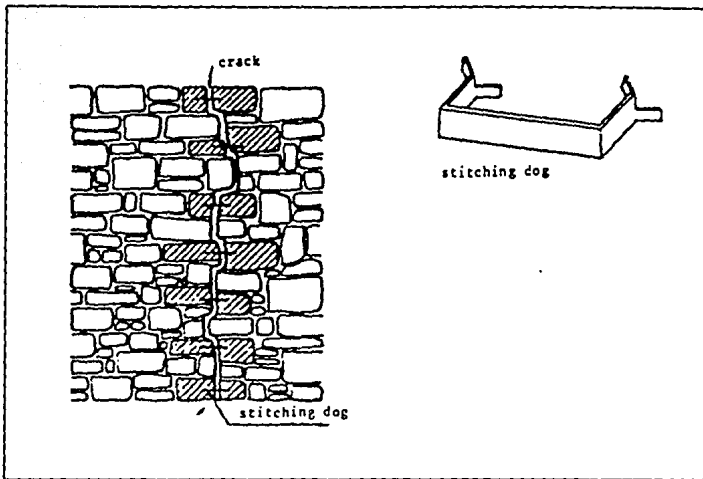


Figura 2.5 Uso de Grapas para Reparar Muros de Mampostería

2.3 Reparación y Refuerzo Global

Una reparación y/o refuerzo globales se aplican en todo el muro para restituir y/o mejorar las características de resistencia, rigidez lateral y capacidad de deformación iniciales. Dentro de las técnicas de rehabilitación global se encuentran: 1) colocación de malla de alambre sujeta a los muros de mampostería y revestida con una capa de mortero aplicada en forma manual o neumática; y 2) inserción y anclaje de refuerzo horizontal en la mampostería.

2.3.1 Malla de Alambre Anclada a los Muros con Revestimiento de Mortero

Con la colocación de malla de alambre (fig. 2.6) se logra una restitución y, en ocasiones, aumento en la rigidez lateral con respecto a la del muro original (refs. 29 y 31). La capacidad de deformación a niveles de distorsión altos se incrementa, lográndose mayor ductilidad. Aún más, se puede lograr un cambio en el modo de falla de cortante a flexión, ya que el mortero y la malla de alambre proporcionan una resistencia adicional a corte.

Para aplicar esta técnica de rehabilitación se recomienda preparar el muro antes de colocar la malla de alambre y el mortero. Se requiere limpiar y retirar los fragmentos sueltos de las piezas que se localicen en las grietas, ya sea por medio de chorro de agua o por presión de aire. Se deben rajuelear las grietas, inyectar las grietas con mortero epóxico o de cemento, martelinar suavemente la superficie y saturar el muro antes de la colocación del revestimiento. Con lo anterior se proporciona una superficie adecuada que incrementa la adherencia entre el mortero

y la pieza. También se deben rehabilitar los elementos de confinamiento en caso de que se encuentren dañados o se requiera su refuerzo.

El anclaje de la malla al muro se realiza mediante perforaciones con diámetros de 5 a 7 mm y separaciones entre 40 y 50 cm, donde se introducirán pasadores (alambres de 4 a 6 mm de diámetro) para sujetar la malla (o mallas en caso de que se requiera su colocación en ambas caras del muro).

Las características de la malla electrosoldada (calibre y modulo) se deben adecuar a la resistencia por cortante requerida, siendo despreciable su contribución a la capacidad por flexión, ya que usualmente sólo se sujeta a los muros y no se liga a la cimentación. El diámetro de los alambres que componen la malla es usualmente de 4.2 mm (calibre 10) con una separación entre ellos de 10 a 40 cm. El repellido de mortero que se coloca sobre la malla varía de acuerdo a la práctica constructiva de cada región, recomendándose un mortero tipo II (75 kg/cm²) con un espesor de 3 a 5 cm.

Delfín y otros (refs. 32 y 33) han realizado estudios experimentales para evaluar el comportamiento de la malla de acero como técnica de reparación de muros de mampostería. En uno de dichos estudios experimentales se propusieron dos soluciones de reparación para muros de mampostería confinada con diferente nivel de daño: a) malla de acero electrosoldada y recubrimiento de mortero aplicado en forma manual; y b) malla de acero electrosoldada y recubrimiento de mortero aplicado por métodos neumáticos. Las diferencias principales entre estos dos metodos se presentaron en el tratamiento que se le dio a la superficie

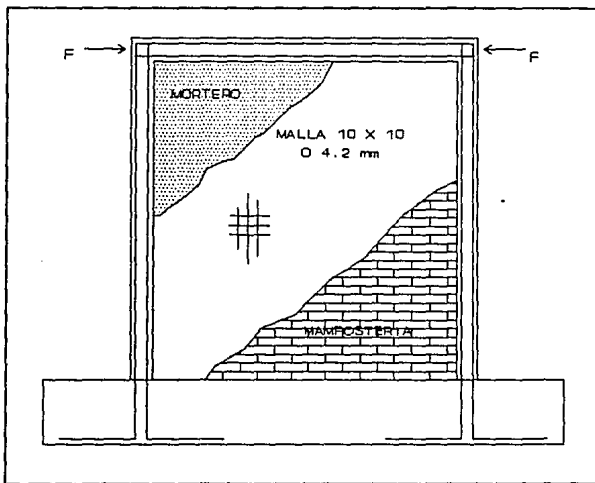


Figura 2.6 Reparación Mediante Malla Electrosoldada de Acero y Repellido de Mortero

de los muros, ya que en el método manual la superficie fue picada con cincel, mientras que en el método neumático el tratamiento de la superficie consistió en una limpieza por medio de chorro de agua. La dosificación del mortero utilizado en ambos métodos fue diferente: 1:3-1/3 (cemento:arena) para el neumático y 1:3-2/3 (cemento:arena) para el manual. Los muros reparados tenían como dimensiones 2.4 x 2.4 m (relación de aspecto H/L=1). Fueron ensayados mediante la aplicación de carga lateral alternada, manteniendo constante la carga vertical durante el ensayo (fig. 2.7).

Las curvas histeréticas de uno de los muros estudiados por los autores (muro con piezas de arcilla de 30 x 15.6 x 6.4 cm), tanto en su estado original como en su estado reparado, se presentan a continuación (figs. 2.8a y 2.8b). En estas figuras sólo se muestra el último ciclo a cada nivel de desplazamiento. El estudio de ellas permite evaluar las soluciones de reparación de acuerdo a sus características de rigidez lateral, resistencia y ductilidad.

De la fig. 2.8a se puede notar lo siguiente: 1) un comportamiento elástico para niveles de desplazamiento laterales inferiores a 1 mm; 2) los desplazamientos laterales del orden de 6 mm estuvieron asociados a niveles de daño leves (grietas diagonales que cruzan la mampostería sin internarse en el confinamiento); y 3) desplazamientos laterales del orden de 9 mm (0.36% distorsión) ocasionaron un daño severo (grietas diagonales de gran espesor en la mampostería y deterioro de los castillos).

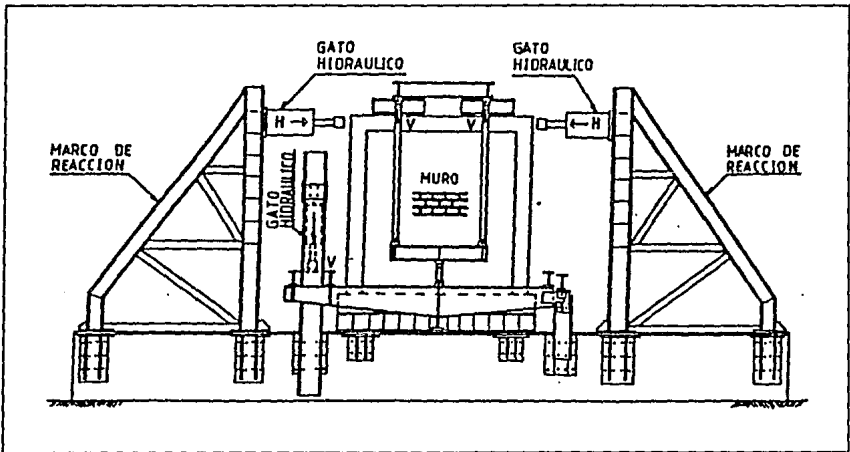


Figura 2.7 Colocación del Muro en el Dispositivo de Ensayo

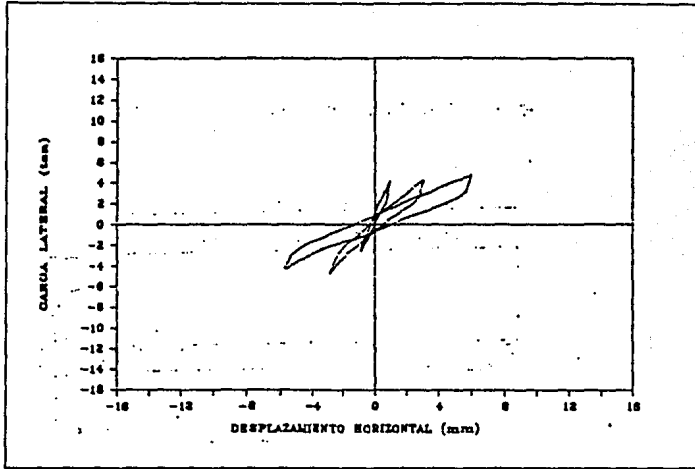


Figura 2.8a Curva de Histeresis del Muro en Estado Original

De la fig. 2.8b, que corresponde al muro reparado, se pudo concluir que: 1) para desplazamientos menores de 1 mm (0.04% distorsión) existió una recuperación parcial de rigidez del orden del 60% con respecto a la del muro original; 2) para un desplazamiento lateral del orden de 12 mm (0.48% distorsión) se produjo agrietamiento entre la mampostería y el confinamiento; y 3) desplazamientos laterales mayores de 15 mm (0.60% distorsión) produjeron leve despegue entre el recubrimiento de mortero y la mampostería próxima a los castillos. Además, la técnica de reparación utilizada controló el daño del tablero de mampostería. Se mantuvo la adherencia entre mortero y mampostería para niveles de deformación altos, localizándose la falla en los elementos de confinamiento. El fenómeno anterior se atribuye a un cambio en el modo de falla de cortante a flexión.

Con base en los resultados obtenidos, se concluye que la técnica de colocación de malla de alambre anclada a los muros con revestimiento de mortero es la técnica de rehabilitación más recomendable.

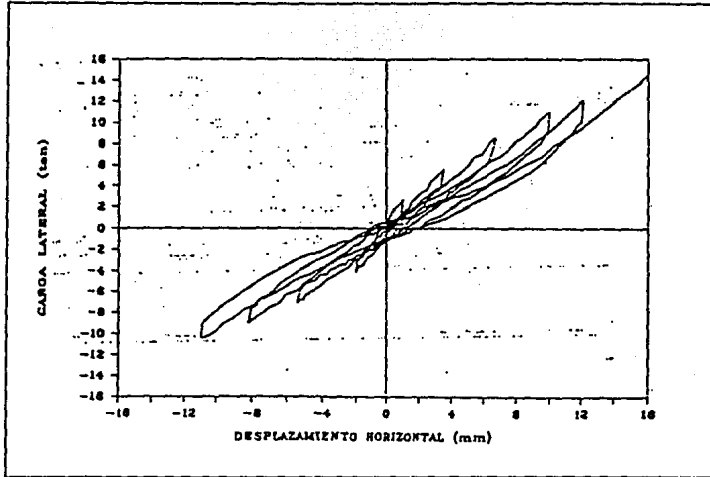


Figura 2.8b Comportamiento del Muro Reparado

2.3.2 Inserción y Anclaje de Refuerzo Horizontal en la Mampostería

Esta técnica es utilizada para grietas de ancho mayor a los 10 mm, o en el caso de que el muro se separe de los elementos confinantes o del muro al cual se une en el caso de que no cuente con confinamiento (ref. 29). El refuerzo se realiza por medio de varillas de acero (fig. 2.9), requiriendo para su colocación la realización de ranuras a lo largo de las juntas horizontales de mortero, pudiéndose colocar el refuerzo en una o ambas caras del muro adherido mediante mortero epóxico o de cemento.

Delfín, Astroza y Aguila (ref. 34) evaluaron la reparación usando inserción de barras de acero en las juntas de mortero mediante el ensayo de muretes cuadrados de 1.2 m de lado construidos con piezas cerámicas aplicando compresión diagonal monótona.

En las figs. 2.10a y 2.10b se observa que las barras insertadas en las juntas de mortero condujeron a aumentos considerables en la capacidad de deformación de la mampostería en relación a las probetas originales, sin lograr mejoramientos significativos en la rigidez del elemento.

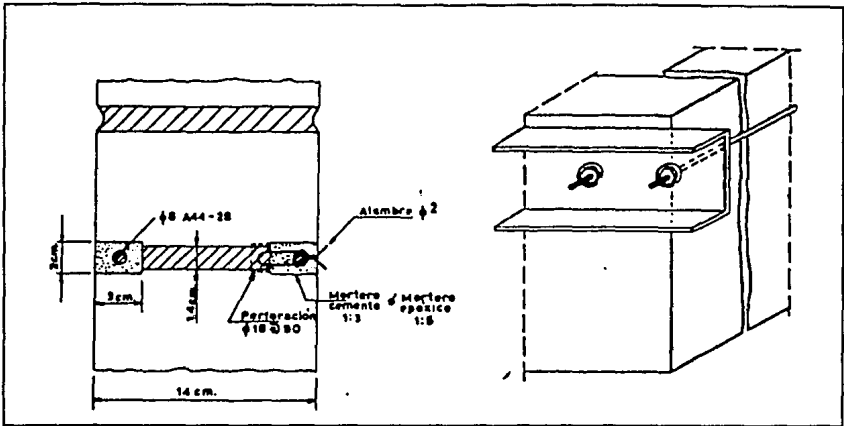


Figura 2.9 Reparación Mediante Inserción de Barras de Acero

De las pruebas, se llegó a la conclusión de que esta técnica presenta el inconveniente de que se conserva el comportamiento frágil de los muros, además de que el costo y tiempo de construcción representan una desventaja respecto a la colocación de malla de acero.

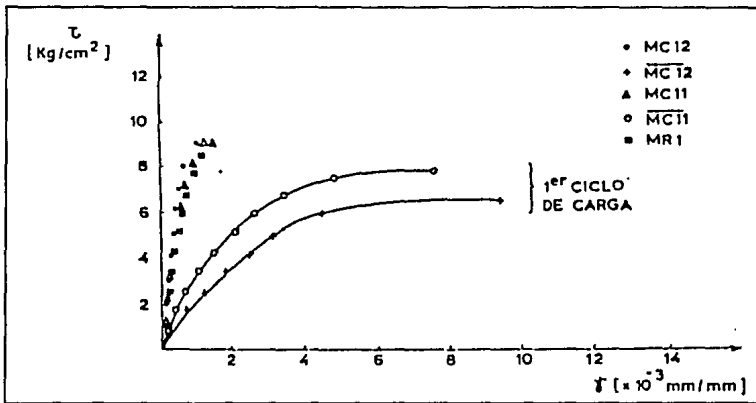


Figura 2.10a Curvas Esfuerzo Cortante-Deformación Angular de las Probetas Originales

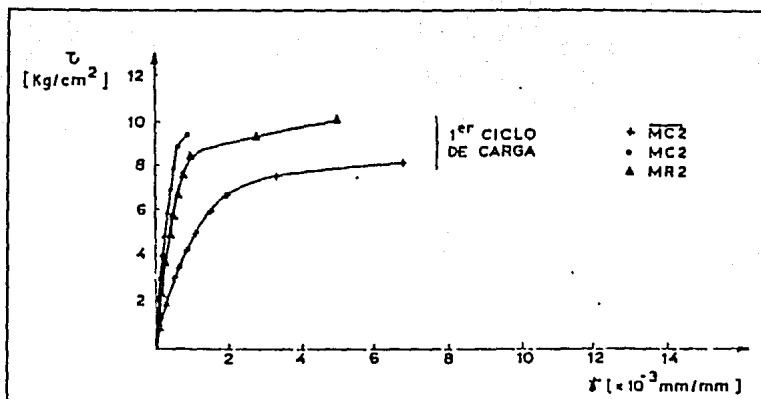


Figura 2.10b Curvas Esfuerzo Cortante-Deformación Angular de las Probetas Reparadas

Por otra parte, existe una técnica de refuerzo similar a la técnica de reparación anteriormente descrita (ref. 28), en la cual se emplean placas de acero en lugar de las varillas, colocando las placas en las juntas de mortero conforme se construye el muro (fig. 2.11). El empleo de refuerzo horizontal conduce a incrementar la capacidad de deformación, una vez ocurrido el primer agrietamiento, y a disminuir la degradación de resistencia. Tiene el inconveniente de que se tiene que realizar durante la construcción.

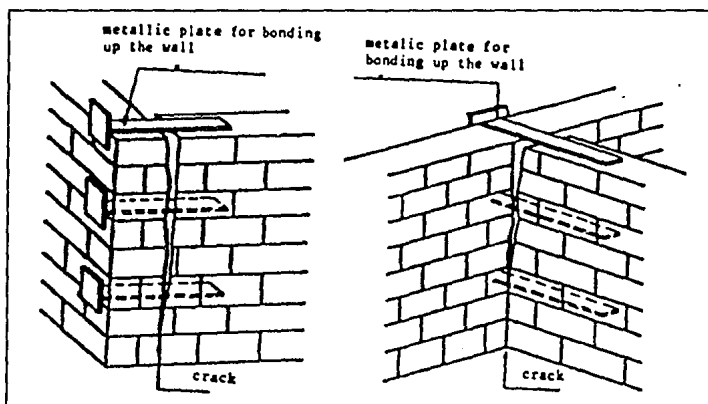


Figura 2.11 Técnica de Refuerzo por Medio de Placas de Acero

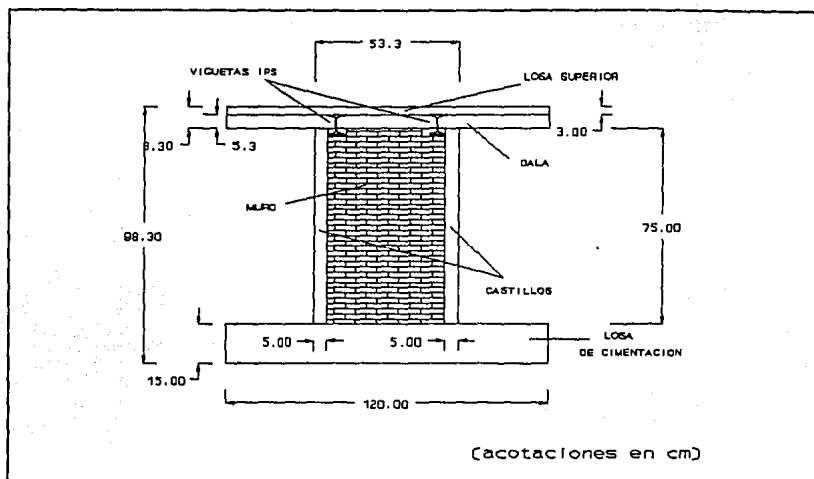


Figura 3.2 Dimensiones del Modelo M3

Los modelos del proyecto se construyeron a escala 1:3 debido, principalmente, a la limitada capacidad de la mesa vibradora. En efecto, la mesa vibradora permitía la colocación de un modelo de 10 t (98,1 kN) de peso máximo. El peso total de los modelos, con la masa colocada, fue de 3.8 t (37,3 kN) para M2 y M2R y de 2.5 t (24,5 kN) para M3, aproximadamente.

Las dimensiones de los tabiques y el refuerzo, así como de la arena y grava, fueron escaladas. Se utilizó el mismo material que el empleado en prototipos de manera que sus curvas esfuerzo-deformación fueran similares. En el diseño del modelo se aplicaron las leyes de similitud para modelos simples mencionadas en la sección 1.4. Se empleó un factor de escala de longitudes $S_L=3$.

En la tabla 3.1 se presentan las dimensiones del prototipo y las dimensiones teóricas y reales de los modelos.

Las losas de cimentación empleadas para desplantar los muros, medían 1200 por 1800 mm y tenían un peralte de 150 mm. El armado de la losa se diseñó de manera que resistiera el momento máximo que se presentara en el modelo para la falla al corte de los muros. El refuerzo de la losa (fig. 3.3) consistió en dos parrillas hechas con varillas corrugadas del No. 3.

Para unir los tabiques se empleó un mortero dosificado por volumen con una relación cemento:arena igual a 1:3. Como se mencionó, la granulometría de la arena fue escalada para obtener un tamaño máximo de 1.6 mm. La dosificación del mortero corresponde a un mortero del tipo I según la ref. 9 y que tiene una resistencia a la compresión de 125 kg/cm² (12,3 MPa). En el mortero se empleó cemento portland tipo I. El espesor promedio de las juntas de mortero fue de 3 mm, con una tolerancia de +/- 1 mm.

Tabla 3.1 Dimensiones del Prototipo y de los Modelos

Componente	Prototipo	M o d e l o	
		Teórico	Usado
Tabique, cm	6x12x24	2x4x8	2x4x8
Espesor de la junta del mortero, cm	1.0	0.33	0.3
Ancho y peralte de castillos, cm	12x12	4x4	5x5
Diámetro del refuerzo longitudinal, cm	0.95	0.32	0.40
Diámetro del refuerzo transversal, cm	0.64	0.21	0.16
Ancho y peralte de dalas, cm	12x25	4x8.3	4x8.3
Alto y ancho del muro para M2 y M2R, cm	240x240	80x80	80x80
Alto y ancho del muro para M3, cm	240x160	80x53.3	80x53.3

La sección transversal de los castillos fue de 50 por 50 mm. El refuerzo longitudinal de los castillos consistió de cuatro alambres corrugados estirados en frío del No. 1.25 (equivalente a 5/32 pulg o 3.97 mm de diámetro).

Para confinar a los muros en su lado superior se colaron dalas de concreto con sección de 40 x 83 mm. Las dalas fueron reforzadas longitudinalmente con cuatro alambres corrugados estirados en frío del No. 1.5 (igual a 3/16 pulg o 4.76 mm de diámetro). Los estribos de castillos y dalas se hicieron con alambre comercial calibre 16 (con diámetro igual a 1.6 mm).

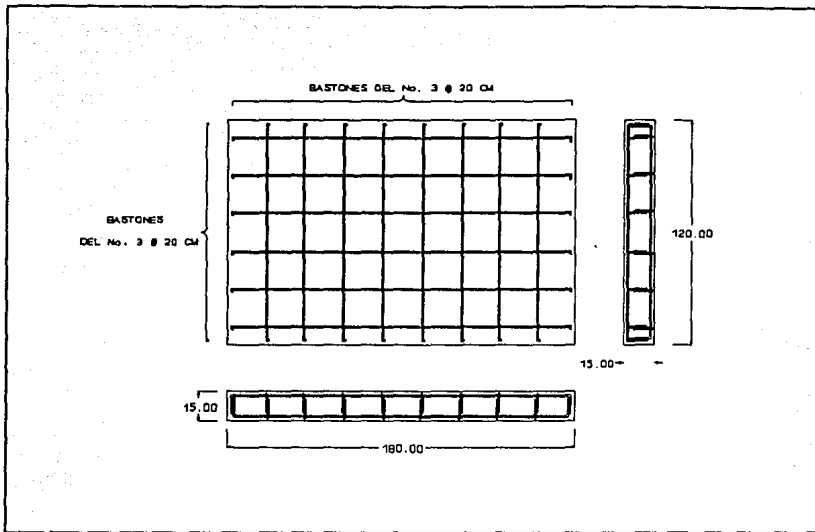
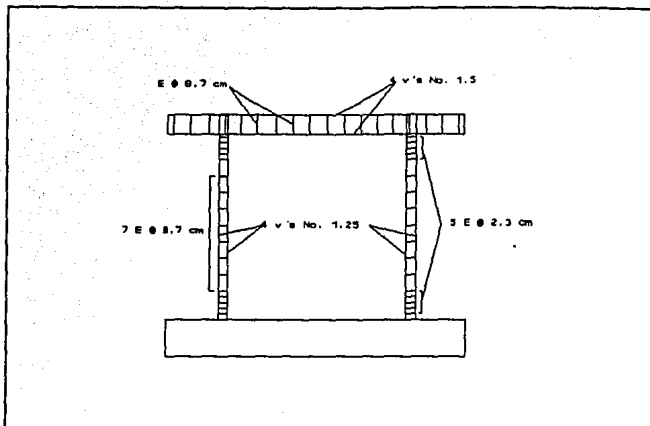


Figura 3.3 Armado de las Losas de Cimentación

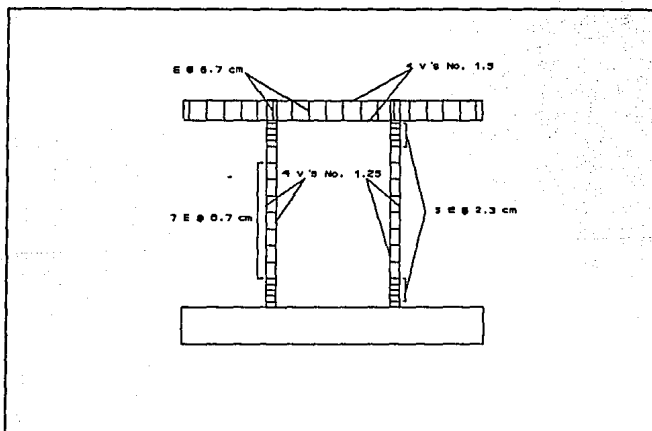
En las figs. 3.4a y 3.4b se muestran detalles del armado de castillos y dalas.

Las dimensiones en planta de la losa de techo fueron iguales a 1200 por 1800 mm. El peralte de la losa fue igual a 30 mm. Se había supuesto en el prototipo un espesor de losa de 100 mm que correspondía a un peralte en el modelo de 33 mm para un factor de escala de longitud igual a 3. Sin embargo, se decidió usar un peralte de 30 mm por facilidad en la construcción y porque se supuso que la losa no influiría en la respuesta. En efecto, la evaluación del daño y de la respuesta de los modelos M2, M2R y M3 confirmó dicha hipótesis.

En la dirección de carga la losa se armó con barras de alambroón del No. 2 a cada 20 mm. En la dirección ortogonal se colocaron varillas del No. 3 en el lecho inferior y bastones de alambroón del No. 2 en el lecho superior. En esta dirección la separación de las varillas fue de 150 mm (fig. 3.5). El refuerzo de la losa se diseñó para resistir la flexión producida por la masa colocada sobre ella usada para excitar el modelo. Con objeto de incrementar la rigidez lateral y resistencia a flexión de la losa se colocaron viguetas de acero sobre los muros y por debajo de la losa. Para garantizar la transmisión de esfuerzos cortantes entre la losa y la vigueta, se soldaron conectores de cortante hechos con segmentos de varilla corrugada del No. 3.



a) Modelo M2



b) Modelo M3

Figura 3.4 Detalles del Armado de Castillos y Dalas

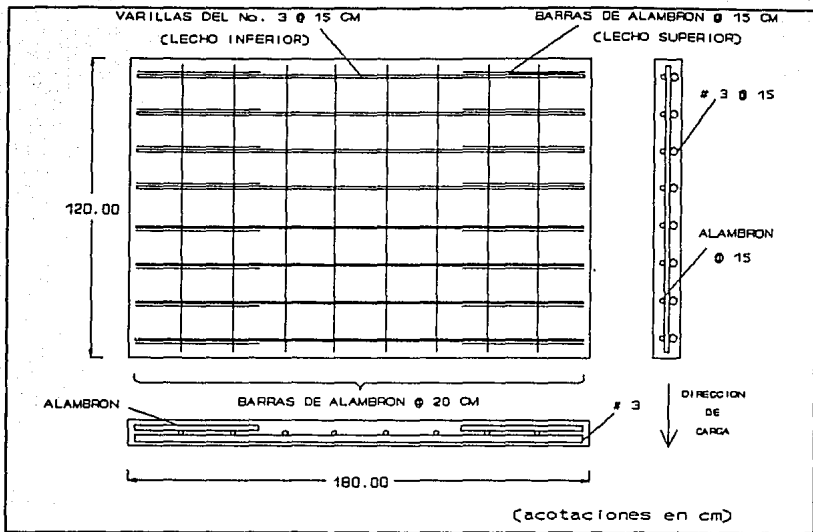


Figura 3.5 Refuerzo de la Losa de Techo

En la dirección perpendicular a la aplicación de la carga no se colocaron muros de mampostería para tener libre acceso a la cara interior del modelo. Para evitar posibles torsiones y, por lo tanto, solicitaciones distintas en los muros, se colocaron dos contravientos en forma de triángulo en los extremos de los modelos (fig. 3.6). Estos elementos estaban unidos a lo largo del modelo por un canal de acero. En contacto con este canal se colocaron ángulos de acero soldados a las viguetas de acero para evitar el movimiento transversal de los modelos. Los arriostramientos se construyeron con canales y ángulos de acero estructural soldados, con esfuerzo nominal de fluencia igual a 2500 kg/cm^2 (245 MPa). Los contravientos fueron diseñados para resistir la torsión provocada con una excentricidad de un cuarto de ancho de la losa para la aceleración máxima esperada. Los dispositivos se sujetaron a la losa de cimentación y a la mesa mediante barras de acero que fueron postensadas. Con estos elementos se logró restringir el movimiento perpendicular al eje de los muros sin afectar el movimiento en la dirección de carga.

Como se mencionó, el modelo M2R se obtuvo rehabilitando el modelo M2 una vez terminadas las pruebas en este último. Para la rehabilitación, se empleó una malla de acero con repellado de mortero de cemento de manera tal que se recuperara la capacidad al corte del muro. La colocación, construcción y comportamiento del sistema de reparación se describirán posteriormente.

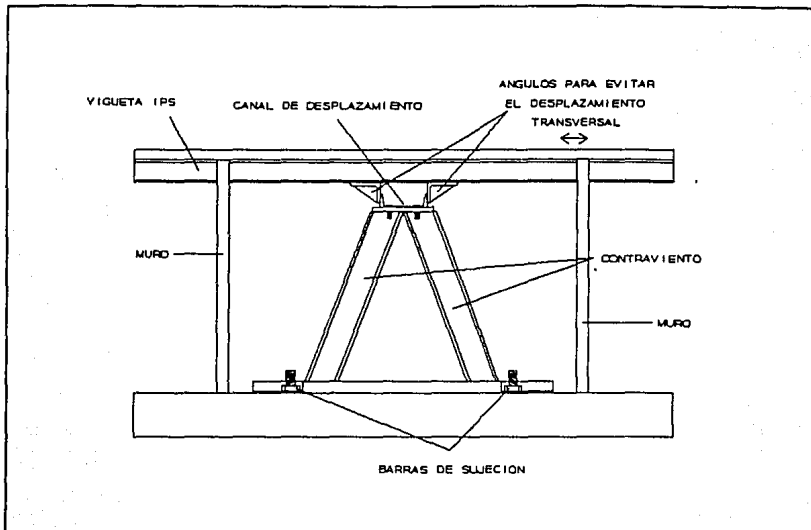


Figura 3.6 Dispositivo de Arriostramiento (Vista Transversal del Modelo)

3.3 Características de los Materiales

Los materiales fueron iguales para los tres modelos. En esta sección se presentan los resultados del ensayo de las probetas muestreadas.

3.3.1 Tabiques

Los tabiques empleados fueron hechos de arcilla recocida. Se mandaron fabricar especialmente en una tabiquería artesanal del estado de Puebla con las dimensiones de 2 x 4 x 8 cm; sin embargo, se registraron variaciones en las dimensiones de hasta 5 mm, razón por la cual se tuvo que hacer una cuidadosa selección de los tabiques que se usaron en la construcción de los muros.

3.3.2 Concreto

Dos tipos de concreto fueron empleados en la construcción de los modelos: 1) el usado para la losa de cimentación; y 2) el empleado en castillos, dalas y la losa superior. La diferencia en los concretos fue el tamaño máximo de los agregados (TMA) usado. Para el primer tipo se

empleó un TMA igual a 3/4 pulg (19 mm), mientras que para el segundo tipo de concreto se empleó una granulometría escalada con TMA igual a 3/8 pulg (9,5 mm) (ver fig. 7). Otros factores que condujeron a emplear agregados reducidos fueron la colocación y compactación del concreto en dalas y castillos. Las dimensiones pequeñas de estos elementos, además de la presencia de los refuerzos longitudinal y transversal, requerían de un concreto trabajable con agregados pequeños.

En México, por lo general, se muestrea el concreto en moldes cilíndricos con un diámetro de 150 mm y altura de 300 mm, aunque también suelen emplearse cilindros de 100 x 200 mm. El concreto fresco se vacía en los moldes en tres capas, después de cada una de las cuales se varilla 25 veces para compactarlo. Una vez fraguado, el molde se retira y se cura el cilindro en las mismas condiciones que el elemento estructural. La prueba de compresión se realiza a la edad deseada después del colado en una máquina universal aplicando carga axial al cilindro. El dato que se obtiene es la resistencia a la compresión f_c , calculada como el cociente de la carga máxima dividida entre el área de la cara circular.

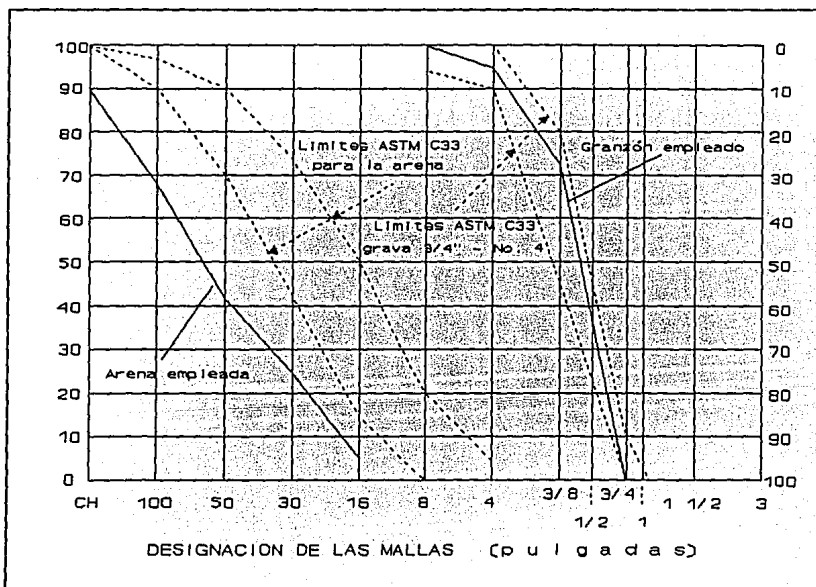


Figura 3.7 Granulometría de los Agregados del Microconcreto

Durante la construcción se tomaron muestras en moldes de 100 x 200 mm de los concretos empleados en la losa de cimentación, en los castillos, dalas y en la losa superior. Los resultados promedio para los modelos se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resistencia Promedio a la Compresión de Cilindros de Concreto

Procedencia	f'_c (kg/cm ²)
Castillo inferior	165
Castillo superior	165
Losa superior	320
Losa de cimentación	315
Castillo reparado	220

3.3.3 Mortero

Respecto al mortero, es común mostrear cubos de 50 mm de arista y vigas de 50 x 50 x 150 mm. Un índice de la resistencia a la compresión se obtiene ensayando los cubos en una máquina universal. Las vigas se prueban con carga al centro del claro simplemente apoyadas, para estimar la resistencia a la flexión del mortero. Es aceptable suponer que la resistencia a la tensión se puede relacionar con la resistencia a la flexión mediante algún factor correctivo como ocurre con el concreto (ref. 9).

Los resultados promedio de las pruebas en los morteros se muestran en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Resistencia de los Morteros

Resistencia	M o d e l o		C.V.
	M2	M3	
Compresión f'_b (kg/cm ²)	84	64	72
Flexión f'_t (kg/cm ²)	18	18	6

3.3.4 Mampostería

La mampostería es un material heterogéneo formado por tabiques y mortero que sirve para unir las piezas. Algunas veces la mampostería se refuerza interiormente con acero ya sea vertical, horizontal o en ambas direcciones. En este estudio no se empleó refuerzo interior, solamente elementos de confinamiento perimetral (castillos y dalas). Para calcular la resistencia de un muro de mampostería ante cargas laterales (como en el caso de los sismos) y cargas verticales (gravitacionales, es decir vivas y muertas) es necesario realizar tres tipos de pruebas para obtener índices de la capacidad de la mampostería a carga axial, tensión diagonal y adherencia.

La resistencia a la compresión de la mampostería se determina en pilas que tienen una sola pieza de base por varias de altura. En este proyecto se muestrearon pilas con siete tabiques de altura (fig. 3.8).

La resistencia al corte se determina mediante el ensaye de muretes de forma aproximadamente cuadrada construidos con tabiques junteados con mortero. La prueba se realiza aplicando carga de compresión sobre las esquinas, generando una fuerza de tensión perpendicular a la diagonal de carga. Se acepta que la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería se obtiene al dividir la carga máxima por el área a lo largo de la diagonal a compresión.

Es importante conocer en la mampostería el grado de adherencia existente entre el mortero y las piezas. Para ello se ha ideado una prueba en la cual se puede determinar esta característica; consiste en el ensaye de especímenes con la forma mostrada en la fig. 3.9. En este estudio se empleó un dispositivo de carga similar al dibujado que consistió de dos placas de acero conectadas por barras roscadas. Las barras estaban fijas en un extremo, de manera que apretando

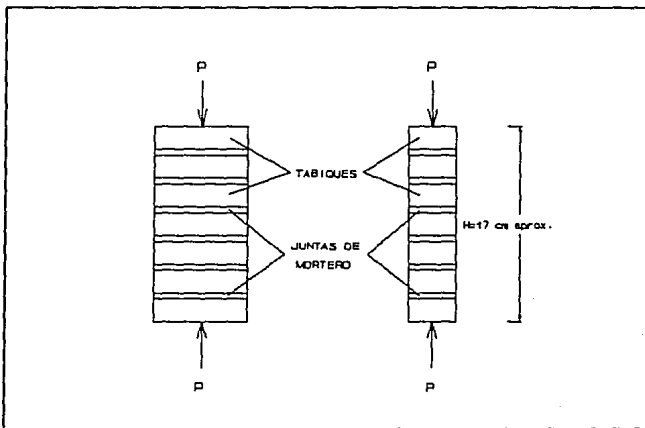


Figura 3.8 Pilas de Tabiques

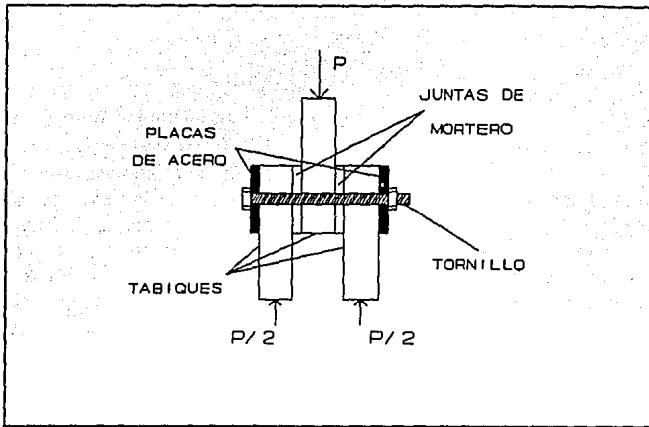


Figura 3.9 Dispositivo de Carga para Prueba de Adherencia

la tuerca del otro extremo (torque) se provocaban tensiones en las barras. Las barras estaban instrumentadas con deformímetros eléctricos. Conforme se apretaban las tuercas se registraban las deformaciones de las barras, mismas que se relacionaban con la curva de calibración previamente obtenida. La fuerza que se aplicaba fue tal que reprodujera los esfuerzos verticales de servicio (en este proyecto iguales a 5.6 kg/cm^2 o $0,59 \text{ MPa}$). En el ensaye se aplicó una carga P sobre la pieza central del espécimen confinado que se incrementó monótonamente hasta alcanzar la falla. La resistencia al corte de la junta se determinó como la carga de falla P entre el área de las caras sometidas a corte.

Las propiedades mecánicas de la mampostería se presentan en la tabla 3.4

Tabla 3.4 Propiedades Mecánicas de la Mampostería

Resistencia	Modelo	
	M2	M3
Compresión (pilas), kg/cm^2	55.0	52.1
Tensión Diagonal (muretes), kg/cm^2	6.0	10.2
Adherencia kg/cm^2	6.7	---

3.3.5 Refuerzo

Con base en el factor de escala empleado y en las leyes de similitud, los diámetros del acero de refuerzo del prototipo (ver fig. 3.4) fueron reducidos. Para satisfacer lo anterior se recurrió a calibres poco convencionales en la construcción.

El acero de refuerzo debe ser sometido a pruebas de tensión. También se realizan en una máquina universal. Para conocer la curva esfuerzo-deformación del acero (incluyendo el módulo de elasticidad) se pueden instrumentar las varillas con deformímetros. Si sólo interesa el esfuerzo de fluencia y el último se puede obtener directamente de la lectura dada por la máquina.

Los resultados de las pruebas realizadas en el acero para los diferentes diámetros empleados se muestran en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Resultados de los Ensayes en el Acero de Refuerzo

Diámetro Nominal pulgadas	Esfuerzo de Fluencia, f_y (kg/cm ²)	Resistencia Ultima, f_u (kg/cm ²)
5/32	6490	7570
1/4	2920	3790
3/8	4760	6670

3.4 Construcción de los Modelos

El principal aspecto que determinó la calidad de la construcción de los modelos fue el factor de escala seleccionado. No obstante que las dimensiones del prototipo se redujeron a un tercio, el control del proceso constructivo fue tal que se cumplieron los requisitos de calidad especificados al inicio del proyecto.

Se cuidó que se cumplieran con las dimensiones de los modelos de la forma más aproximada posible; sobre todo con aquéllas que tuvieran influencia en su comportamiento estructural, tales como el espesor de las juntas (que se trató de mantener dentro de los 3 mm), la colocación de acero de refuerzo, la verticalidad de los muros, etc.

La construcción de los modelos se inició con el colado de las losas de cimentación. El armado de estas losas se presenta en la fig. 3.3. Para permitir el paso de las barras de sujeción de los

modelos a la mesa vibradora a través de la losa, se dejaron ahogados tubos de PVC de 50 mm de diámetro y longitud igual al peralte de la losa. El colado se hizo en el Laboratorio de Materiales del II-UNAM. Antes del colado se colocaron, ahogados en el concreto, unos dispositivos de anclaje para el refuerzo longitudinal de los castillos, que consistieron en placas con barras soldadas y barrenadas. Estos dispositivos permiten usar las losas en futuros ensayos después de desenroscar las varillas longitudinales de los castillos.

Una vez nivelado y colocado el acero en su posición correcta se procedió al colado. El concreto se elaboró en laboratorio. La dosificación empleada se presenta en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Dosificación del Concreto Usado en las Losas de Cimentación

Material	Cantidad de material por metro cúbico de concreto (kg) [KN]
Cemento *	469 [4.60]
Arena *	756 [7.42]
Grava *	670 [6.57]
Agua	225 [2.21]

* material en estado seco

El concreto fresco fue mostreado en cilindros de 50 x 300 mm. Las losas y cilindros fueron curados en el laboratorio cubriéndolos con costales húmedos. La densidad del concreto fraguado fue de 2120 kg/m³ (20.8 kN/m³).

Las losas fueron transportadas alas instalaciones de la mesa vibradora a una edad de 21 días.

El acero longitudinal de los castillos se ancló a las losas de cimentación roscándolo en los barrenos preparados en las placas de anclaje ahogadas. Posteriormente se colocó el refuerzo transversal (estribos) de los castillos. El habilitado del refuerzo fue una tarea laboriosa debido al tamaño del acero. Posteriormente se construyeron los muros. Para ello se tuvieron que elegir los tabiques cuyas dimensiones se ajustaran mejor a la longitud nominal de los muros. El pegado de los tabiques se hizo en hiladas cuidando tanto la verticalidad (plomo) como el alineamiento de los muros. Los muros de cada modelo se construyeron simultáneamente por dos obreros de la construcción especializados. Los muros se elaboraron por mitades; primero se levantó la mitad inferior y se coló la mitad de los castillos correspondiente. Después se construyó la mitad superior del muro y se coló la mitad superior de los castillos.

Debido a la presencia de deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo longitudinal de castillos y al tamaño reducido de la sección, se empleó un vibrador externo y una varilla para compactar el concreto. La sección era demasiado pequeña para permitir el paso de la cabeza de

un vibrador eléctrico portátil tipo convencional. El vibrador externo se colocó sobre la cimbra mientras que el concreto se varillaba para lograr una adecuada compactación. Después de retirada la cimbra (a los dos días), algunos de los castillos mostraron huecos a un tercio de su altura medido desde el desplante. Los huecos se rellenaron con un mortero seco con aditivo expansor para disminuir la probabilidad de fisuramiento por contracción. Los ensayos dinámicos de los modelos evidenciaron que la reparación afectó la respuesta del modelo M3.

Los últimos elementos contruidos fueron las dalas y la losa de techo. Primero, se habilitó el armado de las dalas y se procedió al cimbrado en conjunto con las losas. La cimbra se hizo con madera contrachapada y con polines que sirvieron de apoyo. Sobre la cimbra de la losa se colocó la parrilla de acero.

El colado de las dalas y losas fue simultáneo. En la losa de techo se dejaron ahogados tubos plásticos para poder colocar las barras de sujeción de la masa reactiva de los modelos.

Por último se colocó el contraventeo en el modelo sobre la mesa vibradora. El marco de arriostamiento fue construido en el taller. Una vez colocado el marco en el modelo de prueba, se soldaron los ángulos a las viguetas de acero para evitar el movimiento de los muros fuera de su plano (ver fig. 3.6).

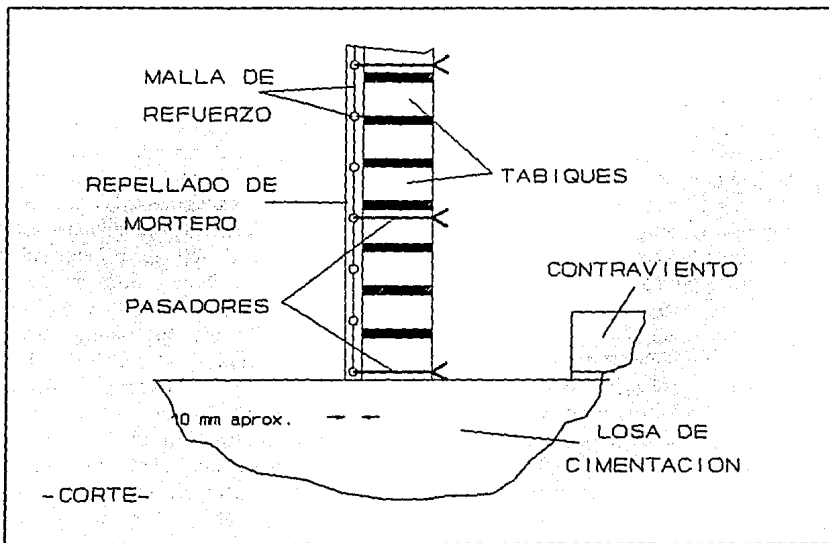


Figura 3.10 Aspecto General de la Malla de Refuerzo para M2R

Como se mencionó, el modelo M2 fue ensayado, reparado y ensayado de nuevo. La reparación se hizo con un repellido de mortero de 10 mm de espesor reforzado con malla de acero. Se empleó una malla de alambre calibre 16. Los alambres de la malla se cortaron para obtener un módulo de 40 x 40 mm. Antes de colocar la malla se retiró la pintura vinílica de los muros (los muros se habían pintado de blanco para facilitar la identificación del agrietamiento). La malla se fijó a los muros mediante pasadores de alambre anclados en barrenos de 1/8 pulg (3.2 mm) hechos con un taladro manual (fig. 3.10).

3.5 Instrumentación

Como ya fue mencionado anteriormente, cada uno de los modelos consistió en dos muros de mampostería paralelos (unidos por losas de cimentación y de techo). Para poder distinguir uno del otro se les denominó muros A y B. El muro A fue el más próximo a la sala de control donde se encontraban las computadoras y el resto del equipo de adquisición de datos. El muro A también se distinguió por ser el mayormente instrumentado ya que sobre éste se midieron las curvaturas del modelo. Se llamó muro B al que se encontraba en el lado norte del modelo (el muro A estuvo colocado en el lado sur). Al muro B se le tomó video a lo largo de todas las intensidades aplicadas.

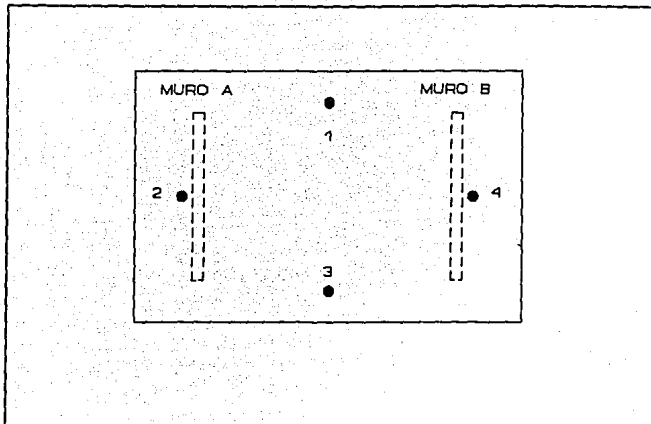
La instrumentación de los modelos se presenta en las figs. 3.11 a 3.13. Los especímenes fueron densamente instrumentados para obtener información sobre la respuesta global. La instrumentación empleada consistió de transductores eléctricos de aceleración (servoacelerómetros), desplazamiento y de deformación colocados en el acero de refuerzo.

Son varios los factores que determinan la colocación de la instrumentación en una estructura. Entre éstos se encuentran la estructuración y la dirección del movimiento. Así, encontramos que para los modelos de este trabajo las mayores deformaciones por flexión del acero se localizarán en la base de los castillos. Las máximas aceleraciones y desplazamientos del modelo ocurrirán en la losa superior y en dirección del eje de los muros (dirección del movimiento).

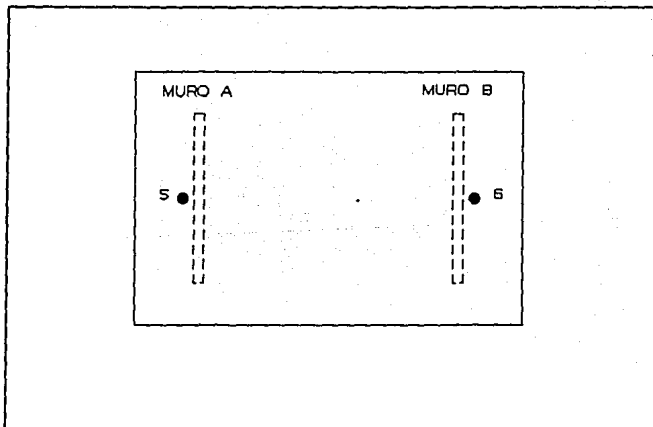
Las aceleraciones se determinaron mediante servoacelerómetros eléctricos. Estos son instrumentos altamente sensibles al movimiento; éste provoca la oscilación de un péndulo en el interior. El acelerómetro mide la corriente eléctrica (voltaje) que se requiere para mantener en su posición de reposo inicial dicho péndulo. En los modelos ensayados se colocaron seis sensores; dos en la losa de cimentación y cuatro en la losa superior (fig. 3.11).

Los transductores de desplazamiento (DCDT's) son instrumentos con los cuales se miden los desplazamientos de los puntos de interés en el modelo. Se trata de un instrumento eléctrico que, mediante un vástago móvil, permite una variación de voltaje al inducir a través de él una corriente eléctrica. El vástago se fija al modelo y el transductor al punto de referencia (que puede ser la mesa vibradora). Los DCDTs se colocaron en varios puntos (fig. 3.12):

a) Para conocer el desplazamiento lateral de los muros y de la losa de la cimentación. Para ello se utilizó un marco de acero sobre el cual se fijaron cuatro instrumentos (A6, A7, A8, A9, ver fig. 3.12a). La frecuencia de vibración del marco tuvo que ser muy diferente de las frecuencias empleadas en las pruebas, así como, también de la frecuencia natural del modelo.

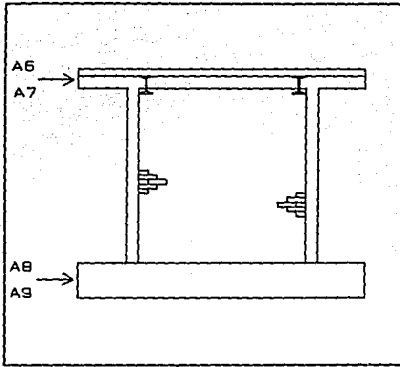


a) En la Losa Superior

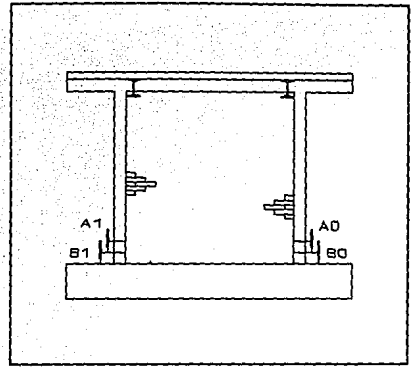


b) En la Losa de Cimentación

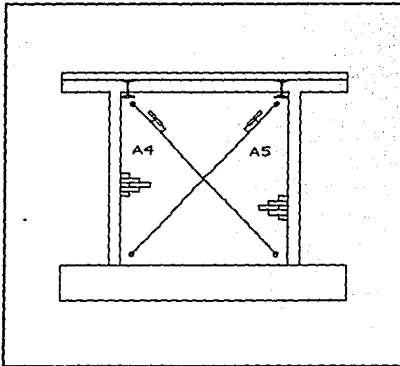
Figura 3.11 Disposición de los Acelerómetros



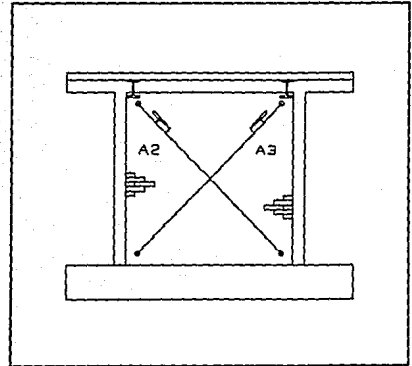
a) Horizontales



b) Verticales (Rotación de Muros)



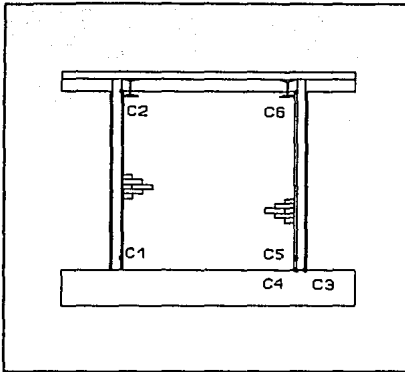
c) Diagonales Muro A



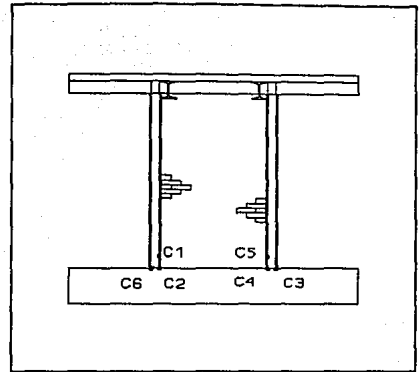
d) Diagonales Muro B

Figura 3.12 Arreglo de Transductores de Desplazamiento

Se logró construir un marco con las características deseadas de rigidez ya que su frecuencia se midió en 54.5 Hz (en dirección del movimiento), mientras que la frecuencia del movimiento de la mesa fue de 3 Hz (ver sección 4.6).



a) Modelo M2 y M2R



b) Modelo M3

Figura 3.13 Colocación de Deformímetros Eléctricos

b) En la base de los castillos se colocaron cuatro DCDT's para medir las rotaciones de los muros, es decir, las deformaciones debidas a flexión (fig. 3.12 b). El desplazamiento fue medido entre la losa de cimentación y puntos conocidos de los castillos.

c) Para medir las deformaciones angulares de los muros, causadas por las deformaciones al corte, se colocaron transductores de desplazamiento sobre barras ancladas a los muros en dirección diagonal, pero permitiendo el movimiento relativo entre las dos esquinas opuestas del muro (fig. 3.12c).

Para conocer las deformaciones del acero en los especímenes de prueba se emplearon deformímetros, que son circuitos eléctricos a través de los cuales el voltaje varía cuando se deforma el acero y, consecuentemente el circuito.

El refuerzo longitudinal de castillos de los modelos M2, M2R y M3 se instrumentaron con deformímetros eléctricos en la base de los castillos para estudiar la propagación de fluencia a dos hiladas de altura. También se instrumentaron los alambres de los castillos en el extremo superior (figs. 3.13a y 3.13b).

3.6 Ensayes de Vibración Ambiental y Vibración Forzada

Todos los modelos fueron ensayados mediante la aplicación de una secuencia de ensayos de vibración ambiental (EVA) y de vibración forzada (EVF). Se entiende por EVA aquél en que se registra el movimiento del modelo bajo condiciones de ruido ambiental, ya sea con la unidad de potencia hidráulica de la bomba encendida o no. El EVF fue producido al aplicar una historia de aceleraciones de tipo senoidal sobre la mesa. Esta última prueba estuvo caracterizada por tres

zonas: 1) desde el reposo hasta el inicio del estado de amplitud constante; 2) etapa de vibración forzada con amplitud constante; y 3) vibración libre después de interrumpida la excitación.

Los EVA permitieron determinar la frecuencia de vibración natural del modelo. Al inicio de cada prueba, y después de que se observó daño en la estructura, se efectuó un EVA. Además de los EVA se efectuaron ensayos de tracción sobre el modelo. Con ellos se identificó la frecuencia del modelo en dirección de la carga (dirección del movimiento de la mesa) y el amortiguamiento viscoso. Este último se calculó de los ciclos de vibración decreciente mediante el concepto del decremento logarítmico. Los resultados obtenidos tanto en los EVA como en los ensayos de tracción permitieron evaluar la degradación de la rigidez lateral de los modelos.

Los EVF fueron definidos por dos parámetros: la frecuencia y la amplitud. La frecuencia se determina por el número de ciclos por segundo; y la amplitud por la longitud del desplazamiento de la mesa. El desplazamiento se relaciona con la operación en la consola de control de la mesa, mediante un término llamado "intensidad". Es decir, la intensidad corresponde a una determinada amplitud de movimiento.

Durante los ensayos de M2, M2R y M3, la frecuencia se mantuvo constante y fue igual a 3 Hz. Se eligió esta frecuencia por estar alejada de la frecuencia de resonancia de la mesa vibradora (30 Hz) y de las frecuencias en las cuales la distorsión armónica del sistema es muy elevada (a partir de 7 Hz). Solamente se hizo variable la amplitud del movimiento en forma creciente (se aumentó gradualmente la intensidad).

Después de cada EVF se revisó cuidadosamente cada muro para detectar grietas. Para facilitar la observación del daño, se pintaron los muros con pintura vinílica blanca y se trazó sobre ellos una cuadrícula con módulo igual a 20 cm. Aun así, fue difícil observar las fisuras debido al tipo de material (mamostería) y a la escala. Se marcaron las fisuras detectadas con plumones de color y se dibujaron en papel.

3.7 Adquisición de Datos

Para capturar las señales eléctricas enviadas por los instrumentos, se emplearon acondicionadores, filtros, amplificadores, restauradores y equipos adquirentes provistos de convertidores analógico-digitales de 16 canales que enviaron las señales a computadoras personales. Para la captura de datos se empleó un programa de computadora diseñado para pruebas dinámicas (ref. 35). Los archivos de las señales capturadas tienen formato binario.

Durante las pruebas se capturó la información en dos computadoras personales. Cada computadora tenía la capacidad de almacenar la información de 16 canales simultáneamente. En cada canal se tomó la información de un instrumento. Puesto que el total de canales era igual a 24, los canales se dividieron en las dos computadoras. Ya que el inicio de la medición fue controlado manualmente, fue necesario utilizar un canal de referencia en ambas computadoras para relacionar los datos adquiridos por ellas. La distribución de la instrumentación en las dos computadoras se muestra en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Distribución de Canales en las Computadoras

CANAL	COMPUTADORA A	COMPUTADORA B
15	C1 Deformímetro	01 Acelerómetro
14	C2 Deformímetro	02 Acelerómetro
13	C3 Deformímetro	03 Acelerómetro
12	C4 Deformímetro	04 Acelerómetro
11	C5 Deformímetro	05 Acelerómetro
10	C6 Deformímetro	06 Acelerómetro
09	A0 DCDT	A6 DCDT
08	A1 DCDT	A4 DCDT
07	A2 DCDT	A5 DCDT
06	A3 DCDT	A7 DCDT
05	A6 DCDT	A9 DCDT
04	A8 DCDT	-----
03	B0 DCDT	-----
02	B1 DCDT	-----

3.8 Procesamiento de Señales

El procesamiento de las señales consistió en transformar los archivos binarios obtenidos en las pruebas en archivos tipo ASCII, que tienen la característica de ser compatibles con los programas empleados comúnmente, especialmente con las hojas de cálculo. Mediante el uso del mismo programa de adquisición (ref. 35) se obtuvieron los archivos ASCII siguiendo un proceso de transformación en el que se involucraron constantes numéricas de calibración determinadas para cada tipo de instrumento.

Los archivos ASCII contienen toda la información capturada en las pruebas. Sin embargo, sólo interesó conocer la que se encontraba en el intervalo de frecuencias asociado a la frecuencia de vibración del modelo. Para ello, se filtraron las señales con el programa DEGTRA 5 (ref. 36). Además, se corrigió la línea base. El filtro empleado fue del tipo pasabaja con frecuencia de corte igual a 5 Hz.

Finalmente, la información, en formato ASCII, fue reducida y procesada en una hoja de cálculo comercial.

3.9 Antigua Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM

Los modelos M2, M2R y M3 fueron ensayados en la antigua mesa de Instituto de Ingeniería de la UNAM. Actualmente se lleva a cabo la instalación de una nueva mesa vibradora que tiene características superiores a la antigua.

Las dimensiones de la antigua mesa vibradora se pueden observar en la fig. 3.14. La plataforma se componía de tres diafragmas, apoyándose sobre dos traveses longitudinales. Las nervaduras y traveses de apoyo estaban reforzadas con cables de postensado y con varillas corrugadas. La mesa pesaba aproximadamente 15 t (147,2 kN) y en ella se podían ensayar modelos de 15 t (147,2 kN) de peso máximo. El conjunto descansaba sobre cuatro pedestales de acero biarticulados, que se apoyan sobre la losa de cimentación. La cimentación estaba formada por una losa de piso, muros de retención y una trabe de borde, todos rígidamente unidos.

El sistema de excitación y control del movimiento de la mesa consistía en un equipo electrohidráulico de circuito cerrado, que tenía la capacidad de generar movimiento senoidal o aleatorio en dirección horizontal. Como la mesa formaba parte del sistema de control de circuito cerrado, sus características y las del modelo ensayado afectaban directamente el comportamiento del sistema.

Las partes principales del sistema del control de la antigua mesa eran las siguientes:

- a) Consola de control. Conteníá todos los módulos electrónicos para controlar un actuador hidráulico.
- b) Actuador hidráulico. Era el dispositivo generador de fuerza y/o posición en el sistema. Tenía una capacidad de 75 t (73,6 kN), y un desplazamiento total máximo de 50 mm.
- c) Servoválvula. Controlaba el actuador hidráulico abriéndose o cerrándose en respuesta a una señal del controlador de válvulas.
- d) Fuente de potencia hidráulica. Proporcionaba potencia hidráulica al sistema y satisfacía el requerimiento exacto de la servoválvula.
- e) Múltiple de servicio hidráulico. Suministraba las demandas instantáneas de fluido hidráulico requeridas por las servoválvulas.
- f) Cojinetes hidrostáticos. Atenuaba el movimiento transversal de la mesa.

De estudios realizados para determinar las propiedades dinámicas del sistema mesa-actuador, así como para conocer las variaciones en el comportamiento dinámico del sistema debidas a variaciones en carga y nivel de aceleración, se determinaron valores de frecuencia natural (f_n) y amortiguamiento (ξ). Los resultados se muestran en la tabla 3.8.

Sin embargo, en investigaciones experimentales recientes (ref. 37) realizadas en la mesa vibradora se detectó un empeoramiento en la distorsión de las señales que se desean reproducir en ella.

Para evaluar la respuesta de la mesa, se realizó un programa de mediciones que consistió en la aplicación de pruebas de vibración forzada con diferentes solicitudes y condiciones de carga. Se repitieron pruebas algunas hechas anteriormente (ref. 16) y se realizaron otras para evaluar los movimientos relativos entre mesa y cimentación y entre cimentación y suelo.

Tabla 3.8 Propiedades Dinámicas del Sistema Mesa-Actuador (ref. 37)

Prueba	f_n , (Hz)	ξ
Mesa sin lastre	29.64	0.174
Mesa con 6775 kg de lastre	24.64	0.16
Mesa con 13 631 kg de lastre	20.04	0.1

Entre los resultados más importantes de esta última evaluación se pueden mencionar:

- a) En altas frecuencias (mayores a 8 Hz) las señales de aceleración aplicadas se distorsionan. No existe una relación clara entre éstas y los desplazamientos obtenidos.
- b) La respuesta de la mesa tiene efectos torsionales no lineales, ya que varía en función de la frecuencia y la amplitud.
- c) El cajón de cimentación de la mesa presenta movimientos relativos con el suelo. La cara lateral del cajón se comporta ante cargas horizontales como un elemento sumamente rígido.

Paralelamente a esta investigación, el Instituto de Ingeniería de la UNAM se postuló para la donación de una mesa vibradora de la empresa constructora japonesa Kajima Corp., la cual tiene mejores características que la antigua mesa del Instituto de Ingeniería. El resultado fue favorable para el Instituto y actualmente se realizan los trabajos de instalación (fines de 1994).

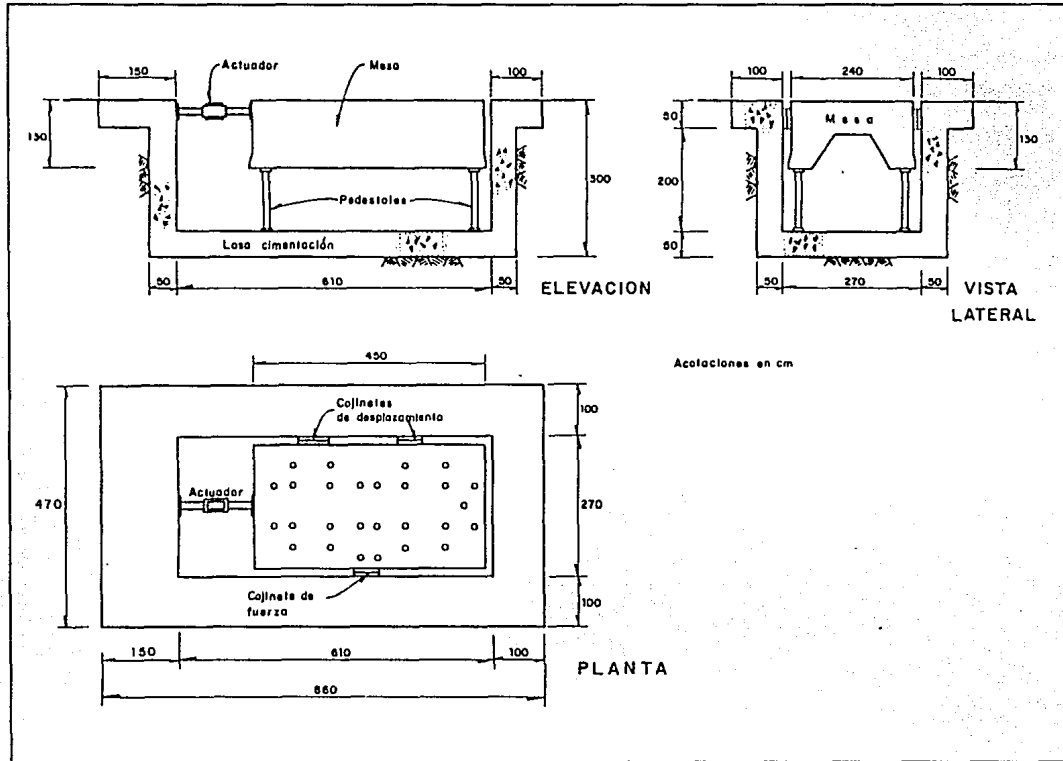


Figura 3.14 Dimensiones de la Antigua Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM

CAPITULO IV

RESPUESTA DE LOS MODELOS

4.1 Introducción

En este capítulo se presenta la respuesta de los modelos ensayados. Se describen los patrones de agrietamiento y se muestran las curvas fuerza-distorsión de los especímenes (a partir de aquí, se llamará fuerza a la carga lateral aplicada sobre los modelos). Además, se incluyen las deformaciones angulares y las curvaturas de los tableros de mampostería. Finalmente, se discute el comportamiento del acero de refuerzo obtenido de las lecturas de los deformímetros y se presenta la amplificación de aceleraciones durante los ensayos.

4.2 Definición de Algunas Características de la Respuesta

4.2.1 Componentes de la Distorsión

El estudio de las contribuciones de las deformaciones por flexión y cortante al desplazamiento total de los modelos es útil para entender mejor el comportamiento de ellos y sirven para distinguir el modo de falla. En este trabajo se supuso que los muros se deformaron por efectos de flexión (como el caso de un elemento esbelto) y por cortante (fig. 4.1). De acuerdo a esto no se consideró la contribución por expansión del muro en su plano que se caracteriza por un incremento de la longitud del muro y por la flexión de los castillos en curvatura simple.

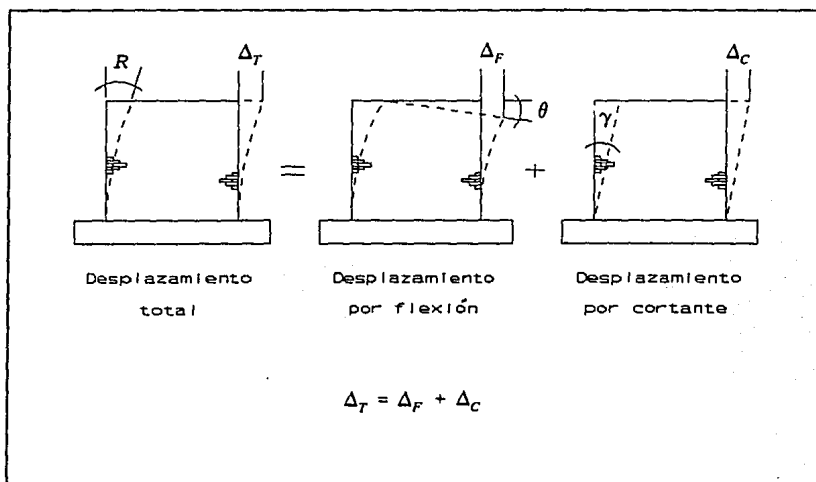


Figura 4.1 Contribución al Desplazamiento de los Modelos

De acuerdo a la ref. 38, se define a la deformación angular γ como aquélla originada por los esfuerzos cortantes que actúan sobre un elemento (fig. 4.2)

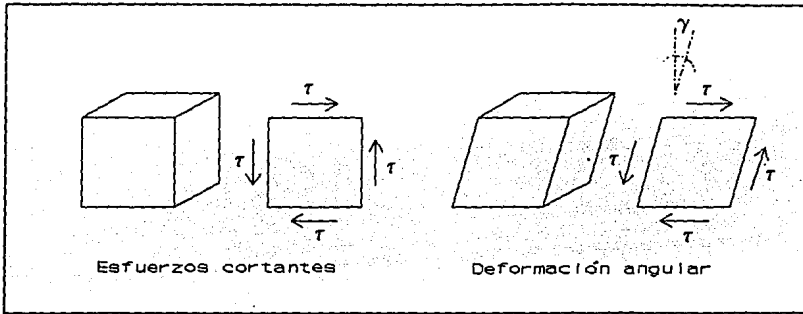


Figura 4.2 Deformación Angular

Para obtener las deformaciones angulares de cada muro se colocó un par de transductores de desplazamiento montados en un sistema émbolo-pistón. El sistema estaba formado por una barra de latón diagonal que deslizaba respecto a un anclaje fijo (fig. 4.3). Los anclajes superior e inferior estaban sujetos al muro mediante barras de acero roscadas alojadas en barrenos con resina epóxica. Ambos anclajes eran articulaciones, de modo que sólo permitían el giro en el plano del muro, e impedían los otros dos giros y los tres desplazamientos. La barra diagonal estaba fija en un extremo y deslizaba con respecto al otro. Sobre la barra se montó un transductor de desplazamiento cuyo vástago descansaba sobre el apoyo fijo (fig. 4.4).

Para garantizar un desplazamiento libre y suave, las superficies de la barra de latón y la interior del apoyo fueron pulidas. Durante los ensayos se puso atención para detectar una posible vibración de la barra que pudieran contaminar las señales de desplazamiento medidas. Tanto el comportamiento observado como los resultados obtenidos sugieren que el funcionamiento del dispositivo no fue satisfactorio del todo por razones aún no determinadas.

Las deformaciones angulares se obtuvieron a través de la siguiente expresión (fig. 4.5)

$$\gamma = \{ \epsilon_1 \} + \{ \epsilon_2 \} \quad (4.1)$$

donde

$$\epsilon_1 = \frac{\delta_1}{L_1} \quad (4.2)$$

y

$$\epsilon_2 = \frac{\delta_2}{L_2} \quad (4.3)$$

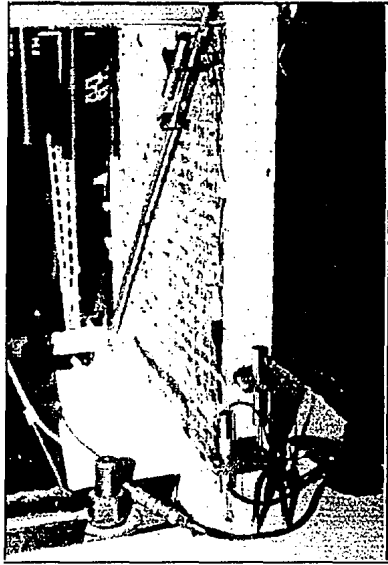


Figura 4.3 Sistema Embolo-Pistón para Obtener las Deformaciones Angulares

γ es la deformación angular del tablero;

$\epsilon_{1,2}$ es la deformación de las diagonales 1 y 2;

$\delta_{1,2}$ es el acortamiento (o alargamiento) de las diagonales 1 y 2;

$L_{1,2}$ es la longitud inicial de las diagonales 1 y 2.

La deformación del muro de la fig. 4.5 se ha exagerado para facilitar la visualización del fenómeno. En la gráfica sólo se considera la deformación debida al cortante. En la realidad el muro se deforma también por efectos de flexión. En la deformación angular calculada se incluyeron deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería. De acuerdo a la fig. 4.5, para una carga lateral aplicada en el mismo sentido, en una de las diagonales se midió un alargamiento, mientras que en la otra se registró un acortamiento.

Puesto que se ha supuesto que la deformación del tablero de mampostería se puede descomponer en deformaciones debidas al cortante y a la flexión, entonces se puede escribir que

$$R = \bar{\gamma} + \theta \quad (4.5)$$

en donde R es la distorsión medida;

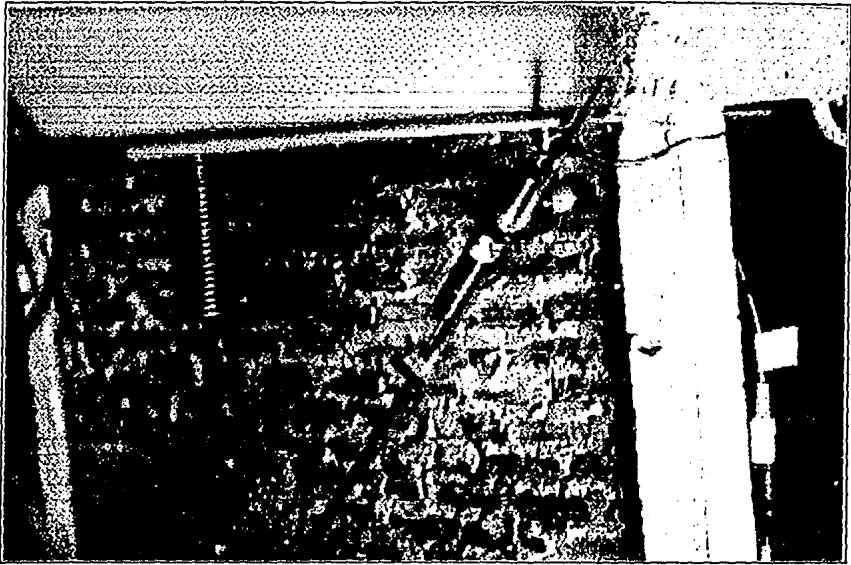


Figura 4.4 Transductor de Desplazamiento Montado Sobre la Barra Diagonal

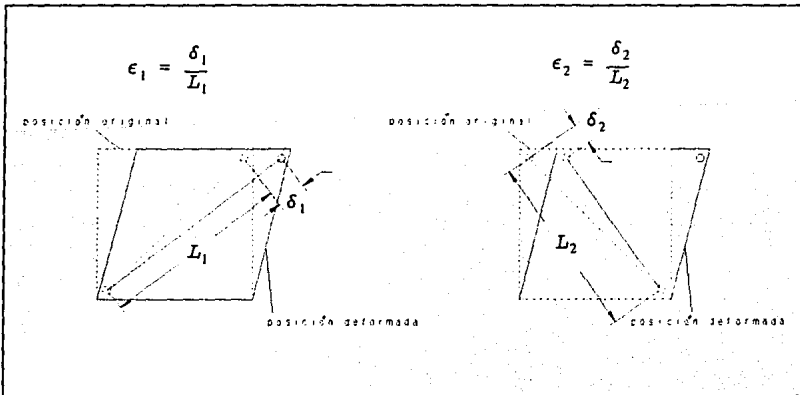


Figura 4.5 Obtención de la Deformación Angular de los Tableros

$\bar{\gamma}$ es la contribución promedio de la deformación angular a la distorsión; y

θ es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión.

En esta investigación, se midieron las deformaciones angulares de los tableros A y B (γ_A y γ_B , respectivamente; ver figs. 3.12c y 3.12d). Puesto que los muros estaban ligados por el sistema de piso (losa), el cual se supuso rígido en su plano, la deformación angular $\bar{\gamma}$ se calculó como el promedio aritmético de las deformaciones de cada muro, de modo que

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_A + \gamma_B}{2} \quad (4.6)$$

Lo anterior es válido si las magnitudes de las deformaciones angulares γ_A y γ_B son similares, lo cual implica que las rotaciones de la losa con respecto a un eje vertical (torsiones) son pequeñas. En efecto, el análisis de la torsión en los modelos demostró que el efecto de esta fue pequeña.

Si se estudia la ec. 4.5, es evidente que para una distorsión R dada, mientras una contribución aumenta, la otra disminuye. La contribución de la flexión a la distorsión, θ , se calculó de la diferencia $R - \bar{\gamma}$.

4.2.2 Curvaturas

Los modelos fueron instrumentados con transductores de desplazamiento para medir la rotación de la base del muro A (ver fig. 3.12b). Las mediciones incluyeron deformaciones elásticas e inelásticas. Las rotaciones se midieron en una sección a 10 cm de la losa de desplante. Las rotaciones fueron calculadas con la expresión

$$\theta_{muro} = \frac{l_T - l_C}{S} \quad (4.7);$$

donde θ_{muro} es la rotación del muro;

l_T es el desplazamiento en el lado a tensión para carga positiva;

l_C es el desplazamiento en el lado a compresión para carga positiva; y

S es la distancia entre los transductores.

Las curvaturas fueron calculadas dividiendo la rotación entre la longitud sobre la cual fue medida, es decir

$$\phi = \frac{\theta}{B} \quad (4.8)$$

donde ϕ es la curvatura, y

b es la longitud de la región para la cual fue calculada, igual a 10 cm aproximadamente.

4.3 Modelo M2

El modelo M2 consistió de dos muros paralelos de mampostería confinada con relación de aspecto (altura/longitud) igual a 1.0. Se aplicaron nueve niveles de intensidad: 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 4.5, 5.0 y 5.5. En las figs. 4.6a a 4.6e se muestra la evolución del agrietamiento de los tableros durante el ensaye. El muro A fue el más instrumentado para medir la rotación, deformación angular y la deformación del acero longitudinal de los castillos.

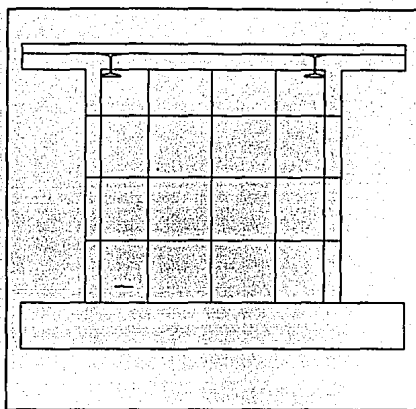
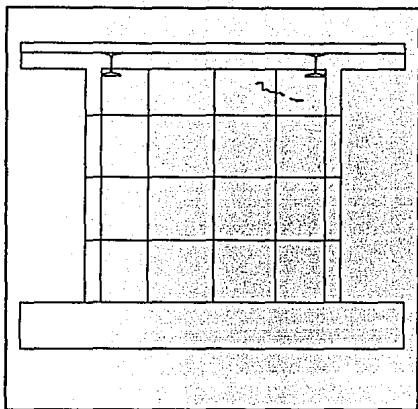
El primer agrietamiento del modelo se presentó para una intensidad de 4.0 (correspondiente a una aceleración máxima en la base de 0.28 g). Las grietas tuvieron una longitud máxima de 8 cm y siguieron, en ambos muros, las juntas de mortero (fig. 4.6a). Para intensidades de 4.5 y 5.0 (0.32 g y 0.36 g, respectivamente) el fisuramiento sobre las juntas aumentó (figs 4.6b y 4.6c). Después de los ciclos a una intensidad 5.0 (0.36 g) se registraron grietas en la primera junta de mortero, entre el muro y la losa de cimentación. El primer agrietamiento inclinado ocurrió para una aceleración en la base de 0.39 g (intensidad 5.5, fig. 4.6e). Una parte de la longitud de las grietas atravesó los tabiques, mientras que otra porción siguió las juntas. Para esta intensidad aparecieron grietas verticales a lo largo de la junta castillo-tablero de mampostería. Cabe recordar que los muros se construyeron "a hueso", es decir, con sus extremos siguiendo un plano vertical y sin dentado. El agrietamiento indica una baja trabazón y adherencia entre los elementos anteriores. Hasta esta intensidad el daño en el muro A (número y longitud de las grietas) había sido mayor; después de la intensidad 5.5 el muro B pareció ser el más dañado.

M2 fue finalmente sometido a una segunda prueba con intensidad 5.5 (denominada 5.5[2]). En ella se formaron grietas inclinadas en forma de "x", sensiblemente a lo largo de las diagonales de los tableros. Después de esta prueba se observó la extensión de fisuras inclinadas en los castillos. Se decidió interrumpir el ensaye para reparar el modelo con mortero reforzado con malla de alambre (ver sección 4.4). Durante el ensaye del primer modelo, M1 (ref. 6), se observó una abrupta degradación en la rigidez lateral y resistencia del modelo cuando penetraron las grietas inclinadas en los castillos; en M1 el daño en los extremos de los castillos aceleró el deterioro y condujo al colapso del modelo.

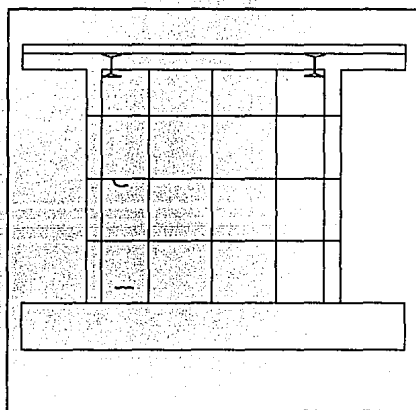
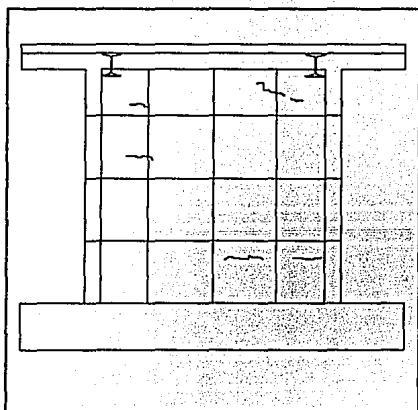
En la fig. 4.7 se presentan las curvas fuerza-distorsión para diferentes intensidades. La carga lateral (fuerza) se obtuvo aplicando la segunda Ley de Newton; se usaron las mediciones de los servoacelerómetros que se colocaron adyacentes a los muros en la losa de techo (ver fig. 3.11a). En el cálculo de la carga lateral para cada muro, se utilizó la mitad de la masa de la losa de techo y de los bloques de concreto colocados sobre ella, y la mitad de la masa del muro.

MURO A

MURO B



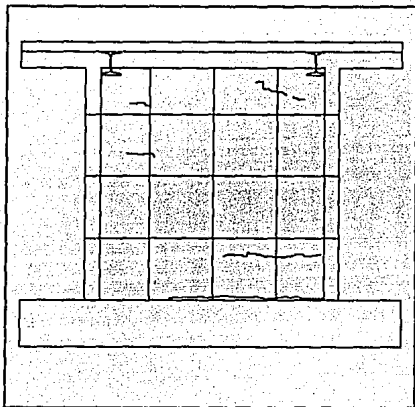
a) Intensidad 4.0 (0.28 g)



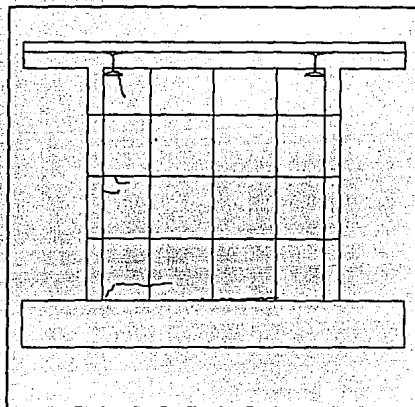
b) Intensidad 4.5 (0.32 g)

Figura 4.6 Agrietamiento de M2

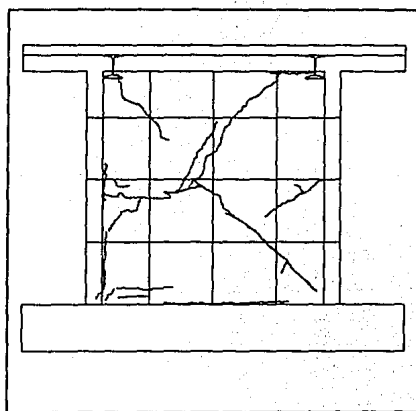
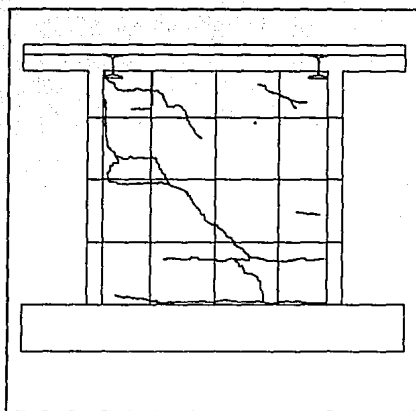
MURO A



MURO B



c) Intensidad 5.0 (0.36 g)

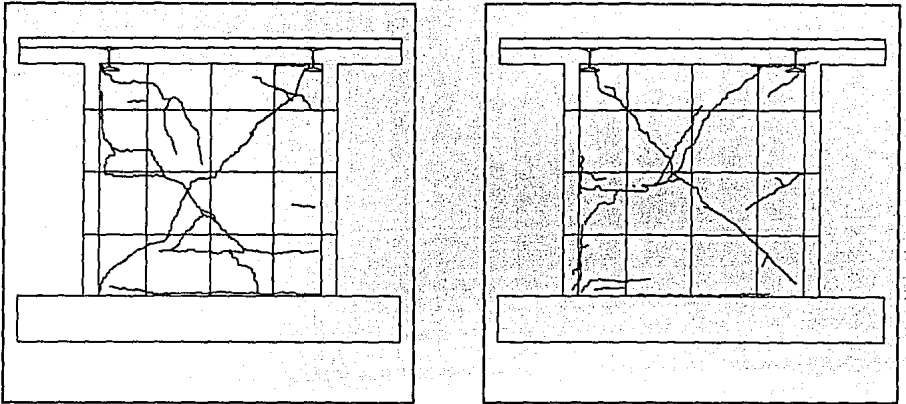


d) Intensidad 5.5[1] (0.39 g)

Figura 4.6 Agrietamiento de M2 (Continuación)

MURO A

MURO B



d) Intensidad 5.5[2] (0.39 g)

Figura 4.6 Agrietamiento de M2 (Continuación)

Se supuso que la masa estaba concentrada a la altura del servoacelerómetro (es decir de la losa de techo). Para calcular la distorsión de cada muro, se dividió el desplazamiento horizontal del muro (a la altura de la losa de techo) por la altura del transductor medida desde la losa de cimentación.

Hasta ciclos a una intensidad 5.0 inclusive (no se muestran en la figura 4.7), los lazos indicaron un comportamiento elástico lineal a pesar que los muros se habían agrietado a lo largo de las juntas. En estos ciclos las curvas fueron estables y simétricas. El agrietamiento inclinado de los muros a una intensidad de 5.5 (0.39 g) marcó el inicio del comportamiento no lineal, caracterizado por histéresis en los lazos. Comparando las curvas de los muros A y B para la intensidad 5.5 se observa que mientras los lazos fueron simétricos para el muro B, los lazos para carga negativa en el tablero A exhiben histéresis y distorsiones pico crecientes y para carga positiva las curvas son del tipo elástico-lineal. El fenómeno se explica porque el muro B exhibió fisuras inclinadas en las dos direcciones y, en contraste, el tablero A sólo se agrietó en una dirección. La distorsión de agrietamiento fue cercana al 0.15%.

En ciclos a la intensidad 5.5[2] el comportamiento fue comparable en los dos muros aunque ligeramente más rígido para B. esto probablemente debido a diferencias en la construcción. La distorsión máxima medida fue cercana a 0.5%.

Si bien el daño estuvo dominado por grietas de tensión diagonal (inclinadas), típicas de deformaciones por cortante, los lazos exhibieron un nulo estrangulamiento. La estabilidad de las curvas se atribuye al efecto de confinamiento de los castillos y de la carga vertical.

Las envolventes de respuesta de los muros A y B para semiciclos positivos y negativos se presentan en la fig. 4.8. Las envolventes de los dos muros fueron muy parecidas, lo que es

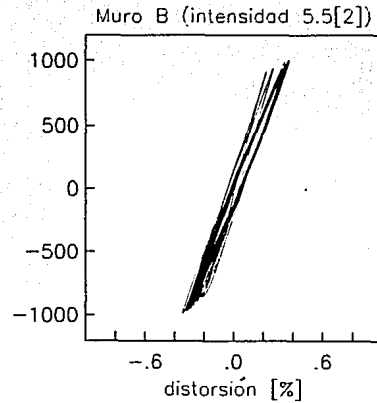
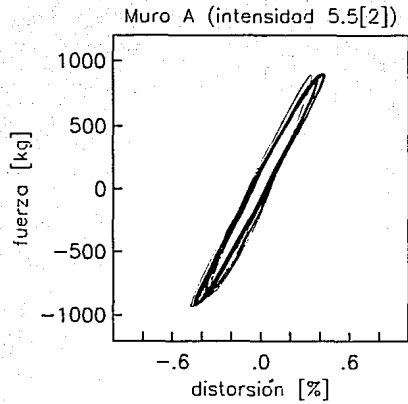
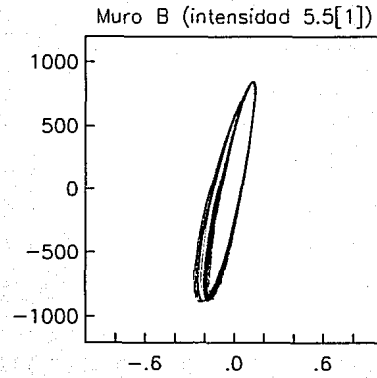
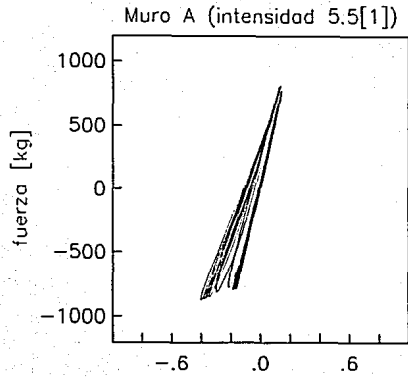


Figura 4.7 Curvas Fuerza-Distorsión del Modelo M2

consistente con la similitud en el daño de los tableros. Es hasta la intensidad 5.5 (0.39 g) que los muros exhibieron una respuesta diferente; el muro A tuvo un comportamiento más flexible (distorsiones mayores) que coincide con el agrietamiento más profuso observado que en el tablero B. En las envolventes se puede distinguir un punto de cambio brusco de la rigidez lateral (para una distorsión de 0.15% aproximadamente) que coincide con el agrietamiento inclinado de la mampostería. En la gráfica se muestra la resistencia teórica para un muro calculada a partir de

$$V_R = (0.5v^* + 0.3\sigma) A_T \quad (4.9)$$

donde V_R es la carga lateral resistente;
 v^* es el esfuerzo resistente de diseño de la mampostería dado por
 $v^* = \bar{v} / (1 + 2.5 c_v)$ que fue igual a 4.0 kg/cm²;
 \bar{v} es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados igual a 6 kg/cm²;
 c_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los ensayos que debe ser mayor o igual de 0.2, en este caso su valor fue de 0.2;
 σ es el esfuerzo axial sobre los muros, igual a 5.6 kg/cm²; y
 A_T es el área transversal bruta del muro, igual a 320 cm².

Para el modelo M2 tenemos, sustituyendo términos, una carga lateral resistente de 1178 kg (11,5 kN), marcada en la fig. 4.8. La resistencia calculada fue superior a la fuerza medida durante todo el ensayo. Puesto que M2 no se llevó a la falla, no se conoce la máxima fuerza lateral que hubiese resistido el modelo.

Las deformaciones angulares de los muros A y B se muestran en la fig. 4.9. Al igual que en las curvas carga lateral-distorsión, los primeros ciclos (no incluidos en la figura) exhiben un comportamiento elástico hasta el primer agrietamiento inclinado para la intensidad 5.5[1]. A partir de este nivel de aceleración comienza la etapa de respuesta inelástica que se caracteriza por un aumento de las deformaciones angulares a una tasa igual que la de la distorsión.

En la fig. 4.10 se presentan las curvaturas medidas para el muro A en la sección a 10 cm de la losa de cimentación. Para intensidades hasta 5.5[1] inclusive los lazos exhiben histéresis atribuida a las deformaciones por flexión antes del agrietamiento inclinado en la mampostería. En contraste, las curvas para intensidades 5.5[2] son características de un comportamiento elástico-lineal que se traduce en una menor contribución de la flexión a la disipación de energía.

Para estudiar el comportamiento del refuerzo longitudinal de castillos, se colocaron deformímetros eléctricos de tipo adhesivo en zonas críticas (ver sección 3.5) en la base y en el extremo superior de los castillos (fig. 3.13a). La base se instrumentó porque, al ser máximos los efectos por flexión (momento de volteo) ahí, interesaba observar si se alcanzaban deformaciones inelásticas en los alambres. El extremo superior fue instrumentado ya que si la falla fuese por corte, ésta se produciría con una extensión del agrietamiento a los castillos. El daño local de los castillos causa altas deformaciones inelásticas del refuerzo longitudinal (ref. 3).

El estudio de la respuesta de los deformímetros indicó un comportamiento elástico lineal del acero de refuerzo (fig. 4.11), el cual es consistente con el nulo daño observado en los castillos.

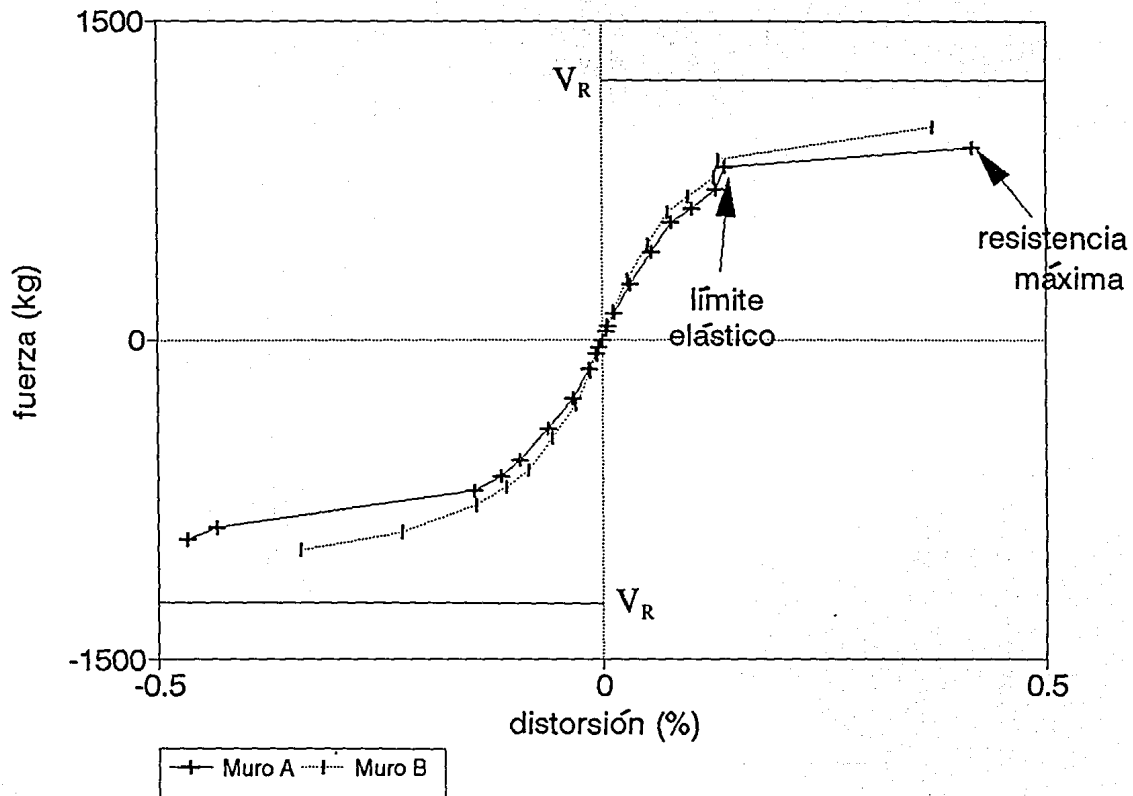


Figura 4.8 Envolvente de Respuesta del Modelo M2

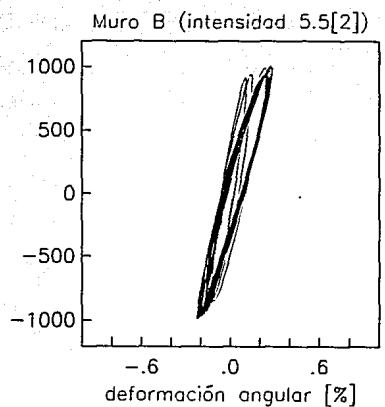
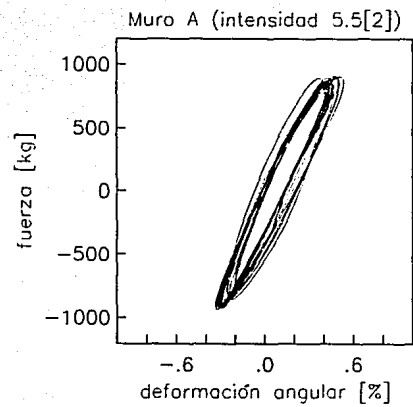
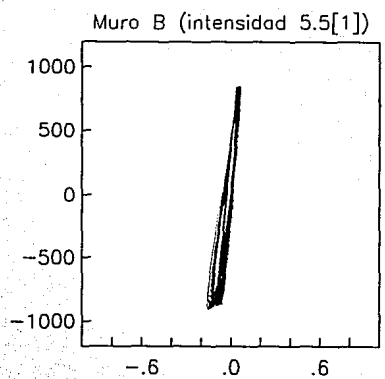
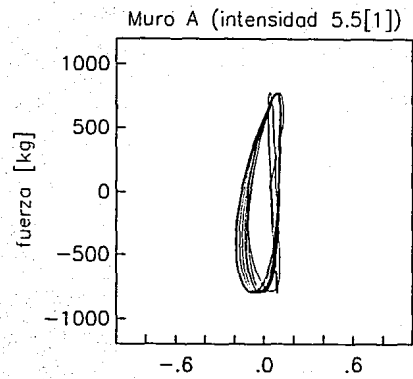


Figura 4.9 Deformaciones Angulares del Modelo M2

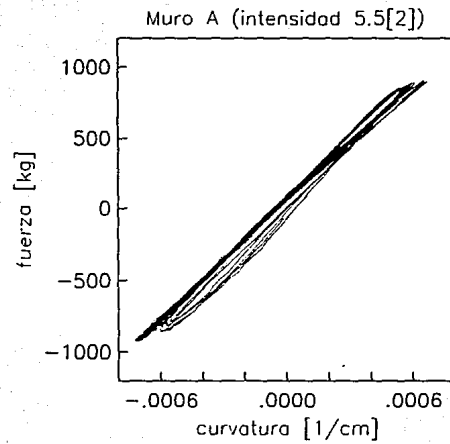
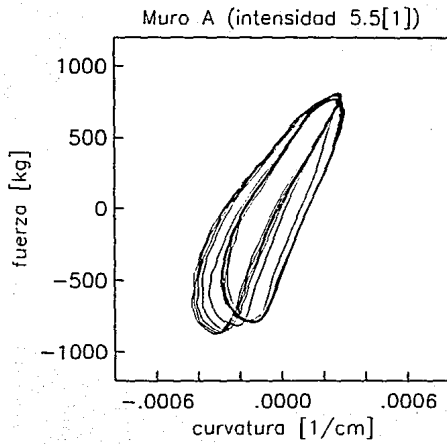


Figura 4.10 Curvaturas del Modelo M2

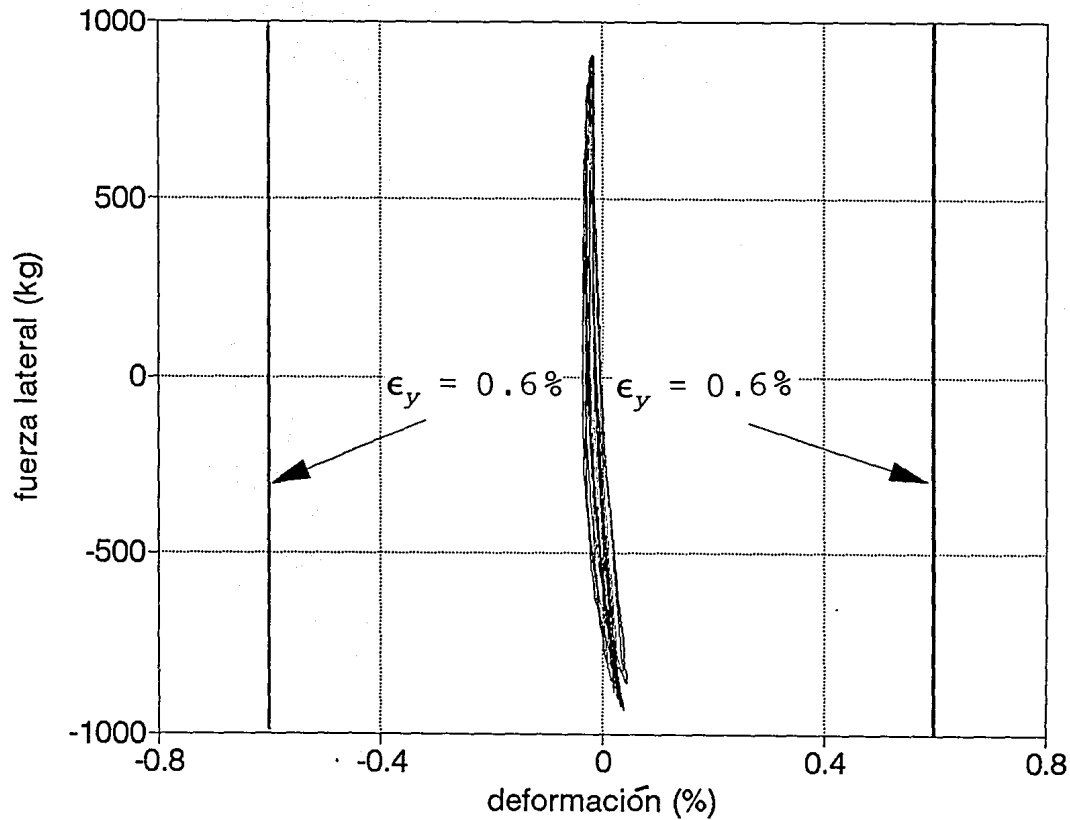


Figura 4.11 Comportamiento de los Deformímetros del Modelo M2

En la gráfica se presenta la curva carga lateral-deformación para el sensor ubicado en la base de un castillo. Las curvas exhiben ciclos normales a tensión-compresión debido a las deformaciones por flexión y por cortante.

En las tablas 4.1 y 4.2 se incluyen los factores de amplificación de aceleraciones. Puesto que en las pruebas se aplicó una señal armónica, el factor de amplificación se calculó como el cociente de las aceleraciones máximas medidas en la losa de techo y en la losa de cimentación. El factor de amplificación guarda una relación con la rigidez lateral de la estructura. Se observa que el factor de amplificación para los dos muros creció con el nivel de intensidad, es decir, con el nivel de daño de los tableros.

Tabla 4.1 Amplificación de Aceleraciones Modelo 2 Muro A

Intensidad	Aceleración Máxima				Factor de Amplificación $a_{\text{techo}}/a_{\text{cimentación}}$
	cimentación cm/s ² g		Techo cm/s ² g		
0.3	26.48	0.03	21.30	0.02	0.80
0.5	34.5	0.04	36.03	0.04	1.04
1.0	70.17	0.07	72.93	0.07	1.04
2.0	140.5	0.14	147.5	0.15	1.05
3.0	209.6	0.21	226.3	0.23	1.08
4.0	279.1	0.28	303.1	0.31	1.08
4.5	314.2	0.32	344.3	0.35	1.09
5.0	349.0	0.36	382.08	0.39	1.09
5.5[1]	384.7	0.39	473.2	0.48	1.23
5.5[2]	385.2	0.39	499.2	0.51	1.30

En la fig. 4.12 se presentan los valores máximos de las deformaciones (expresadas en porcentaje) para los ciclos positivos a lo largo del refuerzo longitudinal de un castillo del muro A para la intensidad 5.5[2]. Como se puede anticipar, las deformaciones aumentaron hacia la base debido a los efectos de flexión. Aunque se esperaría que la deformación por flexión cerca de la losa de techo fuese pequeña, las magnitudes de las deformaciones son comparables. Esto se explica porque, para esta intensidad las deformaciones debidas a cortante controlaron la respuesta; de acuerdo a principios de mecánica de materiales, la deformación de los castillos debido a cortante es uniforme en la altura y es de tensión. Esto también fue registrado en el castillo del otro lado del tablero.

Tabla 4.2 Amplificación de Aceleraciones Modelo 2 Muro B

Intensidad	Aceleración Máxima				Factor de Amplificación $a_{\text{techo}}/a_{\text{cimentación}}$
	Cimentación cm/s ² g		Techo cm/s ² g		
0.3	26.48	0.03	23.42	0.02	0.88
0.5	34.3	0.04	39.04	0.04	1.14
1.0	69.81	0.07	79.63	0.08	1.14
2.0	139.8	0.14	161.6	0.17	1.16
3.0	224.8	0.23	246.9	0.25	1.09
4.0	299.4	0.31	330.7	0.31	1.10
4.5	312.8	0.32	374.1	0.34	1.20
5.0	346.8	0.35	416.64	0.43	1.20
5.5[1]	381.9	0.39	481.5	0.49	1.26
5.5[2]	382.5	0.39	539.3	0.55	1.41

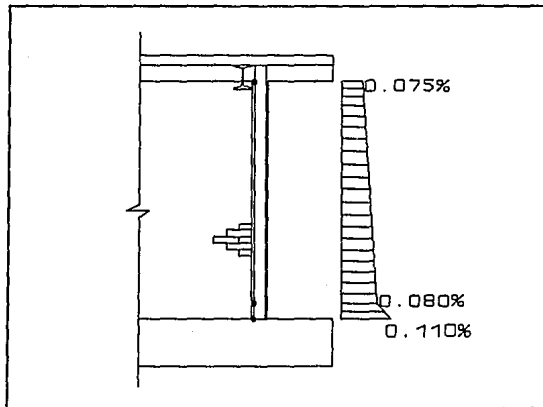


Figura 4.12 Deformaciones Máximas en el Refuerzo Longitudinal para M2

En la fig. 4.13 se presenta una fotografía donde se muestra el estado final del muro A del modelo M2. Como puede observarse, predominó el daño consistente en agrietamiento sobre los tableros únicamente, con poco daño en los castillos. La prueba fue interrumpida para este nivel de daño de modo que el modelo pudiera ser reparado (especimen M2R).

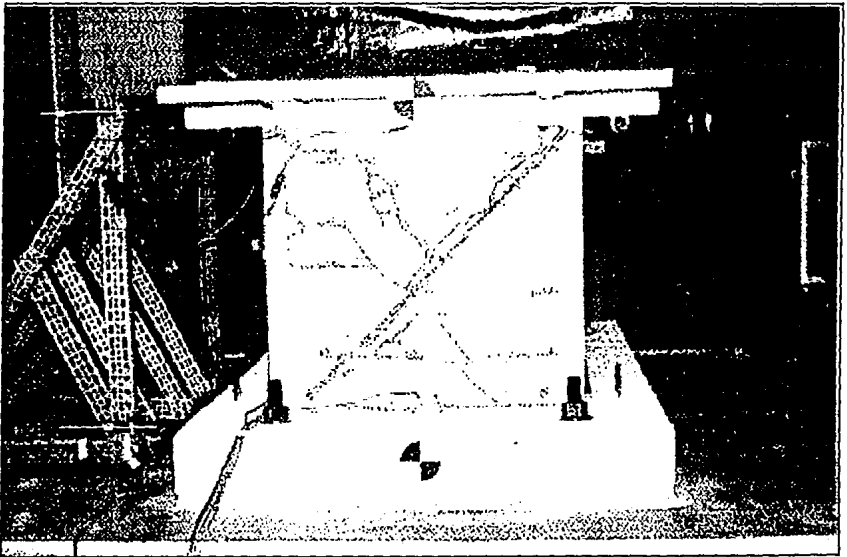


Figura 4.13 Estado Final del Muro A en el Modelo M2

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

4.4 Modelo M2R

Al finalizar el ensaye de M2, el modelo fue rehabilitado mediante la colocación de una malla de alambre adherida al muro con un aplanado de mortero de cemento de 1 cm de espesor y anclada con pasadores de alambre. Los conectores (pasadores) fueron horquillas de alambre recocido que fueron amarradas en los cruces de los alambres de la malla. Para fijar los conectores se colocaron tramos de alambre en la cara posterior del muro. La malla se colocó sobre una cara del muro y se dobló alrededor de los castillos hasta unos 25 cm aproximadamente en la cara interior del muro. El mortero se colocó solamente sobre la cara exterior, de modo que la malla en el costado exterior de los castillos y en la cara interior de los muros quedó sin adherir (fig. 4.14). En la zona de malla doblada en la cara interior, los pasadores se fijaron entre las dos mallas.

En el muro A se colocaron 6 anclajes/m² y en el muro B, 9 anclajes/m² según las dimensiones del prototipo. En el modelo se trató de ajustar estas densidades. Las densidades de conectores usados son los usualmente recomendados en la práctica; en este ensaye interesó estudiar si existía alguna diferencia en el comportamiento de los muros.

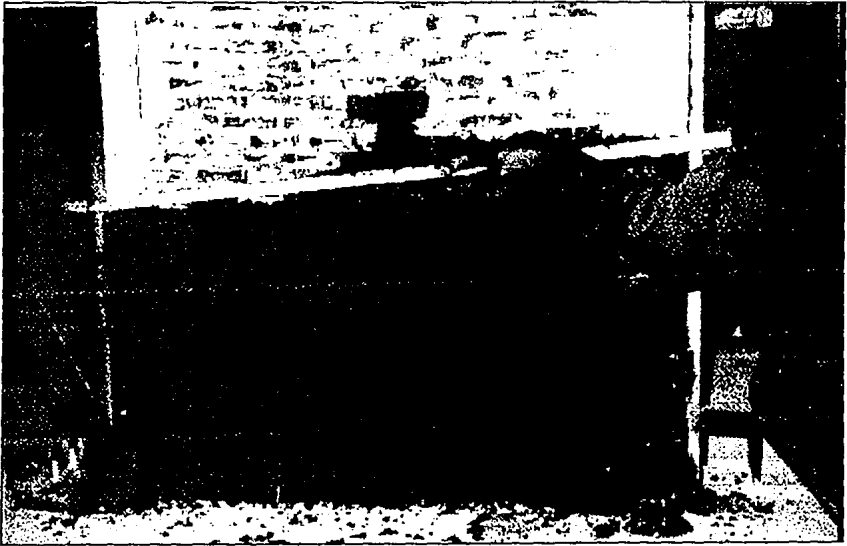


Figura 4.14 Vista General de la Reparación del Modelo M2R

El modelo M2R fue sometido a 14 niveles de intensidad de aceleración en la base: 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 7.0, 7.5, 8.0 y 8.5. El primer agrietamiento de los muros

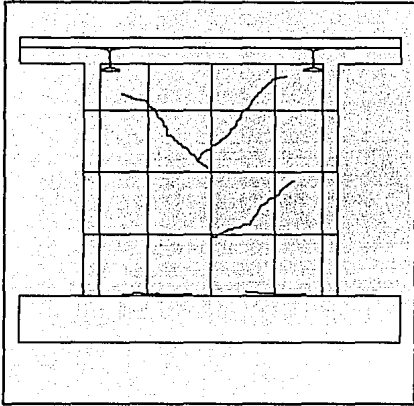
ocurrió en ciclos a una intensidad de 7 (correspondiente a 0.5 g de aceleración máxima en la base). Las fisuras fueron inclinadas con un ángulo cercano a los 45° y siguiendo las diagonales de los tableros (fig. 4.15a). También se registraron grietas horizontales en la base. Debido a la imposibilidad de acceso bajo la losa por los contravientos metálicos, únicamente se marcaron las grietas en la cara exterior de los muros. Puesto que las grietas no fueron reparadas (ver sección 3.4) es muy probable que éstas se abrieran y cerraran en los ciclos de carga. En los ciclos a intensidades de 7.5 (0.55 g) y 8.0 (0.57 g) aumentó el agrietamiento inclinado en los muros, aunque se notó un mayor daño en el tablero A (figs. 4.15b y 4.15c). Para los ciclos a una intensidad igual a 8.0 (0.57 g) aparecieron algunas grietas inclinadas en el mortero sobre el castillo, así como fisuras sensiblemente verticales que correspondieron con la junta muro-castillo. En los últimos ciclos, a una intensidad de 8.5 (correspondiente a 0.53 g), el agrietamiento se concentró en las esquinas inferiores y se registró el aplastamiento del recubrimiento del mortero en esa zona. A lo largo de las grietas diagonales también se observó el aplastamiento y desprendimiento del mortero (figs. 4.15d y 4.15e). Hacia los últimos ciclos, algunas varillas longitudinales de los castillos se fracturaron en la base provocando el cabeceo del modelo como cuerpo rígido sin que la malla se rompiera, según se pudo corroborar posteriormente. En este momento se decidió interrumpir el ensaye. Comparando el daño en los tableros A y B no se detectó efecto alguno del número de conectores en la respuesta. En la fig. 4.16 se muestran los patrones agrietamiento final de M2 y M2R. Con línea discontinua se han dibujado las grietas de M2 y con línea continua las de M2R. Del estudio del dibujo es evidente la escasa coincidencia del agrietamiento de los dos modelos. La diferencia se atribuye al efecto de la malla para distribuir el agrietamiento.

En la fig. 4.17 se muestran las curvas fuerza-distorsión para los muros A y B durante ciclos a varias intensidades. Al igual que en M2, la carga lateral se determinó a partir de las aceleraciones para cada muro medidas en la losa de techo y de la masa correspondiente a cada tablero (es decir, con la mitad de la masa de los bloques y losa de techo y de la mitad superior de los muros).

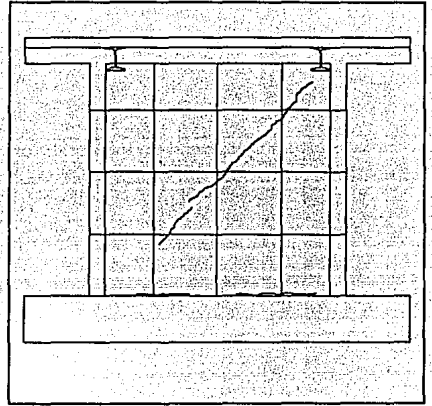
Las curvas de histéresis tuvieron un comportamiento elástico-lineal hasta una intensidad de 7.5, inclusive (no se presenta en la figura). Sin embargo para este nivel de aceleración máxima en la base (0.55 g) el modelo exhibió agrietamiento inclinado sobre el recubrimiento de mortero y horizontal en la base de los muros. Los lazos presentaron un comportamiento no lineal en ciclos a una intensidad de 8.0 (no se presenta en la figura), durante los cuales se formaron las grietas diagonales en el tablero A y en una dirección en el muro B. Consistente con el mayor daño en el muro A, los lazos de A exhiben mayor histéresis y degradación de resistencia que los del tablero B. En los últimos ciclos para una intensidad de 8.5[1] varias barras longitudinales de los castillos se fracturaron. Las curvas de histéresis para la intensidad 8.5[2] son características del cabeceo del modelo, en las cuales la resistencia es muy baja (prácticamente nula) para cualquier nivel de distorsión.

La envolvente de respuesta de M2R (fig. 4.18) muestra un comportamiento no lineal desde el principio del ensaye debido probablemente al agrietamiento previo (del ensaye M2) que no fue reparado (no se sellaron las fisuras) antes de colocar la malla de alambre y el mortero. Las envolventes fueron similares para los dos tableros hasta una distorsión de 0.2%, aproximadamente, a partir de la cual el muro A exhibe un deterioro de resistencia y rigidez lateral más pronunciado. Si comparamos esta gráfica con las envolventes de M2 se observa que M2R resistió una carga lateral 33% superior a la de M2. La resistencia teórica se calculó como la suma de la resistencia remanentes del modelo (igual a la "resistencia máxima" de M2 indicada

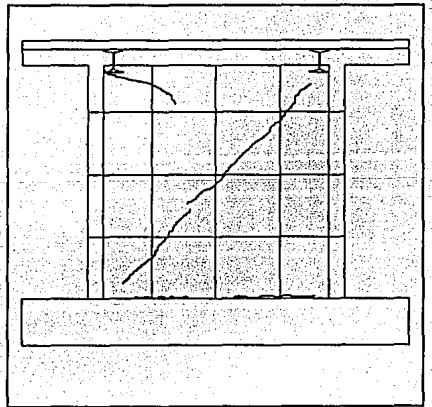
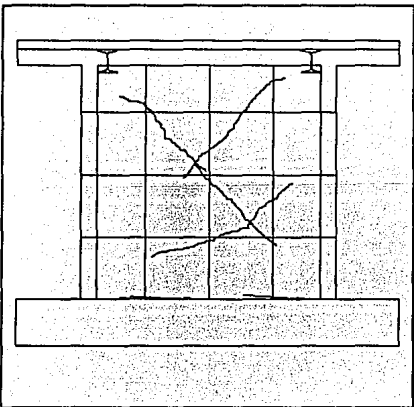
MURO A



MURO B



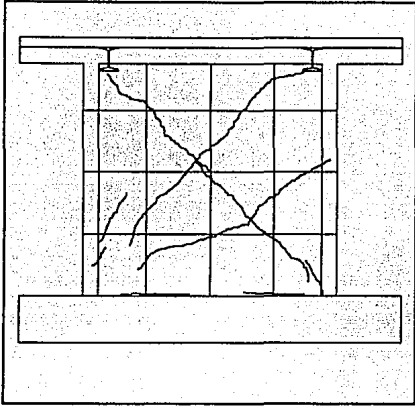
a) Intensidad 7.0 (0.50 g)



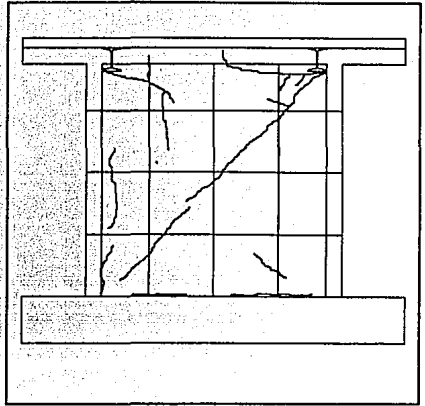
b) Intensidad 7.5 (0.55 g)

Figura 4.15 Agrietamiento de M2R

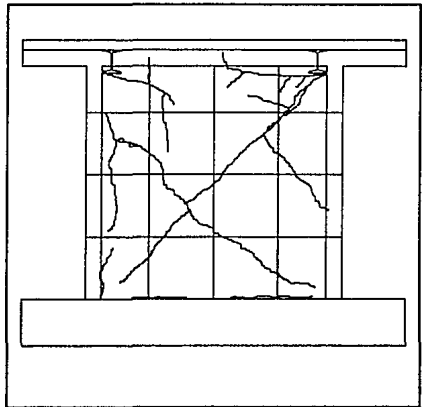
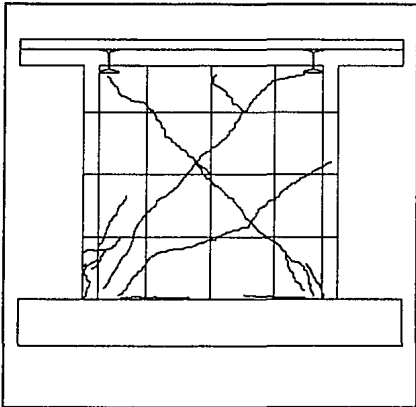
MURO A



MURO B



c) Intensidad 8.0 (0.57 g)

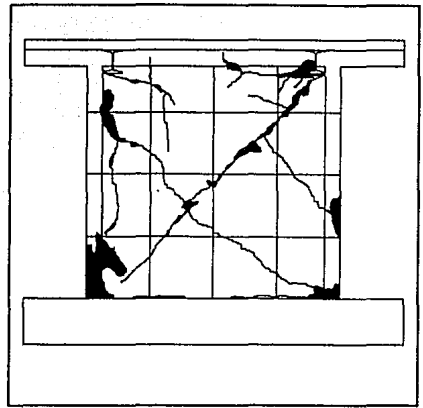
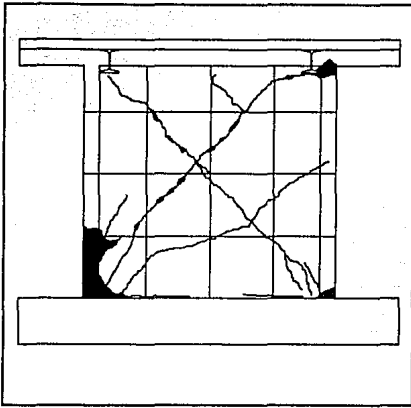


d) Intensidad 8.5[1] (0.53 g)

Figura 4.15 Agrietamiento de M2R (Continuación)

MURO A

MURO B



e) Intensidad 8.5[2] (aplastamiento del mortero)

Figura 4.15 Agrietamiento de M2R (Continuación)

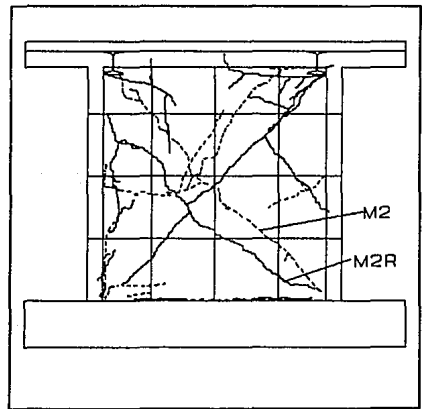
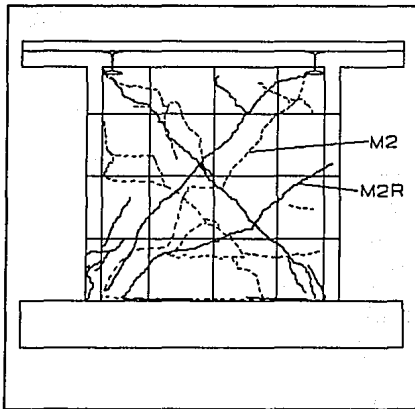


Figura 4.16 Agrietamiento Final de M2 y M2R

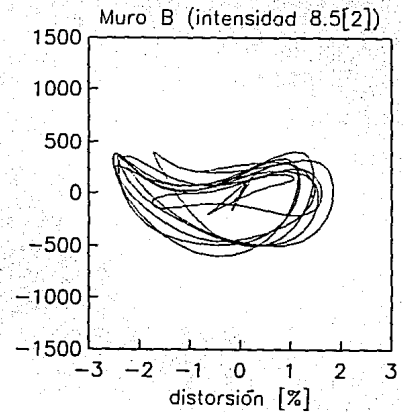
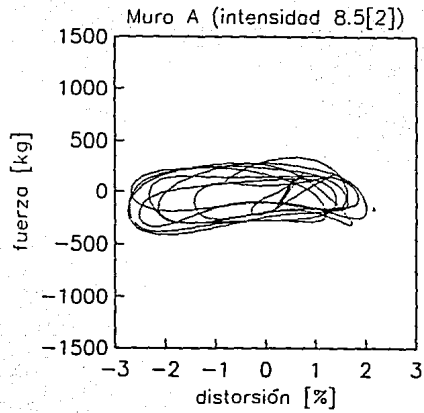
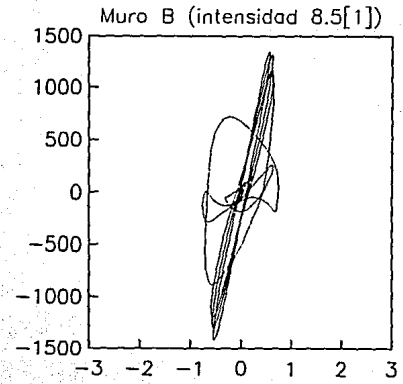
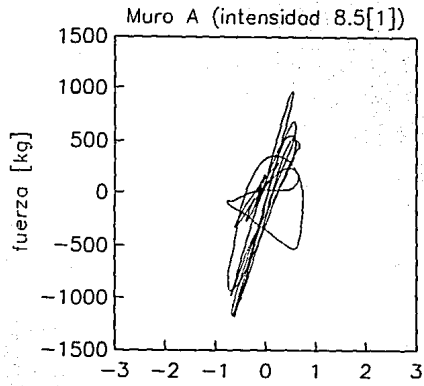


Figura 4.17 Curvas Fuerza-Distorsión del Modelo M2R

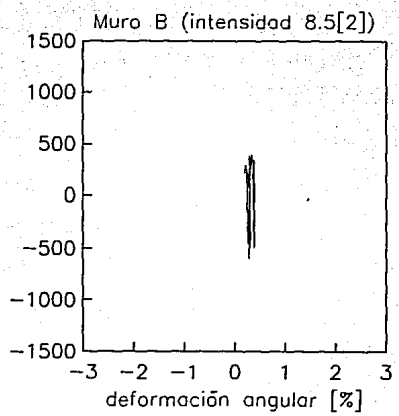
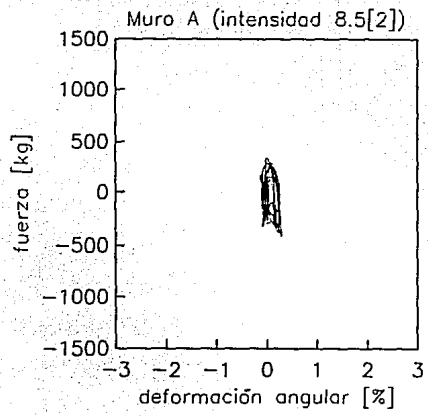
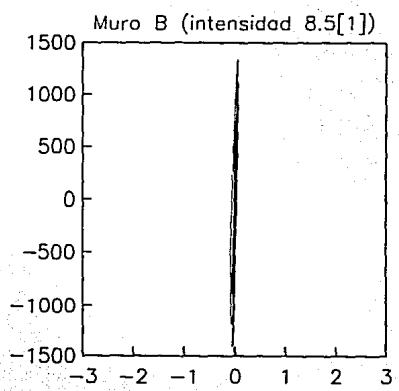
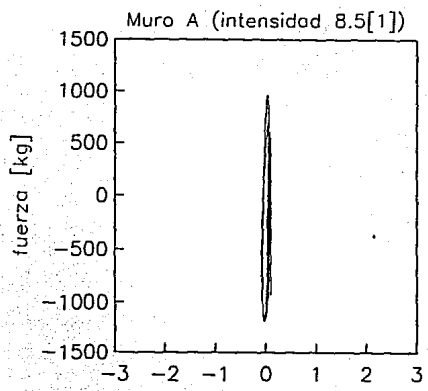


Figura 4.19 Deformaciones Angulares del Modelo M2R

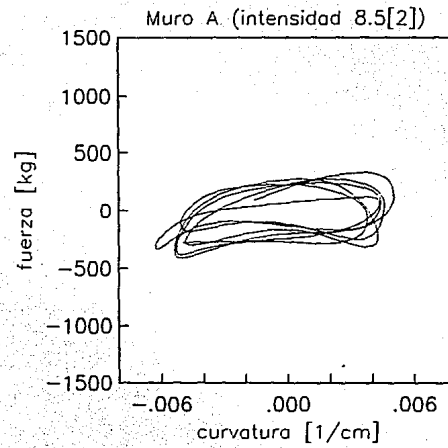
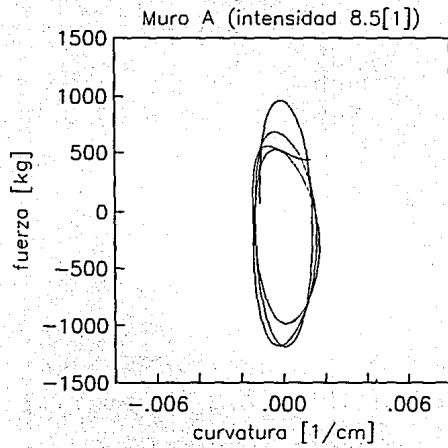


Figura 4.20 Curvaturas del Modelo M2R

en la fig. 4.8) y de la contribución de la malla. Para esta última se supuso que la cuantía de refuerzo horizontal $\rho_h=0.0011$, $f_y=3200 \text{ kg/cm}^2$ (314 MPa) y que el área transversal de los muros igual 400 cm^2 (5 x 80 cm). Además, se consideró una eficiencia del 67% (2/3) de la malla. La resistencia calculada, fue igual a 2428 kg (23,8 kN) que se indica en la fig. 4.18.

La resistencia teórica fue superior a la medida en M2R. Esto se puede explicar porque el modo de falla del modelo no fue regido por corte sino por cabeceo; es decir, con la colocación de la malla se incrementó la resistencia a cortante de modo que la resistencia a flexión fue inferior.

Las deformaciones angulares de M2R tuvieron un comportamiento elástico-lineal durante toda la prueba, con excepción de la intensidad 8.5[2] durante la cual se produjo la fractura del refuerzo longitudinal de los castillos (fig. 4.19).

En la fig. 4.20 se presentan las curvaturas para el muro A. Las curvas exhibieron histéresis aun para bajas intensidades (no se muestran en la figura), lo cual indica una contribución mayor de la deformación por flexión que en M2. Lo anterior se atribuye al incremento de la resistencia y rigidez al cortante por la malla y el aplanado de mortero.

Con excepción de un deformímetro eléctrico, todos los demás midieron deformaciones en el intervalo elástico de comportamiento. Las deformaciones máximas medidas fueron iguales a 0.0011 (según las normas para alambres estirados en frío, el esfuerzo nominal de fluencia se determina para una deformación de 0.006). El deformímetro C1 (ver fig. 3.13a), localizado a 1.5 cm de la base del castillo más lejano del actuador, registró deformaciones plásticas para la intensidad 8.5 [1] iguales a 0.016, es decir 2.67 veces la deformación nominal de fluencia. En los ciclos a 8.5[2] las deformaciones en el acero longitudinal fueron muy pequeñas consistente con el cabeceo del modelo como cuerpo rígido.

Al igual que M2, para cargas en el mismo sentido, las deformaciones disminuyeron con la altura, de acuerdo a lo anticipado por efectos de flexión. En la fig. 4.21 se muestran las

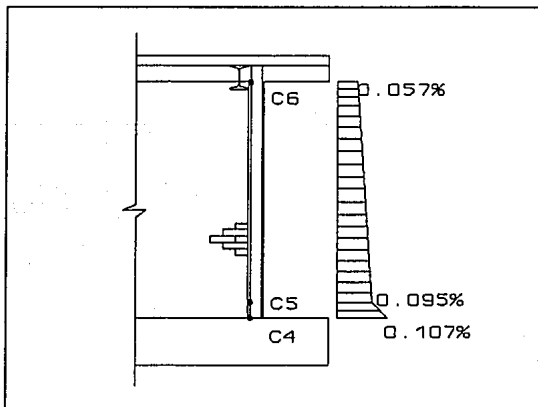


Figura 4.21 Deformaciones Máximas en el Refuerzo Longitudinal para M2R, Intensidad 7.0

deformaciones máximas registradas para la intensidad 7 en los canales C4, C5 y C6 (ver fig. 3.13a).

Comparando esta gráfica con la fig. 4.12, se observa un mayor gradiente de deformaciones entre C5 y C6 para M2R que para M2. Esto se explica por una mayor contribución de las deformaciones por flexión a la distorsión total, debido al incremento en la resistencia (y rigidez lateral) al cortante proporcionado por la malla y el mortero.

Al igual que en el modelo M2, los factores de amplificación de aceleración techo/base crecieron de acuerdo a la intensidad aplicada. Esto se observa en las tablas 4.3 y 4.4. Es importante señalar que la caída en la amplificación de aceleración para la última intensidad se debe al cabeceo del modelo, una vez que se desprendió.

Tabla 4.3 Amplificación de Aceleraciones Modelo M2R Muro A

Intensidad	Aceleración Máxima				Factor de Amplificación $a_{techo}/a_{cimentación}$
	cimentación cm/s ² g		Techo cm/s ² g		
0.3	21.1	0.02	21.5	0.02	1.02
0.5	34.8	0.04	35.6	0.04	1.02
1.0	70.0	0.07	71.4	0.07	1.02
2.0	140.4	0.14	147.5	0.15	1.05
3.0	211.5	0.22	224.1	0.23	1.06
4.0	281.9	0.29	298.3	0.30	1.06
4.5	317.3	0.32	338.1	0.34	1.07
5.0	351.4	0.36	378.8	0.39	1.08
5.5[1]	384.2	0.39	473.2	0.48	1.23
5.5[2]	386.0	0.39	420.7	0.43	1.09
6.0	420.4	0.43	463.8	0.47	1.10
7.0	490.7	0.50	564.1	0.58	1.15
7.5	535.7	0.55	605.3	0.62	1.13
8.0	555.7	0.57	597.5	0.61	1.08
8.5[1]	520.2	0.53	629.8	0.64	1.21
8.5[2]	546.7	0.56	316.3	0.32	0.58

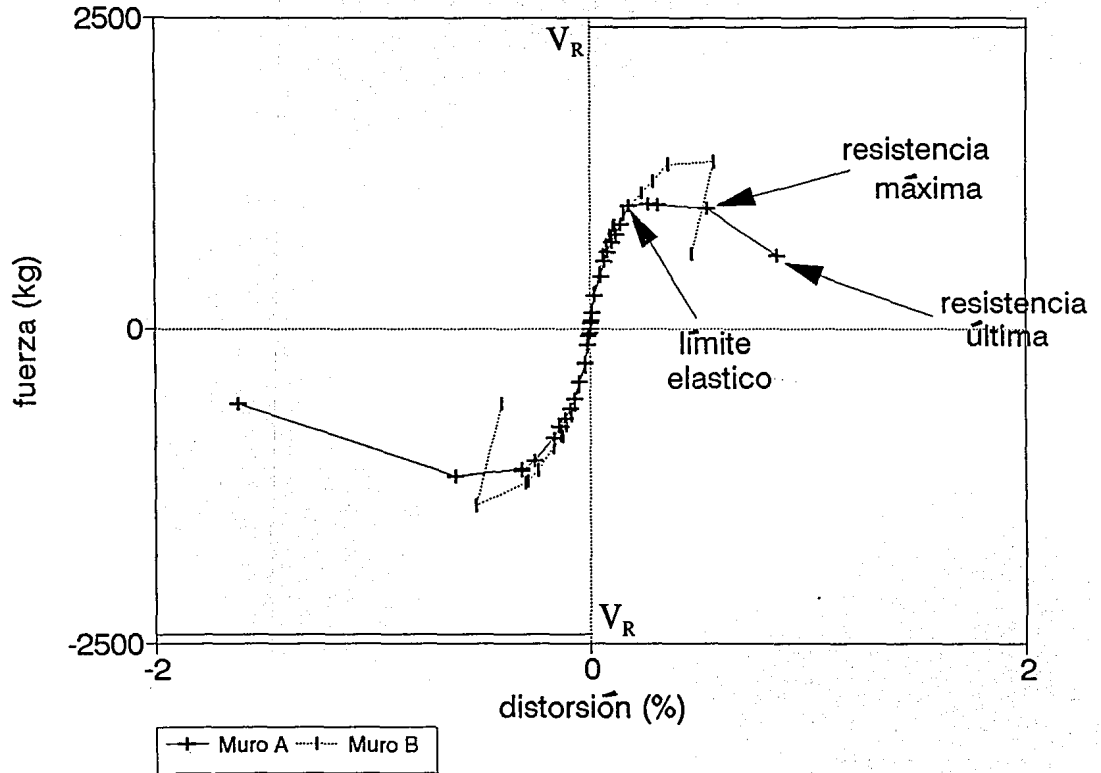


Figura 4.18 Envolvente de Respuesta del Modelo M2R

Tabla 4.4 Amplificación de Aceleraciones Modelo M2R Muro B

Intensidad	Aceleración Máxima				Factor de Amplificación $a_{techo}/a_{cimentación}$
	cimentación (cm/s ²) g		Techo (cm/s ²) g		
0.3	20.9	0.02	23.8	0.02	1.14
0.5	34.5	0.04	38.8	0.04	1.13
1.0	69.6	0.07	78.6	0.08	1.13
2.0	139.9	0.14	159.4	0.16	1.14
3.0	210.4	0.21	245.3	0.25	1.17
4.0	276.2	0.28	326.1	0.33	1.18
4.5	293.6	0.30	368.8	0.38	1.26
5.0	348.0	0.35	411.8	0.42	1.18
5.5[1]	380.8	0.39	456.7	0.47	1.20
5.5[2]	382.5	0.39	459.5	0.47	1.20
6.0	416.4	0.42	505.9	0.52	1.21
7.0	475.9	0.49	603.4	0.62	1.27
7.5	496.5	0.51	648.7	0.66	1.31
8.0	514.7	0.52	708.9	0.72	1.38
8.5[1]	506.9	0.52	753.4	0.77	1.49
8.5[2]	499.2	0.51	325.7	0.33	0.65

La fig. 4.22 muestra el estado final del muro A del Modelo M2R. Se observa la base completamente desprendida de la losa de cimentación.

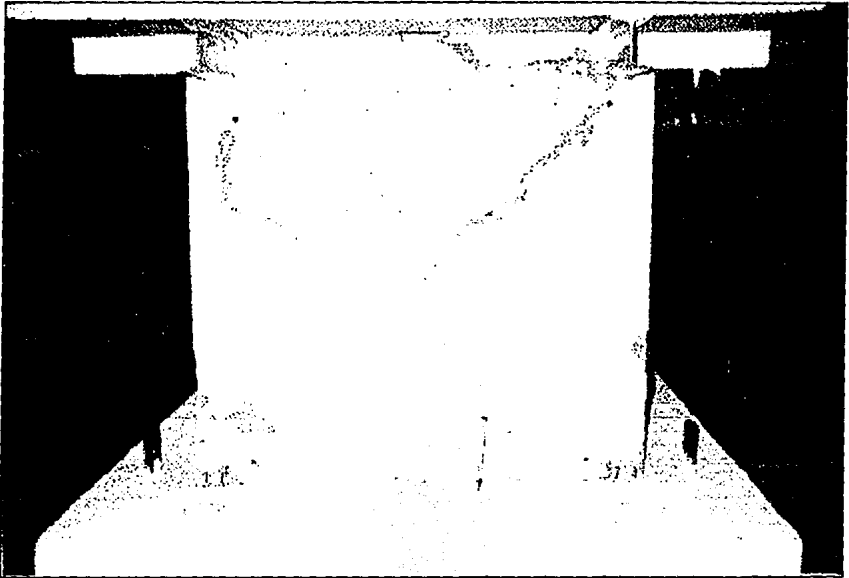


Figura 4.22 Estado Final de Muro A Modelo M2R

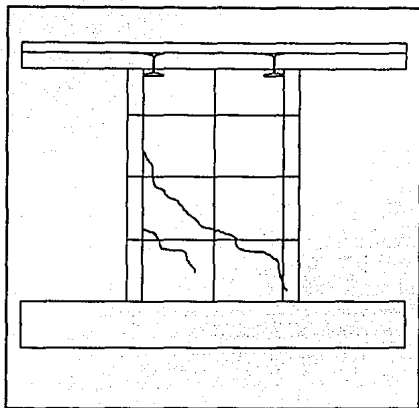
4.5 Modelo M3

El modelo M3 estaba constituido por dos muros paralelos de mampostería confinada con relación de aspecto igual a 1.5. El espécimen fue llevado a la falla aplicando una secuencia de ciclos con intensidades monótonamente crecientes hasta la falla. Se aplicaron nueve niveles de intensidad: 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 4.5, 5.0 y 5.5.

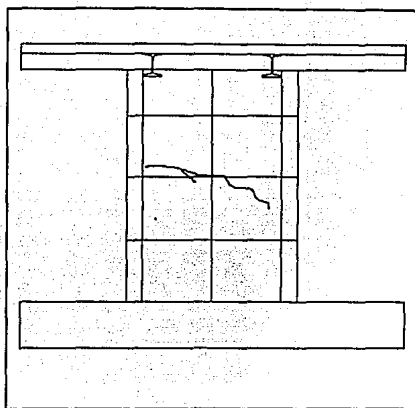
El primer agrietamiento del modelo ocurrió para la intensidad 4 (que correspondió a una aceleración máxima en la base de 0.28 g, fig. 4.23a). En el muro A, que resultó ser el más dañado, el agrietamiento fue inclinado atravesando, en la mayor parte de su longitud los tabiques. La grieta apareció según la dirección positiva de carga. El tablero B presentó una grieta casi horizontal a la mitad de la altura, concediendo con la junta de construcción. Como se describió en la sección 3.4, los muros se construyeron por mitades. Para la intensidad 4.5 (0.32 g) el agrietamiento se incrementó notablemente pero siguió siendo mayor en el muro A. En este tablero se registraron tres tipos de grietas: inclinadas (a través de los tabiques), verticales y horizontales. La mayor parte de las fisuras verticales afloraron en la junta castillo-muro en la mitad superior del tablero, y las horizontales siguiendo las juntas del mortero. Destaca la aparición de grietas a una cuarta parte y a la mitad de la altura del tablero. El muro B, en contraste, mostró un menor fisuramiento aunque también se registraron grietas inclinadas, verticales y horizontales (fig. 4.23b). El daño para la intensidad 5.0 (0.35 g) permaneció prácticamente sin cambio (fig. 4.23c). Para la última intensidad de 5.5 (0.39 g) el agrietamiento inclinado penetró en los castillos, en particular los del muro A. Se observó, además, el desconchamiento del concreto en las esquinas. El daño en el muro B aumentó en los ciclos a esta intensidad y fue caracterizado por la aparición de algunas grietas inclinadas y la extensión de otras. En ambos muros se distinguieron fisuras sensiblemente diagonales; el muro A resultó el más dañado durante el ensaye (fig. 4.23d). El modelo M3 colapsó para la intensidad de 5.5 después de la propagación de las grietas inclinadas en los extremos de los castillos (fig. 4.24). Una revisión en cámara lenta del video tomado durante los ensayes, indicó que la capacidad de carga de M3 se redujo drásticamente al dañarse los castillos. Conclusiones similares fueron obtenidas durante el ensaye del primer modelo de esta serie (ref. 6).

Cabe señalar que el agrietamiento en los castillos penetró en zonas que fueron reparadas durante la construcción. Durante el colado de los castillos de este modelo se tuvieron problemas de compactación del concreto, lo que ocasionó que quedaran huecos en algunas zonas. Los huecos fueron reparados posteriormente con un concreto con aditivo expansor. es probable que la reparación hubiera creado una zona más débil a través de la cual penetraran las fisuras. El daño fue amplificado porque en esta región la separación de los estribos fue de 6.7 mm, mayor que la empleada en los extremos de los castillos. Por tanto, los estribos no contribuyeron a resistir el agrietamiento inclinado en los castillos, ya que éste ocurrió entre dos estribos (ver fig. 4.24)

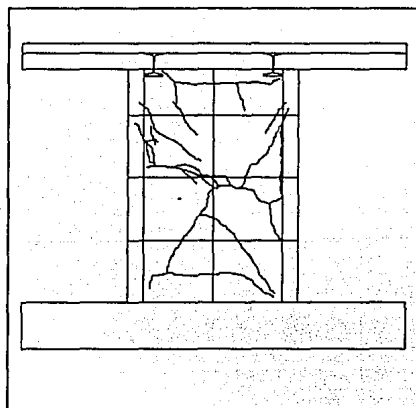
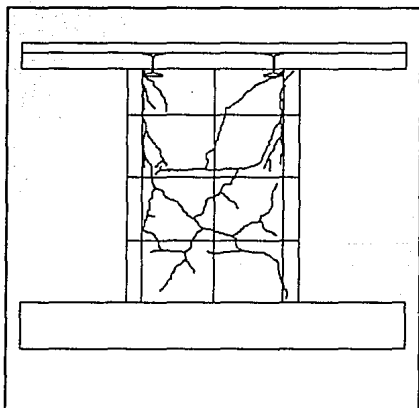
MURO A



MURO B



a) Intensidad 4.0 (0.28 g)

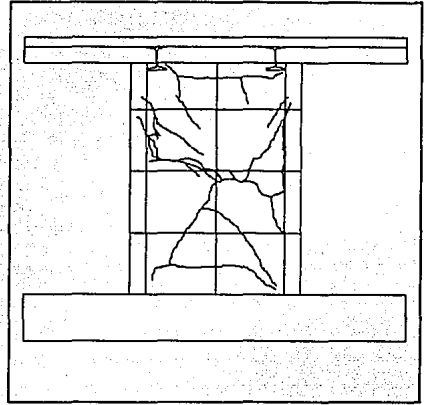
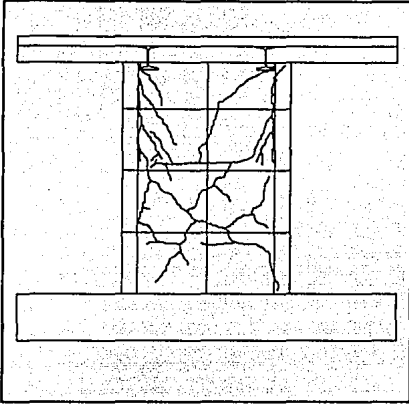


b) Intensidad 4.5 (0.32 g)

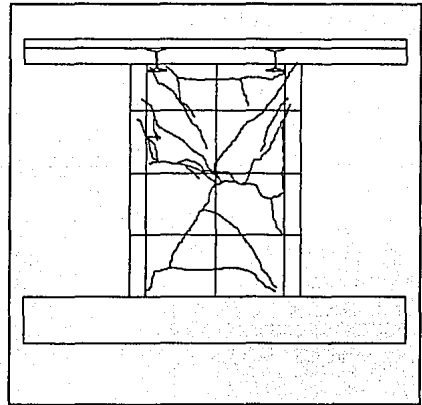
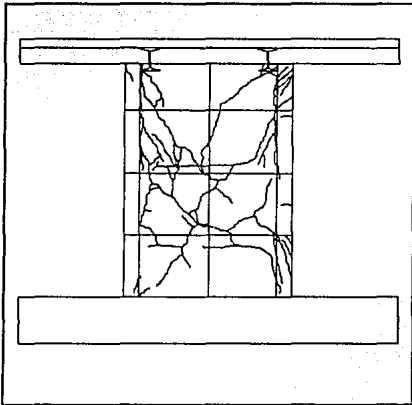
Figura 4.23 Agrietamiento de M3

MURO A

MURO B



c) Intensidad 5.0 (0.35 g)



d) Intensidad 5.5 (0.39 g)

Figura 4.23 Agrietamiento de M3 (Continuación)



Figura 4.24 Propagación de las Grietas Inclinadas en los Castillos

En la fig. 4.25 se presentan los lazos histeréticos de M3. La respuesta fue elástica lineal hasta la intensidad 4.0, en la cual ocurrió el primer agrietamiento inicial. Las curvas mantuvieron su simetría y estabilidad en los ciclos no lineales posteriores (intensidades 4.5 y 5.0, no mostradas en la figura). Consistente con el daño observado, los lazos histeréticos de A exhibieron una mayor histéresis y mayor flexibilidad. En los ciclos para la intensidad 5.5 (0.38 g), el modelo M3 falló después del primer ciclo de carga; la peculiar forma de la curva indica la falla (colapso) de la estructura.

Las envolventes de respuesta de ambos muros, en semiciclos positivos y negativos, fueron prácticamente coincidentes y simétricas (fig. 4.26). Generalmente se asocia al límite de la etapa elástica del comportamiento de muros al primer agrietamiento, ya sea por tensión diagonal o por flexión. Aunque en M3 las primeras fisuras aparecen para una intensidad 4.0, se observa un comportamiento no lineal prácticamente desde el inicio del ensaye. Este fenómeno probablemente se deba al acomodo de los tabiques y al microagrietamiento (no apreciable a simple vista). Curvas envolventes no lineales también han sido obtenidas en ensayos cuasiestáticos de especímenes de mampostería confinada a escala natural (ref. 3). La ecuación 4.9 es aplicable cuando la relación de aspecto es igual a 1. Para el caso del modelo M3, se debe incluir un factor

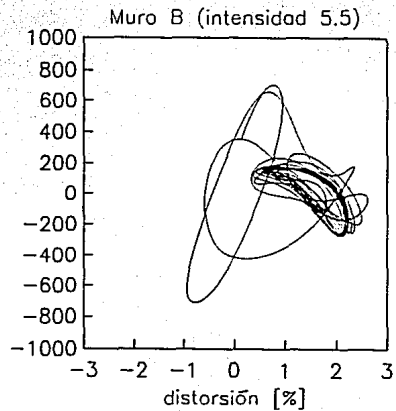
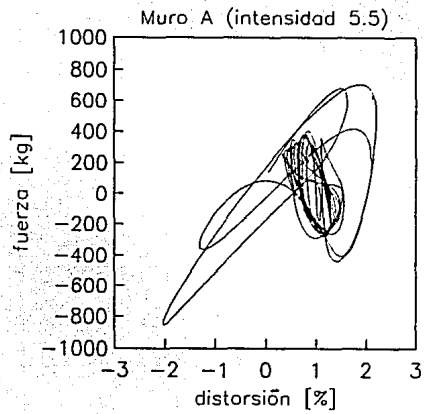
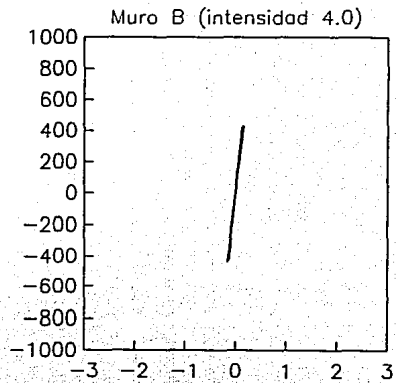
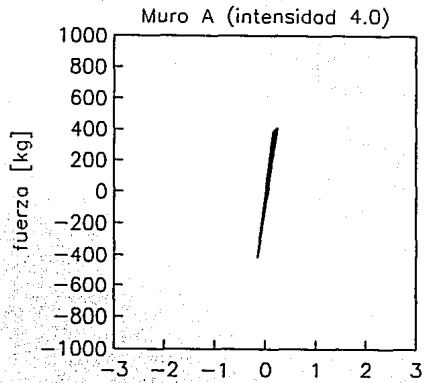


Figura 4.25 Curvas Fuerza-Distorsión del Modelo M3

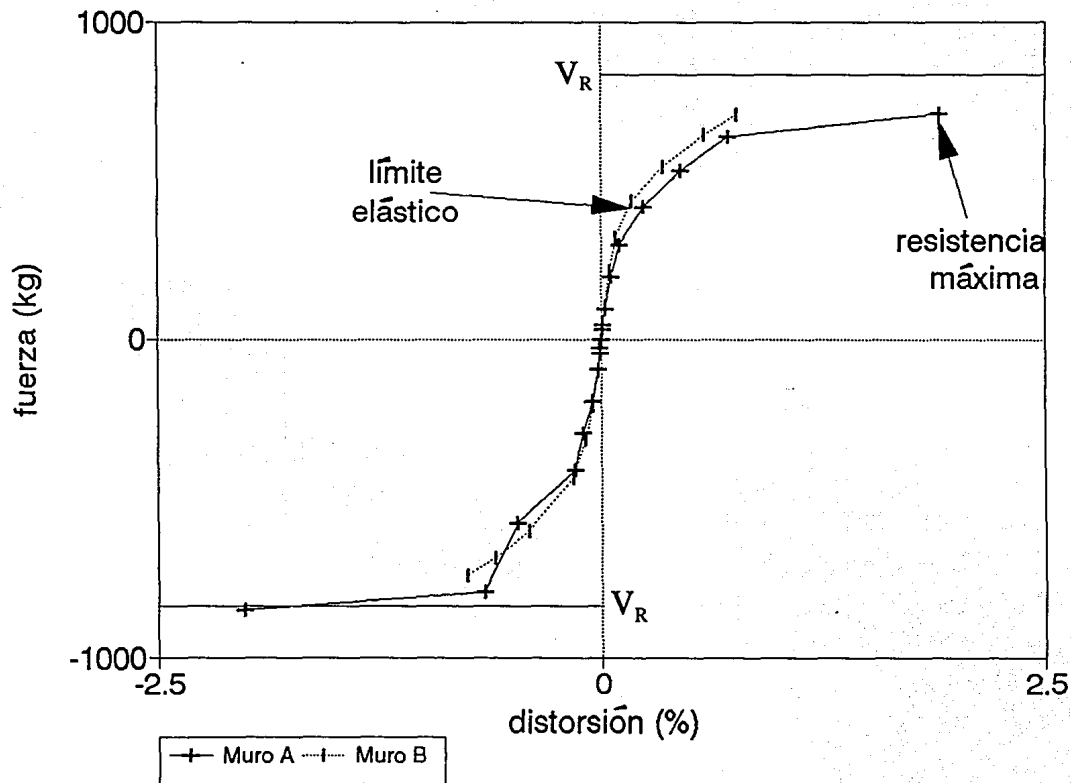


Figura 4.26 Envolvente de Respuesta del Modelo M3

F_i que considere el efecto de la flexión en la resistencia al cortante; entonces la ecuación 4.9 queda

$$V_R = (0.5v^* + 0.3\sigma) A_T F_i \quad (4.10)$$

donde V_R es la carga lateral resistente;

v^* es el esfuerzo resistente de diseño de la mampostería dada por

$v^* = \bar{v} / (1 + 2.5 c_v)$ que fue igual a 6.67 kg/cm²;

\bar{v} es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados igual a 10 kg/cm²;

c_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los ensayos que debe ser mayor o igual que 0.2, en este caso su valor es de 0.2;

σ es el esfuerzo axial sobre los muros, igual a 5.6 kg/cm²; y

A_T es el área transversal bruta del muro, igual a 212 cm².

y

$$F_i = (1.33 \frac{L}{H})^2 \quad (4.11)$$

Si

$$H/L > 1.33 \quad (4.12)$$

donde L es la longitud del muro, igual a 53 cm;

H es la altura del muro, igual a 80 cm;

entonces $F_i = 0.78$

Sustituyendo valores, la resistencia calculada fue igual a 829 kg (8.1 kN), que se indica en la fig. 4.26.*

Para el modelo M3 compuesto por dos muros cuya relación de aspecto fue igual a 1.5, se podía anticipar una mayor contribución de las deformaciones por flexión a la distorsión del modelo que en M2. La deformación angular tuvo un comportamiento elástico-lineal hasta la intensidad 4.0 (fig. 4.27), en la cual apareció el primer agrietamiento inclinado. La deformación angular máxima fue igual a 0.55%, que es 3 veces γ máxima de M2 para la misma intensidad (aceleración en la base). Debido a problemas en el sistema de reducción de datos, la información sobre las curvaturas en la base del muro A no se presentan.

Al igual que en los modelos M2 y M2R, los factores de amplificación de aceleración aumentaron al incrementarse la intensidad aplicada según puede observarse en las tablas 4.5 y 4.6. Sólo para la última intensidad aplicada el factor de amplificación de aceleración decrece significativamente. Esto se debe a una súbita pérdida de rigidez lateral después de la falla de M3.

* Las resistencias indicadas en los semiciclos positivo y negativo fueron muy similares a la capacidad teórica. A diferencia del modelo M2R, cuya falla estuvo controlada por flexión, el colapso de M3 se debió a cortante.

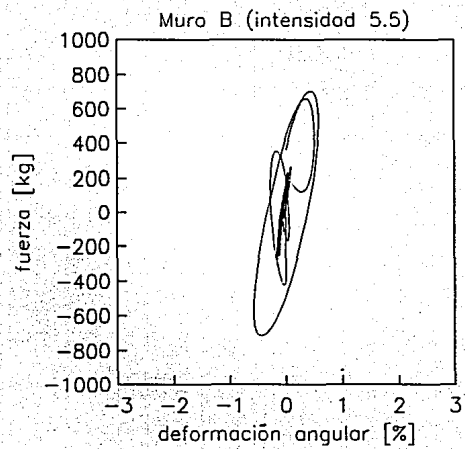
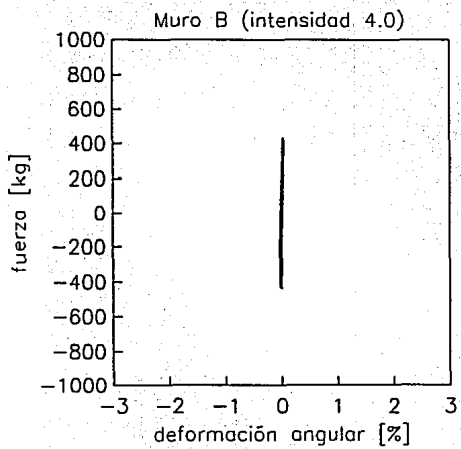


Figura 4.27 Deformaciones Angulares del Modelo M3

Tabla 4.5 Amplificación de Aceleraciones Modelo 3 Muro A

Intensidad	Aceleración Máxima				Factor de Amplificación $a_{techo}/a_{cimentación}$
	cimentación		Techo		
	cm/s ²	g	cm/s ²	g	
0.3	20.9	0.02	21.8	0.02	1.04
0.5	34.6	0.04	36.5	0.04	1.06
1.0	69.8	0.07	75.0	0.08	1.08
2.0	140.0	0.14	154.7	0.16	1.10
3.0	208.5	0.21	237.5	0.24	1.14
4.0	277.3	0.28	327.1	0.33	1.18
4.5	313.0	0.32	455.9	0.47	1.46
5.0	347.5	0.35	625.24	0.64	1.80
5.5	381.1	0.39	668.2	0.68	1.75

Tabla 4.6 Amplificación de Aceleraciones Modelo 3 Muro B

Intensidad	Aceleración Máxima				Factor de Amplificación $a_{techo}/a_{cimentación}$
	cimentación		Techo		
	cm/s ²	g	cm/s ²	g	
0.3	20.6	0.02	23.5	0.02	1.14
0.5	34.2	0.04	39.7	0.04	1.16
1.0	66.5	0.07	81.1	0.08	1.22
2.0	133.4	0.14	167.8	0.17	1.26
3.0	207.3	0.21	253.0	0.26	1.22
4.0	275.7	0.28	344.8	0.35	1.25
4.5	311.0	0.32	473.4	0.48	1.52
5.0	345.0	0.35	542.6	0.55	1.57
5.5	379.1	0.38	585.1	0.60	1.54

En la fig. 4.28 se muestra el estado final del muro A en el modelo M3. Se puede observar la penetración del agrietamiento inclinado de la mampostería al castillo, lo que provocó el colapso del espécimen. Esto señala la importancia que tiene el control del daño por tensión diagonal en los castillos para evitar la pérdida de estabilidad de una estructura ante cargas verticales.



Figura 4.28 Estado Final del Muro A en el Modelo M3

CAPITULO V

ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 Introducción

En este capítulo se presenta un análisis general del comportamiento dinámico de los modelos. Se estudian las características de la respuesta en términos de la rigidez, la energía disipada, el amortiguamiento viscoso y la resistencia.

Se compara el comportamiento de los modelos con ensayos cuasiestáticos. Se estudian las implicaciones de los resultados de los modelos en un prototipo de vivienda de interés social.

El análisis de los resultados confirma que la técnica de reparación con malla de acero y recubrimiento de mortero, no sólo restituyó la resistencia del modelo, sino que la aumentó con respecto a la del modelo original.

5.2 Rigidez

5.2.1 Degradación de Rigidez

La rigidez lateral de una estructura depende de numerosos factores como son el tipo de movimiento del suelo, las características dinámicas del suelo y de la estructura, el sistema estructural, así como de los materiales que la conforman (ref. 38). Estudios realizados sobre el efecto de la degradación de rigidez en la respuesta dinámica de estructuras sujetas a movimientos severos de suelo muestran que el deterioro en rigidez reduce la cantidad de amortiguamiento histerético (capacidad de absorción de energía) en las estructuras.

La degradación de rigidez de las estructuras a base de muros de mampostería confinada se puede atribuir al agrietamiento de la mampostería (piezas y mortero), a la separación de la mampostería de los elementos confinantes, así como al daño en los elementos confinantes, en particular de los castillos.

En este estudio, la rigidez de los modelos fue obtenida como la rigidez secante calculada como el cociente de la carga máxima aplicada entre la deformación sufrida por el modelo en el primero y último ciclos de la fase intensa de movimiento para cada uno de los ensayos. (figs. 5.1 y 5.2).

La rigidez se obtuvo de

$$K_i = \frac{P_i (+) - P_i (-)}{d_i (+) - d_i (-)} \quad (5.1)$$

donde K es la rigidez para un ciclo dado en unidades de fuerza/longitud;

P es la carga lateral aplicada al modelo en un ciclo dado;

d es el desplazamiento del muro en un ciclo, obtenido de multiplicar la distorsión δ por

la altura del muro, $d = \delta \cdot h/100$

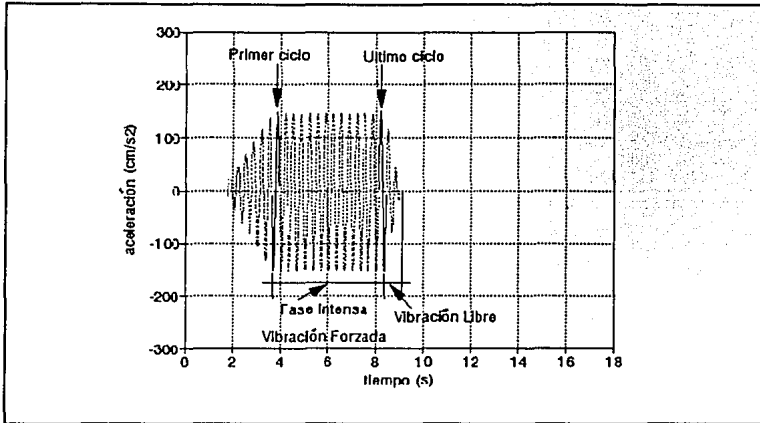


Figura 5.1 Señal de Aceleraciones en una de las Pruebas

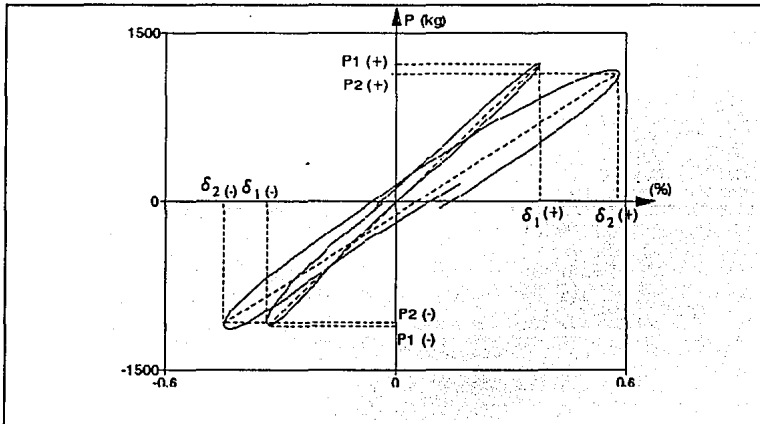


Figura 5.2 Ciclos P - δ de una de las Pruebas

La degradación de rigidez para muros A y B de los modelos M2, M2R y M3 se presenta en las figs. 5.3 a 5.5, respectivamente. Para los tres especímenes el deterioro de rigidez sigue una ley parabólica. El primer ciclo de la fase intensa para una misma intensidad tuvo una rigidez ligeramente mayor que el último ciclo debido a que la máxima distorsión aumentó progresivamente con el número de ciclos. La rigidez disminuyó rápidamente en ciclos para bajas distorsiones, aun cuando el daño en los modelos era escaso, o nulo inclusive. Este fenómeno se atribuye al microagrietamiento de los materiales, en particular de la mampostería, y al acomodo de los tabiques. Este fenómeno también ha sido observado en ensayos cuasiestáticos de muros de mampostería confinada a escala natural (ref. 3). Para M2 y M3, la rigidez del muro B fue superior a la del muro A durante la mayor parte del ensaye. En general, un muro más rígido atrae más fuerza sísmica, y por ende, puede sufrir más daños. En efecto, el patrón de daño de los muros B para M2 y M3 es consistente con la observación anterior. La rigidez inicial de los muros del modelo M2R fue superior a la del modelo original M2 en casi un 90%. Sin embargo, la tendencia del deterioro en el resto del ensaye fue muy similar. Para todos los modelos, la rigidez para una distorsión de 0.5% fue un 20%, en promedio, de la rigidez inicial.

5.2.2 Rigidez Teórica

Se calculó la rigidez lateral teórica de los modelos para compararla con las rigideces medidas. Para calcular la rigidez teórica de los tableros de mampostería confinados se usó la siguiente ecuación

$$k_T = \frac{1}{\frac{L}{GA} + \frac{L^3}{3EI}} \quad (5.2)$$

donde k_T es la rigidez teórica;

G es el módulo de elasticidad al corte, dado por $G = 0.3 E_m$ en la mampostería, igual a $9.6 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$;

A es el área de la sección transversal del muro, igual a 320 cm^2 para M2 y 212 cm^2 para M3;

L es la longitud del muro, igual a 80 cm para M2 y a 53 cm para M3;

E es el módulo de elasticidad por flexión, igual a $32 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$; e

I es el momento de inercia de la sección transformada, igual a $340 \times 10^3 \text{ cm}^4$ para M2 y a $170.9 \times 10^3 \text{ cm}^4$ para M3.

Para calcular el momento de inercia de la sección transformada, se convirtió el área de concreto de los castillos empleando la relación modular, n (ref. 39).

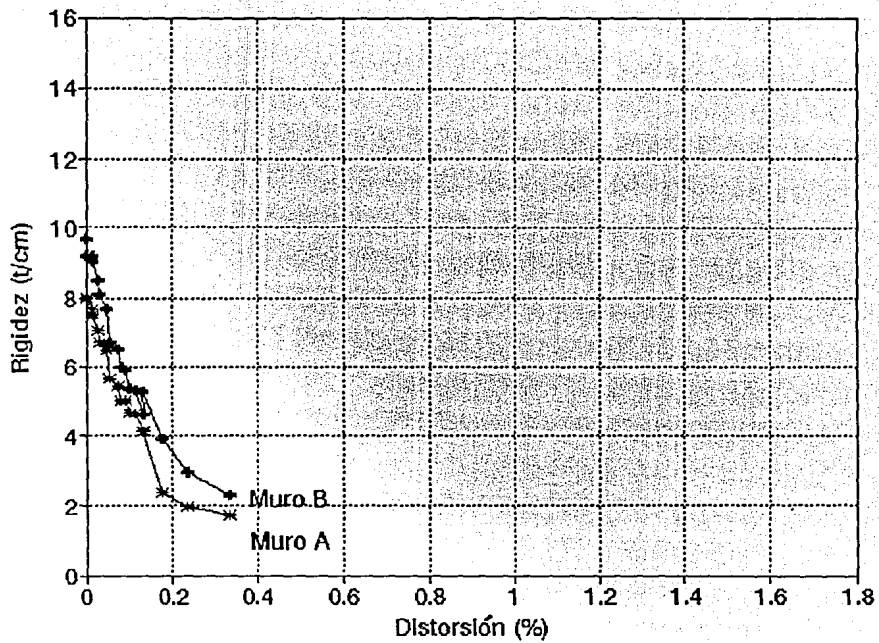


Figura 5.3 Degradación de Rigidez del Modelo M2

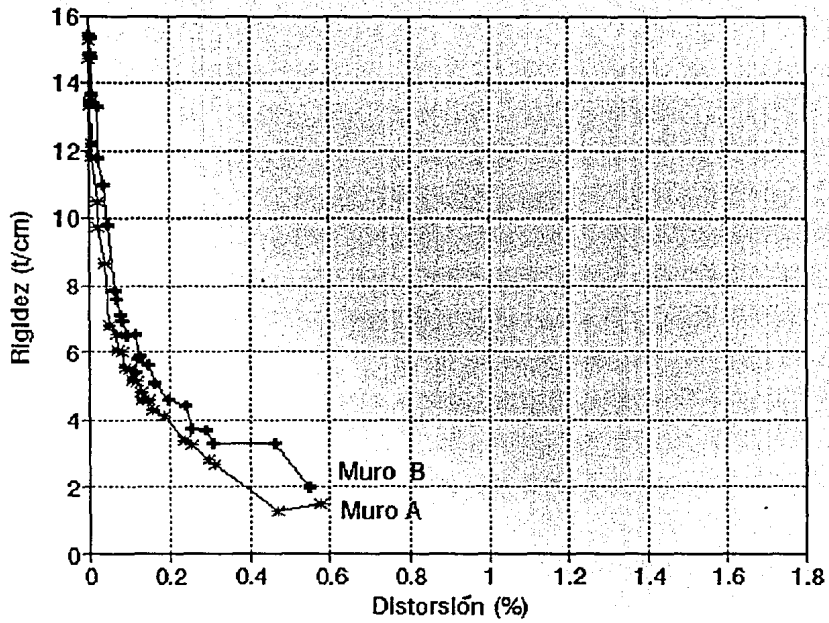


Figura 5.4 Degradación de Rigidez del Modelo M2R

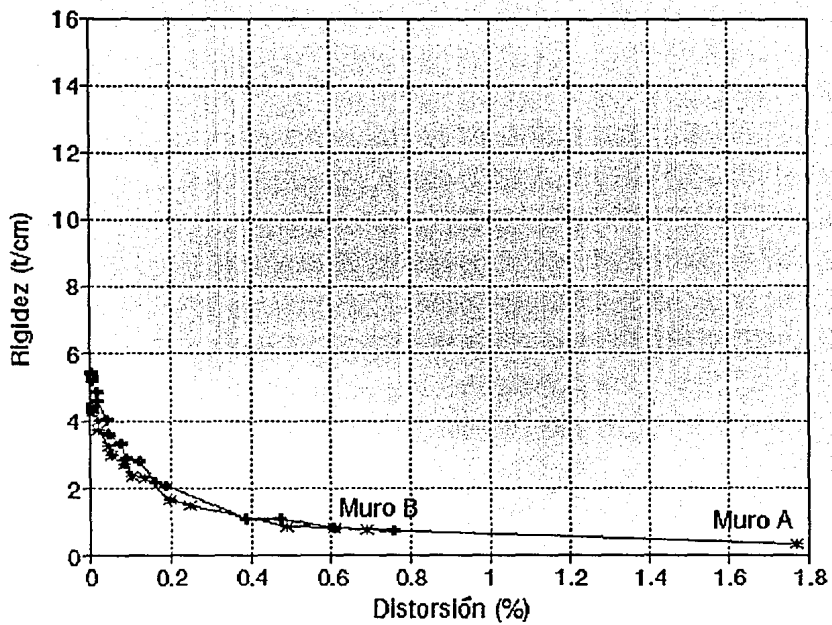


Figura 5.5 Degradación de Rigidez del Modelo M3

$$n = \frac{E_c}{E_m} \quad (5.3)$$

donde n es la relación modular, en este caso de concreto/mampostería, igual a 3.22;
 E_c es el módulo de elasticidad del concreto, calculado como $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$, según la ref. 41, igual a $1.03 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$;
 E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería calculada como $E_m = 600 f_m^*$, igual a $32 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ (ref 9).

Las rigideces teóricas fueron 24.0 t/m para M2 y 28.5 t/m para M3. Las rigideces calculadas fueron mayores que las medidas. Esto se debe probablemente a que las rigideces reales sufrieron un deterioro causado por la contracción debida al secado, el microgrietamiento inicial propiciado al cargar los modelos con los bloques, etc. En la fig 5.6 se muestran las envolventes de respuesta y las rigideces iniciales para los modelos M2 y M3.

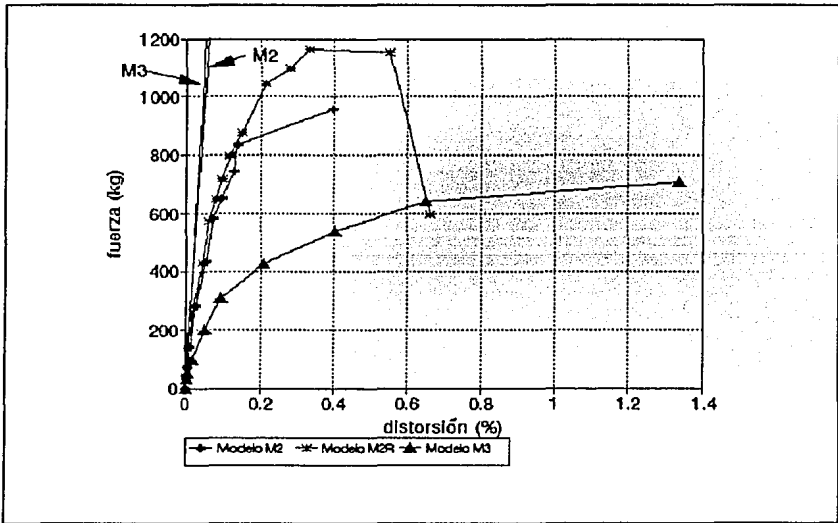


Figura 5.6 Rigideces Teóricas de los Modelos M2 y M3

5.3 Degradación de Resistencia

Para tratar de entender el mecanismo de falla y el comportamiento de los muros, se estudió la degradación de resistencia. Esta se calculó como el cociente de las máximas cargas laterales durante el último ciclo y el primer ciclo de la fase intensa de movimiento de cada una de las pruebas. En la fig. 5.7 se presenta la degradación de resistencia contra la aceleración máxima en la base para el muro A del modelo M2R. La resistencia se mantuvo constante durante la mayor parte del ensaye. Esta misma tendencia se observó en el muro B y en los modelos M2 y M3 (no se presentan aquí). Para una aceleración máxima en la base de 600 cm/s^2 , la resistencia del muro A cayó abruptamente al producirse la fractura del refuerzo longitudinal de los castillos.

La caída de la resistencia en función de la distorsión para los especímenes M2R y M3 se muestra en las figs. 5.8 y 5.9. Puesto que el modelo M2 no se llevó a la falla, el deterioro en la resistencia fue menor del 5% (no se incluye aquí). De modo convencional se considera que una estructura ha fallado cuando la pérdida de resistencia es superior al 20%. De acuerdo a este criterio, la distorsión máxima a la falla para M2R y M3 fue igual a 0.42% y 1.05%, respectivamente.

5.4 Disipación de Energía

Durante los sismos intensos se liberan enormes cantidades de energía. Para que una estructura resista el movimiento, debe ser capaz de absorber y disipar la energía a través de energía cinética, amortiguamiento viscoso, energía de deformación elástica (recuperable) y de energía inelástica (no recuperable). Dependiendo de la flexibilidad de la cimentación, el amortiguamiento interno del suelo y la radiación pueden ser fuentes de disipación. Para que un diseño sea satisfactorio es claro que la energía suministrada debe ser mayor que la energía demandada (ref. 38).

La cantidad de energía que se disipó durante las pruebas, fue obtenida como el área dentro de los ciclos histeréticos (fig. 5.10).

De la fig. 5.10

$$ED = \sum_{i=1}^n \frac{P_{n-1} + P_n}{2} (d_n - d_{n-1}) \quad (5.4)$$

donde ED es la energía disipada;

P es la carga lateral aplicada al modelo;

d es el desplazamiento sufrido por el modelo, obtenido a partir de multiplicar la distorsión δ (en porcentaje) por la altura del muro, $d = \delta \cdot h / 100$

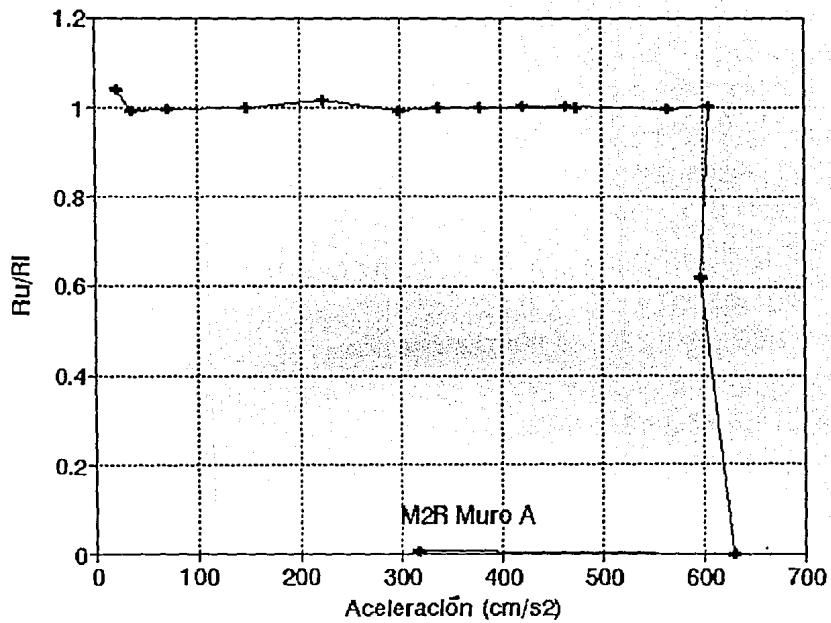


Figura 5.7 Degradación de Resistencia del Modelo M2R

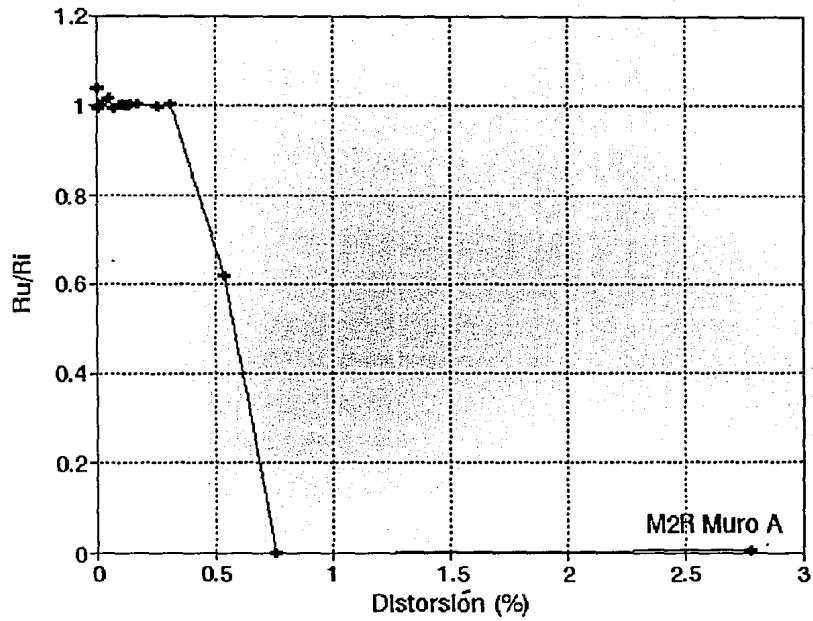


Figura 5.8 Pérdida de Resistencia-Distorsión del Modelo M2R

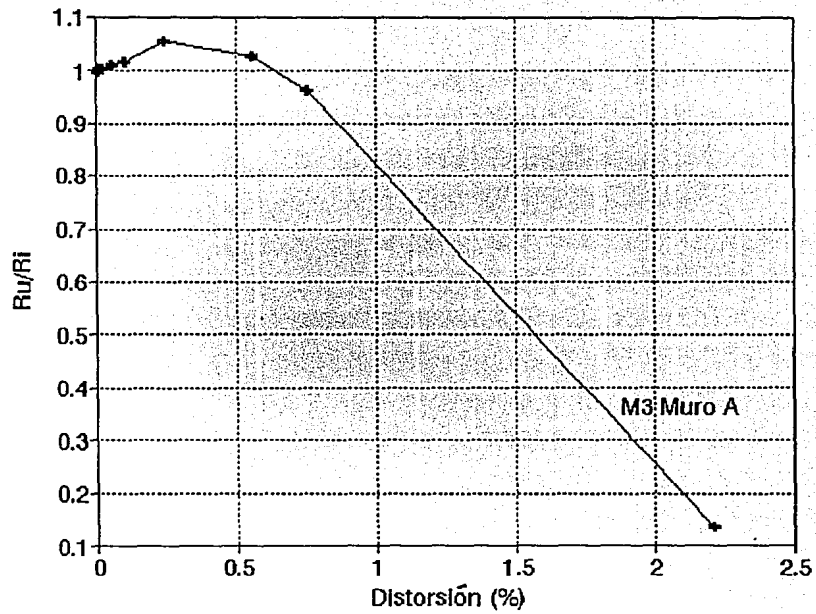


Figura 5.9 Pérdida de Resistencia-Distorsión del Modelo M3

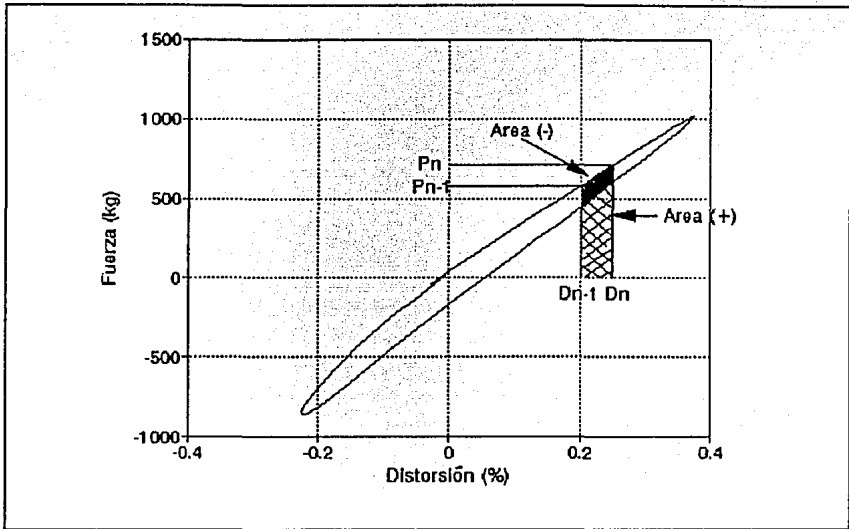


Figura 5.10 Obtención de la Energía Disipada a partir del Area Encerrada en los Ciclos Histeréticos

La energía acumulada total en cada prueba contra la aceleración aplicada al modelo se presenta en la fig. 5.11 para los muros B. Las curvas para los muros A fueron similares.

Para M2, el muro B disipó una mayor cantidad de energía, lo cual es consistente con el daño observado. El espécimen M2R disipó una menor cantidad de energía que M2 para una misma intensidad (aceleración basal máxima) debido a la colocación de la malla. La mayor fuente de disipación de energía en estructuras de mampostería que fallan por tensión diagonal y/o cortante proviene de la fricción que se desarrolla entre las superficies de las grietas al abrirse y cerrarse.

La malla controló la abertura de las grietas lo que se tradujo en una menor fricción y, consecuentemente, en una disipación de energía más baja que para M2. El espécimen M3 fue el que disipó la mayor cantidad de energía, en particular para una intensidad superior a 0.3 g. Según lo descrito en la sección 4.5, a partir de la intensidad a 0.32 g se aceleró el daño de los muros.

5.5 Amortiguamiento Viscoso

El amortiguamiento interno en las estructuras es el producto de varios mecanismos, entre los cuales se incluyen las deformaciones plásticas en el acero de refuerzo y la fricción intergranular en la mayoría de los materiales estructurales.

El amortiguamiento interno se clasifica en función de la frecuencia. El amortiguamiento llamado de Coulomb es independiente de la frecuencia y se asocia con la fricción en las superficies intergranulares. Este tipo de amortiguamiento también es conocido con el nombre de amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento viscoso, por su parte, es aquél que varía con la frecuencia. Para niveles de esfuerzos bajos, algunos materiales como ciertos polímeros exhiben un amortiguamiento que puede ser considerado linealmente proporcional a la tasa de deformación.

El amortiguamiento viscoso equivalente es el que hace que un sistema lineal responda con la misma amplitud que una estructura no lineal sometida a una excitación periódica. El amortiguamiento viscoso equivalente puede ser definido con la ayuda de la fig. 5.12, en la que se relaciona la energía disipada en un semiciclo (área AEC) con 2π veces la energía de deformación de un sistema lineal (área OBE).

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, el amortiguamiento viscoso equivalente está estrechamente relacionado con la disipación de energía. En las figs. 5.13 a 5.15 se presentan las razones de amortiguamiento viscoso equivalente contra distorsión para M2, M2R y M3, respectivamente. En general, las razones de amortiguamiento aumentaron con la distorsión y fueron similares para los semiciclos positivo y negativo. Valores bajos (menores de 4%) fueron medidos para M2. Conviene recordar que esta estructura fue sometida a un nivel de daño bajo de manera que el modelo fuese reparable. Los bajos valores de amortiguamiento coinciden con la baja energía disipada acumulada (fig.5.11) y son consistentes con el moderado nivel de daño final. Para M2R, las razones de amortiguamiento fueron, en general, menores que para M2. Si se acepta al amortiguamiento viscoso equivalente como una medida de la forma de los lazos, bajos niveles de amortiguamiento pueden indicar respuesta histerética con estrangulamiento cerca del origen, o bien con un moderado comportamiento inelástico (histéresis pequeña). Estudiando los lazos para las diferentes intensidades aplicadas en el ensaye, es clara la estabilidad de las curvas y un nulo estrangulamiento. Por tanto, los bajos niveles de amortiguamiento se explican por el trabajo de la malla que evitó que se formaran fisuras en los muros, que se aplastara el concreto y que se abrieran y cerraran las grietas. En efecto, éstos son fenómenos que aumentan los niveles de amortiguamiento. El modelo M3 fue el que presentó mayores amortiguamientos para todos los niveles de distorsión. Para distorsiones iguales o mayores que 0.5%, la razón de amortiguamiento viscoso fue de alrededor del 10%.

Si se considera a H_{eq} como una medida de la calidad de disipación de energía de una estructura, fue el modelo M3 el que exhibió la mejor capacidad para disipar energía.

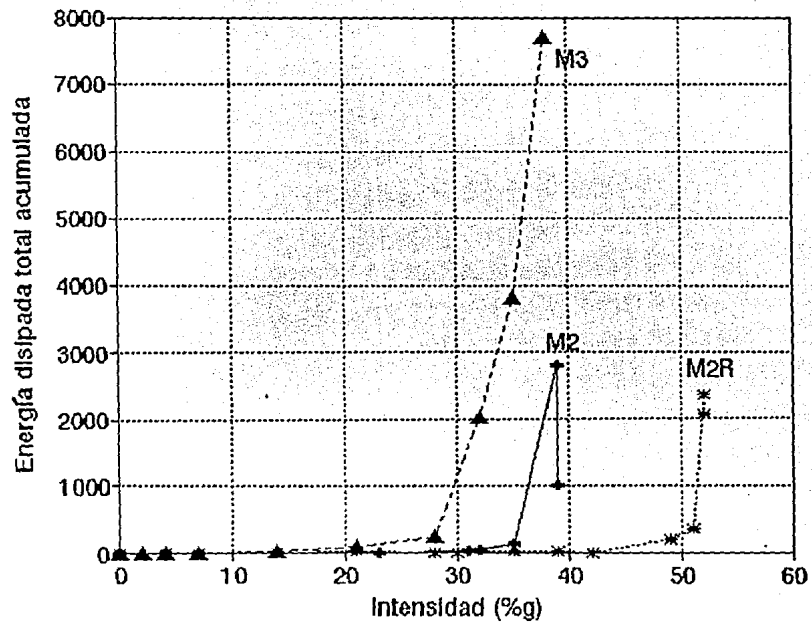


Figura 5.11 Energía Acumulada de los Muros B

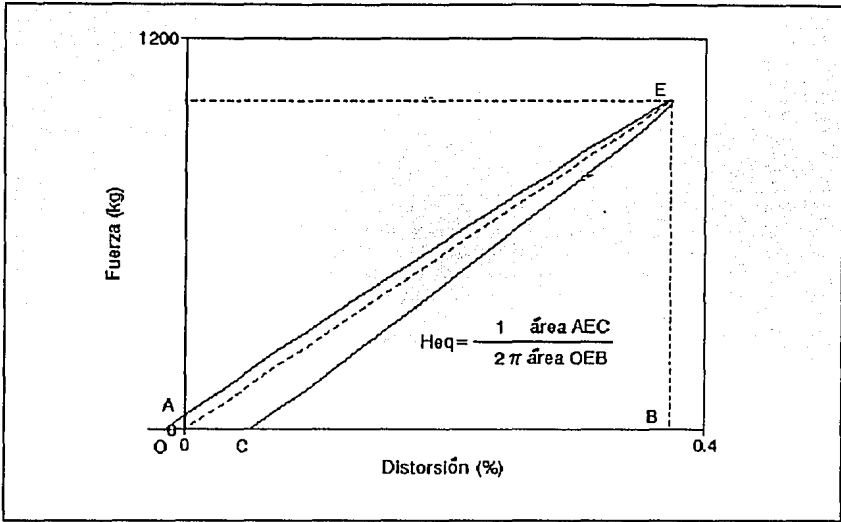


Figura 5.12 Definición del Amortiguamiento Viscoso Equivalente

5.6 Comparación del Comportamiento entre los Modelos

5.6.1 Estados Límite

Para comparar las respuestas de los modelos entre sí, se definieron estados límite comunes: 1) elástico; 2) de resistencia máxima; y 3) de resistencia última. El estado límite elástico se definió para la intensidad durante la cual ocurrió el primer agrietamiento inclinado en la mampostería. La resistencia máxima se refiere al valor de la mayor carga lateral resistida por el modelo. La resistencia última sólo se identificó para el modelo M2R como la resistencia a la falla. En las figuras 4.8, 4.18 y 4.26 se marcan los estados límite correspondientes a cada modelo.

En la tabla 5.1 se presentan los estados límite para los tres modelos.

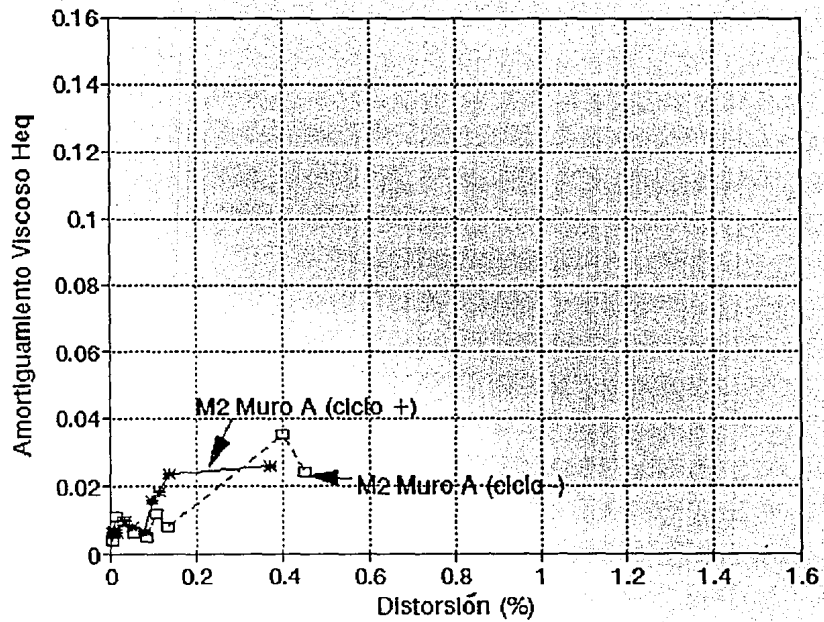


Figura 5.13 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo M2

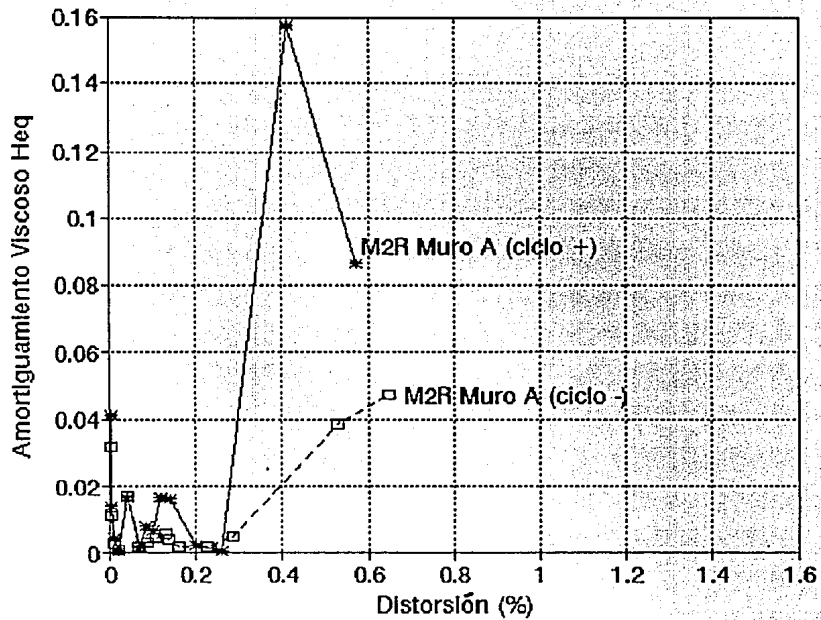


Figura 5.14 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo M2R

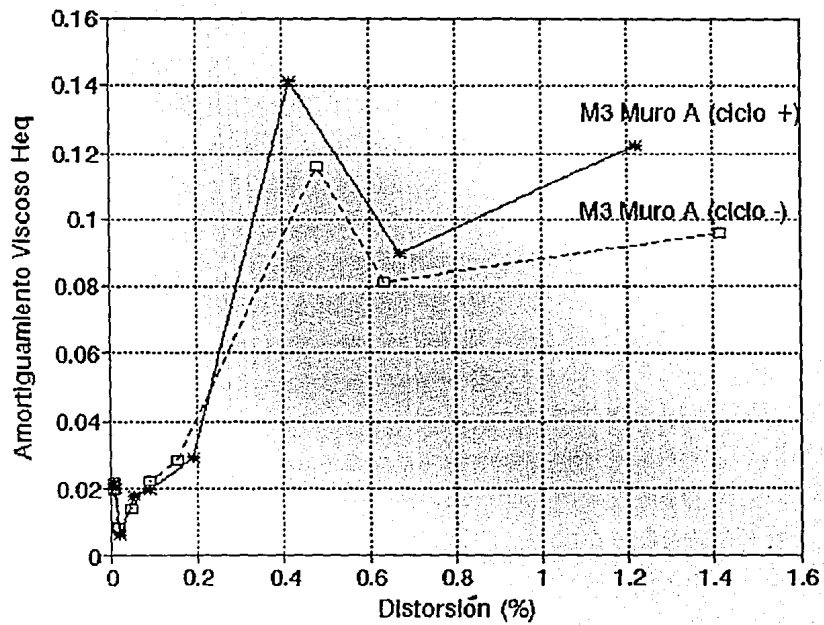


Figura 5.15 Amortiguamiento Viscoso Equivalente del Modelo M3

Tabla 5.1 Estados Límite de los Modelos

Modelo	Estado Límite	Intensidad	$a_{max_{base}}$ g	Distorsión Promedio * (%)
M2	Elástico	5.5[1]	0.39	0.23
	Resistencia Máxima	5.5[2]	0.39	0.40
M2R	Elástico	7.0	0.50	0.23
	Resistencia Máxima	8.5[1]	0.53	0.56
	Resistencia Ultima	8.5[2]	0.54	0.84
M3	Elástico	4.0	0.28	0.18
	Resistencia Máxima	5.5	0.39	1.36

* Calculada como el promedio del muro A y el muro B

5.6.2 Deterioro de la Rigidez

En la tabla 5.2 se presenta el deterioro de la rigidez lateral de los modelos para cada estado límite. La degradación de rigidez se expresa como el cociente de la rigidez inicial y de la rigidez para el estado límite en cuestión. Las rigideces fueron calculadas según la sección 5.2. Para cada estado límite, la rigidez lateral calculada fue la correspondiente al primer ciclo de la fase intensa. Para el límite elástico, la pérdida de rigidez fue mayor para M2R. Esto probablemente se deba al agrietamiento que había ocurrido en la base del modelo (por flexión) anterior al fisuramiento inclinado. Como se mencionó arriba, el estado límite elástico se definió para el primer fisuramiento inclinado, independientemente de que hubiesen aparecido grietas horizontales en la base. Para la resistencia máxima, M2 exhibió un menor deterioro; sin embargo, este daño debe evaluarse cuidadosamente ya que el ensayo de M2 fue interrumpido sin realmente conocer si se había alcanzado el estado límite de resistencia máxima. Para M2R y M3 el deterioro de la rigidez fue del 83% en promedio. La rigidez lateral del espécimen M2R fue casi nula después de la fractura del acero longitudinal de los castillos.

5.6.3 Aceleraciones Máximas

En la tabla 5.3 se presenta la relación entre los estados límite y las aceleraciones máximas registradas. En los tres modelos no se observaron diferencias importantes para la aceleración basal máxima en los distintos estados límite. La distorsión para el estado límite elástico fue similar para los tres especímenes y fue alrededor del 0.20%. El término del comportamiento elástico para M3 ocurrió a una menor distorsión que M2 probablemente porque la mayor

Tabla 5.2 Estados Límite y Deterioro de Rigidez

Modelo	Estado Límite	Deterioro de Rigidez k_i/k_o
M2	Elástico	0.37
	Resistencia Máxima	0.23
M2R	Elástico	0.23
	Resistencia Máxima	0.17
	Resistencia Última	0.07
M3	Elástico	0.39
	Resistencia Máxima	0.16

relación M/VL redujo la resistencia de agrietamiento. Sin embargo, la distorsión para la resistencia máxima de M3 fue muy superior a la de los otros especímenes.

Tabla 5.3 Relación de Estados Límite y Aceleraciones Registradas

Modelo	Estado Límite	$a_{max,base}$ (promedio)*	$a_{max,techo}$ (promedio)*	$V_{b,max}$ (kg)	Distorsión Máx. (%)
M2	Elástico	0.39	0.49	1860	0.23
	Resistencia Máxima	0.39	0.53	2100	0.40
M2R	Elástico	0.50	0.6	2280	0.23
	Resistencia Máxima	0.53	0.75	2850	0.56
	Resistencia Última	0.54	0.33	1250	0.84
M3	Elástico	0.28	0.34	850	0.18
	Resistencia Máxima	0.39	0.64	1600	1.36

* Calculada como el promedio del muro A y del muro B

5.6.4 Envolventes de Respuesta

Comparando las curvas envolventes de respuesta de M2, M2R y M3 (fig. 5.6) se observó lo siguiente. Para distorsiones a 0.1%, la resistencia de M2R fue 1.1 veces la de M2 y para 0.3% fue 1.23 veces. Los valores anteriores indican que la colocación de la malla de alambre incrementó la resistencia desde bajas distorsiones.

Respecto a la rigidez, la rigidez tangente inicial (para la primera intensidad de carga) de M2R fue 72% superior a la de M2. Para 0.3% de distorsión, la rigidez secante de M2R fue 24% mayor que la de M2. La rigidez tangente de M2 fue 1.83 veces la de M3.

Los valores de rigidez tangente inicial fueron inferiores a la rigidez calculada en 5.2.2.

5.6.5 Ductilidad

La ductilidad es una propiedad que indica la capacidad de deformación de una estructura manteniendo la carga sin reducciones apreciables. Para M2, M2R y M3 se obtuvo la ductilidad

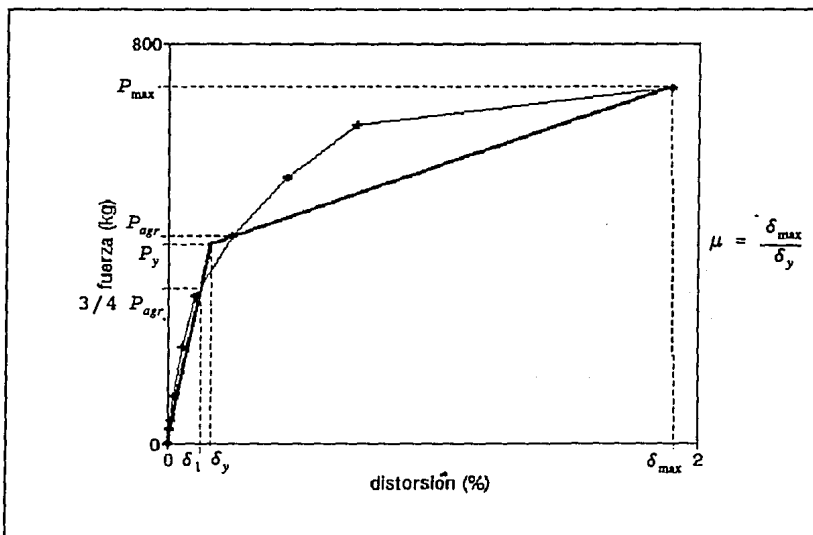


Figura 5.16 Determinación de la Ductilidad

como el cociente de la distorsión correspondiente a la resistencia máxima entre la distorsión de "fluencia" obtenida de la siguiente forma: 1) de las envolventes, se obtuvo la distorsión asociado el 75% de la carga de agrietamiento inclinado medida (límite elástico). La rama elástica se idealizó como una línea recta a partir del origen y que pasó a través del punto (δ_y, P_y) , ver fig. 5.16; 2) la etapa de comportamiento no lineal se idealizó como una recta que unió los puntos (δ_y, P_y) y (δ_{max}, P_{max}) . La pendiente de la recta, y por consiguiente la determinación de (δ_y, P_y) se hizo suponiendo que las energías disipadas (áreas bajo las curvas) de la envolventes y de la idealización bilineal fueron iguales. El factor de ductilidad fue calculado como el cociente de δ_{max} y δ_y .

Las ductilidades obtenidas fueron las siguientes: $\mu = 3.33$ para M2, $\mu = 3.4$ para M2R y $\mu = 7.1$ para M3. Comparando las ductilidades para los tres modelos se concluye que 1) la ductilidad del modelo reparado no difiere de la del original; y 2) la ductilidad del modelo M3 fue mas del doble de la de los modelos M2 y M2R, lo que indica una mayor capacidad de deformación de este muro.

5.7 Comparación del Comportamiento con el Modelo W-W

El modelo W-W formó parte del proyecto experimental efectuado en el CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres; ref. 3), del ensaye cuasiestático de tres modelos a escala natural con diferentes grados de acoplamiento a flexión.

El modelo W-W consistió de un sistema de muros conectados por medio de barras de acero de alta resistencia del #12 colocadas de manera que sólo transmitieran axialmente la carga lateral entre ellos (fig. 5.17).

El espécimen estaba hecho por dos tableros con relaciones de aspecto similares a los utilizados en los modelos M2 y M3 de este trabajo.

En este inciso se comparan los comportamientos de M2 y M3 con los muros de W-W en lo referente a patrones de agrietamiento, modo de falla y deterioro de la rigidez.

Los factores de reducción de comportamiento sísmico Q se pueden calcular a partir de los factores de ductilidad aplicando las reglas de Newmark (ref. 42). Para periodos cortos, $Q = \sqrt{2\mu} - 1$. Para los modelos con relaciones M/VL=1 y 1.5, Q fue igual a 2.4 y 3.6, respectivamente.

5.7.1 Modelo M2

Como se observa en la fig. 4.6d, el agrietamiento inicial inclinado en el modelo M2 ocurrió para la intensidad 5.5 (0.39 g) con una distorsión máxima de 0.14%. Para el tablero correspondiente del espécimen W-W se presentó a una distorsión de 0.10%. Considerando la imposibilidad de determinar con precisión la distorsión de agrietamiento inclinado, se puede afirmar que las distorsiones tanto para el ensaye cuasiestático como para el dinámico fueron similares.

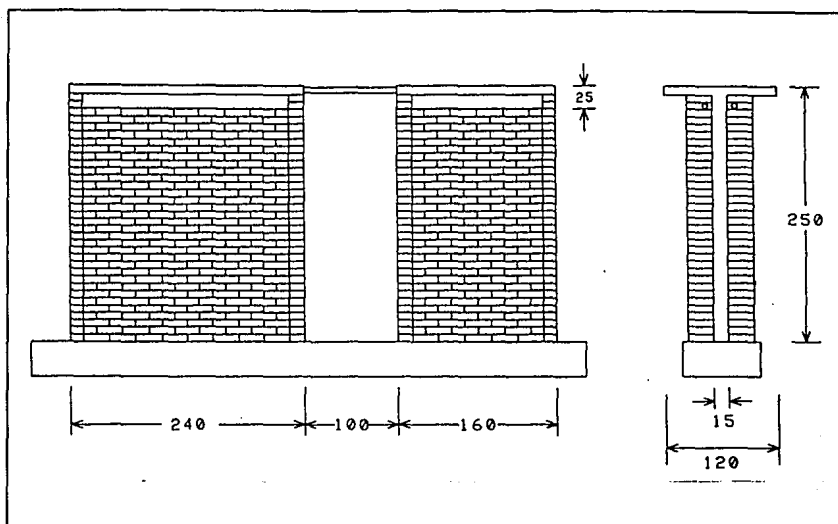


Figura 5.17 Geometría del Modelo W-W

En la fig. 5.17 se presenta el patrón de agrietamiento final para el modelo W-W y para los muros A de los modelos M2 y M3. Comparando M2 y el muro cuadrado de W-W se observa un agrietamiento similar para ambos modelos. Sin embargo, la cantidad de fisuras en W-W fue mayor que en M2. Esto se debe a que, puesto que W-W se ensayó cuasiestáticamente, se propagaron más las fisuras. En contraste, en un ensaye dinámico, debido a la tasa de deformación, no hay tiempo suficiente en un ciclo para que la grieta se propague y se redistribuyan los esfuerzos. Es decir, la mampostería es un material cuyo comportamiento depende de la tasa de deformación.

Por otro lado, la degradación de rigidez de W-W (fig. 5.18) presentó una tendencia similar a la registrada para M2 (fig. 5.3). La mayor pérdida de rigidez lateral ocurrió para ciclos a bajas distorsiones aun cuando el nivel de daño observado era nulo o bajo (agrietamiento incipiente).

5.7.2 Modelo M3

El agrietamiento inicial para el modelo M3 ocurrió para una intensidad de 4.0 (0.28 g) (ver fig. 4.23a). La distorsión correspondiente a este agrietamiento es aproximadamente del 0.25%. En el caso del modelo W-W, en la ref. 3 no se menciona a qué distorsión apareció el primer agrietamiento inclinado en el tablero rectangular. Sólo se indica que para una distorsión de

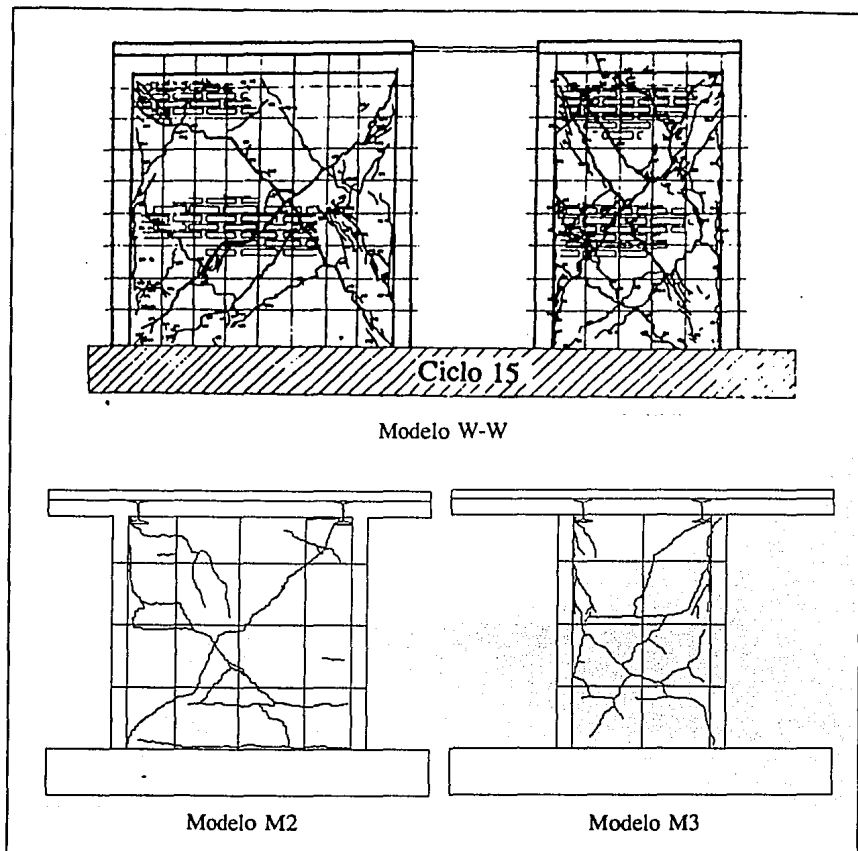


Figura 5.18 Patrones de Agrietamiento Final de los Modelos M2, M3 y W-W

0.10% se habían fisurado ambos muros.

De la fig. 5.16 se observa que los patrones de grietas para el tablero rectangular de W-W y para M3 fueron muy similares. Al igual que en el muro cuadrado, el modelo W-W ensayado cuasiestáticamente exhibió mayor cantidad de grietas, que se encontraban más distribuidas sobre el plano del muro que en el modelo M3.

La falla de M3 estuvo controlada por el deterioro por cortante de los castillos en el muro A, que fue responsable del colapso del modelo. En este ensaye se observó la penetración de algunas fisuras inclinadas en los castillos.

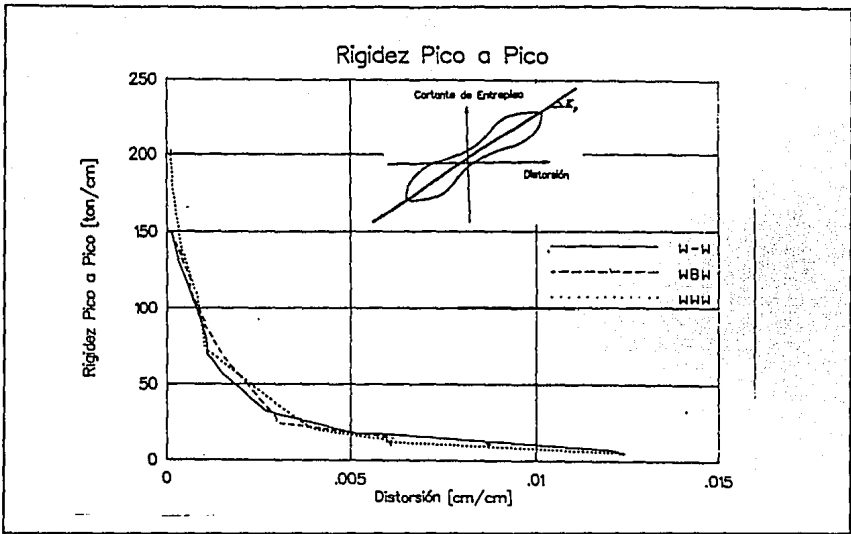


Figura 5.19 Gráfica de Degradación de Rigidez del Modelo W-W

Al igual que para el modelo M2, la degradación de rigidez fue similar para niveles iguales de distorsión (fig. 5.3 y 5.5).

5.8 Implicaciones en Prototipos

El empleo de modelos a escala en ensayos dinámicos se debe, principalmente, a la limitada capacidad de los equipos de ensaye. En México, hasta la fecha, no es posible realizar ensayos dinámicos en modelos a escala natural. En esta sección se obtienen las características más importantes de la respuesta de prototipos a partir de los resultados del ensaye de los modelos. Del estudio de estas características se pueden inferir implicaciones prácticas en el diseño y comportamiento sísmico de estructuras de mampostería confinada.

En el caso de los modelos M2, M2R y M3 no fue posible, siguiendo las leyes de similitud, utilizar las masas escaladas correspondientes. Esto se debió a que se hubieran tenido que aplicar aceleraciones mayores a las utilizadas en los ensayos mismas que estaban fuera de la capacidad del equipo de la antigua mesa vibradora del II-UNAM.

Para extrapolar los resultados obtenidos en los modelos a prototipo, se consideró uno con áreas tributarias de muros del orden de las que se encuentran en edificios típicos de mampostería confinada.

En la tabla 5.4 se incluyen los factores de escala para los modelos de similitud simple con sus valores numéricos aplicables en este estudio.

Tabla 5.4 Factores de Escala para Modelos Dinámicos de Similitud Simple

Cantidad	Expresión General	Modelo de Similitud Simple	Valores de Similitud Simple
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	S_L	3
Deformación (ϵ)	$S_\epsilon = \epsilon_P / \epsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_P / f_M$	1	1
Esfuerzo (σ)	$S_\sigma = f_P / f_M$	1	1
Módulo de Young (E)	$S_E = S_\sigma / S_\epsilon$	1	1
Peso específico (Γ)	$S_\Gamma = \Gamma_P / \Gamma_M$	1	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^2	9
Tiempo (t)	$S_t = S_L \sqrt{(S_\Gamma S_\epsilon / S_f)}$	S_L	3
Frecuencia (ω)	$S_\omega = 1 / S_t$	$1 / S_L$	1/3
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\epsilon$	S_L	3
Velocidad (v)	$S_v = S_L \sqrt{(S_f / S_\Gamma)}$	1	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / S_L S_\Gamma$	$1 / S_L$	1/3

5.8.1 Relación de Masas

Una manera de determinar la validez de los modelos como representativos de prototipos reales es mediante la relación de masas. Si las relaciones de masas reactivas del modelo y del prototipo no son similares, entonces se debe modificar el factor de similitud de aceleración (es decir, los obtenidos a partir de considerar relaciones de masas iguales).

La relación de masas se refiere al cociente de la masa concentrada a la masa distribuida. En los modelos la masa concentrada fue la suma de la masa de los bloques de concreto, de la losa de techo y de las mitades superiores de los muros. Para los prototipos, se supuso una masa concentrada de 8.8 t para M2 y M2R y de 4.2 t para M3.

En la tabla 5.5 se presentan las relaciones de masa para los tres modelos y sus respectivos prototipos considerando un área tributaria de 10.0 para los muros de M2 y M2R y de 5.0 m² para los muros de M3, con longitudes de muros de 2.4 y 1.6 m, respectivamente.

Tabla 5.5 Relaciones de Masas

Modelo	Relación de Masas del Modelo	Prototipo Correspondiente	Relación de Masas del Prototipo
M2	42.13	M2	3.52
M2R	42.13	M2R	3.52
M3	44.17	M3	2.51

Las relaciones de masa de los modelos y los prototipos fueron muy distintas. Por lo tanto se tuvo que tomar cuenta esta variación al extrapolar los resultados de los modelos a los prototipos.

5.8.2 Prototipo

El prototipo considerado tuvo muros con las dimensiones escaladas a partir de los modelos M2, M2R y M3, con valores de áreas tributarias típicas para muros en viviendas de interés social según la ref. 41.

Para determinar los factores de escala de aceleraciones se hicieron las siguientes consideraciones. Con base en los resultados de ensayos de pilas y muretes de mampostería a escala natural y a escala 1:3 (figs. 5.20 y 5.21) se puede aceptar que el factor de escala de esfuerzos es

$$S_f = 1$$

y, entonces, según la tabla 5.4

$$S_F = S_L^2 \cdot S_f = 3^2 \cdot 1 = 9$$

Por lo tanto

$$F_p = 9 F_M \tag{5.5}$$

Por otro lado

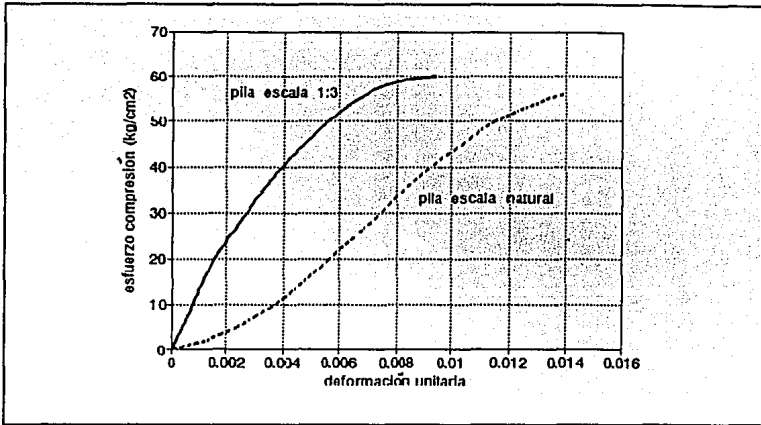


Figura 5.20 Curvas Esfuerzo-Deformación de Pilas a Escala Natural y a Escala 1:3

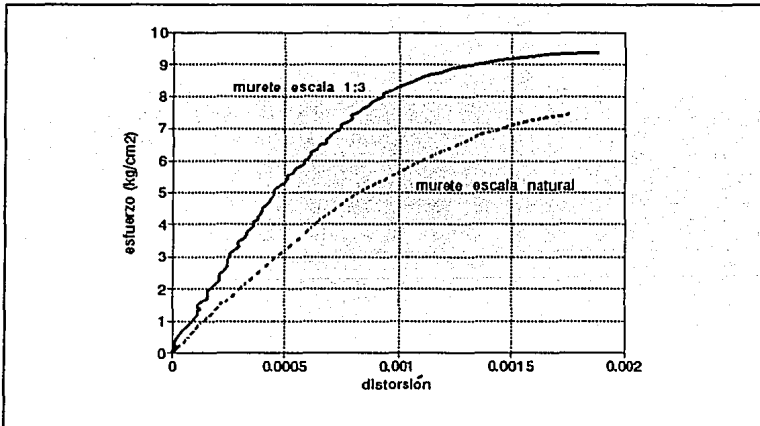


Figura 5.21 Curvas Esfuerzo-Distorsión de Muretes a Escala Natural y a Escala 1:3

$$S_a = \frac{1}{S_L} = \frac{1}{3}$$

Entonces, según la Segunda Ley de Newton, $F=ma$

$$a_p = \frac{1}{3} a_M \quad (5.6)$$

$$\frac{F_p}{F_M} = \frac{m_p a_p}{m_M a_M} = 9$$

sustituyendo en la ecuación 5.6

$$\frac{m_p}{m_M} \frac{1}{3} = 9$$

entonces

$$m_p = 27 m_M \quad (5.7)$$

Ahora bien, el peso (masa) colocado para cada modelo fue igual a 3.67 t para M2 y M2R, y a 2.50 t en M3.

Por lo tanto,

$$m_p = 27 \times 3.67 = 99.1 \text{ t} \quad \text{para M2 y M2R}$$

y

$$m_p = 27 \times 2.5 = 67.5 \text{ t} \quad \text{para M3}$$

Si aceptamos que en un prototipo (vivienda de interés social, ref. 41) el área tributaria para los muros ensayados es de 10.0 m² para muros de 2.4 m de longitud (escalados a partir de M2 y M2R) y de 5.0 m² para muros de 1.6 m de largo (escalados de M3), tenemos que

$$w = 9.91 \text{ t/m}^2 \quad \text{para M2 y M2R}$$

$$w = 13.50 \text{ t/m}^2 \quad \text{para M3}$$

Sin embargo, de acuerdo con la práctica común mexicana

$$w_{\text{real}} = 1 \text{ t/m}^2$$

Entonces, combinando con la ecuación 5.6

$$a_p = \frac{W_{2.3}}{W_{rel}} \frac{1}{3} a_M$$

por lo tanto

$$a_p = 3.3 a_M \quad \text{para M2 y M2R}$$

$$a_p = 4.5 a_M \quad \text{para M3}$$

Los valores 3.3 y 4.5 son los factores por los cuales se multiplicaron las aceleraciones medidas en los modelos para obtener en un prototipo del tipo A los efectos observados en los modelos.

5.8.3 Coeficiente de Diseño Sísmico en el Distrito Federal

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (ref. 10) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se indican los espectros de diseño Federal según la zonificación sísmica. Con objeto de evaluar las aceleraciones en la base del prototipo, calculada a partir de las medidas en los modelos ensayados, se obtuvo el coeficiente de diseño sísmico. Para ello se supuso que el prototipo era una parte de la planta baja de un edificio de vivienda de interés social de cinco pisos (13 m de altura) y con dimensiones en la planta de 7.1 x 17.3 m (ref. 41). Para obtener el coeficiente sísmico de diseño, se calculó el periodo de vibración de la estructura en la dirección más desfavorable, paralela al lado de 7.1 m. El cálculo del periodo se hizo aplicando (ref. 10)

$$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{L}}$$

donde T es el período natural de vibración de la estructura, en segundos;

h es la altura de la estructura, igual a 13 m;

L es la longitud en la dirección más desfavorable del movimiento, igual a 7.1 m.

Sustituyendo los valores en la ecuación del período, se tiene que $T = 0.44 s$

Puesto que en la zona de lago (zona III) se registran las máximas aceleraciones en los espectros de diseño, el coeficiente sísmico de diseño del prototipo se determinó como si éste estuviera desplantado en suelo blando. Como el período natural de la estructura es menor que $T_a = 0.6$ (para la zona III), el coeficiente de diseño sísmico se calculó como

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4}$$

donde a es la ordenada del espectro de aceleraciones expresada como fracción de la gravedad;
 T es el período natural de vibración de la estructura, igual a 0.44 s;
 T_a es la abscisa en la primera parte del espectro de diseño sísmico para la zona III, igual a 0.6 s;
 c es un coeficiente igual a 0.4.

Sustituyendo los valores en la expresión anterior se llega a $a = 0.32 g$

5.8.4 Coeficiente de Diseño en una Zona Epicentral

Las aceleraciones del prototipo también fueron comparadas con los coeficientes de diseño sísmico de zonas epicentrales en la costa sur del Océano Pacífico. Para esto se consideraron los espectros de diseño del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (ref. 44). Análogamente al Distrito Federal, los máximos coeficientes de diseño ocurren para estructuras desplantadas en suelos blandos.

Según la ref. 43, para $T = 0.44 s$, $a = 0.86 g$. El coeficiente de diseño para la zona epicentral es 2.6 veces el obtenido para el Distrito Federal. Esto indica que la vulnerabilidad de estructuras de mampostería es mayor en zonas epicentrales que en el Distrito Federal.

5.8.5 Resumen de Resultados

En la tabla 5.6 se presentan las aceleraciones medidas en los modelos para diferentes estados límite, los coeficientes de diseño para el Distrito Federal y para una zona epicentral (ambos para terrenos blando) y las aceleraciones correspondientes en el prototipo, calculadas a partir de los factores de escala de aceleración modificados de la sección 5.8.2.

Analizando los datos de la tabla 5.6 se puede concluir que:

1) Las aceleraciones basales en el prototipo son superiores a los coeficientes sísmicos para diseño en el Distrito Federal y en una zona epicentral. Para el prototipo, las aceleraciones basales necesarias para alcanzar el estado límite elástico son, en promedio, 4.4 veces el coeficiente de diseño para el RDF y 1.6 veces para la zona epicentral. Cabe recordar que en el diseño de estructuras de mampostería ante cargas laterales, las normas vigentes consideran a la carga de agrietamiento (correspondiente al estado límite elástico) como la resistencia última. Los cocientes entre las aceleraciones basales en el prototipo para el estado límite de resistencia máxima y los coeficientes de diseño son mayores que los indicados arriba.

2) De acuerdo al punto anterior, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es excesivamente conservador en estructuras de mampostería confinada como las aquí estudiadas.

Tabla 5.6 Relación entre Aceleraciones de Modelos y Prototipos

Modelo	Estado Límite	Modelo		Coef.	Coef.	Prototipo			
		$a_{max_{base}}$ g	$a_{max_{losa}}$ g	Sísmico RDF c_1	Sísmico Epicentro c_2	$a_{max_{base}}$ c_3 g	$a_{max_{losa}}$ g	c_3/c_1	c_3/c_2
M2	L. Elástico	0.39	0.49	0.32	0.86	1.29	1.62	4.03	1.50
	R. Máxima	0.39	0.53	0.32	0.86	1.29	2.08	4.03	1.50
M2R	L. Elástico	0.50	0.60	0.32	0.86	1.65	1.98	5.16	1.92
	R. Máxima	0.53	0.71	0.32	0.86	1.75	2.34	5.47	2.03
	R. Última	0.54	0.33	0.32	0.86	1.78	1.09	5.56	2.07
M3	L. Elástico	0.28	0.34	0.32	0.86	1.26	1.53	3.94	1.47
	R. Máxima	0.39	0.64	0.32	0.86	1.76	2.88	5.5	2.05

CAPITULO VI

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 RESUMEN

Tres modelos a escala 1:3 fueron ensayados en mesa vibradora. Los especímenes representaban dos muros de mampostería confinada, ligados por una losa maciza de concreto armado, localizados en la planta baja de un edificio de vivienda de interés social de cinco niveles. Las estructuras fueron diseñadas y construidas según la práctica vigente en el Distrito Federal. Los muros fueron hechos de tabique rojo de barro recocido. Los modelos fueron sometidos a historias de aceleración senoidales de amplitud monótonamente crecientes y con frecuencia de 3 Hz. La variable estudiada fue la relación de aspecto de los tableros de mampostería (de 1.0 y 1.5). Un modelo fue rehabilitado con un aplanado de mortero de cemento reforzado con malla de acero y fue ensayado hasta la falla. Los especímenes fueron instrumentados para evaluar su respuesta global y el comportamiento local en algunos elementos. La respuesta de los modelos fue evaluada de acuerdo con sus características de resistencia, rigidez, y capacidad de disipación de energía. La respuesta de un prototipo fue analizada y comparada con los coeficientes sísmicos para diseño en el Distrito Federal y en la zona epicentral en la costa sur del Océano Pacífico.

6.2 Conclusiones y Recomendaciones

Con base en las observaciones y problemas encontrados durante la construcción, y en los resultados de los ensayos, se desarrollaron las conclusiones y recomendaciones que se presentan a continuación.

6.2.1 Diseño, Construcción e Instrumentación de los Modelos

1. El método de modelación de similitud simple empleado en este estudio mostró ser adecuado para estructuras de mampostería en mesa vibradora. Las condiciones de similitud según este método son más fáciles de satisfacer que en la modelación de similitud completa.
2. El factor de escala de longitudes empleado igual a 3 fue adecuado. El diseño, construcción e instrumentación de los modelos a escala fueron resueltos con métodos y técnicas convencionales.
3. Durante la construcción de los modelos se debe utilizar mano de obra calificada y especializada para disminuir la posibilidad de errores. Se debe seleccionar el procedimiento constructivo cuidadosamente para asegurar la fabricación de los modelos de acuerdo con las hipótesis de diseño. Se debe prestar especial atención a la colocación y compactación del

muros.

4. Para obtener propiedades mecánicas confiables de la mampostería, se debe tener especial cuidado en el muestreo y en la elaboración de las probetas.
5. Se deben proteger adecuadamente los deformímetros contra la humedad y los golpes ("varillazos" durante la compactación). Cerca de la mitad de los deformímetros colocados en los modelos ensayados quedó inservible después de la colocación del concreto.
6. La instrumentación para medir la deformación angular mediante diagonales de bronce y transductores de desplazamiento, tuvo un comportamiento dudoso. Si bien un análisis independiente de las distorsiones da resultados satisfactorios, si se compara con las rotaciones de los muros las conclusiones no son tan positivas. Se recomienda continuar con el desarrollo de instrumentación más confiable.
7. El marco de arriostamiento instalado para evitar torsiones exhibió un comportamiento satisfactorio. Su construcción e instalación fueron sencillas.

6.2.2 Comportamiento de los Modelos

1. En el modelo M2, con $M/VL = 1.0$, predominaron las deformaciones por cortante. Lo anterior es consistente con el tipo de daño observado y con las tendencias en las deformaciones angulares de los muros.
2. El modelo M3, con $M/LV = 1.5$, exhibió un comportamiento combinado, ya que se incrementó la contribución de las deformaciones por flexión a la distorsión total. El patrón de daño mostró grietas inclinadas (por tensión diagonal) y horizontales (por flexión). El colapso ocurrió cuando el fisuramiento inclinado penetró en un castillo arriba de la zona reforzada con estribos a bajas separaciones. Esta región había sido reparada debido a deficiente compactación del concreto.
3. El modelo reparado con una malla de alambre y repellado de mortero (M2R) exhibió un excelente comportamiento. La malla y el mortero incrementaron la resistencia al cortante y cambiaron el modo de falla controlado por corte a flexión. En los muros no se observó un efecto importante del número de anclajes. Se recomienda emplear 9 anclajes/m². La malla empleada correspondió a una 6-6-10/10 en el prototipo. La rigidez inicial de M2R fue 1.9 veces la rigidez inicial del modelo original M2. Para distorsiones a 0.3% y 0.4%, la resistencia de M2R fue 1.5 y 1.3 veces, respectivamente, la resistencia de M2.
4. La rigidez lateral de los modelos se deterioró más rápidamente en los ciclos a bajas intensidades. Esto coincide con resultados de ensayos cuasiestáticos. La degradación de rigidez siguió una curva parabólica. Para 0.5% de distorsión, la rigidez lateral fue 20% de la rigidez inicial; este valor es consistente con lo medido en pruebas cuasiestáticas.

siguió una curva parabólica. Para 0.5% de distorsión, la rigidez lateral fue 20% de la rigidez inicial; este valor es consistente con lo medido en pruebas cuasiestáticas.

5. El modelo M2R exhibió un comportamiento más frágil que M3. La resistencia de M2R cayó 20% para una distorsión de 0.4% mientras que para M3 sucedió para 1%. Una distorsión de 0.4 ó 0.5% parece ser un límite máximo de la distorsión de estructuras de mampostería confinada.

6. Los modelos disiparon energía de modo creciente durante el ensaye. Los factores de amortiguamiento viscoso equivalente fueron bajos para M2 y M2R (menores que 2% en la mayor parte del ensaye). Para M3, los factores oscilaron entre 8 y 14%.

7. La distorsión para el estado límite elástico fue similar para los tres modelos y fue alrededor del 0.2%.

8. Los factores de ductilidad de desplazamiento para los modelos original y reparado con relaciones de aspecto $M/VL=1$, fueron iguales a 3.3 y 3.4, respectivamente. Para los muros con $M/VL=1.5$, la ductilidad fue de 7.1. Si se adopta la regla de Newmark para bajos periodos, el factor de reducción de comportamiento sísmico será igual a 2.4 y 3.6 para los modelos con relaciones $M/VL=1.0$ y 1.5 , respectivamente.

9. En general, los patrones de agrietamiento, la distorsión del fisuramiento inclinado y la tendencia del deterioro de la rigidez de los modelos M2 y M3 fueron similares a los muros ensayados cuasiestáticamente. La mayor cantidad de grietas en estos últimos se ha explicado por el efecto de la tasa de deformación en el fisuramiento de la mampostería.

10. De acuerdo con el prototipo seleccionado y con las aceleraciones basales medidas en los modelos, las aceleraciones basales en el prototipo necesarias para alcanzar el estado límite elástico (fisuramiento inclinado) son 4.4 y 1.6 veces, en promedio, el coeficiente sísmico de diseño para terrenos blandos en el Distrito Federal y en la zona epicentral, respectivamente.

11. Se recomienda construir los muros dentados y no "a hueso" para incrementar la adherencia y trabazón de la mampostería con el castillo, y para reducir la posibilidad de fisuramiento a lo largo de esa junta.

12. Se deben colocar estribos a separaciones más bajas en los extremos de los castillos para controlar la penetración de las fisuras inclinadas de la mampostería en ellos.

6.3 Investigaciones Futuras

Se recomienda:

1. Continuar con los ensayos de mesa vibradora de estructuras de mampostería con diferentes estructuraciones y piezas, sometiéndolas a registros sísmicos reales o simulados.

2. Evaluar el nivel de conservadurismo del RDF para el diseño de estructuras de mampostería confinada.
3. Determinar la eficiencia de la malla de alambre para reparación y refuerzo de muros mediante ensayos de especímenes a escala natural.
4. Estudiar el efecto de la relación de aspecto de los muros (M/VL) en la resistencia a cortante de muros de mampostería confinada.

REFERENCIAS

- (1). Díez de Bonilla, J., "Tendencias Futuras en Proyectos de Vivienda Económica en México," Memorias del Taller Nacional "Presente y Futuro de la Investigación Experimental en Estructuras en México, Japón y E.U.A. Evaluación de Resultados de Ensayes en Estructuras de Mampostería," CENAPRED, febrero 1992, pp. 168-174
- (2). Meli, R., "Las Prácticas de Diseño y Construcción y La Investigación en Estructuras de Mampostería en México," Memorias del Taller Nacional, "Presente y Futuro de la Investigación Experimental en Estructuras en México, Japón y E.U.A. Evaluación de Resultados de Ensayes en Estructuras de Mampostería," CENAPRED, febrero 1992, pp. 139-157
- (3). Sánchez, T.A., y otros, "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión," Informe ES/02/91, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F., diciembre 1991, 106 pp.
- (4). Sánchez, T.A., y otros, "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal," Informe ES/02/92, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F., marzo 1992, 49 pp.
- (5). Alcocer, S.M., Sánchez, T. A., y Meli, R., "Comportamiento de la Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de Dos Niveles del CENAPRED," Informe ES/01/93, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F., junio 1993, 74 pp.
- (6). Maldonado, J.C., "Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada Ensayados en Mesa Vibradora," tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, junio 1993, 171 pp.
- (7). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre 1976.
- (8). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., julio 1987, 284 pp.
- (9). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., septiembre 1987, 21 pp.
- (10). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., septiembre 1987, 21 pp.
- (11). Murià, D., "Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios de Mampostería," Noveno Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, noviembre 1991.

- (12). Meli, R., y Hernández, O., "Efectos de Hundimientos Diferenciales en Construcciones a Base de Muros de Mampostería," Informe 350, Instituto de Ingeniería, UNAM, marzo 1975, 125 pp.
- (13). Alcocer, S.M., y Klingner, R.E., "Masonry Research in the Americas," Capítulo 7 del libro *Masonry in the Americas*, Instituto Americano del Concreto, 1994.
- (14). Krawinkler, H., y Moncarz, P.D., "Similitude Requirements for Dynamic Models," Publicación SP-73, Instituto Americano del Concreto, 1982, pp. 1-22
- (15). Tomazevic, M., y Velevchovsky, T., "Some Aspects of Testing Small-Scale Masonry Building Models on Simple Earthquake Simulators," *Earthquake Engineering and Estructural Dynamics*, Vol.21, marzo 1992, pp. 1-19
- (16). Rodríguez, E., y Ovando, E., "Determinación Experimental de las Características Dinámicas de una Mesa Vibradora," informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero 1979, 56 pp.
- (17). Clough, R.W., Gülkan, P., y Mayes, R.L., "An Investigation of the Seismic Behavior and Reinforcement Requirements for Single Story Masonry Houses," *Memorias de la Séptima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Vol. 7, Estambul, Turquía, septiembre 1980, pp. 119-126
- (18). Hernández, O., y otros, "Refuerzo de la Vivienda Económica en Zonas Sísmicas. Estudios Experimentales," Informe 441, Instituto de Ingeniería UNAM, octubre 1981, 73 pp.
- (19). Tomazevic, M., y Zarnic, R., "Shaking-Table Study of a Four-Story Masonry Building Model," *Memorias de la Octava Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Vol. 6, San Francisco, EUA, julio 1984, pp. 847-854
- (20). Manos, G.C., Clough, R.W., y Mayes, R.L., "A Three Component Shaking-Table Study of Dynamic Response of a Single Story Masonry House," *Memorias de la Octava Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Vol. 6, San Francisco, julio 1984, pp. 855-862
- (21). Abrams, P.D., "Dynamic and Static Testing of Reinforced Concrete Masonry Structures," *Memorias de la Novena Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Vol. 6, Tokyo-Kyoto, Japón, 1988, pp. 169-174
- (22). Tomazevic, M., Weiss, P., y Velevchovsky, T., "The Influence of Rigidity of Floors on the Seismic Resistance of Old Masonry Buildings," *Institute for Testing and Research in Materials and Structures*, Ljubljana, Eslovenia, febrero 1990, 157 pp.
- (23). Paulson, T.J., y Abrams, D.P., "Measured Inelastic Response of Reinforced Masonry Building Structures to Earthquake Motions," *Universidad de Illinois en Urbana-Champaign*,

Informe No. 7.1-1, octubre 1990, 294 pp.

- (24). Modena, C., Mendola, P., y Terrusi, A., "Shaking Table Study of a Reinforced Masonry Building Model," Memorias de la Décima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, España, Vol. 6, julio 1992, pp. 3523-3526
- (25). San Bartolomé, A., Quiun, D., y Torrealva, D., "Seismic Behaviour of a Three-Story Half Scale Confined Masonry Structure," Memorias de la Décima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, España, Vol.6, julio 1992, pp. 3527-3531
- (26). Alcocer, S.M., y León, F., "Investigación, CENAPRED INFORMA," Revista CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Número 3, agosto 1992, pp. 2-5
- (27). Schultz, A.E., "Performance of Masonry Structures during Extreme Lateral Loading Events," Capítulo del libro Masonry in the Americas, Instituto Americano del Concreto, 1994.
- (28). Terán, A., "Review of Repair Techniques for Earthquake Damage of Reinforced Concrete Buildings," tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin, EUA, diciembre 1988, pp. 55-61
- (29). Ruiz, J., "Reparación y Refuerzo de una Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de Dos Niveles a Escala Natural," Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, en aprobación
- (30). San Bartolomé, A., "Albañilería Confinada," Libro 4, Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, Perú, julio 1993, pp. 37-39
- (31). Modena, C., "Repair And Upgrading Techniques of Unreinforced Masonry Structures Utilized After the Friuli And Campania/Basilicata Earthquakes," Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 1, 1994, pp. 171-184
- (32). Delfín F., y otros, "Evaluación de la Eficiencia de Soluciones de Reparación de Daños de Tipo Sísmico en Muros de Albañilería Confinada," Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Chile, 12 pp.
- (33). Delfín, F., y otros, "Estudio Experimental de Soluciones de Reparación Para Muros de Albañilería de Bloque de Hormigón con Daños de Tipo Sísmico," Instituto de Investigación y Ensaye de Materiales, Universidad de Chile, Chile, 15 pp.
- (34). Delfín, F., Astroza, M., y Aguila, V., "Técnicas de Reparación y de Refuerzo de Muros de Albañilería de Ladrillo Cerámico del Tipo Rejilla," Instituto de Investigaciones y Ensayes de Materiales, Universidad de Chile, Chile, 21 pp.
- (35). Guzmán, S., Guzmán, I., y Murià, D., "IFCIIA, Programa para Computadora", Instituto de Fisiología Celular e Instituto de Ingeniería, UNAM.

- (36). Ordaz, M., y Montoya, C., "DEGTRA Ver. 1.5, Programa para Computadora", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1991.
- (37). Murià, D., Sánchez, R., y Maldonado, J.C., "Evaluación de la Mesa Vibradora del Laboratorio de Dinámica", Instituto de Ingeniería UNAM, febrero 1994, 175 pp.
- (38). Alcocer, S.M., "Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated By Jacketing," tesis de doctorado, Universidad de Texas en Austin, EUA, mayo 1991, pp. 227-260
- (39). Gere, J., y Timoshenko, S., "Mecánica de Materiales", Segunda Edición, Grupo Editorial Iberoamericana, septiembre 1986, 825 pp.
- (40). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., septiembre de 1987, 73 pp.
- (41). Meli, R., Alcocer, S.M., y Díaz Infante, L.A., "Características Estructurales de la Vivienda de Interés Social en México", Cuadernos de Investigación, CENAPRED, México, No. 17, julio 1994, pp. 25-52
- (42). Newmark, N.M., y Rosenblueth, E., "Fundamentos de Ingeniería Sísmica," Ed. Diana, México, D.F., 1976, 680 pp.
- (43). Comisión Federal de Electricidad "Manual de Obras Civiles," México, D.F., 1994.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las siguientes personas su entusiasta participación, comentarios y sugerencias durante la ejecución de este estudio: Ing. A. Roberto Sánchez, M.I. Carlos Aire, Ing. Julio Maldonado, Ing. Enrique Gómez, Ing. Jorge Ortega, Sr. Jesús Aguayo, Sr. Martín Rodríguez, Sr. Salomón Trinidad, Sr. Antonio Hernández, Sr. José Zamora, Sr. Francisco Reyes, Sr. José Rosales, Sr. Concepción Hernández, Sr. Roberto Serrano y al Sr. Luis Sánchez.