

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
POSGRADO DE INGENIERÍA



ENSAYOS EN MESA VIBRADORA DE UN MODELO A ESCALA 1:2 DE
EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE TRES NIVELES

T E S I S
PRESENTADA POR
JUAN GUILLERMO ARIAS ACOSTA

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

DIRIGIDA POR:
DR. SERGIO M. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO

Ciudad Universitaria, marzo de 2005

m. 342203



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a otorgar en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Juan Guillermo

Micus Acosta

FECHA: 18/03/08

FIRMA: 

*A la memoria de mis padres
Antonio Arias y Amparo Acosta
por su ejemplo y formación.*

*A mis hermanos,
Jesús, Martha, Carlos y Beatriz,
también a **Nena** y mis sobrinos por
transmitirme optimismo y motivación.*

*A **Natalia Molina,** por su apoyo
incondicional, cariño y comprensión.*

AGRADECIMIENTOS

Al término de este trabajo, no puedo menos que reconocer y agradecer a todas las personas e instituciones que de una forma u otra permitieron llevar esta investigación a buen término.

En primer lugar al Dr. Sergio Alcocer, director de tesis; por su visión y valiosa asesoría durante el desarrollo de este trabajo, igualmente por su apoyo y confianza. Reconocimiento especial merece su gran calidad humana, profesionalismo y liderazgo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo financiero para el desarrollo del programa experimental "Respuesta sísmica de viviendas de mampostería confinada en México", del cual hace parte la investigación desarrollada.

Las empresas Holcim-Apasco, Deacero, Peñoles, Grupa Baysa; quienes donaron cemento, acero de refuerzo, lingotes de plomo y fabricación de estructuras de acero, respectivamente.

Un reconocimiento especial a mis amigos y compañeros del laboratorio de la mesa vibradora: Alejandro Vázquez, Harry Sandoval, Javier Solís, Alfredo Sánchez, Álvaro Celestino, Cesar Guerrero, Raziel Barragán, Marco A. Pérez, Isabel B. Pérez, Miguel A. García y Ponciano Trinidad; quienes con entusiasmo participaron en la construcción, ensaye y análisis de las señales del modelo.

Al personal del laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería: Concepción Hernández, Salomón Trinidad, Raimundo Mondragón y Alberto Fuentes. Así mismo a los maestros Martín Rodríguez y Jesús Aguayo; quienes construyeron el espécimen.

Al personal del CENAPRED, en especial a Miguel Ángel Pacheco y Leonardo Flores, por su desinteresada participación y colaboración.

A los investigadores del Instituto de Ingeniería David Muriá, Mario Ordaz y Gerardo Rodríguez; por su valiosa colaboración para el desarrollo de este trabajo.

Finalmente, pero no menos importante, reconozco el acompañamiento físico o en la distancia, de las personas que en todo momento me brindaron su apoyo para seguir adelante, la lista resulta extensa por lo que no la describo. Así mismo, agradezco a todos aquellos que de alguna manera participaron durante la ejecución de esta investigación. A todos ellos, MIL GRACIAS.

CONTENIDO

CONTENIDO	iii
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABLAS	xi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	5
1.1 INTRODUCCIÓN.....	5
1.2 TIPOS DE ENSAYE PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	6
1.2.1 Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de ensayos.....	7
1.2.2 Correlación entre ensayos dinámicos y cuasiestáticos.....	9
1.2.3 Ensayes de muros de mampostería confinada en el mundo	10
1.2.3.1 Latinoamérica	11
1.2.3.2 Asia.....	16
1.2.3.3 Europa.....	17
1.2.3.3 Nueva Zelanda	18
1.2.4 Aspectos relevantes sobre el comportamiento observado.....	18
1.3 MODELOS ANALÍTICOS PARA LA CURVA CARGA-DEFORMACIÓN	19
1.4 CONSIDERACIONES FINALES	26
CAPÍTULO 2. TEORÍA DE MODELACIÓN Y LEYES DE SIMILITUD	29
2.1 INTRODUCCIÓN.....	29
2.2 MODELOS ESTRUCTURALES	29
2.3 LEYES DE SIMILITUD.....	31
2.3.1 Modelo de similitud completa	34
2.3.2 Modelo de similitud simple.....	34
CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	37
3.1 INTRODUCCIÓN.....	37

3.2	DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO	38
3.3	DESCRIPCIÓN DEL MODELO M3SRCC	44
3.3.1	Sistema estructural	45
3.3.2	Cimentación.....	47
3.3.3	Sistema de piso	48
3.3.4	Masa adicional y esfuerzos de trabajo en los muros	48
3.4	MATERIALES	57
3.4.1	Tabiques.....	57
3.4.2	Mortero	58
3.4.3	Mampostería.....	59
3.4.4	Concreto	61
3.4.5	Acero de refuerzo	62
3.5	CONSTRUCCIÓN	64
3.6	INSTRUMENTACIÓN.....	73
3.7	SEÑALES DE ACELERACIÓN.....	82
3.8	RESPUESTA ESPERADA.....	88
3.8.1	Respuesta elástica de la estructura	88
3.8.2	Predicción del comportamiento.....	92
CAPÍTULO 4. ENSAYO DEL MODELO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES		97
4.1	INTRODUCCIÓN.....	97
4.2	PROGRAMA DE ENSAYOS.....	97
4.2.1	Pruebas de vibración ambiental.....	97
4.2.2	Ensayos dinámicos.....	99
4.3	DESCRIPCIÓN DE DAÑOS Y MECANISMO DE FALLA.....	103
4.3.1	Agrietamiento inicial	104
4.3.2	Modelo original (densidad de muros de 4,1%)	105
4.3.3	Modelo modificado (densidad de muros de 4,1%).....	112
4.3.4	Observaciones finales sobre la evolución del daño	118
4.4	RESPUESTA DINÁMICA DEL MODELO	122
4.4.1	Desplazamientos y aceleraciones longitudinales.....	123
4.4.2	Aceleración transversal	126
4.4.3	Comportamiento histerético.....	127
4.4.4	Distribución de fuerzas cortantes en altura.....	137

4.4.5	Degradación de rigidez	137
4.4.6	Capacidad de deformación.....	143
4.4.7	Frecuencias naturales de vibración	144
4.4.8	Amortiguamiento	148
4.4.9	Energía disipada	151
4.4.10	Deformaciones en el acero.....	153
4.4.10.1	Deformaciones en castillos	155
4.4.10.2	Deformaciones en dalas de acoplamiento y losas	155
4.4.11	Torsión	159
CAPÍTULO 5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		163
5.1	RESUMEN.....	164
5.2	CONCLUSIONES.....	164
5.3	RECOMENDACIONES.....	170
APENDICE A – PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES		173
A.1	INTRODUCCIÓN	173
A.2	MORTERO.....	173
A.3	MAMPOSTERÍA.....	175
A.3.1	Tabiques.....	175
A.3.2	Pilas y muretes	175
A.4	CONCRETO.....	181
A.5	ACERO DE REFUERZO	184
BIBLIOGRAFÍA.....		187

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Curva trilineal propuesta por Meli	20
Figura 1.2 - Curva trilineal propuesta por Moroni et al	22
Figura 1.3 - Curva trilineal propuesta por Flores	23
Figura 1.4 - Curva bilineal propuesta por Tomazevic	24
Figura 1.5 - Curva trilineal propuesta por Tomazevic et al	25
Figura 2.1 - Relación esfuerzo-deformación para modelo de similitud completa.....	35
Figura 2.2 - Relación esfuerzo-deformación para modelo de similitud simple.....	35
Figura 3.1 - Planta arquitectónica prototipo Rancho Victoria	42
Figura 3.2 - Geometría y dimensiones prototipo P3SRCC.....	43
Figura 3.3 - Geometría y dimensiones modelo M3SRC.....	46
Figura 3.4 - Armados de castillos y dalas (E - O).....	49
Figura 3.5 - Armados de castillos y dalas (N - S).....	50
Figura 3.6 - Armados de losas.....	51
Figura 3.7 - Detalle de fijación de barras de plomo en losas.....	52
Figura 3.8 - Distribución de lingotes de plomo en losas.....	53
Figura 3.9 - Detalle de la fijación de tensores de presfuerzo	56
Figura 3.10 - Granulometría de la arena.....	59
Figura 3.11 - Construcción de cimentación	65
Figura 3.12 - Construcción de muros confinados	67
Figura 3.13 - Construcción de entrepisos.....	69
Figura 3.14 - Transporte del Modelo hacia la Mesa Vibradora	70
Figura 3.15 - Modelo terminado	71
Figura 3.16 - Dispositivo para evitar fallas por deslizamiento y volteo de la base.....	71
Figura 3.17 - Reparación de grietas previas al ensayo.....	72
Figura 3.18 - Modelo M3SRCC terminado	73
Figura 3.19 - Sensores empleados en el modelo	74
Figura 3.20 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en las losas (I).....	76
Figura 3.21 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en las losas (II).....	77
Figura 3.22 - Distribución de transductores en los muros del modelo	78
Figura 3.23 - Distribución de deformímetros en la losa del primer piso	79

Figura 3.24 - Distribución de deformímetros eléctricos.....	80
Figura 3.25 - Modelo instrumentado.....	81
Figura 3.26 - Detalle de instrumentación en los muros.....	82
Figura 3.27 - Curva aceleración máxima vs. tasa de excedencia (Acapulco-Diana).....	85
Figura 3.28 - Acelerogramas modelo y espectros de desplazamiento (Acapulco).....	86
Figura 3.29 - Acelerogramas modelo y espectros de desplazamiento (Manzanillo)	87
Figura 3.30 - Modelo de columna ancha	89
Figura 3.31 - Modelo de barras y tableros.....	90
Figura 3.32 - Modelo de elementos finitos.....	90
Figura 3.33 - Mecanismo de falla por flexión	94
Figura 4.1 - Distribución de acelerómetros para pruebas de vibración ambiental.....	98
Figura 4.2 - Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora (I).....	101
Figura 4.3 - Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora (II).....	102
Figura 4.4 - Vista en planta del modelo	103
Figura 4.5 - Agrietamiento en la base de los muros previo al ensayo dinámico.....	104
Figura 4.6 - Distribución de grietas después del sismo M=8.0 (60%)	106
Figura 4.7 - Distribución de grietas después del sismo M=8.3 (60%)	107
Figura 4.8 - Agrietamientos en el muro central después del sismo M=8.0 (60%)	108
Figura 4.9 - Distribución de grietas después del sismo M=8.3 (90%)	109
Figura 4.10 - Distribución de grietas después del sismo M=8.3 (100%)	110
Figura 4.11 - Distribución de grietas después del sismo M=8.3 (125%)	111
Figura 4.12 - Agrietamiento en el muro central MC2 para el sismo M=8.3 (125%).....	112
Figura 4.13 - Agrietamientos en el muro central y divisorios durante el sismo M=7.6.....	113
Figura 4.14 - Distribución de grietas después del sismo M=7.6.....	114
Figura 4.15 - Distribución de grietas después del sismo M=7.8.....	115
Figura 4.16 - Distribución de grietas después del sismo M=8.0.....	116
Figura 4.17 - Distribución de grietas después del sismo M=8.3.....	117
Figura 4.18 - Estado final de daño en el modelo (fachada Norte).....	120
Figura 4.19 - Detalles de mecanismo de falla en castillos y muros.....	121
Figura 4.20 - Definición de parámetros de la respuesta dinámica	128
Figura 4.21 - Curvas histeréticas durante las diferentes fases de ensayo.....	132
Figura 4.22 - Curvas histeréticas para los estados límite elástico, máximo y último.....	134
Figura 4.23 - Envolvente de respuesta para el primer piso	134
Figura 4.24 - Relación coeficiente sísmico-distorsión para diferentes prototipos.....	136

Figura 4.25 - Distribución de fuerza cortante en altura para cada uno de los ensayos ...	138
Figura 4.26 - Definición de rigidez pico	139
Figura 4.27 - Degradación de la rigidez de ciclo durante los diferentes ensayos.....	140
Figura 4.28 - Degradación de la rigidez para diferentes especímenes	142
Figura 4.29 - Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Park	143
Figura 4.30 - Frecuencias de vibración para señales de ruido blancos	147
Figura 4.31 - Frecuencias de vibración para señales de sismos	148
Figura 4.32 - Amortiguamiento viscoso equivalente durante los diferentes ensayos	149
Figura 4.33 - Amortiguamiento viscoso para estados límite	150
Figura 4.34 - Relación entre amortiguamiento, distorsión y rigidez	151
Figura 4.35 - Definición de energía almacenada y disipada	152
Figura 4.36 - Energía disipada acumulada durante los diferentes ensayos	152
Figura 4.37 - Deformaciones máximas del acero de castillos durante el sismo M7.6 (I)	156
Figura 4.38 - Deformaciones máximas del acero de castillos durante el sismo M7.6 (II)	157
Figura 4.39 - Deformaciones máximas en acero de dalas y losa	158
Figura 4.40 - Parámetros empleados para medir la torsión de pisos.....	159
Figura 4.41 - Variación de la excentricidad del primer piso durante la prueba M=7.6.....	161
Figura 4.42 - Variación de la excentricidad del primer piso, modelos M2 y M3.....	162
Figura 4.43 - Distribución de cortante y momento flexionante basal, modelos M2 y M3.	163
Figura A.1 - Ensayo de cubos de mortero	174
Figura A.2 - Ensayo de tabiques	176
Figura A.3 - Ensayo de pilas	178
Figura A.4 - Ensayo de muretes.....	179
Figura A.5 - Curvas características esfuerzo-deformación en pilas y muretes.....	179
Figura A.6 - Ensayo de cilindros a compresión axial	182
Figura A.7 - Curva característica esfuerzo-deformación en cilindros de concreto	183
Figura A.8 - Ensayo de cilindros a Tensión (Compresión diametral)	183
Figura A.9 - Ensayo de alambres a tensión.....	185
Figura A.10 - Curva esfuerzo-deformación para alambres $\phi = 3/16"$	186
Figura A.11 - Curva esfuerzo-deformación para alambres $\phi = 1/8"$	186

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 - Factores de escala para modelos en condiciones dinámicas	36
Tabla 3.1 - Configuración arquitectónica de prototipos estudiados del INFONAVIT	39
Tabla 3.2 - Características físicas y mecánicas de diseño para modelo y prototipo	45
Tabla 3.3 - Distribución de masas concentradas en modelo y prototipo	52
Tabla 3.4 - Distribución de esfuerzos axiales en muros para modelo y prototipo	55
Tabla 3.5 - Propiedades de tabiques.....	58
Tabla 3.6 - Resistencia a la compresión del mortero.....	59
Tabla 3.7 - Propiedades de la mampostería a compresión.....	60
Tabla 3.8 - Propiedades de la mampostería al cortante	61
Tabla 3.9 - Resistencia del concreto	62
Tabla 3.10 - Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.....	63
Tabla 3.11 - Características de los sismos prototipo	84
Tabla 3.12 - Características de los sismos modelo	85
Tabla 3.13 - Periodos de vibración calculados con diferentes metodologías de análisis ..	91
Tabla 3.14 - Cortantes y momentos basales asociados con los modos de falla	96
Tabla 4.1 - Resultados de pruebas de vibración ambiental	98
Tabla 4.2 - Características de los sismos reproducidos por la mesa vibradora	100
Tabla 4.3 - Densidad de agrietamiento medida durante los ensayos.....	122
Tabla 4.4 - Distribución de desplazamientos por piso	124
Tabla 4.5 - Distribución de aceleraciones longitudinales máximas por piso	125
Tabla 4.6 - Amplificación de la aceleración longitudinal durante los ensayos	126
Tabla 4.7 - Amplificación de la aceleración transversal durante los ensayos	127
Tabla 4.8 - Respuesta máxima del modelo durante cada uno de los ensayos	129
Tabla 4.9 - Respuesta del primer piso para cada uno de los ensayos.....	130
Tabla 4.10 - Respuesta medida para diferentes especímenes tridimensionales	135
Tabla 4.11 - Rigidez equivalente medida durante los diferentes ensayos	139
Tabla 4.12 - Ductilidad equivalente y factores de comportamiento sísmico.....	144
Tabla 4.13 - Frecuencias y periodos naturales de vibración.....	145
Tabla 4.14 - Deformaciones máximas registradas en el acero	154
Tabla 4.15 - Torsión registrada durante los ensayos.....	160
Tabla A.1 - Resultados de ensayos a compresión en cubos	174
Tabla A.2 - Resultados de ensayos a compresión en tabiques	176
Tabla A.3 - Resultados de ensayos en pilas de mampostería	179

Tabla A.4 - Resultados de ensayos en muretes de mampostería.....	180
Tabla A.5 - Resultados de ensayos en cilindros de concreto	183
Tabla A.6 - Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	186

INTRODUCCIÓN

En México, la vivienda es uno de los problemas sociales más serios a los que se enfrentan las autoridades en la actualidad. Los resultados del censo nacional de población realizado en el año 2000, muestran que existen en el país aproximadamente 22,3 millones de familias para 21,9 millones de viviendas, con lo que se evidencia un déficit de cerca 756 mil viviendas. Por otra parte, del total de viviendas construidas, 2,48 millones se consideran inadecuadas y 1,055 millones requieren reposición total, con lo que se estima una demanda total de 4,291 millones de viviendas de bajo costo, a ser construidas en el mediano plazo (Concreto 2003).

Existen varios factores que influyen en el desarrollo de la vivienda, pero es el costo uno de los de mayor importancia. Cada vez, los créditos otorgados para este rubro son más escasos y el límite de crédito es fijo y ha permanecido con el mismo monto desde hace tiempo. El aumento en los precios de los materiales ha obligado a los constructores a buscar soluciones que redunden en economías en tiempo y costo, reduciendo el tamaño de las viviendas y sacrificando en muchas ocasiones la seguridad estructural, en particular ante sismos. Por su bajo costo y facilidad de construcción, la mampostería representa una de las mejores opciones para este fin, siendo el sistema de mampostería confinada el más usado tanto en la vivienda formal, como la autoconstrucción desde hace algunas décadas.

Es una idea más o menos generalizada a nivel mundial que la mampostería, por su baja resistencia a la tensión y su gran rigidez lateral, que da lugar a un comportamiento frágil ante acciones dinámicas, es un sistema inadecuado para construcciones en zonas de alta sismicidad, en especial cuando se le compara con otros sistemas como los construidos con base en acero o concreto reforzado. En contraste con esta opinión, el desempeño sísmico de construcciones de mampostería, en especial aquellas de mampostería confinada, durante sismos fuertes ocurridos en la República mexicana ha sido, en la mayoría de los casos, satisfactorio. Sin embargo, cabe resaltar que las fallas, muchas de ellas catastróficas, han sido causadas por defectos en estructuración, uso inapropiado de materiales o deterioro estructural previo al sismo, lo que indica que este tipo de construcciones ha adolecido de un proceso de análisis y diseño o mantenimiento adecuados (Meli, 1990).

En efecto, la ocurrencia de sismos recientes ha mostrado que los daños en viviendas de mampostería construidas en la ciudad de México han sido mínimos. Esto se explica, en parte, por la gran densidad de muros o por el comportamiento diferente del suelo y la estructura. En contraste, los daños observados en zonas cercanas a los epicentros reflejan una mayor vulnerabilidad de este tipo de construcciones. Al respecto, es importante señalar que el empleo de normas de diseño calibradas para la ciudad de México, en ciudades con peligro sísmico mayor, redundaría en un mayor número de daños y por ende, evidencian una inconsistencia entre los niveles de diseño (capacidad) y peligro sísmico (demandas).

En décadas recientes se han efectuado en el país ensayos de tipo cuasiestático en muros aislados y sistemas de muros, a escala natural, que han aportado valiosa información sobre el comportamiento ante cargas laterales y verticales de este tipo de construcciones. Sin embargo, no se tienen antecedentes suficientes sobre el comportamiento y nivel de seguridad de estructuras tridimensionales de mampostería ante excitaciones dinámicas controladas, como las que se pueden aplicar en mesas vibratorias.

Con el propósito de estudiar y comprender el comportamiento sísmico de viviendas de mampostería para diferentes niveles de desempeño, se desarrolla desde el año 2000 en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM), un programa analítico y experimental tendiente a estudiar la respuesta dinámica de estructuras tridimensionales de mampostería confinada. El objetivo fundamental del programa experimental está enfocado a la obtención de datos necesarios que permitan evaluar la seguridad sísmica de viviendas de diferentes niveles; cuantificar los factores de reducción (por ductilidad y sobrerresistencia), los desplazamientos y las resistencias de diseño y compararlos con los valores de la norma vigente; proponer modificaciones a la norma para adecuar el diseño de la vivienda al peligro sísmico de la zona de construcción y proponer una metodología de diseño basada en los desplazamientos que una estructura es capaz de absorber para diferentes niveles de desempeño (estados límite).

El programa experimental comprende la construcción y ensayo en mesa vibradora de modelos tridimensionales a escala reducida de viviendas de mampostería confinada, que representan prototipos comúnmente empleados para viviendas unifamiliares y multifamiliares construidos por el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los

Trabajadores, INFONAVIT, en la República Mexicana, los cuales han sido diseñados y construidos conforme a la práctica vigente en el Distrito Federal.

Para cumplir con los objetivos propuestos se plantearon diferentes etapas del programa experimental. La primera etapa comprende la construcción y ensaye de tres modelos de un piso a escala 1:2, con altura de 1,20 m y peso estimado de 5,3 tf. El objetivo de esta etapa es estudiar el comportamiento estructural en función de: el detallado de las zonas extremas de castillos, el confinamiento de aberturas para puertas y ventanas, y la adición de refuerzo horizontal en las juntas de mortero. La segunda etapa comprende la construcción y ensaye en mesa vibradora de un modelo de tres pisos a escala 1:2 con la misma configuración en planta y elevación de los modelos de un piso, pero con altura de 3,6 m y peso estimado de 14,8 tf. El objetivo de esta etapa es estudiar el efecto de la flexión en las capacidades resistente y de deformación de edificios de mampostería. La tercera y última etapa comprende la construcción y ensaye en mesa vibradora de un modelo de cinco pisos, con la misma configuración de los anteriores pero a escala 1:2,4 con altura de 4,98 m y peso estimado de 18 tf. El objetivo de esta etapa es continuar con el estudio de la flexión, teniendo como precedente el ensaye del modelo de tres pisos.

Los especímenes estaban compuestos por muros de mampostería de barro rojo recocido confinados por castillos y dadas, una losa maciza de concreto reforzado y una cimentación formada por vigas de concreto reforzado bajo cada uno de los muros y dispuestas sobre una parrilla de perfiles de acero.

Para obtener las dimensiones de los modelos a escala reducida se aplicaron los conceptos de similitud para modelos dinámicos por resistencia máxima. Se reprodujeron las características físicas y mecánicas de los materiales para los modelos (tabiques, acero y concreto) según el factor de escala determinado.

Los modelos se sometieron a series de ensayos de vibración libre. Las excitaciones dinámicas reproducidas en la mesa vibradora, correspondieron a una serie de acelerogramas sintéticos y registrados de varias intensidades, seleccionados de forma tal, que se alcanzaran los niveles de desempeño previamente definidos.

Con la finalidad de conocer el comportamiento estructural a nivel local y global, los modelos fueron profusamente instrumentados con transductores de desplazamiento, aceleración y deformación; integrados por un programa de cómputo especialmente diseñado para el ensaye. Durante los ensayes se llevó un registro detallado del daño estructural con la finalidad de relacionar su tipo y magnitud, con la intensidad del sismo y las demandas de desplazamiento y fuerza en la estructura.

La información se analizó en el dominio del tiempo y de la frecuencia (análisis de Fourier). Del análisis de las señales se obtuvieron los modos de vibración de las estructuras y su evolución; el amortiguamiento viscoso equivalente; la respuesta histerética; la evolución de la rigidez, la resistencia y disipación de energía; las posibles oscilaciones de torsión; amplificaciones o deamplificaciones, entre otras. La respuesta global se comparó con predicciones analíticas, con varios niveles de refinamiento, y con la esperada con las normas vigentes.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos en la segunda etapa del programa experimental, correspondiente al diseño, construcción y ensaye del modelo a escala 1:2 de tres pisos (M3SRCC).

En el capítulo 2 se incluye, como antecedente, una revisión bibliográfica sobre la investigación experimental del comportamiento dinámico de elementos y estructuras de mampostería confinada en México y en el extranjero.

En el capítulo 3 se hace una descripción del modelo ensayado. Se incluye la definición del prototipo y modelo seleccionado. Se describe el diseño, construcción, instrumentación, señales de entrada y la respuesta esperada del modelo.

En el capítulo 4 se presentan el procedimiento de ensaye, captura de datos y procesamiento de la información registrada. Se hace una descripción del comportamiento observado y se analizan los resultados en función de la información registrada.

En el capítulo 5 se plantean las conclusiones y recomendaciones producto de este trabajo.

1. ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de sismos de gran magnitud en décadas recientes ha mostrado que el comportamiento de las estructuras construidas con el sistema de mampostería confinada, es sustancialmente mejor, en comparación con sistemas a base de muros de mampostería simple. El efecto del confinamiento que restringe el desplazamiento de la mampostería, mejora tanto la resistencia lateral como la capacidad de disipación de energía. Aunque el efecto del confinamiento hace a la mampostería más adecuada para resistir acciones sísmicas, también se ha observado que defectos en la construcción, hacen a las estructuras edificadas con este sistema, vulnerables a las acciones dinámicas. El aumento progresivo de esta técnica constructiva y los defectos observados en sismos recientes han motivado a los investigadores a estudiar el comportamiento de este tipo de estructuras, con el fin de identificar los principales mecanismos de falla, identificar prácticas inadecuadas de construcción e investigar opciones que mejoren su desempeño. Lo anterior con el ánimo de proponer criterios de análisis y diseño adecuados que conduzcan a la elaboración de reglamentos de construcción más racionales y acordes con las características constructivas y el peligro sísmico de cada zona.

En décadas recientes se han logrado grandes avances en el entendimiento del comportamiento sísmico de la mampostería confinada con base en la investigación experimental. En Latinoamérica sobresalen los trabajos de investigación desarrollados en México, Perú y Chile, en Asia sobresalen China y Japón, y en Europa, Eslovenia e Italia. En otros países, por múltiples circunstancias no se ha dado un desarrollo significativo en esta materia, por tanto las investigaciones realizadas en otras naciones sirven de guía para establecer criterios de análisis y diseño razonables y que cuentan con el respaldo experimental.

En este capítulo se presenta de una manera breve, una recopilación de los principales trabajos de investigación relacionados con el comportamiento sísmico de la mampostería confinada desarrollados en México y el extranjero. Inicialmente se explican los diferentes procedimientos de ensaye implementados para evaluar el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras y posteriormente se hace una descripción de los estudios experimentales desarrollados en Latinoamérica, Asia y Europa en décadas recientes,

haciendo énfasis en los objetivos de dichos estudios y las variables de análisis. Por último se presentan diferentes metodologías propuestas, para idealizar el comportamiento carga-deformación de muros de mampostería confinada.

1.2 TIPOS DE ENSAYE PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

A diferencia de los ensayos realizados sobre pilas o muretes para obtener las propiedades índice de la mampostería ante cargas laterales (resistencia a esfuerzo cortante y módulo de cortante), los ensayos en estructuras de mampostería ante cargas laterales permiten observar su comportamiento ante la combinación de esfuerzos de compresión, cortante y flexión originados por este tipo de solicitaciones. Los ensayos ante carga lateral en estructuras de mampostería son muy diversos y su uso depende principalmente de las características que se quieran evaluar, así como de las limitaciones o bondades de los laboratorios de prueba. Aquellos van desde modelos de muros simples de un nivel hasta modelos a escala natural o reducida de estructuras tridimensionales.

Según Calvi, Kingsley y Magenes (1996), las principales técnicas de ensaye para evaluar el comportamiento de estructuras de mampostería ante cargas laterales incluyen: El ensaye cuasiestático, el ensaye dinámico y el ensaye pseudo-dinámico. El ensaye cuasiestático es aquél en el cual se inducen fuerzas o desplazamientos de forma puntual al espécimen de prueba a periodos de tiempo muy grandes (frecuencias muy bajas) del orden de 500 s ($f \approx 0.002$ Hz), por medio de actuadores (gatos hidráulicos) anclados a una estructura de reacción. Para pruebas en estructuras de mampostería es usual realizar el ensaye ante cargas cíclicas en dos fases; en la primera, las deformaciones son controladas por una carga creciente hasta llegar al agrietamiento diagonal y en la segunda, las deformaciones son controladas por desplazamientos.

El ensaye dinámico es aquél en el cual se inducen desplazamientos en la base del espécimen de prueba a periodos de tiempo muy bajos (frecuencias muy altas) del orden de 0.05 s ($f \approx 20$ Hz), por medio de una plataforma accionada por actuadores hidráulicos cuyos movimientos son controlados por sistemas automáticos; este sistema es conocido generalmente como mesa vibradora. En este tipo de ensaye se aplica a los especímenes una historia de aceleraciones o desplazamientos correspondientes a un sismo sintético o un movimiento registrado.

El ensaye pseudo-dinámico es esencialmente un ensaye cuasiestático en el cual el espécimen para el que se quiere estudiar el comportamiento sísmico es representado por un sistema simple masa-resorte, para el cual se obtiene la respuesta usando un procedimiento de integración de la ecuación diferencial de movimiento, en que la fuerza restauradora del sistema corresponde a la medida directamente del ensaye conducido en paralelo. Por medio de un sistema de cómputo en línea, se calcula el desplazamiento que se le impondrá al modelo en un intervalo de tiempo posterior (Δt), como la diferencia entre el valor medido y el valor calculado al integrar la ecuación diferencial.

Las pruebas de vibración ambiental o vibración forzada se presentan como una técnica no destructiva usada para observar el comportamiento dinámico de las estructuras a partir de excitaciones de carácter ambiental o vibraciones inducidas. Mientras en los ensayos de vibración ambiental las excitaciones son generadas por el tráfico vehicular o la acción del viento, en las pruebas de vibración forzada, se emplean generadores que son colocados en puntos específicos de una estructura para excitar sus características dinámicas. Dentro de estos excitadores existen varios tipos, pero se destaca en la actualidad, el simulador sísmico lineal de vibraciones (Yu y colaboradores, 2004), el cual permite simular de forma realista la respuesta elástica lineal de estructuras de tamaño real, al usar una historia de aceleraciones que es consistente con los niveles de demanda sísmica inducidos en la base de la estructura. Este tipo de prueba permite obtener los periodos de vibración, las formas modales y el amortiguamiento de estructuras reales o de especímenes a ensayar con los métodos cuasiestáticos o dinámicos. Una variante

1.2.1 Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de ensayos

De las técnicas descritas anteriormente, se tiene que los ensayos dinámicos realizados en mesa vibradora representan la mejor aproximación a las condiciones reales impuestas por un sismo sobre una estructura de mampostería. Esto no quiere decir que los demás tipos de ensayos, en especial los cuasiestáticos, no representen una aproximación cercana a las condiciones reales de este tipo de estructuras ante cargas laterales; por el contrario, éstos presentan ventajas en comparación con los primeros. Entre las ventajas se pueden mencionar: la posibilidad de aplicar grandes fuerzas a los modelos de una manera relativamente fácil, lo cual permite el ensaye de modelos de tamaño real, se tiene un mejor control sobre la prueba, lo cual permite hacer un seguimiento del espécimen desde el agrietamiento hasta el colapso y que las fuerzas y desplazamientos pueden ser

medidos de una manera más exacta. Entre las principales desventajas de este tipo de ensaye se pueden mencionar: la elección de un patrón adecuado para las historias de fuerzas o desplazamiento a aplicar al modelo, la distribución de las fuerzas de inercia no se puede modelar correctamente pues al aplicar cargas concentradas se idealiza la estructura como un sistema de masas concentradas, las condiciones de borde son difíciles de modelar en algunos casos, así mismo la dificultad para reproducir los modos de falla asociados con la respuesta fuera del plano de carga de los muros.

Entre las principales ventajas de las pruebas en mesa vibradora se pueden mencionar: las fuerzas y desplazamientos inducidos son generados por la respuesta dinámica de la estructura, la distribución de las fuerzas de inercia se puede modelar adecuadamente, se pueden reproducir correctamente los modos de falla asociados a cargas fuera del plano de los muros. Las pruebas en mesa vibradora presentan limitaciones en cuanto al tamaño, peso y rigidez de los modelos a ensayar, pues generalmente la capacidad disponible de éstas es reducida, lo que obliga en muchas circunstancias al uso de modelos a escala reducida. Por otra parte, si se usan factores de escala grandes, los modos de falla pueden diferir de aquellos observados en estructuras reales.

El ensaye pseudo-dinámico presenta la ventaja que se puede aplicar a estructuras de tamaño real o a modelos a escala reducida cuando no se cuenta con un sistema de mesa vibradora. Dentro de las principales desventajas se puede mencionar: presenta limitaciones para estructuras de varios grados de libertad y la magnitud de los errores que se generan en el procedimiento de integración de la ecuación diferencial es generalmente alto si no se cuenta con sistemas adecuados de cómputo y captura de datos.

Los ensayos de vibración ambiental y vibración forzada permiten conocer las propiedades dinámicas de una estructura (periodo fundamental, amortiguamiento y formas modales), tanto para modelos como para estructuras reales, usando equipo muy versátil. Pero la desventaja es que al obtener la respuesta para oscilaciones de carácter ambiental, sólo se puede conocer la respuesta de la estructura en el intervalo de comportamiento elástico lineal.

De lo planteado anteriormente se deduce que un buen programa de investigación acerca del comportamiento de muros o estructuras de mampostería ante cargas laterales deberá conjugar las ventajas de los diferentes tipos de ensayos para lograr un mejor

entendimiento del comportamiento y de esta forma establecer criterios normativos y de diseño más racionales.

1.2.2 Correlación entre ensayos dinámicos y cuasiestáticos

Como se mencionó anteriormente, aunque los ensayos dinámicos constituyen la mejor aproximación a las condiciones impuestas por un sismo sobre una estructura de mampostería, las limitaciones impuestas por la capacidad de las mesas vibratoras hacen que en la mayoría de los casos no se puedan ensayar estructuras de tamaño real, teniéndose que recurrir al uso de modelos a escala reducida, que en rigor no reproducen el comportamiento de la estructura de tamaño real. Por otra parte, aunque los ensayos cuasiestáticos son los más generalizados en el mundo y dado que normalmente se realizan sobre estructuras de tamaño real, no representan la aproximación más cercana a las condiciones impuestas por un sismo sobre una estructura. Surge, así, la idea de calibrar o correlacionar el ensayo cuasiestático con el dinámico para obtener un comportamiento más cercano al real para muros o estructuras de mampostería confinada.

No se conoce en la literatura técnica ningún trabajo dirigido a establecer este tipo de correlaciones para muros o estructuras de mampostería confinada, lo cual sería de gran utilidad a la hora de interpretar los resultados obtenidos a partir de ensayos cuasiestáticos y que en muchos casos se reflejarán en las prescripciones normativas o criterios de diseño sísmico de este tipo de estructuras.

Paulson y Abrams (1990), llevaron a cabo una serie de pruebas tendientes a establecer correlaciones entre los ensayos cuasiestáticos y los dinámicos para estructuras tridimensionales de mampostería reforzada. Entre las principales conclusiones de este estudio se tienen: las estructuras ensayadas en mesa vibradora presentan una mayor resistencia y rigidez inicial que las ensayadas con pruebas cuasiestáticas para historias de desplazamientos similares, el deterioro de la resistencia y la rigidez en el ensayo cuasiestático es más marcado que para el ensayo dinámico, así mismo el daño observado para el ensayo cuasiestático es más severo que para el ensayo dinámico. Por tanto, si la capacidad de deformación en un ensayo cuasiestático no está limitada por ensayos dinámicos, los resultados obtenidos son una aproximación conservadora de la respuesta de este tipo de mampostería ante cargas laterales.

Lo anterior da una idea de las diferencias entre ambos tipos de ensaye, pero no se debe perder de vista que los mecanismos de falla asociados a muros de mampostería confinada son diferentes de aquellos asociados a muros de mampostería reforzada. Por otro lado, el número de estudios en esta materia es limitado, por ende no se pueden establecer conclusiones generales acerca del comportamiento de la mampostería en ensayos de tipo cuasiestático.

1.2.3 Ensayes de muros de mampostería confinada en el mundo

La construcción de edificaciones a base de muros de mampostería confinada es una modalidad ampliamente usada en países ubicados en zonas sísmicas en Latinoamérica y en menor medida en algunos países asiáticos y europeos. Como lo relatan diferentes autores, se tiene evidencia de este tipo de sistemas estructurales principalmente en Chile, Argentina, Perú, Colombia, Ecuador, México, Costa Rica, Guatemala, Nicaragua, Honduras, El Salvador, Italia, Grecia, Eslovenia, Indonesia, China, entre otros (Moroni, Astroza y Tavonatti 1994; liba, Kato y Mizuno 1992; Tomazevic y Klemenc 1997; Alcocer y Meli 1995).

La investigación del comportamiento de este tipo de mampostería ante cargas laterales surge a raíz de la ocurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud ocurridos en décadas recientes, donde el desempeño de este tipo de sistemas estructurales ha sido satisfactorio. Así mismo el desarrollo de normas o reglamentos de construcción, de igual manera, ha motivado el desarrollo de investigaciones encaminadas a establecer criterios de diseño más racionales para este tipo de estructuras.

Las primeras investigaciones sobre el comportamiento sísmico de la mampostería confinada datan de la década de 1960, pero es en las décadas de 1980 y 1990 donde han adquirido un mayor auge, no sólo en países latinoamericanos, sino también en Europa y Japón. Aunque en este último, la mampostería confinada no se reconoce como un material apto para resistir cargas laterales, se han desarrollado convenios de cooperación técnica con otros países tales como Chile, México y Perú, con la finalidad de reducir la vulnerabilidad ante sismos de estos sistemas y motivar el desarrollo de reglamentos de construcción en dichos países.

Los aspectos estudiados por diferentes autores son variados, éstos incluyen: la calidad de las piezas empleadas, las dimensiones del muro y la relación de aspecto (h/L), el tipo y

cantidad de acero de refuerzo tanto en la mampostería como en los elementos confinantes (castillos y dalas), el grado de acoplamiento entre muros, la aplicación de la carga vertical, las degradaciones de resistencia y rigidez ante cargas alternadas, la capacidad de disipación de energía y la ductilidad, el efecto de las aberturas y el reforzamiento de las mismas, entre otros. Los tipos de ensaye incluyen tanto los cuasiestáticos como los dinámicos (mesa vibradora), los especímenes usados van desde muros simples de un piso hasta modelos tridimensionales a escala real o reducida. A continuación se hace un recuento de las investigaciones documentadas que se han desarrollado en diferentes continentes.

1.2.3.1 Latinoamérica

En Perú, desde 1980 en la Pontificia Universidad Católica de Perú se han desarrollado una gran cantidad de trabajos de investigación en torno al comportamiento de la mampostería confinada ante carga lateral. En 1980, San Bartolomé y Valle estudiaron el efecto de los estribos en los extremos de marcos de confinamiento en cuatro muros de tamaño real ensayados a carga lateral cíclica (San Bartolomé 1994).

En 1983, San Bartolomé estudió correlaciones entre los resultados del ensaye a carga lateral de 12 muros de mampostería confinada de tamaño real (2.4x2.4 m) con los obtenidos en pilas y muretes ensayados a compresión axial y compresión diagonal, construidos con diferentes tipos de piezas y morteros (San Bartolomé 1994).

En 1985, San Bartolomé, Pastorutti, Echevarría, Macciotta y Torrealva ensayaron ante carga lateral cíclica 18 muros de mampostería confinada de tamaño real. Las principales variables de estudio fueron: el efecto del refuerzo horizontal en las hiladas, la cantidad y tipo de refuerzo vertical de los castillos, el efecto de la carga vertical y la relación de aspecto en muros confinados (San Bartolomé 1994).

En 1985, Gallegos y Casabonne realizaron ensayes ante cargas cíclicas en muros de tres tipos distintos de mampostería para estudiar la influencia del refuerzo en su comportamiento (Gallegos y Casabonne 1995).

En 1988, San Bartolomé, Okamoto, Yamazaki, Kaminosono y Tsukuba, aplicaron la técnica del ensaye pseudo-dinámico en un edificio de cinco pisos a escala natural construido con mampostería confinada de bloques de concreto (San Bartolomé 1994).

En 1989, San Bartolomé y Quiun desarrollaron ensayos dinámico y pseudo-dinámicos en un módulo de mampostería confinada de tres pisos a escala 1:2.5 (San Bartolomé 1994).

En 1992, San Bartolomé y Lamas estudiaron el efecto del número de paños (paneles) en muros confinados a escala 1:2.5 de uno, dos y tres paños respectivamente (San Bartolomé 1994).

En 2003, en el laboratorio de estructuras del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, se ensayó ante carga lateral un modelo a escala real de edificio de mampostería confinada de dos pisos. El objetivo de la investigación fue estudiar el comportamiento sísmico de edificios de mampostería confinada construidos con piezas de fabricación artesanal (Zavala, Honma, Giba, Gallardo y Huaco 2004).

En Colombia (1990), en el Centro de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, como parte de un proyecto de investigación para elaborar códigos de vivienda sismorresistente de bajo costo, se estudiaron nueve muros con relación de aspecto igual a 1.5 ($h/L=1.5$) y sin la aplicación de carga vertical. Las principales variables estudiadas fueron: el tipo de piezas empleadas (industriales y artesanales), la calidad del mortero de las juntas, así como la cantidad y tipo de refuerzo tanto longitudinal como transversal en los elementos confinantes. (García y Yamín, 1990).

En Venezuela (2004), en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad Central, se ensayaron cuatro muros de mampostería confinada ante carga cíclica reversible y carga vertical constante. El objetivo del estudio fue evaluar el efecto del número de elementos verticales de confinamiento en el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada de bloques de concreto. El primer muro sólo tenía castillos en los extremos, el segundo y tercero un castillo intermedio y el cuarto tenía dos castillos intermedios. En todos los casos los muros se construyeron con dimensiones de 300x230 cm (Marinilli y Castilla, 2004).

En Argentina (1991), en el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), se estudiaron tres muros con relación de aspecto igual a uno ($h/L=1.0$) y sin carga vertical. El objetivo del estudio fue evaluar la influencia del refuerzo en el comportamiento de la mampostería confinada; para ello, se construyeron dos muros con refuerzo horizontal y vertical distribuido en la mampostería, mientras en el tercero, el refuerzo sólo se colocó en los elementos de confinamiento (Moroni, Astroza y Tavonatti 1994).

En México, en 1966, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Esteva, ensayó 28 muros diafragma de mampostería confinados con elementos de concreto reforzado. El objetivo de este programa experimental fue estudiar el comportamiento de este tipo de elementos en ensayos cíclicos controlados por deformación. Las variables estudiadas fueron: la forma y secuencia de aplicar las deformaciones, el tipo de piezas y mortero de los muros diafragma, las características geométricas y refuerzo de los marcos, así como la aplicación de carga vertical.

En 1968, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Meli y Salgado, ensayaron ante carga lateral monótona creciente 12 muros de mampostería confinada. El objetivo fue estudiar la resistencia, capacidad de deformación y rigidez de los muros. Las variables estudiadas fueron: el tipo de piezas, las condiciones de carga y las características de los castillos en cuanto a dimensiones y refuerzo, así mismo si eran ahogados o exteriores (Meli y Salgado 1969).

En 1975, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Meli y Hernández, ensayaron ante carga lateral cíclica 15 muros de mampostería confinada y reforzada (en algunos casos). El objetivo fue observar la influencia del refuerzo en la resistencia y ductilidad de muros ante cargas laterales alternadas. Las variables estudiadas fueron: el tipo, cantidad y disposición del acero de refuerzo tanto el vertical en los castillos (ahogados o exteriores), como el horizontal en las juntas de mortero (Hernández y Meli 1976). A partir de los resultados obtenidos, Meli (1979) propuso un modelo analítico para idealizar la curva carga-deformación de mampostería bajo cargas laterales monótonas.

En 1993, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, Alcocer y Murià ensayaron tres muros de mampostería confinada a escala 1:3 ante una excitación armónica en mesa vibradora. Las principales variables estudiadas fueron: el efecto de la relación de aspecto (h/L) en la respuesta de los muros, así como la idoneidad de aplanados de mortero reforzados con malla electrosoldada como una técnica de rehabilitación estructural (Alcocer, Murià y Peña 1999).

Entre 1993 y 1996, en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, se inició un programa de investigación para evaluar la seguridad sísmica de estructuras de mampostería construidas a partir del reglamento de construcción vigente (RCDF-89). En la primera fase de este estudio, Meli, Alcocer, Sánchez y Flores, ensayaron ante carga

lateral cíclica tres modelos de mampostería confinada, formados cada uno por dos tableros con diferente relación de aspecto (h/L). La variable de estudio fue el grado de acoplamiento entre los muros de mampostería (Alcocer y Meli 1995).

En la segunda fase, Alcocer, Díaz y Vázquez del Mercado, ensayaron ante carga lateral cíclica dos muros de mampostería confinada con refuerzo en las juntas de mortero, formados cada uno por dos tableros acoplados. El objetivo fue evaluar la influencia de la cantidad y tipo de acero en la respuesta sísmica de estas estructuras (Alcocer y Meli 1995). En la tercera fase Alcocer, Sánchez y Flores, ensayaron ante carga cíclica lateral un modelo tridimensional de dos niveles de mampostería confinada a escala natural. El objetivo fue comparar la respuesta de un componente aislado bidimensional con una estructura completa así como la incorporación de varios grados de libertad en este tipo de ensayos (Sánchez 1998). A partir de los resultados de este ensaye y los de la primera fase, Flores (1995) propuso un modelo para representar el comportamiento no lineal de estructuras de mampostería confinada (Flores y Alcocer 1996).

En la cuarta fase, Alcocer, Ruiz y Zepeda, rehabilitaron el modelo tridimensional usando la técnica de aplanado de mortero reforzado con malla electrosoldada y se ensayó de forma similar al modelo original. El objetivo fue evaluar la efectividad del uso de mortero y malla como técnica de rehabilitación (Alcocer, Ruiz, Pineda y Zepeda 1996).

En la quinta fase, Alcocer y Aguilar, ensayaron antes carga cíclica lateral cuatro modelos a escala natural, de muros de mampostería confinadas y reforzados horizontalmente. El objetivo fue evaluar la contribución del acero horizontal a la resistencia y capacidad de deformación de la mampostería (Aguilar, Meli, Díaz y Vázquez del Mercado 1996).

En la sexta fase, Alcocer y Pineda ensayaron ante carga lateral cíclica, cuatro muros de mampostería confinada de piezas artesanales de barro y reforzada con malla electrosoldada. El objetivo fue evaluar la eficiencia de la malla electrosoldada recubierta con mortero de cemento, como una técnica de refuerzo de muros. Las variables analizadas fueron: la cuantía de refuerzo de la malla, así como el tipo y espaciamiento de los conectores. (Alcocer, Ruiz, Pineda y Zepeda 1996).

En la última fase desarrollada, Alcocer, Zepeda y Ojeda ensayaron ante carga lateral cíclica cuatro muros de mampostería confinada y reforzada usando tabique multiperforado (Vintex) y perforado de dos huecos (Multex). El objetivo fue evaluar el desempeño del ladrillo extruido y la participación del acero de refuerzo en la resistencia y capacidad de

deformación para este tipo de muros. Las variables analizadas fueron: la cuantía de acero longitudinal y el tipo de castillos empleados (ahogados vs exteriores) (Alcocer, Zepeda y Ojeda 1996).

En 2004, en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, Flores, Mendoza y Reyes, ensayaron ante carga lateral cíclica y carga vertical constante, dos muros a escala natural de mampostería confinada con abertura al centro (ventana). El objetivo de la investigación fue evaluar el efecto del confinamiento de aberturas en el desempeño global de muros de mampostería confinada. En el primer muro la abertura no estuvo confinada, mientras que en el segundo se usaron castillos y dadas como elementos de confinamiento (Flores, Mendoza y Reyes 2004). Posteriormente, Flores, Ríos y Reyes, ensayaron ante carga lateral cíclica y carga vertical constante, los muros con aberturas, después de ser rehabilitados empleando malla electrosoldada y mortero (Flores, Mendoza y Reyes 2004).

En 2003, en el Instituto de Ingeniería civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, Treviño y colaboradores, ensayaron ante carga vertical constante y cargas laterales cíclicas reversibles, ocho muros de mampostería confinada. Los objetivos de la investigación fueron estudiar la incidencia del tipo de armado y de la distribución de los estribos en los elementos de confinamiento de muros construidos con bloques de concreto y reforzados con acero de alta resistencia.

En Chile, entre 1990 y 1995, en el Instituto de Investigaciones y Ensayo de Materiales de la Universidad de Chile, se ensayaron 22 muros de mampostería confinada de tamaño real. Las principales variables estudiadas fueron: el tipo y calidad de las piezas usadas, el tipo y cantidad de acero de refuerzo tanto vertical como horizontal, las dimensiones del muro y su relación de aspecto (h/L) y la aplicación de la carga vertical en combinación con la carga lateral cíclica. En 1994 Moroni, Astroza y Tavonatti proponen un modelo analítico para representar el comportamiento sísmico de la mampostería confinada a partir de los resultados de este estudio y los realizados en Perú, Argentina, México y Colombia, hasta 1992 (Moroni, Astroza y Tavonatti 1994).

Entre 2003 y 2004, en el Instituto de Investigaciones y Ensayo de Materiales de la Universidad de Chile, se ensayaron 16 muros de mampostería confinada de tamaño real con diferentes tipos de aberturas. Las variables estudiadas fueron el tipo unidades de mampostería (piezas huecas de barro y concreto) y el tamaño de las aberturas. El propósito de la investigación fue evaluar el comportamiento sísmico de muros de

mampostería confinada con diferentes configuraciones de aberturas (puertas y ventanas). En todos los caso las aberturas fueron confinadas con castillos ahogados y dalas en la parte inferior de las ventanas, usando cuantías muy bajas de acero (Yáñez, Astroza, Holmberg y Ogaz 2004).

1.2.3.2 Asia

En China (1988), Bolong, Mingshun y Deyuan, ensayaron en mesa vibradora edificios de cinco pisos a escala reducida construidos con mampostería simple y mampostería confinada, respectivamente. El objetivo fue comparar la respuesta de ambos sistemas ante acciones dinámicas. (Tomazevic y Klemenc 1997).

En Japón, entre 1989-1995, en el Building Research Institute de Japón, Iba, Mizuno, Goto y Kato desarrollaron un programa de investigación para entender el comportamiento de la mampostería confinada. Las principales variables estudiadas fueron: el efecto de los elementos confinantes, el efecto del refuerzo horizontal y los efectos de los diafragmas de piso en el comportamiento de la mampostería. En la primera fase se ensayaron ante carga lateral cíclica, cuatro muros de mampostería confinada a escala 1:2 con diferentes cuantías de refuerzo tanto horizontal en las juntas de mortero, como longitudinal en los elementos confinantes (Iba, Kato, Goto y Mizuno 1992).

En la segunda fase se ensayaron en mesa vibradora cinco muros de mampostería confinada a escala 1:2 con diferentes tipos de piezas y cuantías de refuerzo tanto horizontal en las juntas de la mampostería, como longitudinal en los elementos confinantes. De los cinco modelos analizados, dos se construyeron con piezas y refuerzo mexicanos, para los restantes se empleó piezas y refuerzo japonés (Iba, Kato, Goto y Mizuno 1996).

En 1995, en la Universidad de Oita Japón, Yoshimura, Kikuchi y Okamoto ensayaron ante carga lateral cíclica y carga vertical constante, ocho muros de mampostería confinada a escala 1:2 construidos con bloques huecos de concreto y diferentes configuraciones de refuerzo tanto horizontal en las juntas de mortero como longitudinal en los elementos confinantes. Las principales variables estudiadas fueron: los efectos sobre el comportamiento sísmico de muros confinados del refuerzo vertical y horizontal de los muros, así como diferentes configuraciones y detalles de colocación del refuerzo en los elementos confinantes (Yoshimura, Kikuchi, Okamoto y Sánchez 1996).

Entre 2000 y 2002, en la Universidad de Oita Japón, Yoshimura y colaboradores ensayaron ante carga lateral cíclica y carga vertical constante, 12 muros planos de mampostería confinada y diez en arreglo tridimensional a escala 1:2. El objetivo de la investigación fue estudiar el efecto del refuerzo en muros de mampostería ampliamente usados en países en desarrollo. Para ello, se estudiaron diferentes configuraciones de muros y detalles de colocación del refuerzo, tanto en elementos de confinamiento como en las juntas de mortero. (Yoshimura, Kikuchi, Kuroki, Nonaka, Kim , Wangdi y Oshikata 2004a).

Entre 2000 y 2002, en la Universidad de Oita Japón, Yoshimura y colaboradores, ensayaron ante carga lateral cíclica y carga vertical constante, 12 muros planos de mampostería confinada a escala 1:2. El objeto del programa experimental fue estudiar la influencia de diferentes variables en el comportamiento sísmico de muros construidos con bloque de concreto. Las variables estudiadas incluyeron: el punto de aplicación de la carga lateral, la relación de aspecto de los muros, la magnitud de la carga vertical, y la distribución del refuerzo vertical y horizontal en los muros (Yoshimura, Kikuchi, Kuroki, Nonaka, Kim , Wangdi y Oshikata 2004b).

1.2.3.3 Europa

En Eslovenia (1995), en el Instituto Nacional de Edificación e Ingeniería Civil de Eslovenia, Tomazevic, Klemenc, Petrovic, Lutman, ensayaron ante cargas vertical y lateral cíclica, tres especímenes de muros de mampostería confinada a escala 1:5 y relación de aspecto ($h/L=1.5$). Los objetivos de la investigación fueron: comparar la respuesta ante carga lateral de muros de mampostería confinada con muros de mampostería simple (no reforzada ni confinada) y desarrollar un método analítico para modelar el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada. (Tomazevic y Klemenc 1997).

En 1996, en el Instituto Nacional de Edificación e Ingeniería Civil de Eslovenia, Tomazevic y Klemenc, ensayaron en mesa vibradora, dos modelos de edificios de tres niveles construidos con muros de mampostería confinada a escala 1:5. Los objetivos de la investigación fueron: observar el comportamiento ante cargas dinámicas de estructuras tridimensionales de mampostería confinada, calibrar el modelo analítico de comportamiento de la investigación anterior y proponer requisitos más racionales para el

diseño de estructuras de mampostería confinada para el reglamento común europeo Eurocódigo 8 (Tomazevic y Klemenc 1997).

En 2004, en el Instituto Nacional de Edificación e Ingeniería Civil de Eslovenia y la Universidad de Dortmund, Tomazevic, Bosiljkov y Weiss, ensayaron en mesa vibradora, dos modelos de edificios de mampostería confinada de tres niveles a escala 1:5. El objetivo del programa experimental fue verificar la validez de los factores de comportamiento sísmico para construcciones de mampostería especificados en el Eurocódigo 8 (Tomazevic, Bosiljkov y Weiss 2004).

1.2.3.3 Nueva Zelanda

Entre 2000 y 2002, en la Universidad de Canterbury, se ensayó en mesa vibradora un muro de mampostería confinada de tres niveles a escala 1/5 con dispositivos de disipación de energía. El objeto de la investigación fue estudiar el comportamiento de muros de mampostería confinada con disipadores de energía instalados en la base, que permitan el movimiento como cuerpo rígido (cabeceo), ante acciones dinámicas, controlando el daño (Toranzo, Restrepo, Carr y Mander 2004).

1.2.4 Aspectos relevantes sobre el comportamiento observado

Los resultados de las investigaciones desarrolladas en diferentes países del mundo han permitido identificar algunos aspectos que son relevantes del comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería confinada, entre ellos se puede mencionar:

- La resistencia a esfuerzo cortante de la mampostería depende principalmente de la resistencia de las piezas y las características de los elementos confinantes, por tanto el usar piezas con alta resistencia a la compresión incrementa la resistencia de las estructuras de mampostería.
- Al comparar la mampostería confinada con la mampostería simple, se observa que el efecto del confinamiento mejora significativamente la capacidad de disipación de energía y en menor escala la resistencia.
- Al usar acero de refuerzo en las juntas horizontales de mortero no se mejora la rigidez del muro, pero, si éste está adecuadamente anclado en sus extremos mejora la resistencia y ductilidad del elemento.
- La carga axial aumenta la resistencia y rigidez lateral de un muro; sin embargo, el exceso de ésta, conlleva a una reducción en la ductilidad.

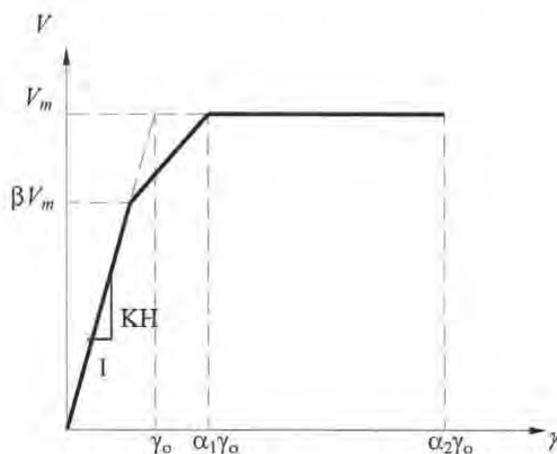
- La relación de aspecto (h/L) es una variable importante que define el tipo de falla que regirá el comportamiento sísmico de muros. En muros con relaciones ($h/L < 1.5$) prevalecen los efectos de cortante, mientras que para muros con relaciones ($h/L > 2$) prevalecen los efectos de flexión.
- Un detallado adecuado del refuerzo longitudinal y transversal de los elementos confinantes se traduce en aumento de la resistencia y deformabilidad del muro. Se debe prestar importante atención a la concentración de estribos en los extremos de los castillos y dadas para evitar la penetración del agrietamiento diagonal originado en la mampostería.
- La separación entre los castillos debe ser adecuada para evitar que se pierda el efecto del confinamiento. Por otra parte, la presencia de castillos intermedios en un muro mejora la resistencia y ductilidad del sistema, al tiempo que propicia una mejor distribución del daño en los tableros de mampostería.
- La presencia de aberturas provoca concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de grietas diagonales, por tanto, éstas deberán ser del menor tamaño posible y estar ubicadas lejos de las esquinas. Es recomendable que éstas, estén confinadas por elementos de concreto reforzado en su perímetro.
- La ductilidad de estructuras de mampostería confinada no depende únicamente de las características de los materiales constitutivos sino también de la configuración del edificio en consideración, especialmente de la regularidad estructural.
- El empleo de malla de acero y mortero como técnica de rehabilitación en estructuras de mampostería confinada, dan lugar a mejoras sustanciales de las características sísmicas de las estructuras rehabilitadas.

1.3 MODELOS ANALÍTICOS PARA LA CURVA CARGA-DEFORMACIÓN

De la descripción de ensayos presentada anteriormente, se observa que han sido pocos los modelos analíticos propuestos para representar las características carga-deformación de la mampostería confinada ante cargas laterales. En general, estos modelos se basan en los principios de la mecánica de materiales y consisten en envolventes bilineales o trilíneales que representan estados límites del comportamiento histerético observado en pruebas experimentales. A continuación se hace una descripción de los principales modelos propuestos.

A raíz de las investigaciones desarrolladas en el Instituto de Ingeniería de La Universidad Nacional Autónoma de México, Meli (1979), propuso una curva trilínea (esfuerzo cortante vs distorsión) para representar el comportamiento de muros de mampostería ante carga lateral monótona. Esta curva está definida por cinco parámetros (V_m , β , α_1 , α_2 , γ_0), de los cuales la carga de agrietamiento y la rigidez inicial pueden predecirse de manera teórica y los otros tres parámetros, se obtienen de datos experimentales en función del tipo de estructuración y tipo de carga (fig. 1.1).

Según Meli, mientras no ocurran agrietamientos por flexión o tensión diagonal, el comportamiento de los muros es aproximadamente elástico lineal (primer tramo). Después del agrietamiento inclinado, el comportamiento se caracteriza por una disminución progresiva de la rigidez y la resistencia hasta que se alcanza la carga máxima (segundo tramo). Finalmente sigue un tramo horizontal hasta la falla.



Para mampostería confinada

* Falla por flexión y sin carga axial

$$\beta=0.6 \quad \alpha_1=1.5 \quad \alpha_2=6$$

* Falla por cortante y sin carga axial

$$\beta=0.6 \quad \alpha_1=2 \quad \alpha_2=4$$

* Falla por cortante y con carga axial

$$\beta=0.5 \quad \alpha_1=2 \quad \alpha_2=3$$

$$\gamma_0 = \frac{V_m}{K H}$$

Fig 1.1 - Curva trilínea propuesta por Meli (Meli 1979)

Para calcular la deformación y la rigidez se consideran las fórmulas de la resistencia de materiales:

$$\Delta = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI} \quad \text{y} \quad K = \frac{V}{\Delta} \quad (1.1)$$

Donde:

V_m : esfuerzo cortante máximo que resiste la mampostería;

γ_0 : distorsión correspondiente al esfuerzo cortante máximo;

- β : factor que considera la relación observada experimentalmente entre el agrietamiento y la resistencia máxima, para diferentes tipos de mampostería;
- α : factor que considera la capacidad de disipación de energía del muro en el comportamiento ante cargas cíclicas, el cual es función del tipo de falla y tipo de mampostería;
- K : rigidez del muro;
- V : fuerza cortante aplicada en la parte superior del muro;
- Δ : desplazamiento medido en la parte superior del muro;
- H : altura del muro;
- A : área transversal del muro;
- I : momento de inercia considerando la sección no agrietada;
- E : módulo de elasticidad de la mampostería obtenido en ensayos de muretes o pilas; y
- G : módulo de cortante de la mampostería obtenido en ensayos de muretes o pilas.

El comportamiento histerético se puede representar como la suma de curvas elastoplásticas con distinto grado de deterioro de rigidez y resistencia.

Meli (1979) aclara que los valores propuestos son conservadores, ya que se consideraron los resultados más desfavorables obtenidos experimentalmente para cada caso.

Moroni, Astroza y Tavonatti (1994), a partir de los estudios experimentales en mampostería confinada realizados en Latinoamérica hasta 1992, propusieron un modelo para caracterizar el comportamiento no lineal de la mampostería ante cargas laterales. Este modelo consiste en una curva trilineal simple con degradación de la rigidez de los lasos histeréticos, definida por seis parámetros (V_1 , V_2 , K_e , τ_0 , τ_2 , τ_3) (fig.1.2).

La degradación de rigidez es introducida al asumir que en la descarga, las curvas convergen a un punto común.

Los autores sugieren que este modelo puede ser usado para calcular el nivel de daño en una estructura de mampostería confinada y compararlo con el observado después de un sismo.

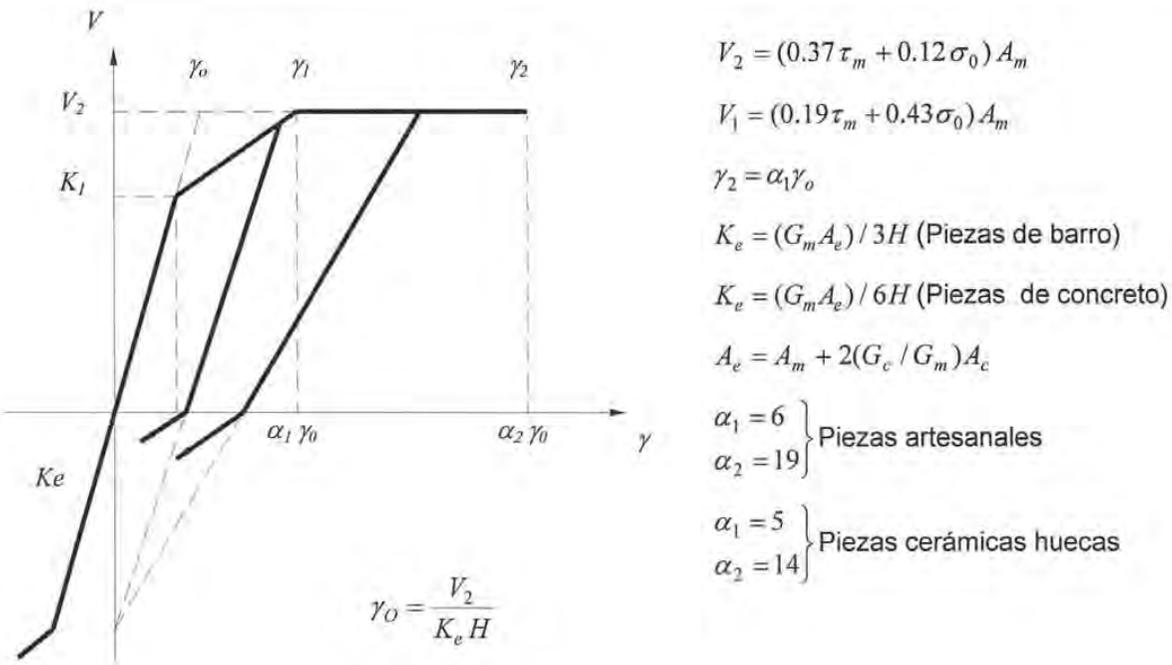


Fig 1.2 - Curva trilineal propuesta por Moroni et al. (Moroni, Astroza y Tavonatti 1994)

donde:

V_1 : carga lateral para la cual ocurre la primera fluencia, para una deformación de 1/2400;

V_2 : máxima carga lateral;

K_e : rigidez relativa;

γ_0 : deformación equivalente para sistema elastoplástico con rigidez efectiva K_e y carga V_2 ;

γ_2 : deformación alcanzada para la máxima carga V_2 ;

γ_3 : deformación máxima permisible (última) para la cual el muro no podrá ser reparado;

τ_m : esfuerzo cortante resistente de la mampostería;

σ_0 : esfuerzo vertical aplicado;

A_m : área bruta del muro;

G_m : módulo de cortante de la mampostería;

G_c : módulo de cortante del concreto de los castillos;

A_c : áreas de los castillos de concreto; y

H : altura del muro.

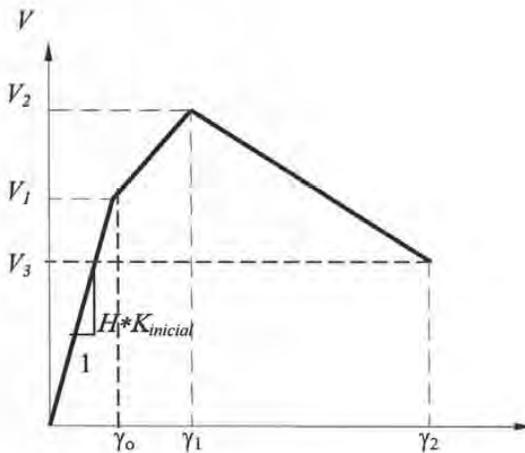
Flores (1996), con base en resultados experimentales obtenidos en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y al calibrar un modelo analítico para representar la rigidez de los lazos de histéresis en los ciclos de carga y descarga, propuso un modelo

trilíneal para representar el comportamiento carga-deformación de la mampostería confinada, similar al propuesto por Meli (1979), pero con la variante de que el tercer tramo considera degradación de resistencia. Para mampostería confinada, construida con piezas artesanales de arcilla y para los requisitos de diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-89), la curva trilíneal queda definida por seis parámetros ($V_1, V_2, V_3, \gamma_0, \gamma_1, \gamma_2$) (fig. 1.3). Para la degradación de la rigidez de los ciclos histeréticos considera la siguiente ecuación:

$$R_{asc\ desc} = R_{inicial} [a (\gamma_{max})^4 + b \gamma_{max} + 1]^{-1} \tag{1.2}$$

donde:

	Sin refuerzo horizontal	Con refuerzo horizontal
Rama ascendente	$a=1 \times 10^9$ y $b=1000$	$a=1 \times 10^8$ y $b=1000$
Rama descendente	$a=1 \times 10^8$ y $b=600$	$a=1 \times 10^7$ y $b=300$



Sin refuerzo horizontal	Con refuerzo horizontal
$V_2 = V_1 + \eta V_d$	$V_2 = V_1 + \lambda V_s$
$V_2 \cong 1.25 V_1$	$V_2 \cong 1.50 V_1$
$V_3 = 1.12 V_1$	$V_3 = 1.32 V_1$
$\gamma_1 = 0.003$	$\gamma_1 = 0.006$
$\gamma_2 = 0.005$	$\gamma_2 = 0.01$
$V_1 = 0.5 v^* A_T + 0.3 P \leq 1.5 v^* A_T$	
$V_s = p_h f_{y,h} A_T$	
$V_d = 1.26 d_b^2 \sqrt{f'_c f_y}$	
$K_{inicial} = \left(\frac{h^2}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1}$	

Fig 1.3 - Curva trilíneal propuesta por Flores (Flores y Alcocer 1996).

donde:

V_1 : fuerza cortante resistente de diseño según (RCDF-89);

V_2 : fuerza cortante máxima;

$K_{inicial}$: rigidez relativa antes del agrietamiento;

γ_0 : distorsión cuando se alcanza el agrietamiento;

- γ_1 : distorsión alcanzada para la máxima carga V_2 ;
- γ_2 : distorsión máxima permisible (última);
- v^* : resistencia de diseño a compresión diagonal;
- P : carga axial aplicada en el muro;
- A_T : área transversal del muro;
- G : módulo de cortante de la mampostería;
- E : módulo de elasticidad de la mampostería;
- $\rho_h f_{y,h}$: área de refuerzo horizontal en el muro;
- h : altura del muro;
- η : factor de eficiencia del refuerzo horizontal; y
- λ : factor de corrección para tener en cuenta la resistencia cortante del refuerzo.

Tomazevic (1999), con base en las investigaciones desarrolladas en el Instituto Nacional de Edificación e Ingeniería Civil de Eslovenia, propuso una metodología para representar en forma simple el comportamiento histerético de muros de mampostería sujetos a carga lateral en combinación con carga vertical, por medio de curvas envolventes de tipo bilineal y trilineal. Estas curvas están definidas por seis parámetros (H_{dmax} , H_{cr} , H_{max} , d_{max} , d_{Hmax} , d_{cr}) que representan los tres estados límites (agrietamiento, resistencia máxima y resistencia última), del comportamiento de la mampostería observado experimentalmente.

Para la envolvente bilineal Tomazevic y Zarnic propone lo siguiente (fig.1.4).

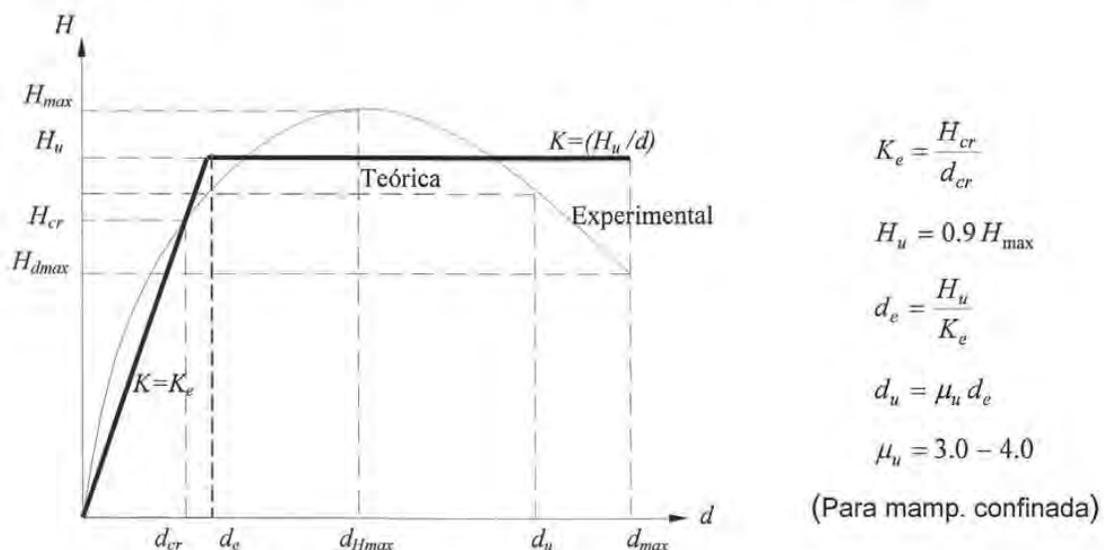


Fig 1.4 - Curva bilineal propuesta por Tomazevic (Tomazevic, 1999).

donde:

H_u : resistencia máxima idealizada, que representa el máximo valor experimental;

H_{cr} : resistencia correspondiente al primer agrietamiento;

H_{dmax} : resistencia correspondiente al máximo desplazamiento alcanzado en el ensaye;

d_{max} : desplazamiento máximo idealizado;

d_{Hmax} : desplazamiento correspondiente a la máxima resistencia alcanzada en el ensaye;

d_{cr} : desplazamiento correspondiente al primer agrietamiento;

d_u : desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima idealizada H_u ;

d_e : desplazamiento idealizado para el límite elástico;

d : desplazamiento del muro;

A_{env} : área bajo la curva experimental, para considerar igual capacidad de disipación de energía entre el modelo y el valor experimental;

Ke : rigidez efectiva, valida hasta el primer agrietamiento; y

μ_u : ductilidad última de muros individuales, para evitar daño excesivo en el mismo.

Para la envolvente trilineal Tomazevic y Klemenc, proponen lo siguiente (Fig. 1.5).

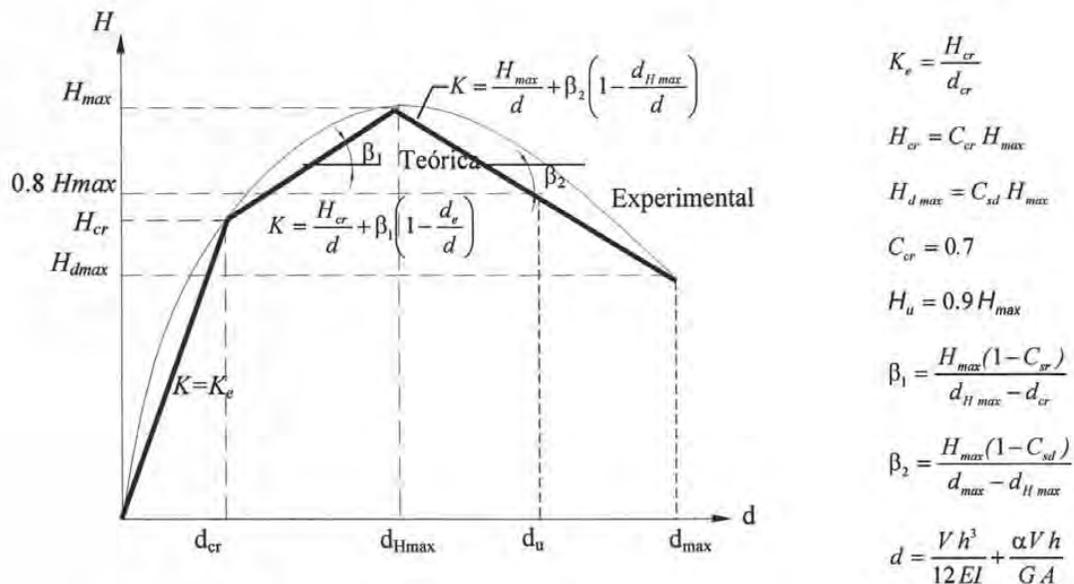


Fig 1.5 - Curva Trilineal propuesta por Tomazevic et al. (Tomazevic, 1999).

donde:

H_{max} : resistencia máxima alcanzada durante el ensaye, sin ninguna reducción;

H_u : resistencia máxima idealizada, correspondiente al 80% de H_{max} ;

H_{cr} : resistencia al primer agrietamiento, correspondiente al 70% de H_{max} ;

- H_{dmax} : resistencia correspondiente al máximo desplazamiento alcanzado durante el ensaye, varía aproximadamente entre el 40% y el 70% de H_{max} ;
- d_{max} : desplazamiento máximo idealizado,
- d_{Hmax} : desplazamiento correspondiente a la máxima resistencia alcanzada en el ensaye;
- d_{cr} : desplazamiento correspondiente al primer agrietamiento H_{cr} ;
- d_u : desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima idealizada H_u ;
- d : desplazamiento del muro;
- K_e : rigidez efectiva, valida hasta el primer agrietamiento;
- C_{cr} : factor de corrección que toma en cuenta la relación observada entre la resistencia al primer agrietamiento y la resistencia máxima. Se recomienda $C_{cr}=0.7$;
- C_{sd} : factor que tiene en cuenta la degradación de resistencia observada; experimentalmente (varia entre 0.4 y 0.8). Se sugiere $C_{sd}= 0.8$;
- β_1 : factor que tiene en cuenta la degradación de rigidez entre H_{cr} y H_{dmax} ; y
- β_2 : factor que tiene en cuenta la degradación de rigidez entre H_{max} y H_{dmax} .

Según Tomazevic (1999), se han realizado investigaciones tendientes a obtener relaciones teóricas carga-deformación para la mampostería, en las cuales se ha tenido en cuenta la ortotropía del material, la separación entre el muro y los elementos confinantes y diferentes modos de fallas, usando el método de los elementos finitos y otras sofisticaciones. Pero éstas no han sido lo suficientemente prácticas para ser usadas extensivamente por los diseñadores.

Las metodologías propuestas con base en curvas bilineales o trilíneales obtenidas a partir de las propiedades de los materiales, el comportamiento observado experimentalmente y basadas en la teoría de la elasticidad (material elástico, homogéneo e isotrópico) conducen a resultados cercanos a la realidad y pueden ser usados extensivamente por los diseñadores para verificar la resistencia sísmica de estructuras de mampostería.

1.4 CONSIDERACIONES FINALES

Los ensayes en mesa vibradora representan la mejor aproximación a las condiciones impuestas por un sismo sobre una estructura; sin embargo, su disponibilidad es limitada. Por tanto, es recomendable que a partir de ensayes realizados de forma causiástica y dinámica de muros o estructuras de mampostería confinada, se establezcan correlaciones que permitan interpretar los resultados obtenidos a partir de ensayes cuasiestáticos y que

en muchos casos se reflejarán en las prescripciones normativas o criterios de diseño sísmico de este tipo de estructuras.

Las estructuras de mampostería confinada presentan muchas ventajas en comparación con la mampostería simple. Además, durante décadas reciente se han hecho muchos esfuerzos para entender el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, de igual forma que se han propuesto alternativas para mejorar su desempeño, las cuales se han visto plasmadas recientemente en los reglamentos de construcción de diferentes países. Sin embargo, todavía quedan muchos aspectos por investigar y aclarar, los cuales serán temas de futuras investigaciones.

Las relaciones carga-deformación idealizadas a partir de las propiedades mecánicas y calibradas con ensayos experimentales, representan una muy buena aproximación a las condiciones reales del comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas sísmica

2. TEORÍA DE MODELACIÓN Y LEYES DE SIMILITUD

2.1 INTRODUCCIÓN

La teoría de modelación aplicada a la ingeniería estructural constituye una valiosa herramienta que permite estudiar la respuesta de sistemas o componentes estructurales ante diferentes tipos de solicitaciones, mediante la experimentación con modelos a escala natural o reducida. De igual manera, el empleo de modelos físicos permite verificar los resultados de procedimientos analíticos usados durante el proceso de diseño estructural, en especial, en aquellas situaciones donde los ingenieros se enfrentan con demasiadas incertidumbres sobre el comportamiento de un sistema o componente en particular. Algunas de estas situaciones incluyen, el diseño de construcciones de forma y tamaño inusual, estructuras donde las consecuencias de su falla puedan ser catastróficas o en aquellos casos donde los procedimientos analíticos presenten limitaciones. De esta forma, la experimentación sobre modelos permite, entre otros aspectos, estudiar el comportamiento de estructuras complejas (nuevas o existentes), corroborar los resultados obtenidos por análisis de tipo numérico, calibrar modelos analíticos para predecir el comportamiento estructural, establecer provisiones racionales de diseño para los reglamentos de construcción o simplemente para visualizar el comportamiento estructural con fines didácticos.

Los métodos experimentales permiten tomar en cuenta mucho de los efectos secundarios y factores indeterminados que generalmente suelen ser ignorados en los procedimientos analíticos donde los materiales tienen propiedades que son difíciles de definir en términos matemáticos, como es el caso de las estructuras de mampostería. La aplicación de la teoría de modelación a un problema de estructuras sin un conocimiento mínimo del comportamiento estructural esperado o la representación irreal de las características del prototipo, pueden llevar a un inadecuado programa experimental y por ende, a resultados menos confiables que los obtenidos mediante una solución analítica.

2.2 MODELOS ESTRUCTURALES

Un modelo estructural puede definirse como una representación física de una estructura o una parte de ella, especialmente diseñado y construido para estudiar su respuesta en

términos de desempeño, ante un conjunto de acciones determinadas. Generalmente los modelos en ingeniería estructural se construyen a escala reducida, esto debido principalmente a las limitaciones físicas de los laboratorios de ensayo, los costos involucrados y la facilidad de construcción.

Según Harris y Sabnis (1999), los modelos estructurales se definen y clasifican según la función o aplicación que se intenta con ellos, esto es, qué es lo que se espera o se quiere investigar con el experimento. De esta forma, los modelos pueden ser estáticos o dinámicos según sea la forma en que se apliquen las cargas; elásticos o de resistencia última de acuerdo con el material utilizado y el nivel de carga alcanzado; directo o indirecto si existe o no, relación directa con los materiales y cargas del prototipo; y de similitud simple o completa según sea la relación esfuerzo-deformación entre modelo y prototipo.

La confiabilidad de la respuesta depende de la habilidad del ingeniero para diseñar y construir el modelo, así como la instrumentación y el programa de ensayo. Si los mecanismos de falla de los elementos estructurales son adecuadamente simulados, las propiedades de los materiales están bien definidas y las condiciones de frontera y de carga que actúan sobre los elementos durante el experimento 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 (Tomazevic y Velechovsky 1992). Los ensayos en mesa vibradora representan la mejor aproximación a las condiciones reales impuestas por los sismos sobre las estructuras, donde es de suma importancia que los patrones de daño y los mecanismos de falla obtenidos durante el ensayo del modelo, sean similares a los observados en el prototipo (Alcocer, Murià Vila y Peña 1999).

El desarrollo tecnológico actual, hace posible la instalación y operación de mesas vibratoras de gran tamaño, capacidad y confiabilidad, las cuales son capaces de excitar estructuras de tamaño real con un alto grado de seguridad en la reproducción de las señales sísmicas de entrada. Sin embargo, debido al alto costo de instalación y operación de estos sistemas, muchos de los programas experimentales sobre el comportamiento dinámico de estructuras alrededor del mundo, se continúan desarrollando sobre modelos físicos de las estructuras, usando para ello, simuladores sísmicos simples.

2.3 LEYES DE SIMILITUD

Las leyes de similitud o escala constituyen el fundamento de la teoría de modelación y son usadas para diseñar, ensayar e interpretar los resultados de un modelo en estudio. Los requerimientos de similitud establecen relaciones entre las cantidades físicas del modelo q_M y el prototipo q_P en cuanto a geometría, materiales, condiciones de frontera, condiciones de carga y respuesta estructural. Dichas relaciones son derivadas a partir del análisis dimensional y se establecen de tal forma que el comportamiento del prototipo pueda ser expresado como una función directa del comportamiento observado en el modelo por medio del factor de escala Sq .

Según la teoría de análisis dimensional, cualquier expresión matemática (ecuación) que describe un fenómeno de la naturaleza, debe ser dimensionalmente homogénea. Esto es, la ecuación que describe el fenómeno debe ser válida independientemente de las unidades fundamentales elegidas en la medición de las variables físicas involucradas. Así, una ecuación de la forma

$$F(q_1, q_2, \dots, q_n) = 0 \quad (2.1)$$

donde F es la función que describe el fenómeno y n es el número total de variables involucradas en él, puede ser expresada de la forma

$$q_1 = F'(q_2, q_3, \dots, q_n) \quad (2.2)$$

Donde q_1 es la cantidad a ser evaluada y q_2 a q_n las cantidades de las cuales depende q_1 . De acuerdo con el teorema Pi de Buckingham (H. Langhaar, 1957), cualquier ecuación dimensionalmente homogénea que involucre n cantidades físicas puede ser reducida a una ecuación equivalente con m cantidades que involucra una serie completa de productos adimensionales, de la forma

$$G(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m) = 0 \quad (2.3)$$

ó

$$\pi_1 = G'(\pi_2, \pi_3, \dots, \pi_m) \quad (2.4)$$

Donde $m = n - r$, y r corresponde al número de dimensiones fundamentales involucradas en las variables físicas.

Según Harris y Sabnis (1999), una metodología apropiada para la formulación de las relaciones adimensionales o términos P_i , es la siguiente:

- Elegir las r variables que abarquen las dimensiones fundamentales fuerza, longitud, tiempo y temperatura (F, L, T, t), requeridas para formular el problema, que sean dimensionalmente independientes; y
- Formular los m términos P_i , para esto, se toman $n - r$ variables y se agrupan de tal forma que se tengan grupos adimensionales usando las r variables del punto anterior, las cuales pueden aparecer más de una vez en los términos P_i , mientras que las $n - r$ variables sólo pueden aparecer una vez.

Por ejemplo, para describir la respuesta de los esfuerzos de una estructura ante acciones dinámicas, tales como las sísmicas, se tienen las siguientes variables

$$\sigma = F(r, t, \rho, E, a, g, L, \sigma_0, r_0, \sigma_a) \quad (2.5)$$

donde las variables representan:

- r vector de posición de cualquier punto en la estructura;
- t tiempo;
- ρ densidad del material;
- E módulo de elasticidad;
- a historia de aceleraciones;
- g aceleración de la gravedad;
- L una dimensión típica de la estructura;
- r_0 deformación inicial para cualquier punto de la estructura; y
- σ_0 esfuerzo inicial en cualquier punto de la estructura.

La matriz dimensional para estas variables en términos de masa, longitud y tiempo, tendrá la forma:

	σ	r	t	ρ	E	a	g	L	σ_0	r_0
M	1	0	0	1	1	0	0	0	1	0
L	-1	1	0	-3	-1	1	1	1	-1	1
T	-2	0	1	0	-2	-2	-2	0	-2	0

(2.6)

Se eligen r variables independientes: E, a, L

Se forman $m = n - r \Rightarrow 10 - 3 = 7$ productos adimensionales, a saber:

$$\pi_1 = \frac{\sigma}{E}; \quad \pi_2 = \frac{r}{L}; \quad \pi_3 = \frac{t}{L} \sqrt{\frac{E}{\rho}}; \quad \pi_4 = \frac{a}{g}; \quad \pi_5 = \frac{\rho a L}{E}; \quad \pi_6 = \frac{\sigma_0}{E}; \quad \pi_7 = \frac{r_0}{L} \quad (2.7)$$

De esta forma se tiene que:

$$\frac{\sigma}{E} = \left(\frac{r}{L}, \frac{t}{L} \sqrt{\frac{E}{\rho}}, \frac{a}{g}, \frac{\rho a L}{E}, \frac{\sigma_0}{E}, \frac{r_0}{L} \right) \quad (2.8)$$

Dado que cada una de las expresiones dentro de la expresión (2.8), son productos adimensionales, su valor numérico no se altera por un cambio en las unidades de medición. Por lo tanto, si se consideran dos estructuras, el modelo y el prototipo, y se asegura que el modelo se construya y se cargue de tal forma que el valor numérico de cada uno de los productos adimensionales tenga el mismo valor que en el prototipo, se llega a establecer las leyes de similitud entre ambas estructuras. Esto significa, que se debe buscar que los términos P_i en el modelo y en el prototipo sean iguales:

$$\begin{aligned} (\pi_1)_P &= (\pi_1)_M \\ (\pi_2)_P &= (\pi_2)_M \\ (\pi_{n-r})_P &= (\pi_{n-r})_M \end{aligned} \quad (2.9)$$

De las relaciones entre cada uno de estos términos en el prototipo y el modelo, se establecen los factores de escala, que representan la correspondencia entre las cantidades del modelo y el prototipo.

$$S_q = \frac{q_P}{q_M} \quad (2.10)$$

Donde los subíndices P y M se refieren al prototipo y al modelo, respectivamente.

Para el ejemplo en cuestión, consideremos el efecto de la densidad de masa en el modelo y el prototipo, esto es:

$$(\pi_5)_P = (\pi_5)_M \quad \Rightarrow \quad \left(\frac{\rho a L}{E} \right)_P = \left(\frac{\rho a L}{E} \right)_M \quad (2.11)$$

$$\frac{\rho_P}{\rho_M} = S_\rho = \frac{E_P}{E_M} \frac{a_M}{a_P} \frac{L_M}{L_P} = \frac{S_E}{S_a S_L} \quad (2.12)$$

De esta forma, la densidad de masa en el modelo será:

$$\rho_M = \frac{\rho_P}{S_\rho} = \frac{\rho_P S_a S_L}{S_E} \quad (2.13)$$

La relación existente entre las cantidades del modelo y del prototipo depende en gran medida de los materiales usados en la construcción del modelo y de los cuidados que se tengan durante el desarrollo del experimento.

Según Tomazevic y Velechovsky (1992), se presentan dos casos extremos de similitud para el estudio de modelos dinámicos, ellos son: el modelo de similitud completa y el modelo de similitud simple.

2.3.1 Modelo de similitud completa

En este tipo de modelación se satisfacen todos y cada uno de los requerimientos de similitud dados por un análisis dimensional apropiado. En este caso, los materiales son especialmente manufacturados para que su diagrama esfuerzo-deformación se encuentre escalado geoméricamente en la dirección de los esfuerzos ($S_\sigma = S_L$) y que las deformaciones sean las misma en el modelo que en el prototipo ($S_\varepsilon = 1$), (ver figura 3.1). Lo anterior, implica que el modelo tenga una menor resistencia que la del prototipo, pero que la curva esfuerzo-deformación sea similar en ambos casos. Adicionalmente los materiales del modelo deben tener el mismo peso específico ($S_\gamma = 1$), igual relación de Poisson ($S_\nu = 1$), y mismo amortiguamiento ($S_\xi = 1$) que los materiales del prototipo, lo cual es a veces difícil de lograr. Aunque este tipo de similitud es deseable en todos los modelos estructurales, es difícil de lograr en la práctica, por limitaciones tecnológicas y económicas.

2.3.2 Modelo de similitud simple

En este tipo de modelación, el investigador relaja alguno o algunos de los requerimientos de similitud, al considerar que tienen poca o nula importancia para el desarrollo del experimento. En este caso los modelos son construidos con los mismos materiales del prototipo ($S_\sigma = 1$ y $S_\varepsilon = 1$), lo que implica que no cambian las propiedades de los materiales, solamente sus dimensiones, (ver figura 3.2). Los modelos construidos y ensayados como

parte de este trabajo fueron modelos de este tipo y se usó una relación de escala de 1:2 ($S_L = 0,5$).

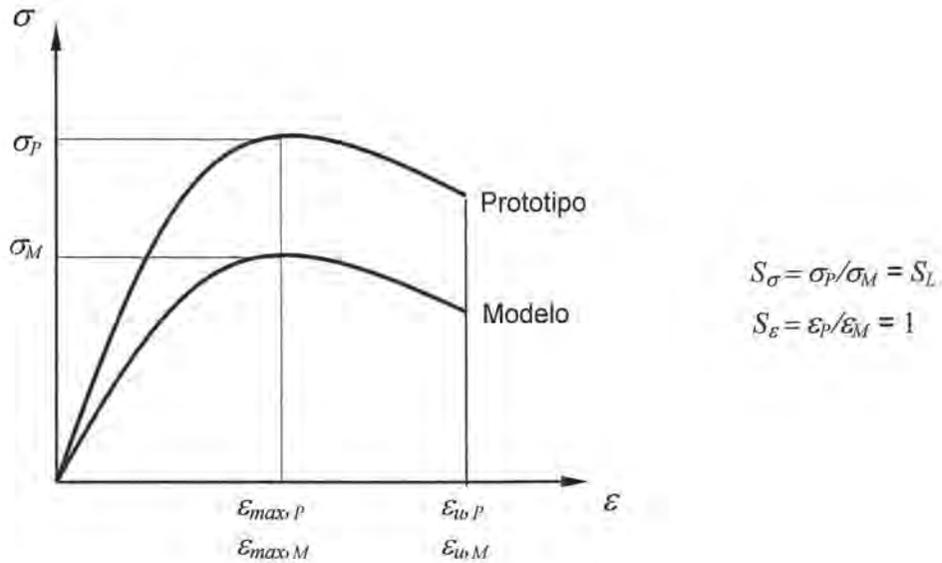


Fig 2.1 - Relación esfuerzo deformación para modelo de similitud completa

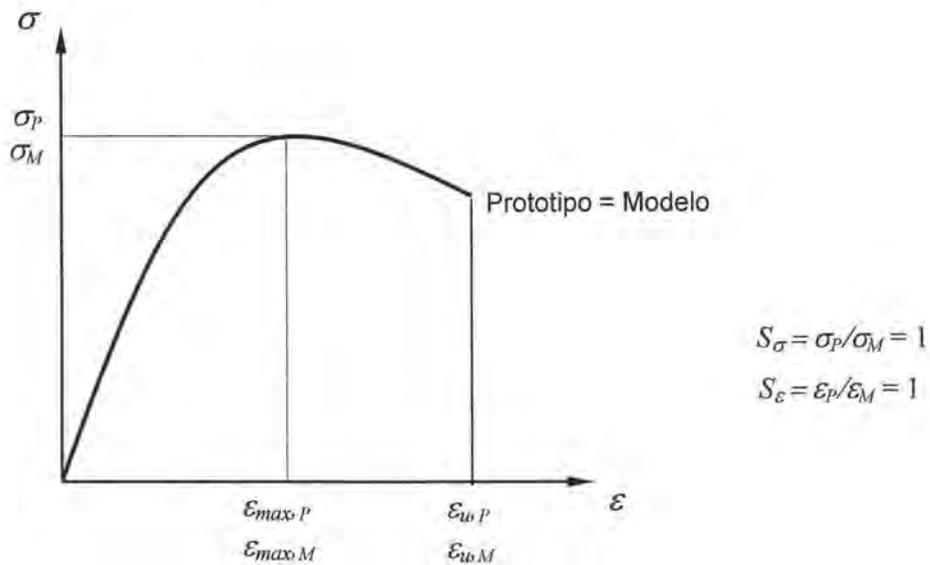


Fig 2.2 - Relación esfuerzo deformación para modelo de similitud simple

En la tabla 2.1, se presentan los factores de escala obtenidos teóricamente para representar el comportamiento dinámico de las estructuras. En esta tabla, se presentan

las ecuaciones generales, así como los factores de escala correspondientes a los modelos de similitud completa y similitud simple.

Para el caso de modelos ensayados en mesa vibradora, el comportamiento dinámico requiere que la distribución de masas y rigideces en la altura del modelo sean similares a las del prototipo. Por otra parte, los mecanismos de falla para estructuras de mampostería confinada, requieren que el nivel de esfuerzos de trabajo en los muros del modelo sean similares a los del prototipo. Ambos requerimientos son automáticamente satisfechos para el caso de modelos de similitud completa; sin embargo, para modelos de similitud simple se requiere hacer compensaciones para asegurar la similitud en distribución de masas y esfuerzos de trabajo, (Tomazevic y Velechovsky, 1992).

Tabla 2.1 - Factores de escala para modelos en condiciones dinámicas

Cantidad	Expresión	Similitud completa	Similitud simple
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	S_L	S_L
Deformación (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_P / f_M$	S_L	1
Esfuerzo (σ)	$S_\sigma = f_P / f_M$	S_L	1
Modulo de elasticidad (E)	$S_E = S_\sigma / S_\varepsilon$	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)	$S_t = S_L (S_\gamma S_E / S_f)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	S_L
Frecuencia (w)	$S_w = 1 / S_t$	$1 / (S_L)^{1/2}$	$1 / S_L$
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\varepsilon$	S_L	S_L
Velocidad (v)	$S_v = S_\varepsilon (S_f / S_\gamma)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / (S_L S_\gamma)$	1	$1 / S_L$
Masa (m)	$S_m = S_\gamma S_L^3$	S_L^3	S_L^3
Amortiguamiento (ξ)	$S_\xi = \xi_P / \xi_M$	1	1
Relación de poisson (ν)	$S_\nu = \nu_P / \nu_M$	1	1
Momento (M)	$S_M = S_f S_L^3$	S_L^4	S_L^3
Energía (EN)	$S_M = S_f S_L^3$	S_L^4	S_L^3
Coefficiente sísmico (c)	$S_c = S_a$	1	$1 / S_L$

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Como se mencionó en el Capítulo 1, en las instalaciones de la mesa vibradora del Instituto de ingeniería de la UNAM se desarrolla desde hace algunos años el proyecto “Comportamiento sísmico de viviendas de mampostería confinada en México”, que comprende el ensaye en mesa vibradora de modelos a escala reducida de edificios de mampostería confinada de varios niveles.

En la primera etapa del proyecto, se diseñó, construyó y ensayó en mesa vibradora un modelo de mampostería confinada de un nivel (Guerrero, 2003 y Vázquez, 2005). Los objetivos de esta etapa fueron:

- 1) Estudiar el comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería confinada de un piso ante excitaciones dinámicas representativas del Pacífico mexicano en términos de resistencia, degradación de rigidez, ductilidad y capacidad de disipación de energía.
- 2) Evaluar el efecto del confinamiento de aberturas para puertas y ventanas.
- 3) Estudiar la influencia de la densidad de muros y el sobrepeso de la estructura en los mecanismos resistentes y modo de falla.
- 4) Estimar el margen de seguridad del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en función de las demandas de aceleración del espectro de diseño con respecto a la de los sismos aplicados.

A partir de las observaciones y resultados encontrados en la primera etapa, se decidió la construcción de un modelo tridimensional a escala 1:2 de vivienda de mampostería confinada de tres niveles con características físicas y geométricas similares al modelo de un piso ensayado, dando así lugar a la segunda etapa del programa experimental. El diseño, construcción y ensaye del modelo de tres pisos se plantearon a partir de los siguientes objetivos específicos:

- 1) Avanzar en México en el conocimiento y desarrollo de ensayes dinámicos en mesa vibradora de estructuras tridimensionales a escala reducida de varios niveles.
- 2) Evaluar el desempeño sísmico de edificaciones típicas de interés social conforme a la práctica de diseño y construcción nacional.

- 3) Evaluar el efecto de las deformaciones por flexión en el comportamiento global de estructuras de mampostería de varios niveles.
- 4) Estudiar las variaciones de las propiedades dinámicas de este tipo de construcciones para diferentes niveles de daño, y establecer recomendaciones de diseño para edificaciones de este tipo.

Con los resultados obtenidos en los ensayos de los modelos de uno y tres pisos y siguiendo los conceptos del modelo trilineal planteado por Tomazevic, Sandoval, calibró un modelo analítico para predecir la respuesta sísmica de edificaciones de mampostería confinada (Sandoval 2005).

Por último, dadas las características finales del daño encontradas en el modelo de tres pisos, se decidió demoler la planta baja, desplantar el nuevo modelo (M2) sobre una cimentación y realizar el ensaye en la mesa vibradora (Barragán, 2005).

En este capítulo se explica en detalle, la definición del prototipo y modelo de estudio (M3SRCC), las características físicas del espécimen seleccionado, la aplicación de la teoría de modelación dinámica, los criterios de diseño, el proceso constructivo, las propiedades de los materiales escalados, la evaluación de las cargas adicionales en la losa y el nivel de esfuerzos en los muros. De igual manera, se describe la instrumentación y el sistema de captura de datos, las historias de aceleración empleadas, así como el procedimiento de ensaye y captura de las señales. Por último, se presentan los resultados de pruebas de vibración ambiental realizadas al modelo antes del ensaye en mesa vibradora, así como, algunos modelos matemáticos que intentan reproducir la respuesta del modelo en el intervalo de comportamiento elástico.

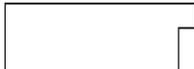
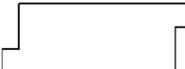
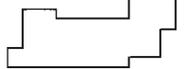
3.2 DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO

La definición del prototipo de vivienda a ser analizado requirió el estudio cuidadoso de dos aspectos. El primero de ellos, se enfocó hacia la definición de las características físicas, geométricas y mecánicas del prototipo, de modo tal, que fueran representativas de viviendas unifamiliares o multifamiliares construidas en diferentes estados de la República Mexicana, en especial aquellos con mayor amenaza sísmica. El segundo aspecto se centró en la definición de la configuración arquitectónica, apegándose a las características

de los prototipos estudiados y a las características físicas y capacidad de la mesa vibradora.

Con el propósito de definir la configuración geométrica, en planta y elevación, y las propiedades mecánicas de los modelos a ser construidos y ensayados en la mesa vibradora, se revisaron más de 150 proyectos de vivienda construidos en diferentes estados de la Republica Mexicana por el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT). Para evaluar las características geométricas y constructivas, se integró un banco de datos en el cual se clasificaron los prototipos dependiendo de su ubicación, configuración en planta, tipo de piezas usadas, densidad de muros, resistencia de materiales, entre otras (Alcocer et al. 2000). En cuanto a la configuración de las plantas arquitectónicas, los prototipos estudiados se clasificaron en subgrupos, tal como se presenta en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Configuración arquitectónica de prototipos estudiados del INFONAVIT

Clasificación	No. prototipos	Configuración
Planta rectangular sin salientes	17	
Planta alargada sin salientes	37	
Planta alargada con saliente en lado corto	40	
Planta alargada con saliente en lado largo	14	
Planta alargada con saliente en cada lado corto	29	
Planta con perímetro muy irregular	17	

Con base en esta clasificación, y teniendo en mente la sencillez de los modelos por construir, se estudiaron más detalladamente las configuraciones de los prototipos con planta rectangular sin salientes y aquéllos con planta alargada sin salientes. Se tomaron en cuenta aspectos tales como: ubicación, peligro sísmico, número de pisos, área por

vivienda, cantidad de viviendas construidas y las características de los materiales utilizados. Se estudiaron, además, otras características de los prototipos, tales como la relación entre la densidad de muros (relación entre el área transversal de muros en una dirección y el área de la losa) y el esfuerzo cortante y axial de diseño de la mampostería con que estaban contruidos. Al respecto se puede mencionar que no se observó una tendencia definida que permita afirmar que en las zonas de mayor peligro sísmico los prototipos se hayan construido con resistencias superiores de diseño.

Como resultado de este estudio se eligieron algunas configuraciones arquitectónicas y se definieron algunos valores representativos para ser utilizados en el diseño de los modelos tales como distribución y dimensiones de puertas y ventanas, así como la altura de entrepiso. Las dimensiones comunes de puertas fueron de 0,98 x 2,10 m, las de ventanas de 1,0 x 1,20 m y la altura de entrepiso de los prototipos varió de 2,3 a 2,4 m. Por otra parte, en cuanto a la resistencia del concreto para castillos, dalas y losas, los valores más comunes fluctúan entre 200 y 250 kg/cm², mientras que para el mortero varían entre 100 y 150 kg/cm².

Conocidas las características más representativas de las viviendas construidas por el INFONAVIT, que ayudaran en la definición de los prototipos y sus respectivos modelos a ser contruidos y ensayados ante excitaciones dinámicas, se pensó en las características físicas que presenta la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería (Alcocer y Murià, 1997), así como las instalaciones del laboratorio, específicamente en lo referente al área de construcción, altura total de modelos y carga máxima permisible.

En cuanto al área disponible, la mesa vibradora tiene una superficie cuadrada con un área total de 16 m²; sin embargo, atendiendo a la distribución de los orificios perimetrales para fijar los especímenes, la mesa vibradora presenta un área útil de construcción de 12,8 m². Por otra parte, la altura de los modelos está limitada a 5,5 m teniendo en cuenta las características de la grúa viajera para transportar los modelos hacia la mesa vibradora o como soporte que evite el colapso de los especímenes en su estado último de carga. En lo que se refiere a la capacidad máxima de carga (o peso de los modelos), tomando en cuenta su posible frecuencia de vibración, se fijó como límite máximo 20 tf.

En esta fase del proyecto se definió la ley de similitud a utilizar para definir una correspondencia entre los modelos y prototipos; tomando en cuenta que los modelos de

similitud simple son construidos con los mismos materiales del prototipo, es decir, sin cambiar las propiedades del material sino solamente sus dimensiones, se decidió construir los modelos utilizando esta técnica de modelación y una escala de 1:2 para los modelos de uno y tres pisos y de 1:2,4 para el modelo de cinco pisos.

Una vez evaluadas las características antes mencionadas, se definió la configuración arquitectónica del prototipo "Rancho Victoria" como la más cercana a las condiciones deseables a ser reproducidas en los modelos. Este prototipo está ubicado en Ecatepec, Estado de México, consiste en una estructura de dos niveles, con dimensiones en planta baja de 9,25 x 7,24 m y comprende dos viviendas cada una con área en planta de 33,5 m², separadas por un muro medianero. Como se observa en la figura 3.1, el sistema estructural se compone de tres grandes muros de carga en la dirección longitudinal y de algunos muros que definen aberturas para puertas y ventanas en dos de las fachadas, así como de algunos muros que delimitan los espacios interiores, en la dirección transversal.

Considerando que la mesa vibradora presenta dos grados de libertad de desplazamiento (horizontal y vertical), se diseñó la distribución de muros en la dirección del ensaye teniendo en cuenta los posibles modos de falla de los mismos, esto es, muros con aberturas, muros acoplados y muros largos formados por varios paneles. Por su parte, en la dirección perpendicular, se diseñaron muros interiores para delimitar los espacios y se acondicionaron muros de fachada que permitieran cierto grado de accesibilidad al interior, así como para rigidizar por torsión y mejorar la estabilidad de los modelos. Esto último, con el propósito de minimizar las oscilaciones por torsión, y de esta forma, asegurar que las solicitaciones en los muros colineales al movimiento de la mesa sólo se deban a la oscilación de las masas en esa dirección.

Tomando en cuenta todas estas consideraciones, se propuso un prototipo con una configuración arquitectónica en planta similar a la de "Rancho Victoria" y diferente número de niveles, con dimensiones en planta de 7,16 m x 7,16 m, área de vivienda de 25,6 m² y altura de entrepisos de 2,40 m. El sistema estructural estaba compuesto por muros de mampostería de barro rojo recocido con dimensiones nominales de 6 x 12 x 24 cm y confinados por castillos y dalas, una losa maciza de concreto reforzado de 12 cm de espesor y una cimentación formada por vigas de concreto reforzado (3.2).

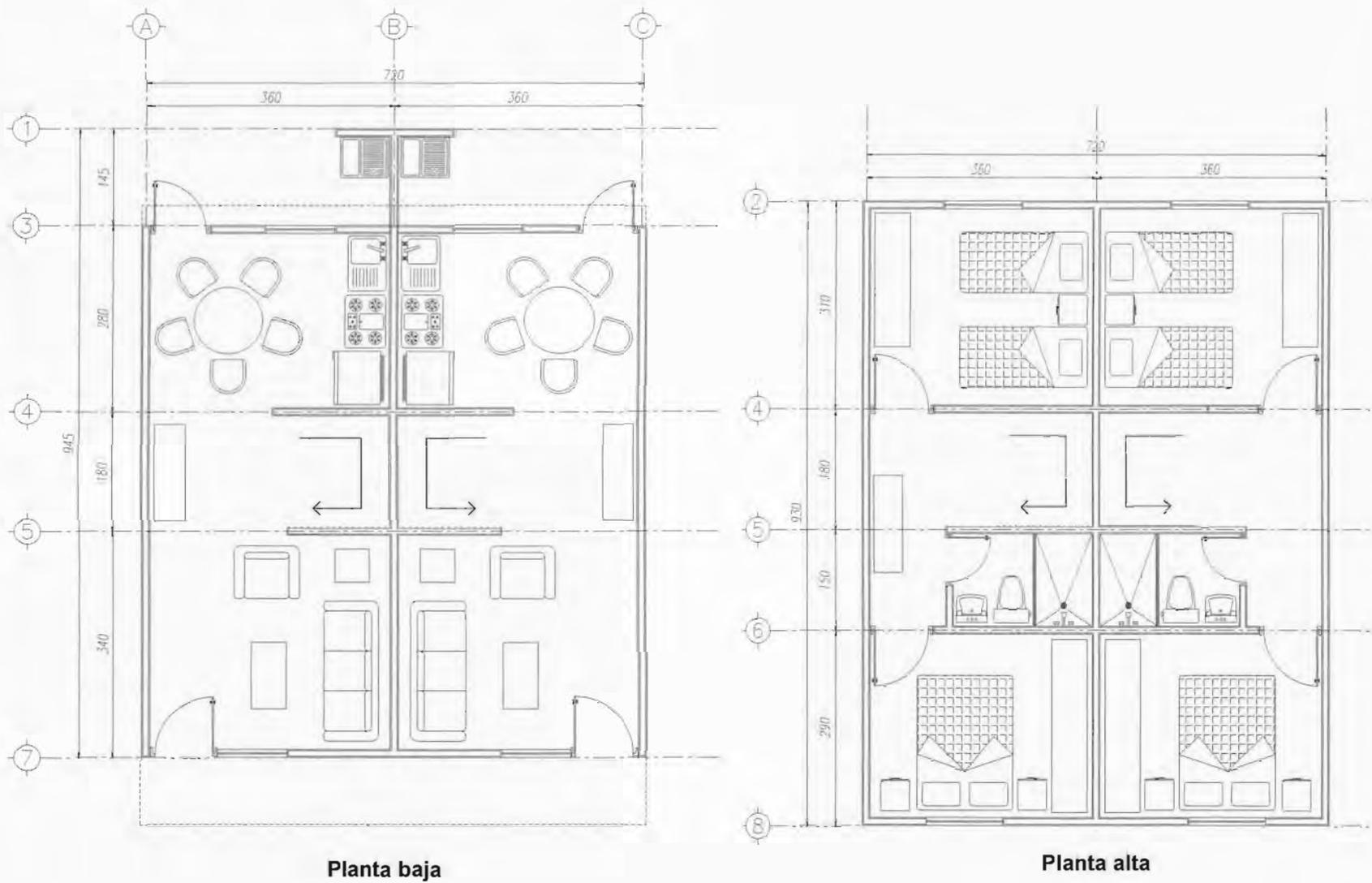


Fig 3.1 – Planta arquitectónica prototipo Rancho Victoria

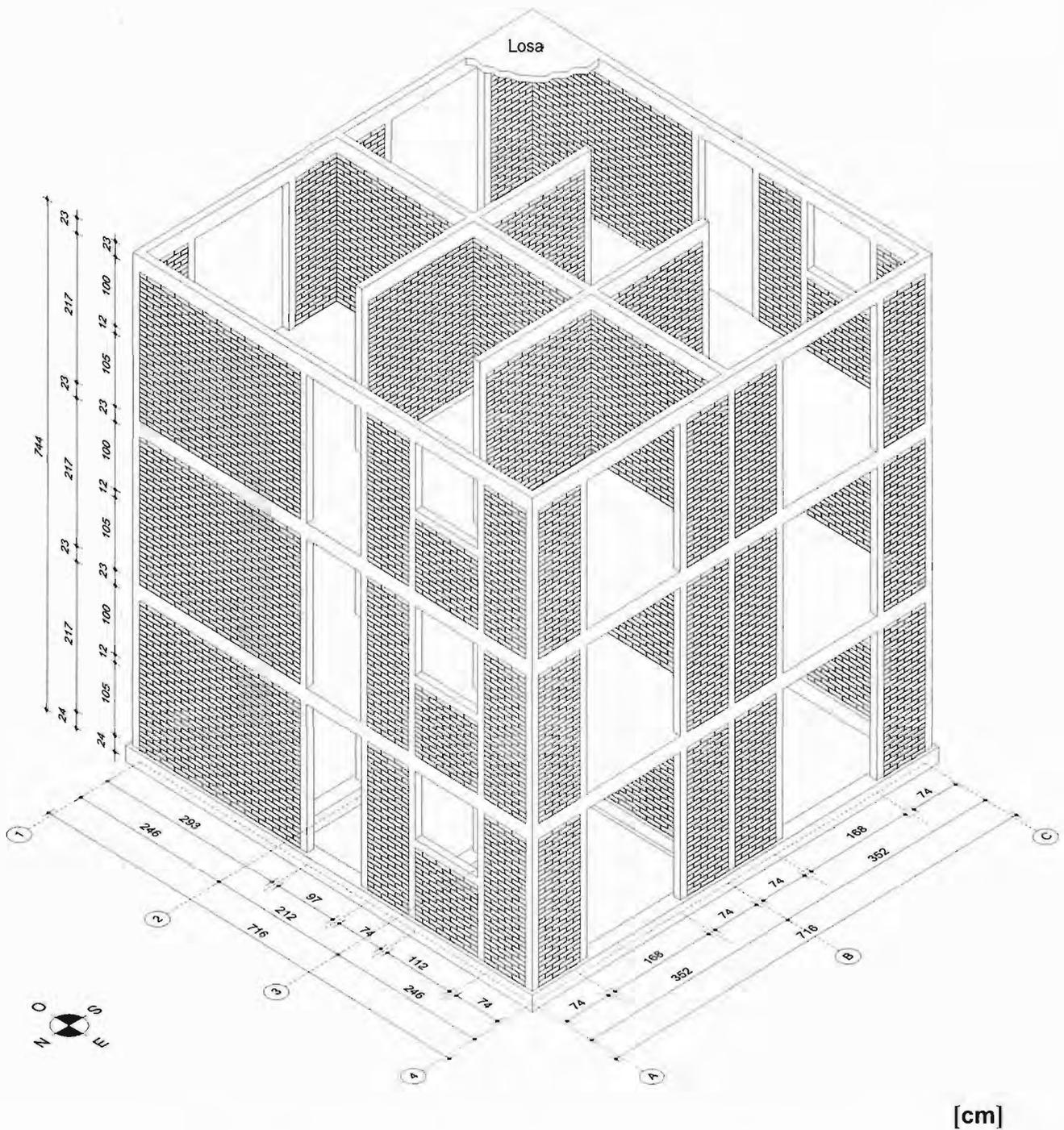


Fig 3.2 - Geometría y dimensiones prototipo P3SRCC

En la dirección longitudinal (E-O), el sistema estructural estaba formado por tres ejes de muros (ejes A, B y C), los ejes A y C corresponden a muros de fachada con aberturas para puertas y ventanas, mientras que el eje B corresponde a un muro medianero o de colindancia. En la dirección transversal (N-S), el sistema estructural estaba compuesto por

cuatro ejes de muros (ejes 1, 2, 3 ,4); los muros en los ejes 1 y 2 corresponden a fachadas y los muros sobre los ejes 2 y 3 definen los espacios internos. Los accesos están compuestos por núcleos de escaleras ubicados en los ejes A y C, los cuales no serán considerados en este trabajo.

Por otra parte, la resistencia de diseño para el concreto en castillos, dalas y losas se estableció en 200 kg/cm^2 , mientras que para el mortero se definió un valor de resistencia de 125 kg/cm^2 . El refuerzo principal para castillos, dalas y losas estaba formado por barras de acero corrugado del no.3 (9,5 mm) con resistencia nominal de fluencia de 4200 kg/cm^2 , y el refuerzo transversal estaba compuesto por estribos cerrados elaborados con alambrión del no.2 (6,4 mm) con esfuerzo nominal de fluencia de 2500 kg/cm^2 . El prototipo se diseñó de acuerdo con la práctica vigente, siguiendo las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Gobierno, 2004).

3.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO M3SRCC

Una vez definidas las características físicas y mecánicas del prototipo se usaron las leyes de similitud para establecer la correspondencia entre el modelo y el prototipo; como se explicó en el capítulo 2, los modelos de similitud simple son construidos con los mismos materiales del prototipo, es decir, sin cambiar las propiedades del material sino solamente sus dimensiones, de manera que sus curvas esfuerzo-deformación son similares. De esta forma y usando una escala de 1:2 se llegó al modelo M3SRCC (modelo de 3 pisos, sin refuerzo interior y con confinamiento en las zonas extremas de castillos).

Las dimensiones nominales en planta del modelo fueron de $3,58 \times 3,58 \text{ m}$, altura total de $3,60 \text{ m}$ y área en planta de $12,82 \text{ m}^2$. Se usaron muros confinados por castillos y dalas dispuestos en el perímetro de todos los muros y en especial en las aberturas para puertas y ventanas. Como sistema de piso se usaron losas macizas de concreto reforzado. En la tabla 3.2, se resumen las características físicas y las propiedades mecánicas de diseño para los materiales del prototipo y modelo estudiado.

Tabla 3.2 – Características físicas y mecánicas de diseño para modelo y prototipo

Propiedad	Prototipo	Modelo
Área en planta, m ²	51,28	12,82
Abertura para puerta, cm	97 x 217	48,5 x 108,5
Abertura para ventana, cm	112 x 100	56 x 50
Altura de piso, cm	240	120
Tabique, cm	6 x 12 x 24	3 x 6 x 24
Junta de mortero, cm	1	0,5
Sección de castillos, cm	12 x 12	6 x 6
Sección de dalas, cm	23 x 12	11,5 x 6
Espesor losa, cm	12	6
Dala de cimentación, cm	24 x 24	12 x 12
Diámetro acero longitudinal, (mm)	3/8" (9,5)	3/16" (4,76)
Diámetro acero transversal, (mm)	1/4" (6,4)	1/8" (3,2)
Tamaño máximo de grava, (mm)	3/4" (19)	3/8" (9,5)
Tamaño máximo de arena, mm	4,76	2,38
Resistencia nominal del concreto, kg/cm ²	200	200
Resistencia nominal del mortero, kg/cm ²	125	125
Resistencia nominal del acero, kg/cm ²	4200	4200
Resistencia nominal de los estribos, kg/cm ²	2500	2500

3.3.1 Sistema estructural

El sistema estructural en todos los niveles estaba formado por muros de mampostería de tabique rojo recocido de tipo artesanal, confinados por castillos y dalas. En la dirección longitudinal (E-O) que corresponde a la dirección de aplicación del sismo, el sistema resistente estaba formado por tres ejes de muros; en dos de ellos (fachadas A y C) se definieron aberturas para puertas (48,5 x 108,5 cm) y ventanas (50 x 50 cm), confinadas por castillos y dalas, mientras que el eje B correspondía a un muro medianero o de colindancia, formado por tres tableros de muros. En la dirección transversal (N-S) el sistema estaba compuesto por cuatro ejes de muros, dos de ellos (fachadas 1 y 4) definían aberturas (84 x 108,5 cm) que arquitectónicamente correspondían a ventanas y para fines prácticos facilitarían el acceso al modelo durante el ensaye, por su parte los muros sobre los ejes 2 y 3 definían los espacios interiores de la vivienda. El modelo era simétrico en planta y la distribución de muros era la misma en todos los pisos.

Los castillos tenían una sección transversal de 6 x 6 cm y estaban reforzados por cuatro barras corrugadas de diámetro 3/16" (4,76 mm) con una longitud igual a la altura total del modelo, sin traslapes en altura, y con ganchos a 90° en ambos extremos. Las longitudes

de los ganchos fueron de 15 cm en cimentación y 6 cm en la losa de azotea. Como refuerzo transversal se usaron estribos cerrados con gancho a 135° hechos con alambre comercial de diámetro 1/8" (3,2 mm). Todo el acero fue tratado térmicamente para adecuar las características esfuerzo-deformación de barras comerciales, a las requeridas por el modelo de similitud, tal como se detalla en la sección 3.4.5.

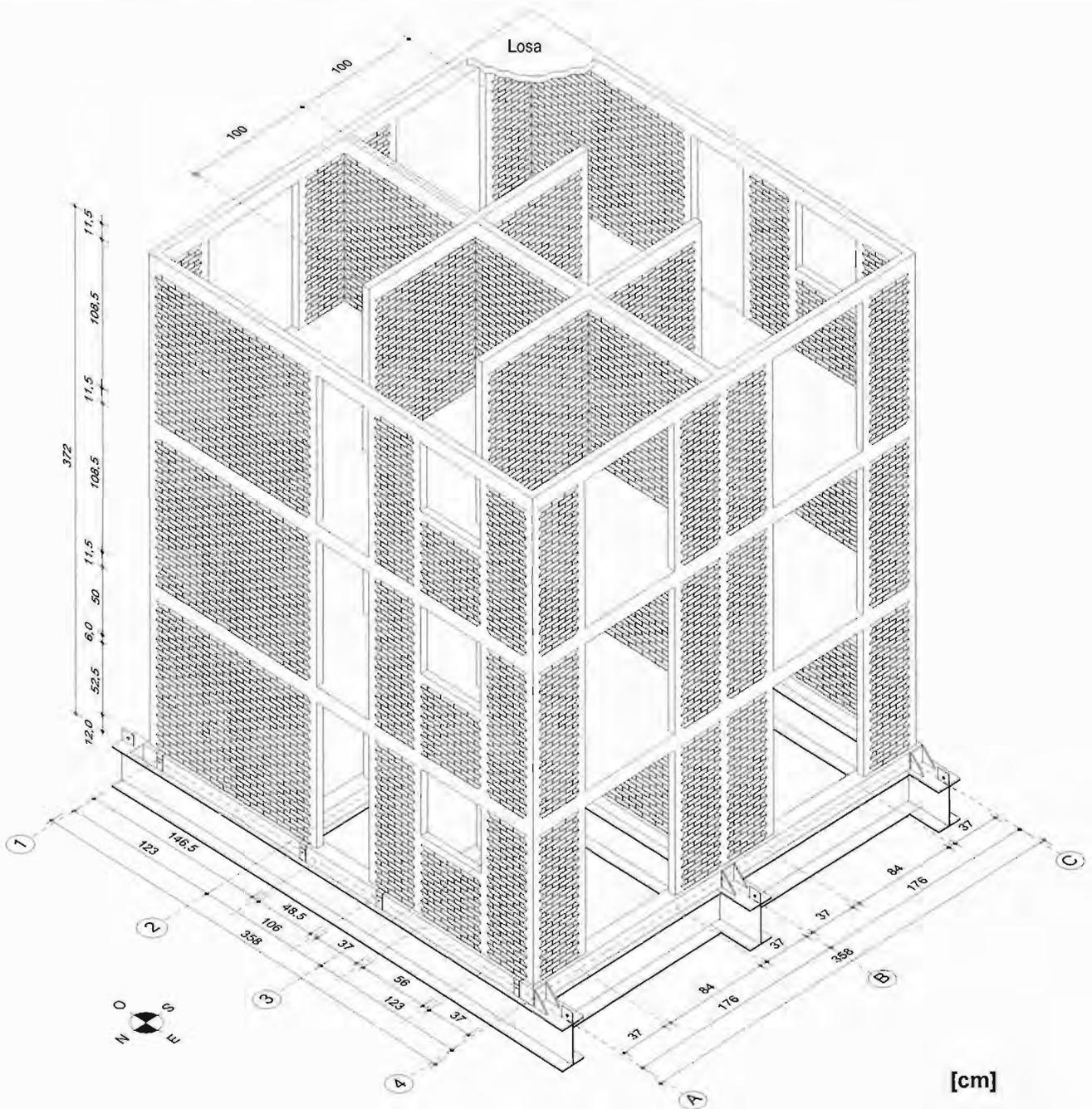


Fig 3.3 - Geometría y dimensiones modelo M3SRCC

En los dos primeros pisos, la separación de los estribos en la altura fue variable, usándose un espaciamiento de 3 cm en zonas confinadas (intersección de castillos y dalas) y de 10 cm en otras regiones. Aunque lo anterior no es una práctica común de construcción, se tomó en cuenta con base en resultados experimentales de investigaciones pasadas, donde se ha observado un comportamiento más estable y una mayor capacidad de deformación, cuando se reduce la separación del refuerzo transversal en los extremos de castillos (Hernández y Meli, 1976).

Las dalas tenían una sección transversal de 6 x 11,5 cm y estaban reforzadas con cuatro barras corrugadas y estribos cerrados con ganchos a 135°, similares a los usados en castillos. La separación de los estribos en las dalas fue constante e igual a 10 cm. En las figuras 3.4 y 3.5, se muestran detalles de los armados de castillos y dalas en los diferentes ejes del modelo.

3.3.2 Cimentación

Todos los muros de planta baja se desplantaron sobre una cimentación formada por dalas de concreto reforzado con dimensiones 12 x 12 cm y dispuestas sobre una parrilla de perfiles de acero (IR 305 x 5,98).

Las dalas se diseñaron y construyeron con concreto de resistencia nominal de 300 kg/cm² y como refuerzo se usaron castillos prefabricados (DEACERO 12-12-4) grado DA60, con un detallado típico para vigas de cimentación. Las funciones de la parrilla de perfiles de acero fueron permitir las maniobras de transporte del modelo desde su lugar de construcción hacia el lugar de la prueba sin producir agrietamientos en el espécimen y de permitir el anclaje del modelo a la mesa vibradora. Por lo tanto, su diseño involucró el control de deflexiones y la transferencia de cortante en la superficie de contacto con la dala de cimentación. La sección de los perfiles elegidos obedeció a la deflexión máxima para evitar agrietamientos en los tableros de mampostería; según Meli y Hernández (1975) una deflexión menor que 0.1% de la longitud del muro. Para la transferencia de cortante en la superficie de contacto con la dala de cimentación se diseñaron conectores, los cuales consistieron de porciones de perfiles de acero (C76 x 6,10 mm) soldados a la parrilla a cada 80 cm (figs. 3.4 y 3.5). Por último, y para evitar una falla por deslizamiento o volteo del modelo durante los ensayos dinámicos, se diseñaron dispositivos formados por placas de acero dispuestos en puntos específicos de la dala de cimentación en la dirección longitudinal (ejes A, B y C).

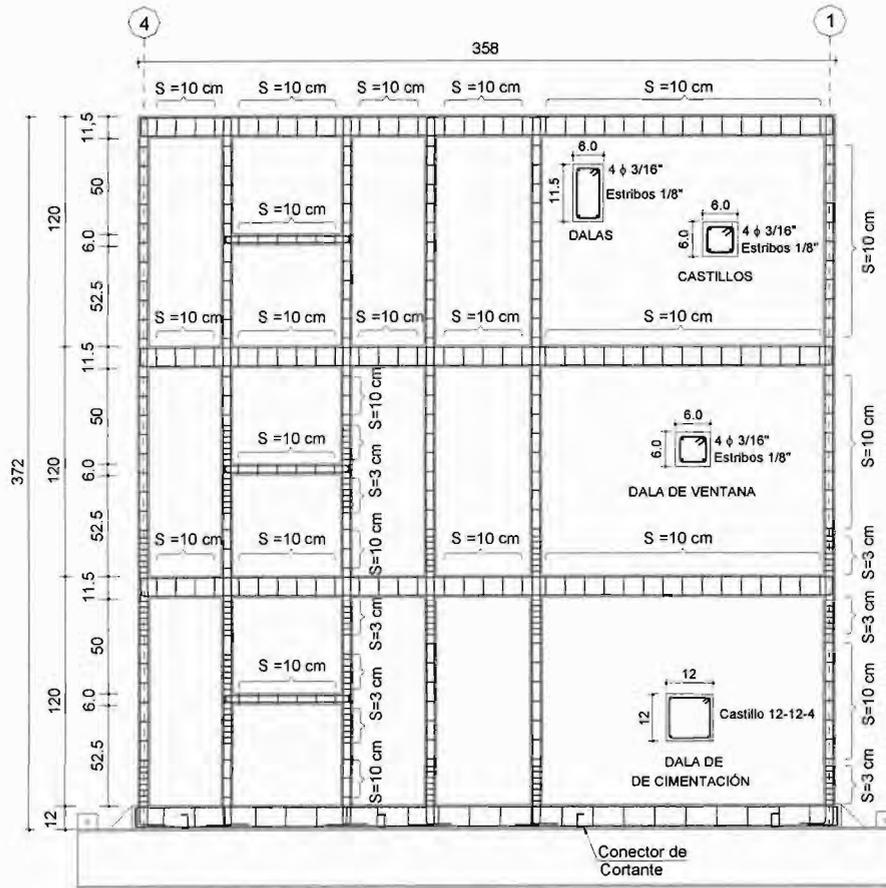
3.3.3 Sistema de piso

El sistema de piso (entrepisos y techo) estaba compuesto por losas macizas de concreto reforzado coladas monolíticamente con las dalas de cerramiento. Las dimensiones en planta fueron de 3,58 x 3,58 m y un espesor uniforme de 6 cm. Las losas fueron proyectadas para trabajar en dos direcciones; el diseño correspondió al prototipo y se hizo con el método de los coeficientes (NTC, 2004). Posteriormente se revisó cada tablero del modelo para evitar fallas por punzonamiento y deflexiones excesivas. Las cargas de diseño fueron de 414 kg/m² para entresijos y de 484 kg/m² para azotea, que corresponden al peso propio, la carga viva y el peso de plafones, recubrimientos y acabados, típicos para casa habitación (RDF, 2004). El armado de las losas en ambas direcciones estaba formado por barras corrugadas de 3/16" (4,8 mm) a cada 15 cm. En el lecho inferior (momento negativo), el refuerzo consistió de barras continuas rematadas con ganchos a 180° en ambos extremos, mientras que en el lecho superior (momento positivo) consistió de bastones con una longitud suficiente para proveer la resistencia requerida. El armado de las losas fue consistente con la práctica de diseño para viviendas de interés social, donde los prototipos se diseñan comúnmente con losas macizas de concreto de 12 cm de espesor y reforzadas con barras del no.3 a cada 30 cm, en dos direcciones. En la figura 3.6 se muestran detalles del refuerzo de las losas.

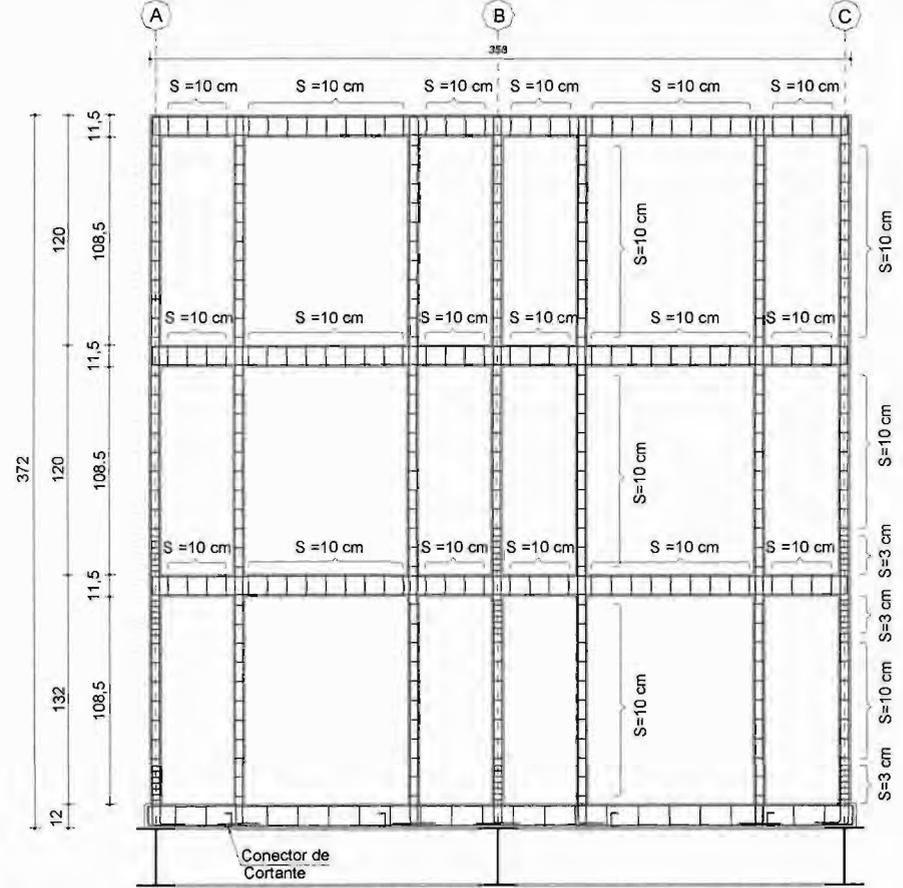
3.3.4 Masa adicional y esfuerzos de trabajo en los muros

Como se mencionó en el Capítulo 2, el comportamiento dinámico y los mecanismos de falla del modelo dependen primordialmente de la similitud en la distribución de masas a lo largo de la altura, así como del nivel de esfuerzos axiales en los muros, con respecto a los del prototipo.

En cuanto a la distribución de masas concentradas, el diseño de los muros de carga y los sistemas de piso en el prototipo, contempló las cargas debidas al peso propio (losa y muros), la carga viva y el peso de plafones, recubrimientos y acabados típicos para casa habitación (RDF, 2004). En el caso del modelo, por razones prácticas sólo se construyó la losa sin ningún tipo de recubrimientos, por lo que fue necesario adicionar masa para satisfacer con el requerimiento de similitud correspondiente a la carga viva y las cargas adicionales. En la tabla 3.3 se comparan las masas concentradas en el prototipo y las correspondientes al modelo, y se deduce la magnitud de la masa adicional.



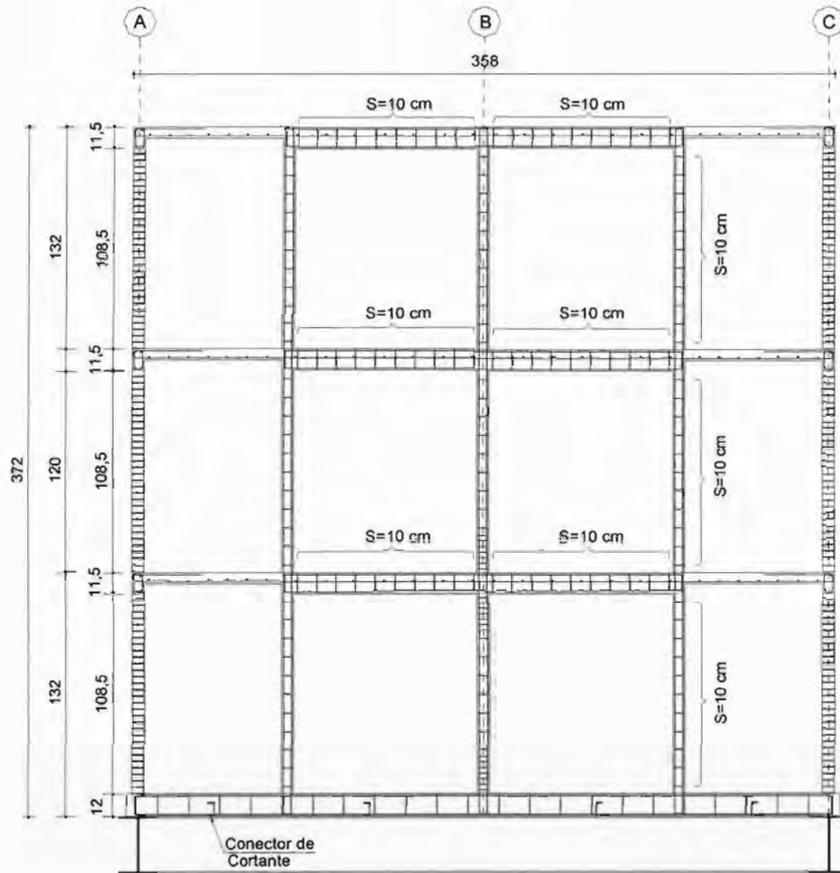
FACHADAS A y C



FACHADAS 1 y 4

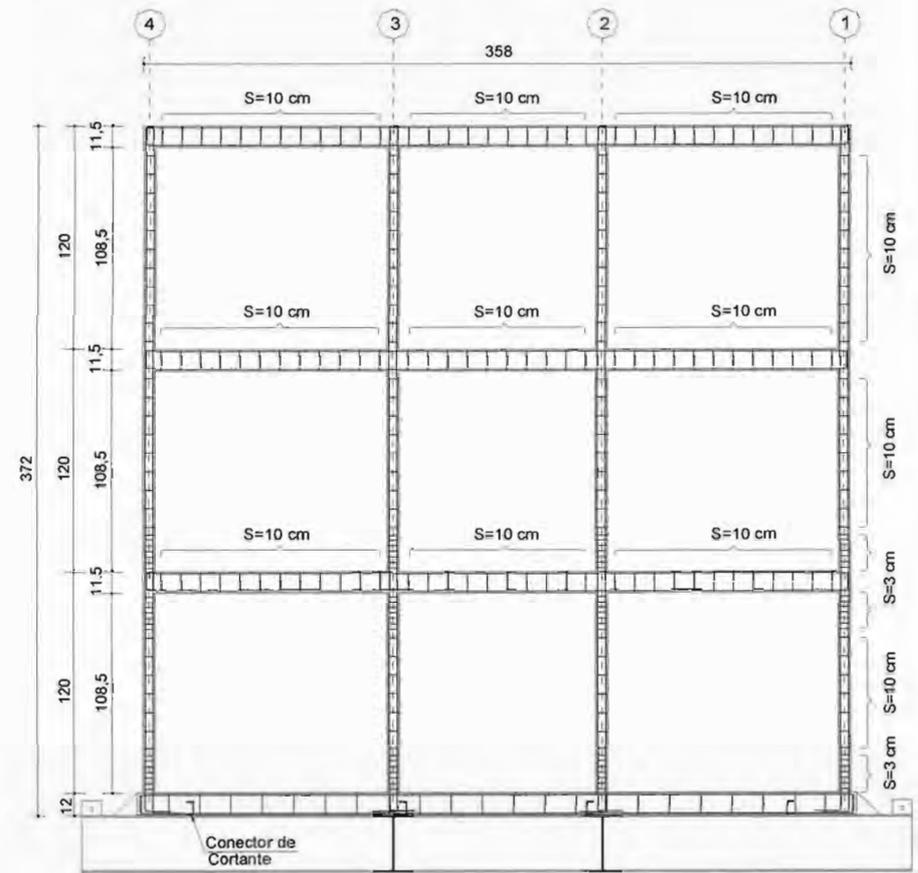
[cm]

Fig 3.4 - Armados de castillos y dalas (E - O)



EJES 2 y 3

[cm]



EJE B

Fig 3.5 - Armados de castillos y dalas (N- S)

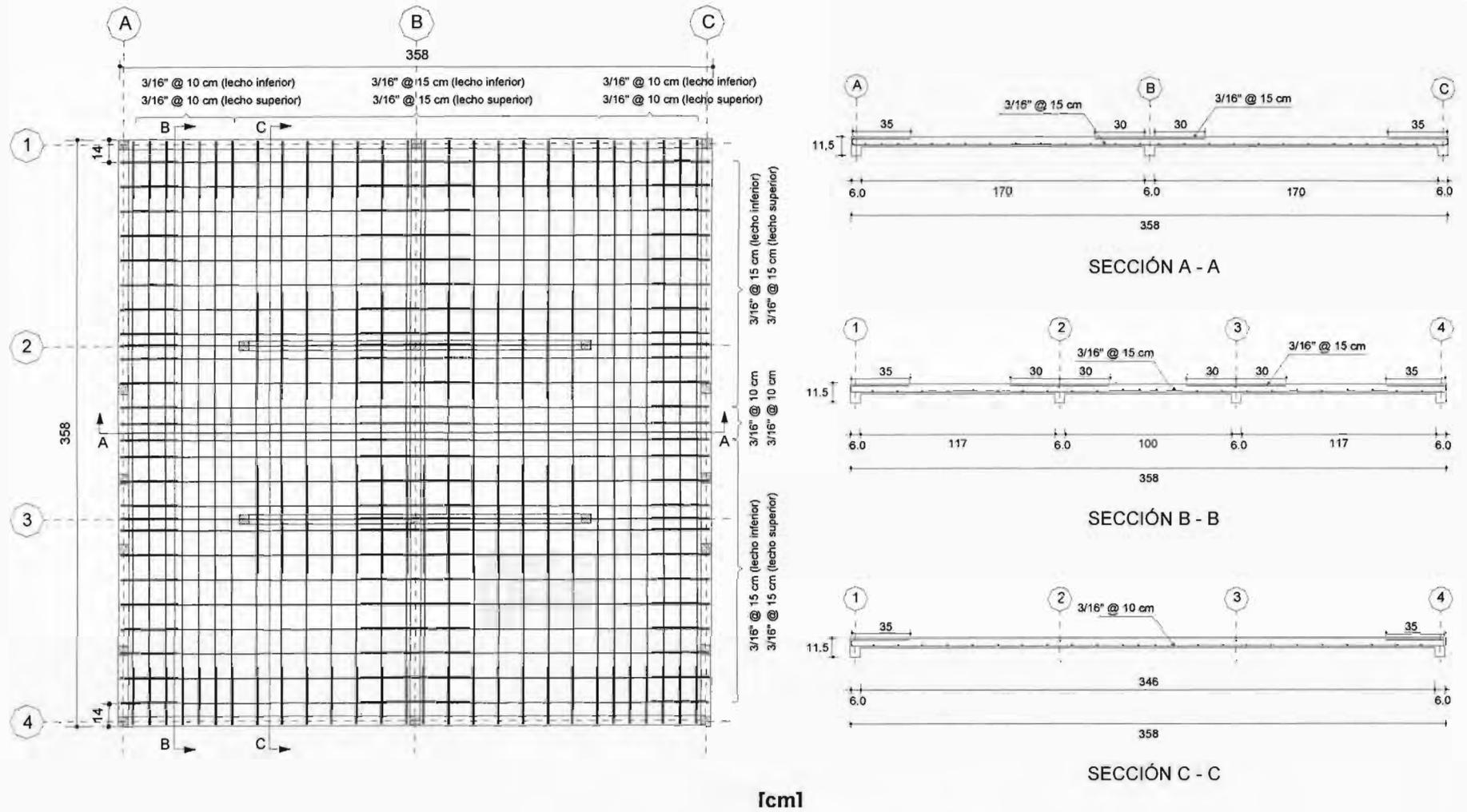


Fig 3.6 - Armados de losas

La masa adicional requerida por análisis, se calculó como la necesaria en el prototipo, afectada por el factor de escala de masas ($S_m=8$), y fue suministrada por medio de lingotes de plomo con un peso aproximado de 49 kg cada una, distribuidas uniformemente en el área de piso. Para la losa de azotea se usaron 30 lingotes (87% del peso propio de losa) mientras que para los entrepisos se usaron 20 lingotes (58% del peso propio de la losa). Estos lingotes fueron asegurados a cada losa por medio de barras roscadas de acero, adheridas a la matriz de concreto con resina epóxica (fig 3.6). La distribución de las barras se hizo de tal forma, que no se aportara rigidez a la flexión de las losas, en la dirección de las excitaciones sísmicas (fig 3.7).

Tabla 3.3 - Distribución de masas concentradas por piso en modelo y prototipo

Estructura	Elemento	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Prototipo (kg)	Muros confinados y pretilos	8074,90	16149,80	16149,80
	Peso propio	13534,12	13534,12	13534,12
	Carga viva y adicionales	11278,43	7689,84	7689,84
	Relación (Losa + adicionales/Muros)	3,07	1,31	1,31
Peso propio del Modelo (kg)	Muros confinados y pretilos	1009,37	2018,73	2018,73
	Losa	1,691.76	1691,76	1691,76
	Relación (Losa/Muros)	1,68	0,84	0,84
Modelo + peso Adicional (kg)	Muros confinados y pretilos	1009,37	2018,73	2018,73
	Losa	1691,76	1691,76	1691,76
	Peso adicional requerido	1409,81	961,24	961,24
	Peso adicionado	1470	980	980
	Total peso de piso	4171,13	4690,49	4690,49
	Relación (Losa + adicionado/Muros)	3,13	1,32	1,32

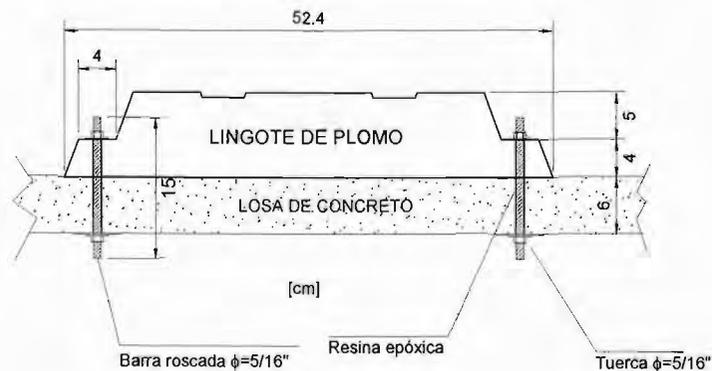


Fig 3.7 - Detalle de la fijación de barras de plomo en las losas

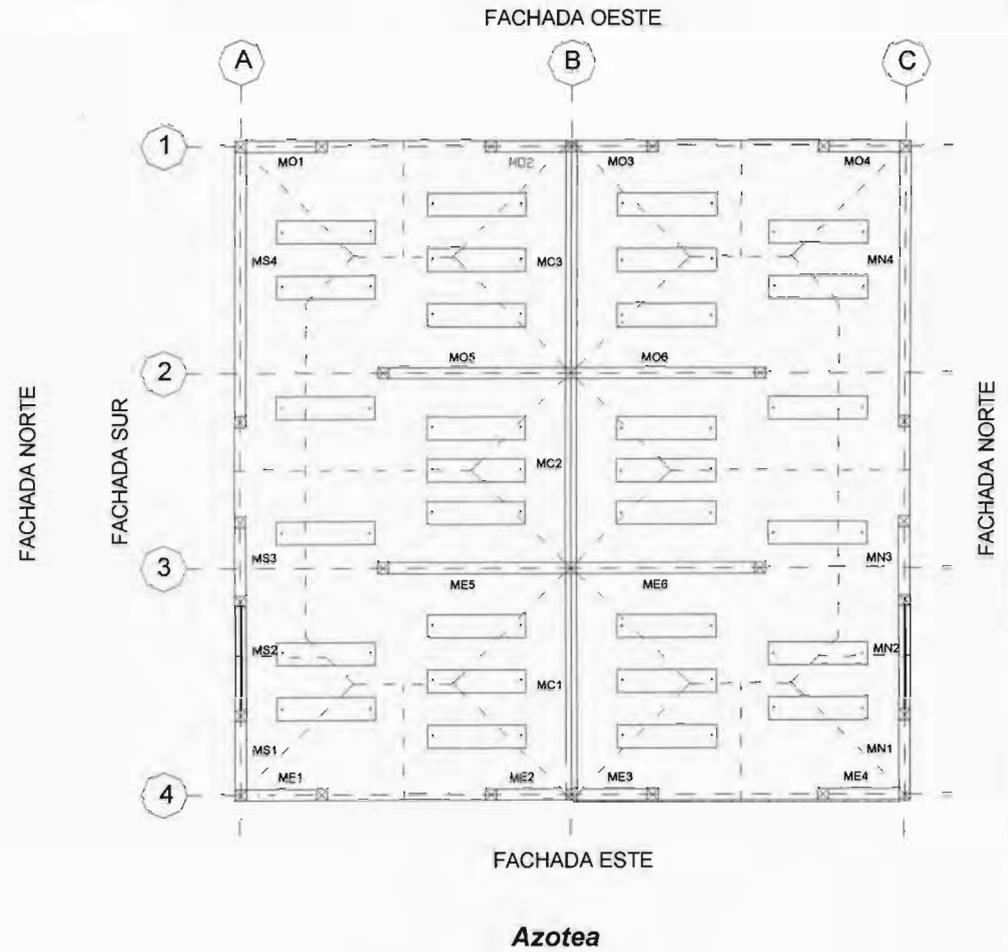
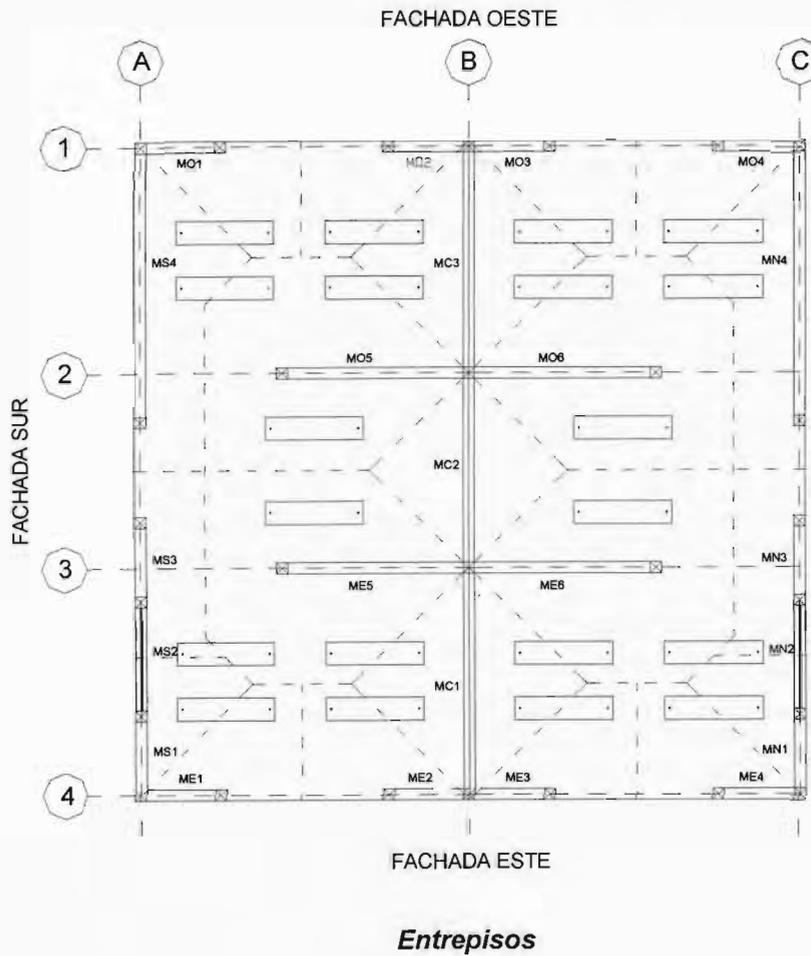


Fig 3.8 - Distribución de lingotes de plomo en losas

Con respecto al nivel de esfuerzos verticales en los muros del modelo, éstos fueron calculados tomando en cuenta la contribución de su peso propio y la carga tributaria de las losas (incluyendo las barras de plomo), usando un criterio de áreas tributarias (Meli, 2000). En la figura 3.8, se muestra con líneas punteadas la distribución de cargas de las losas de piso hacia los muros.

Un vez que se satisfizo el requerimiento de distribución de masas y se evaluó el nivel de esfuerzos axiales en los muros inducidos por el peso propio del modelo y las cargas adicionales, se encontró que el nivel de esfuerzos necesario para asegurar el requerimiento de similitud en el mecanismo de falla, fue insuficiente (ver tabla 3.4). Lo anterior se puede explicar, si se plantea el requerimiento de similitud de los esfuerzos causados por el peso propio de los materiales, esto es:

$$\frac{\sigma_P}{\sigma_M} = \frac{\gamma_P V_P / A_P}{\gamma_M V_M / A_M} = 1 \cdot S_L^3 \cdot \frac{1}{S_L^2} \Rightarrow \sigma_M = \frac{\sigma_P}{2} \quad (3.1)$$

Del requerimiento para el modelo de similitud simple, al construir con los mismos materiales que el prototipo, se tiene que:

$$\frac{\sigma_P}{\sigma_M} = 1 \Rightarrow \sigma_M = \sigma_P \quad (3.2)$$

Por lo tanto, para cumplir con el requerimiento de similitud se debe adicionar un esfuerzo en el modelo de:

$$\sigma_M = \frac{\sigma_P}{2} \quad (3.3)$$

Una posibilidad para satisfacer este requisito, consiste en adicionar una mayor cantidad de masa a los diferentes pisos, pero como resultado de ello, se modifica el comportamiento dinámico del modelo. Otra opción consiste en adicionar la fuerza necesaria en los muros de forma artificial, sin modificar la respuesta sísmica del modelo. Siguiendo este último criterio, se decidió presforzar todos los muros en la dirección de las excitaciones sísmicas (eje Y). Para ello, se usó un sistema de presfuerzo compuesto por cables delgados de acero $\phi 1/8"$ (3,2 mm), tensores y dinamómetros. Los cables estuvieron anclados a la cimentación y pasaban a través de pequeñas perforaciones en las losas de piso. Los tensores y dinamómetros se usaron para controlar el nivel de fuerza aplicada en los cables y para sujetar estos últimos a la cimentación (fig 3.9).

Tabla 3.4 - Distribución de esfuerzos axiales en muros para modelo y prototipo

Piso	Muro	Área de muro Lxt (cm ²)		Esfuerzo axial (kg/cm ²)		Diferencia de esfuerzos (kg/cm ²)	Fuerza externa (kg)
		Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo		
Tercero	MS1	888	222	1,07	0,53	0,53	118
	MS3	888	222	1,30	0,65	0,65	144
	MS4	3444	861	0,83	0,41	0,41	357
	MC1	2816	702	1,00	0,50	0,50	351
	MC2	2400	600	0,91	0,45	0,45	272
	MC3	2816	702	1,00	0,50	0,50	351
	MN1	888	222	1,07	0,53	0,53	118
	MN3	888	222	1,30	0,65	0,65	144
	MN4	3444	861	0,83	0,41	0,41	357
Segundo	MS1	888	222	2,17	1,09	1,09	241
	MS3	888	222	2,60	1,30	1,30	289
	MS4	3444	861	1,60	0,80	0,80	690
	MC1	2816	702	1,92	0,96	0,96	675
	MC2	2400	600	1,75	0,87	0,87	525
	MC3	2816	702	1,92	0,96	0,96	675
	MN1	888	222	2,17	1,09	1,09	241
	MN3	888	222	2,60	1,30	1,30	289
	MN4	3444	861	1,60	0,80	0,80	690
Primero	MS1	888	222	3,28	1,64	1,64	364
	MS3	888	222	3,90	1,95	1,95	433
	MS4	3444	861	2,38	1,19	1,19	1024
	MC1	2816	702	2,84	1,42	1,42	999
	MC2	2400	600	2,60	1,30	1,30	777
	MC3	2816	702	2,84	1,42	1,42	999
	MN1	888	222	3,28	1,64	1,64	364
	MN3	888	222	3,90	1,95	1,95	433
	MN4	3444	861	2,38	1,19	1,19	1024

¹ Se toma en cuenta el esfuerzo sobre los muros aportado por los lingotes de plomo.

Para satisfacer el requisito de fuerza axial adicional en cada muro, se distribuyó dicha fuerza de manera uniforme en la longitud del muro. Para lograr que la trayectoria de esfuerzos en los tableros fuera uniforme, se realizaron análisis por elementos finitos, los cuales permitieron determinar la posición de los cables que dieron lugar a la distribución más cercana a las condiciones requeridas en el prototipo.

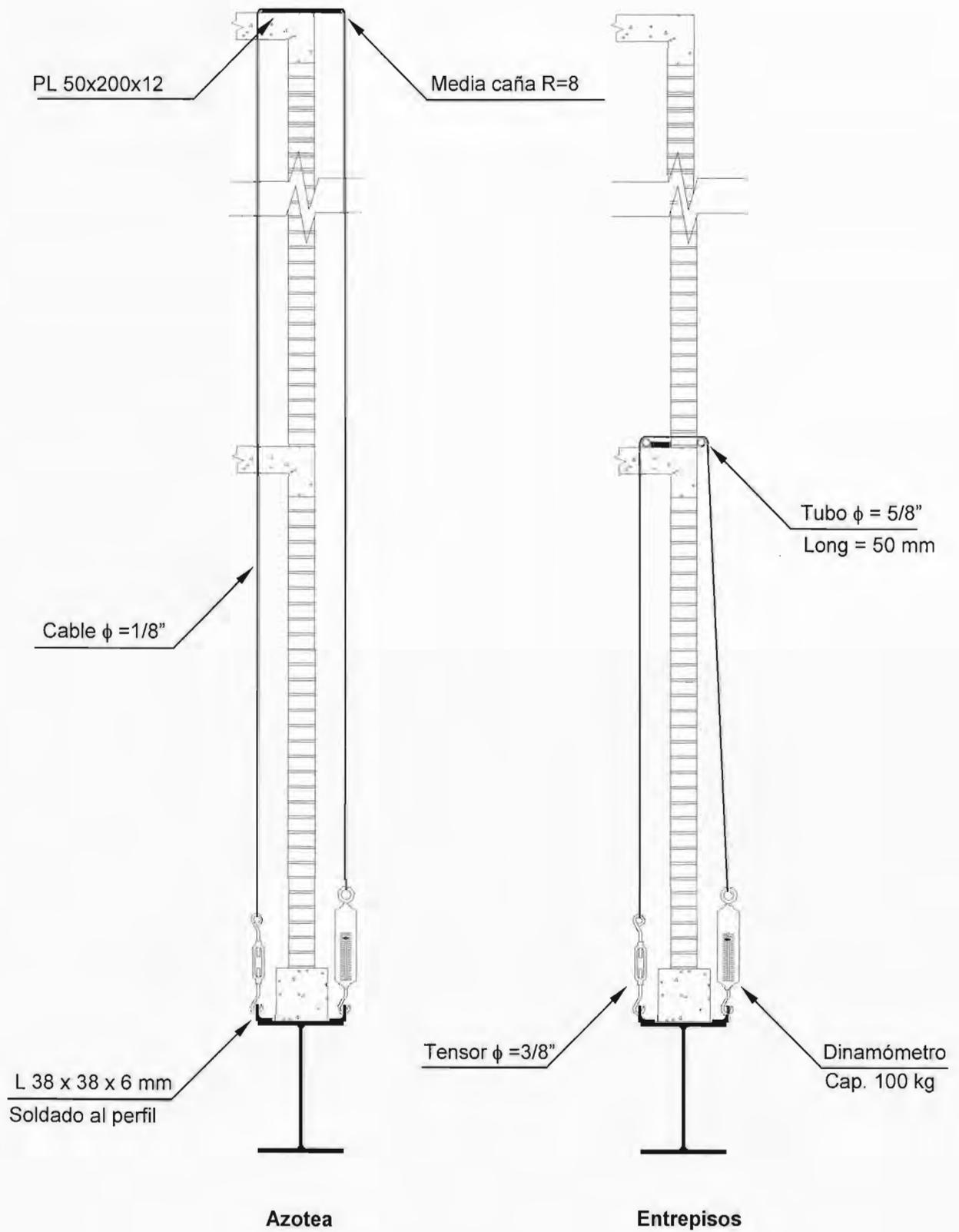


Fig 3.9 - Detalle de la fijación de tensores de presfuerzo**3.4 MATERIALES**

Los materiales empleados fueron especialmente manufacturados para cumplir con el requerimiento de similitud en esfuerzos y adecuarse a las características físicas de la escala empleada (1:2). En una etapa inicial, y con el propósito de conocer el comportamiento del acero de refuerzo, los proporcionamientos más adecuados para las mezclas de concreto y mortero, y el tipo de piezas de barro más idóneos para el experimento, se estudiaron las propiedades mecánicas de los materiales del modelo y prototipo, en especial aquéllas que tuvieran una influencia significativa en la respuesta dinámica del modelo. Se estudiaron las características esfuerzo-deformación del acero, el módulo de elasticidad y la resistencia a tensión y compresión del concreto, la resistencia a compresión del mortero y los tabiques, y la resistencia a compresión y tensión diagonal de la mampostería. Para obtener dichas propiedades se elaboraron y ensayaron probetas de acero, cilindros de concreto, cubos de mortero, tabiques de barro recocido, así como pilas y muretes de mampostería, usando los lineamientos de las normas mexicanas vigentes NMX y ONNCCE, así como las especificaciones sobre mampostería y concreto del RDF-93 y 2004. Durante la etapa de construcción, de manera similar a la etapa inicial, se tomaron muestras representativas de los materiales para obtener las propiedades mecánicas del modelo y verificar su calidad.

3.4.1 Tabiques

Con el propósito de usar tabiques de barro rojo recocido similares a los empleados en la construcción de edificaciones de mampostería en el Distrito Federal y la zona conurbada, se realizó un estudio comparativo entre más de diez tabiqueras ubicadas en los estados de México, Morelos y Puebla. De las diferentes tabiqueras se obtuvieron muestras de piezas de tamaño prototipo y se evaluaron sus características físicas y mecánicas. Considerando el costo, la calidad, así como la disponibilidad para elaborar los tabiques a escala reducida, se decidió contratar los servicios de la Tabiguera Las Maravillas, ubicada en San Martín Cuautlalpan, Chalco, Estado de México. Los tabiques del modelo, de fabricación artesanal, fueron elaborados en moldes especiales utilizando el mismo procedimiento, mano de obra y materiales que los usados para los tabiques de tamaño comercial.

Las dimensiones nominales de los tabiques del modelo fueron de 3x6x12 cm; sin embargo, debido al proceso artesanal de su manufactura, se registraron variaciones en

las dimensiones de hasta de 5 mm, razón por la cual se tuvo que pulir sus caras hasta obtener piezas prismáticas con las dimensiones requeridas. La resistencia promedio de las piezas, obtenidas de las pruebas de laboratorio para el prototipo y el modelo fueron de 114 y 120 kg/cm² (11,2 y 11,8 MPa), respectivamente.

Tabla 3.5 – Propiedades de tabiques

Propiedad	Tabique		Norma (NMX-C-404-1997)
	Modelo	Prototipo	
Dimensiones (cm)	5,6x11,8x23,8	3,1x5,9x12,0	Tolerancia de $\pm 4\%$
Compresión de pieza (f_p),	120	114	60
Peso volumétrico (kg/cm ³)	1541	1546	-

3.4.2 Mortero

El mortero usado para unir las piezas de tabique se diseñó con una resistencia nominal de 125 kg/cm², correspondiente a un mortero tipo I, según las NTCM. Debido a las limitaciones en el tamaño de las juntas (5 mm \pm 1 mm), la granulometría de la arena debió ser escalada, para tener un tamaño máximo de 2,38 mm. Para tal fin, la arena fue cribada eliminando todo el material retenido en la malla no.4 (4,76 mm). En la fig 3.11, se muestran las curvas granulométricas de la arena antes y después del proceso de cribado. Una vez definidas las características granulométricas de la arena, se procedió a establecer la dosificación del mortero más adecuado para obtener la resistencia de diseño. Se elaboraron cinco tipos de mortero con diferentes proporcionamientos de cemento, cal y arena. Se elaboraron cubos de 2,5 cm de arista y fueron ensayados a los 28 días. De los resultados obtenidos se definió el mortero con un proporcionamiento en volumen de 1:0,5:3,5 (cemento: cal: arena) y una fluidez de 110% como el más adecuado. La resistencia a la compresión fue de 141 kg/cm² (13,83 MPa). Se usó un mortero mixto con cemento y cal, para obtener una mezcla con mejor trabajabilidad, retentividad de agua, adherencia entre las piezas y por su resistencia moderada a la compresión. Todos los morteros fueron elaborados en una batidora mecánica. Los materiales fueron proporcionados por peso y se dosificó la cantidad de agua, para obtener una mezcla de buena consistencia y trabajabilidad, con una fluidez aproximada de 110%. El muestreo del mortero consistió en la obtención de nueve cubos por cada mitad de construcción de

los muros sobre los ejes A, B y C. En la tabla 3.6 se presentan los resultados de la resistencia a compresión a edad temprana y una fecha cercana al ensayo del modelo.

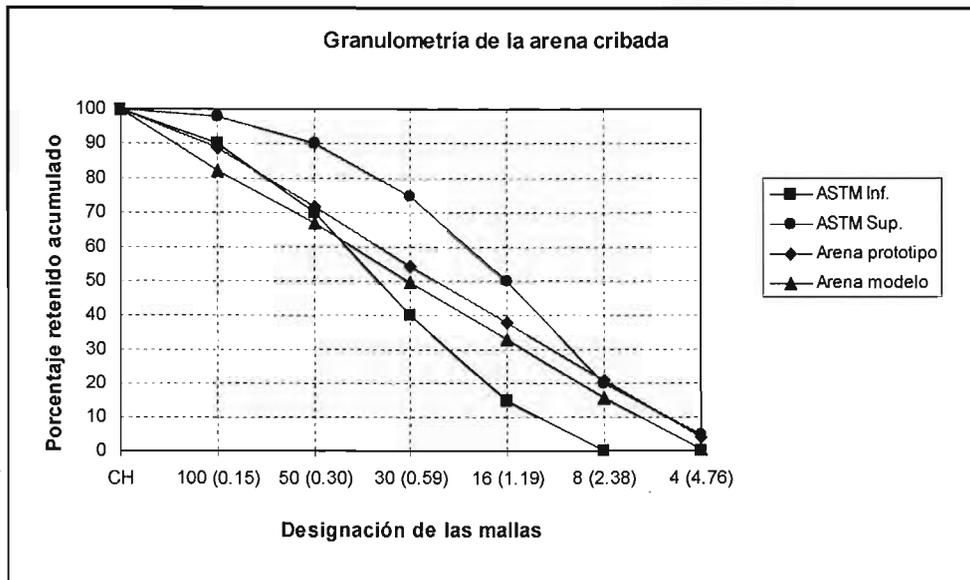


fig 3.10 – Granulometría de la arena

Tabla 3.6 – Resistencia a la compresión del mortero

Nivel	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)	Coefficiente de variación (%)
1er. Nivel	28	168	14
	248 - 261 ¹	176	26
2do. Nivel	42 - 63	176	20
	202 - 222 ¹	174	20
3er. Nivel	26 - 34	134	20
	131 - 147 ¹	146	15
Promedio ² global	28 - 63	170	28
	131 - 261 ¹	165	22

¹ Corresponden a la edad de los cubos en una fecha cercana al día del ensayo del modelo

² Valores obtenidos de la muestra total de especímenes ensayados.

3.4.3 Mampostería

Para obtener índices sobre la resistencia de la mampostería ante cargas verticales y laterales se ensayaron muretes y pilas construidos simultáneamente a los muros del modelo. Las pilas estuvieron formadas por seis piezas sobrepuestas unidas con juntas de

mortero con espesor similar al de los muros. Los muretes, de forma aproximadamente cuadrada, estuvieron formados por una pieza y media en la base por cinco hiladas de altura. El muestreo consistió en la elaboración de seis pilas y muretes por cada mitad de construcción de los muros sobre los ejes A, B y C, para ser probados tres a los 28 días y tres el día del ensayo del modelo. Los especímenes así contruidos permanecieron bajo las mismas condiciones ambientales que el modelo, hasta el día del ensaye y fueron cabeceados, previo al ensaye, para garantizar una distribución uniforme de esfuerzos. Mediante la compresión axial de las pilas, se obtuvieron los valores de la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y la deformación axial última de la mampostería, como se presenta en la tabla 3.7. El módulo de elasticidad se obtuvo de la curva esfuerzo-deformación calculada al instrumentar las pilas con transductores de desplazamiento a lo largo de su altura.

Tabla 3.7 – Propiedades de la mampostería a compresión

Nivel	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	ϵ_u
1er. Nivel	28	67 (10%) ¹	19571 (18%)	0,006
	244 – 256 ²	68 (8%)	19398 (20%)	0,006
2do. Nivel	37 - 69	66 (8%)	19240 (20%)	0,006
	218 – 233 ²	74 (10%)	20820 (19%)	0,006
3er. Nivel	29 - 34	64 (9%)	19590 (18%)	0,006
	115 – 128 ²	68 (10%)	20163 (19%)	0,006
Promedio global ³	28 - 63	66 (9%)	19451 (18%)	0,006
	115 – 256 ²	70 (10%)	21011 (18%)	0,006
Prototipo	28	73 (5%)	24490 (14%)	0,005

¹ Los valores en paréntesis se refieren al coeficiente de variación.

² Corresponde a la edad de los especímenes en una fecha cercana al día del ensayo del modelo.

³ Valores obtenidos de la muestra total de especímenes ensayados.

Los muretes fueron ensayados a compresión diagonal para obtener datos sobre la resistencia al cortante, el módulo de rigidez al corte y la distorsión angular última de los muros de mampostería. El módulo de rigidez al corte se obtuvo de la curva esfuerzo-deformación angular, calculada al instrumentar los muretes con transductores de desplazamiento a lo largo de sus diagonales. En la tabla 3.8, se presentan los resultados de los ensayos a tensión diagonal de los muretes. El peso volumétrico de la mampostería fue de 1614 kg/cm³. En el apéndice A, se presentan aspectos más específicos para este

tipo de pruebas y los resultados obtenidos para cada una de las series de especímenes ensayados.

Tabla 3.8 – Propiedades de la mampostería al cortante

Nivel	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)	Módulo de Cortante (kg/cm ²)	γ_u
1er. Nivel	28	12 (13%) ¹	9408 (35%) ¹	0,0029
	263 – 275 ²	12 (16%)	7430 (32%)	0,0026
2do. Nivel	40 - 75	13 (17%)	12588 (37%)	0,0026
	208 -239 ²	13 (13%)	8899 (29%)	0,0025
3er. Nivel	31 - 35	12 (12%)	11906 (26%)	0,0018
	135 – 148 ²	12 (12%)	8360 (23%)	0,0023
Promedio global ³	28 - 75	12 (16%)	11475 (34%)	0,0024
	135 – 275 ²	12 (14%)	8330 (28%)	0,0025
Prototipo	28	7,3 (20%)	11730 (15%)	-

¹ Los valores en paréntesis se refieren al coeficiente de variación

² Corresponde a la edad de los especímenes en una fecha cercana al día del ensayo del modelo

³ Valores obtenidos de la muestra total de especímenes ensayados.

3.4.4 Concreto

Para la construcción del modelo se usaron tres tipos diferentes de concreto. El primer tipo, fabricado en sitio, se usó para las dalas de cimentación y se diseñó con una resistencia nominal a la compresión de 300 kg/cm² y un revenimiento de 10 cm. Para su elaboración se usó grava con tamaño máximo de agregado, TMA de 19 mm (3/4 pulg). El segundo tipo, fabricado en sitio, se usó para los castillos y algunas de las dalas. Se diseñó con una resistencia nominal de 200 kg/cm² y un revenimiento de 7,5 a 10 cm, para su elaboración se usó gravilla con TMA de 9 mm (1/2 pulg). El último tipo, premezclado, se usó para las dalas y las losas y se solicitó a una planta premezcladora con una resistencia nominal de 200 kg/cm² y TMA de 12 mm. Todos los concretos, con excepción del premezclado, se elaboraron en el laboratorio de la MV-II con cemento pórtland tipo CPR-30, usando una mezcladora mecánica. Los materiales fueron proporcionados por peso con una dosificación 1:2:3 (cemento: arena: grava) y relación agua-cemento de 0,75 (valor de diseño). Para facilitar la colocación y compactación del concreto se usó aditivo superplastificante (MBT-1100, Rheobuild 716) con una dosificación de 11 ml de aditivo por 1 kg de cemento; con lo que se obtuvo revenimientos de hasta 20 cm.

El muestreo del concreto consistió en la obtención de cilindros de 7,5 cm de diámetro por 15 cm de altura, para cada fase de colado. Para obtener índices de la resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia a la tensión, se realizaron ensayos a compresión simple y compresión diametral. En la tabla 3.9, se presentan los resultados de la resistencia a compresión y tensión diametral, así como, el módulo de elasticidad de los concretos, a edad temprana (28 días) y una fecha cercana al ensayo del modelo.

Tabla 3.9 – Resistencia del concreto

Elemento	Edad (días)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Resistencia a tensión (kg/cm ²)
Dala de cimentación	28	300 (2%) ¹	157740 (1%) ¹	-
	280 ²	338 (7%)	168540 (6%)	-
Castillos, primer nivel	28	227 (9%)	164606 (5%)	21 (10%)
	232 – 245 ²	237 (10%)	174633 (8%)	20 (10%)
Dala y losa, primer nivel	28	243 (6%)	176425 (2%)	-
	223 ²	238 (4%)	185883 (2%)	20 (10%)
Castillos, segundo nivel	28 - 44	199 (11%)	163306 (9%)	18 (19%)
	170 – 202 ²	193 (13%)	159346 (7%)	17 (17%)
Dala y losa, segundo nivel	28	235 (8%)	182401 (12%)	-
	155 ²	219 (10%)	173852 (10%)	25 (15)
Castillos, tercer nivel	28	222 (15%)	177354 (7%)	20 (12%)
	104 – 118 ²	227 (11%)	179142 (6%)	22 (15%)
Dala y losa, tercer nivel	28	241 (18%)	171763 (16%)	18 (5%)
	95 ²	224 (21%)	153490 (14%)	-
Promedio Global de castillos, dalas y losas ³	28	220 (13%)	169471 (9%)	20 (15%)
	95 – 245 ²	220 (14%)	169860 (9%)	20 (25%)

¹ Los valores en paréntesis corresponden al coeficiente de variación

² Corresponde a la edad de los especímenes en una fecha cercana al día del ensayo del modelo

³ Valores obtenidos de la muestra total de especímenes ensayados.

3.4.5 Acero de refuerzo

Para la construcción del espécimen se emplearon dos tipos diferentes de alambres de refuerzo. Como refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas se emplearon alambres corrugados estirados en frío de diámetro 3/16 pulg (4,76 mm) y como refuerzo transversal se usaron alambres lisos galvanizados de diámetro 1/8 pulg (3,2 mm). De acuerdo con las características del modelo de similitud empleado, las resistencias nominales de los aceros deberían ser de 4200 kg/cm² para el longitudinal y de 2500 kg/cm² para los estribos. Dado

que las características esfuerzo-deformación de los aceros disponibles en el mercado nacional para los diámetros mencionados son muy diferentes de las requeridas, fue necesario realizar un proceso de tratamiento térmico (recocido).

Un proceso de tratamiento térmico consiste en someter a los alambres a condiciones definidas de temperatura y tiempo en un horno, de tal forma, que se modifiquen sus propiedades mecánicas y se obtengan las características deseadas del acero. Comúnmente, las empresas metalúrgicas dedicadas a tratamientos térmicos se basan en la composición química del acero y de acuerdo con tablas y gráficas de aplicación internacional, se define la temperatura y el tiempo de cocido. Generalmente, la resistencia es cuantificada mediante pruebas de dureza del material tratado. Para el acero usado en este trabajo, inicialmente se definieron las características de los procesos térmicos, usando un pequeño horno eléctrico, en el cual se realizaron una amplia gama de pruebas, teniendo como variables la temperatura y tiempo de cocción. Los procesos térmicos estuvieron acompañados por ensayos de tensión, para verificar las características esfuerzo-deformación de los alambres tratados. Posteriormente se contrató los servicios de una empresa metalúrgica, cuyos hornos y capacidad se adecuaban a las características requeridas por el proyecto. Debido a que las barras adquiridas tenían una longitud de 12 m, se decidió formar rollos de diez barras con un diámetro aproximado de 1,2 m. Después de varios intentos en el horno industrial, se encontró que el acero se debía tratar térmicamente durante 3 horas a una temperatura de 650 °C; de esta forma se realizó el tratamiento de 500 kg de acero. Es de resaltar, que el procedimiento de tratamiento térmico consumió una gran cantidad de tiempo para el desarrollo del proyecto. En la tabla 3.10, se presentan las principales características de los alambres usados, incluyendo el acero original y el tratado térmicamente.

Tabla 3.10 – Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Alambre	f_y (kg/cm ²)	f_u (kg/cm ²)	ϵ_y (mm/mm)	ϵ_u (mm/mm)
Diámetro 1/8 pulg (original)	7878 (2%) ¹	8241 (3%)	0,0061 (2%)	0,0138 (38%)
Diámetro 1/8 pulg (tratado)	3639 (1%)	4320 (6%)	0,0040 (5%)	0,0621 (40%)
Diámetro 3/16 pulg (original)	7395 (5%)	8201 (4%)	0,0058 (7%)	0,0295 (34%)
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4647 (8%)	5971 (7%)	0,0044 (5%)	0,0956 (34%)

¹ Los valores entre paréntesis corresponden al coeficiente de variación

3.5 CONSTRUCCIÓN

El modelo se construyó en el laboratorio de la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería (MV-II), según la práctica actual para construcciones de mampostería confinada por dos maestros albañiles de amplia experiencia en la construcción de vivienda. El proceso constructivo fue cuidadosamente supervisado para garantizar la calidad de la construcción y evitar divergencias con respecto al proyecto original. Al respecto, se procuró que se respetaran las dimensiones del espécimen de la forma más aproximada posible, en especial, aquellas que tuvieran mayor influencia en el comportamiento estructural, tales como el espesor de las juntas, la verticalidad de los muros, dimensiones de castillos, dalas y losas, entre otras.

La construcción del modelo se inició con el armado y colado de las dalas de cimentación sobre el entramado de perfiles de acero. Previamente, se realizó la instrumentación interna de algunas de las barras de acero y estribos. Para esto, se adhirieron deformímetros eléctricos sobre las superficies de las barras según las especificaciones del fabricante (Micro-medidas) y, posteriormente, se protegieron de la humedad y del impacto mediante un recubrimiento formado por una capa de cera, gasa y resina para fibra de vidrio.

Una vez instrumentadas, se fijaron las barras longitudinales de los castillos sobre el acero de las dalas de cimentación y se armaron los castillos hasta el primer nivel. Posteriormente, se colocó y niveló la cimbra. La cimbra se diseñó para resistir los empujes del concreto en su estado fresco y se construyó con madera contrachapada (triplay 12 mm) barnizada y cubierta con aceite para facilitar el descimbrado. Para fijar la cimbra al entramado de perfiles de acero se usaron prensas en C y para garantizar la verticalidad y el espesor de la dala (12 cm), se colocaron barras roscadas en perforaciones realizadas en las tapas de la cimbra (fig 3.11).

Después de colocar y nivelar la cimbra se procedió al colado de las dalas. El concreto se colocó en dos capas y se empleó un vibrador eléctrico portátil para compactarlo, al igual que una barra lisa con punta de bala en zonas cercanas a castillos instrumentados con deformímetros eléctricos. El concreto en estado fresco fue muestreado en cilindros de 15 x 30 cm y se obtuvo una densidad del concreto de 2190 kg/cm^3 . Pasados dos días del colado, las dalas se descimbraron y se procedió a escarificar la superficie donde se asentarían los muros, para garantizar una mayor adherencia entre ambos elementos. El

curado de la dala y los cilindros muestreados se hizo rociándolos con agua varias veces al día durante una semana, incluso, con algunos muros construidos.

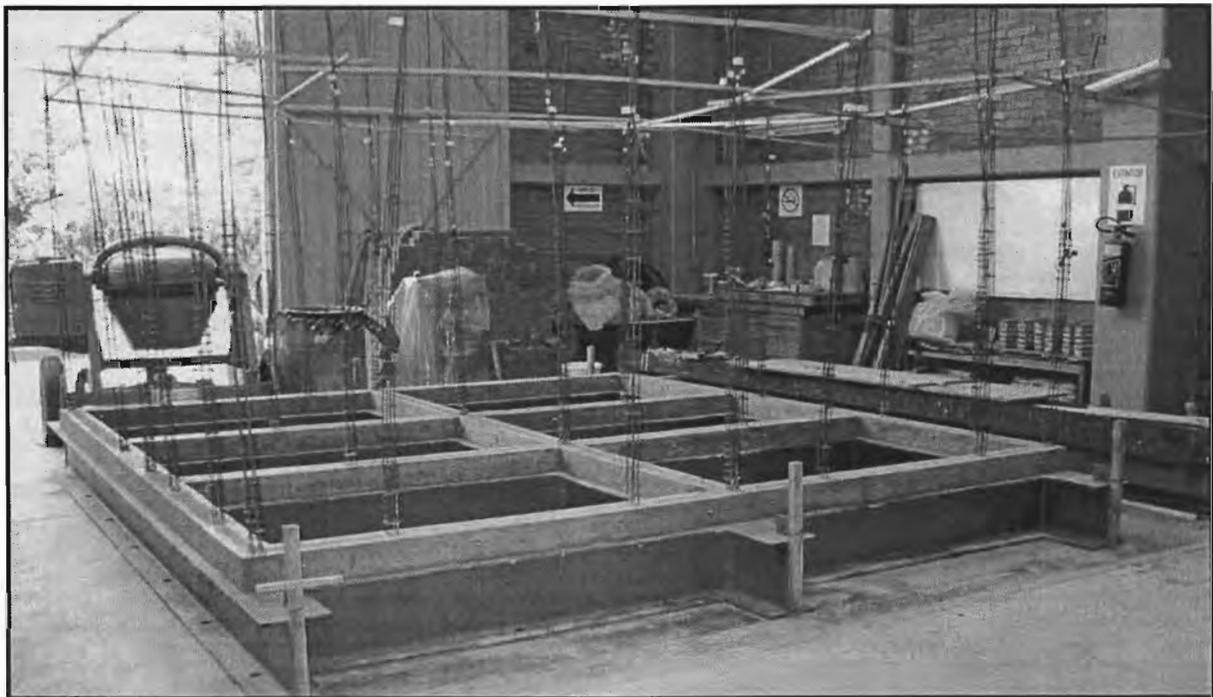
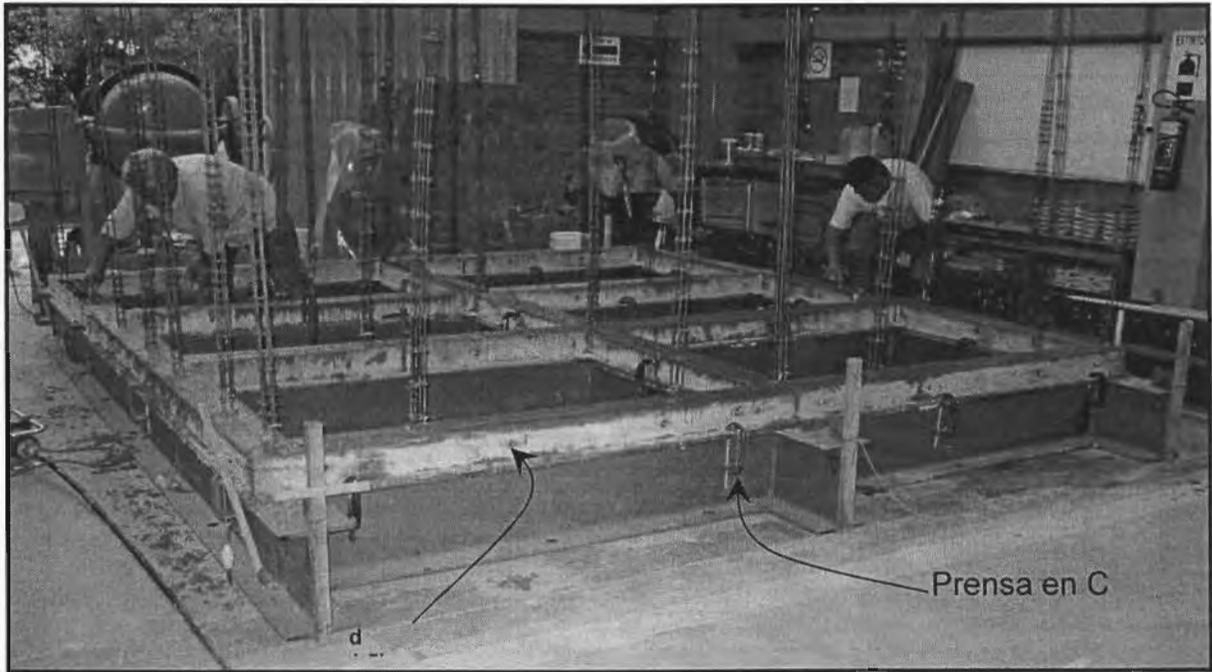


Fig 3.11 - Construcción de la cimentación

Terminada la cimentación se procedió a marcar los ejes del modelo y se inició la construcción de los muros del primer nivel. La construcción de los muros en cada piso se realizó en varias etapas. Inicialmente, se levantaron los muros hasta la hilada 16, correspondiente a la mitad inferior de los muros (50 cm de altura). Posteriormente, se colocó y niveló la cimbra para la mitad inferior de los castillos. De igual forma que para la dala de cimentación, la cimbra se elaboró con madera contrachapada (triplay 12 mm) barnizada y cubierta con aceite. Acto seguido, se colaron las mitades correspondientes de los castillos. Posteriormente, se construyó la mitad superior de los muros y se coló la mitad restante de castillos y las dalas de confinamiento de ventanas.

Los muros se construyeron por ejes, iniciándose con la dirección longitudinal (ejes A, B y C), donde para cada mitad se tomaron muestras del mortero utilizado y se elaboraron pilas y muretes. Previo a su colocación, los tabiques se saturaron en agua por un periodo de una hora y se dentaron las piezas extremas de los muros para asegurar una trabazón adecuada con el concreto de los castillos.

Debido al tamaño reducido de la sección de los castillos, el concreto se colocó en capas de aproximadamente 5 cm de altura, las cuales fueron compactadas usando una barra lisa con punta de bala ($\phi=6,5$ mm) y un vibrador externo aplicado sobre las paredes de la cimbra. Simultáneamente a la construcción de los castillos sobre los ejes A, B y C se tomaron muestras del concreto utilizado, por medio de cilindros de 7,5 x 15 cm. La densidad del concreto en estado fresco fue de 2170 kg/cm³. Los castillos fueron descimbrados al día siguiente de su colado y se curaron racionándolos con agua durante varios días (fig 3.12). Durante el proceso de construcción, sólo se presentaron huecos del orden de 10 cm en tres castillos, por lo que se demolió el concreto por encima de estos y se colaron de nuevo. Es importante comentar que el comportamiento dinámico no se vio afectado por este hecho. En la figura 3.12, se muestran detalles del procedimiento constructivo de los muros.

En la última etapa se construyeron las dalas de cerramiento y la losa de entrepiso. Esta etapa, se inició con el cimbrado de la losa. La cimbra consistió de tarimas fabricadas con madera contrachapada (triplay 12 mm) dispuesta sobre bastidores de madera (solera de 3,5 x 7,5 cm) y polines que sirvieron de apoyo vertical.

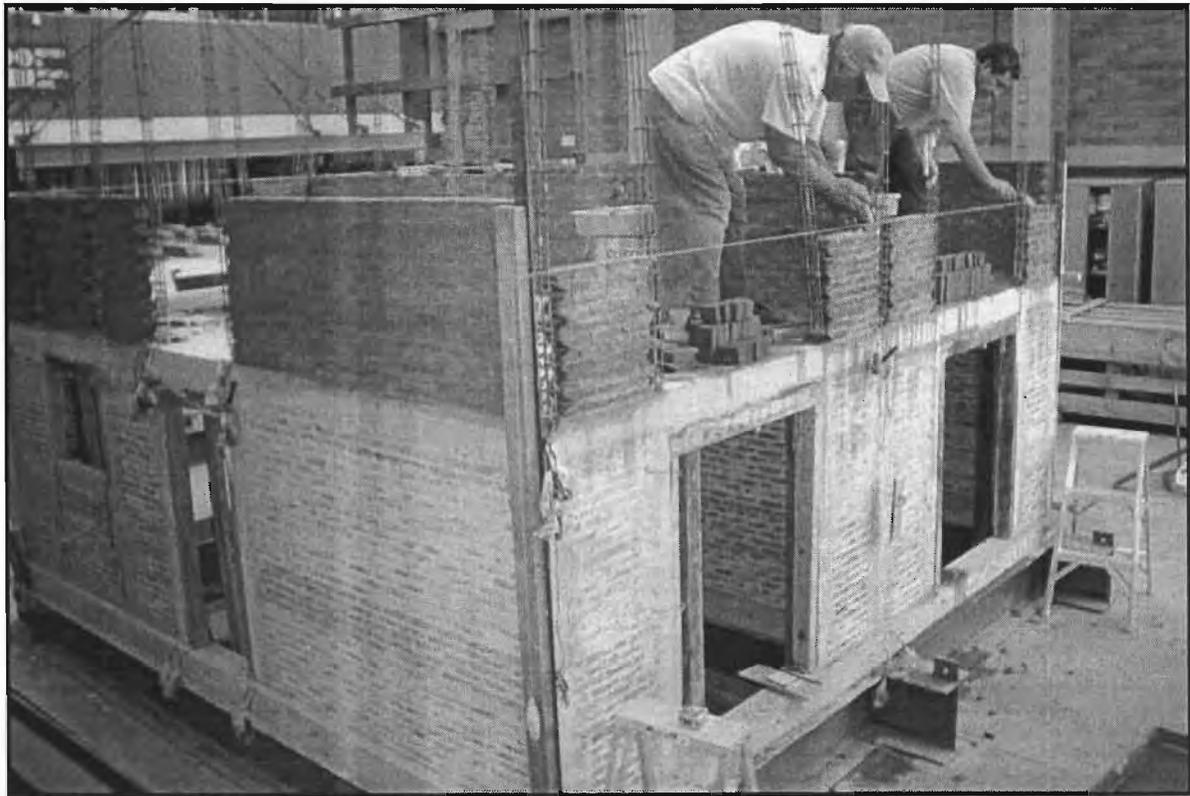
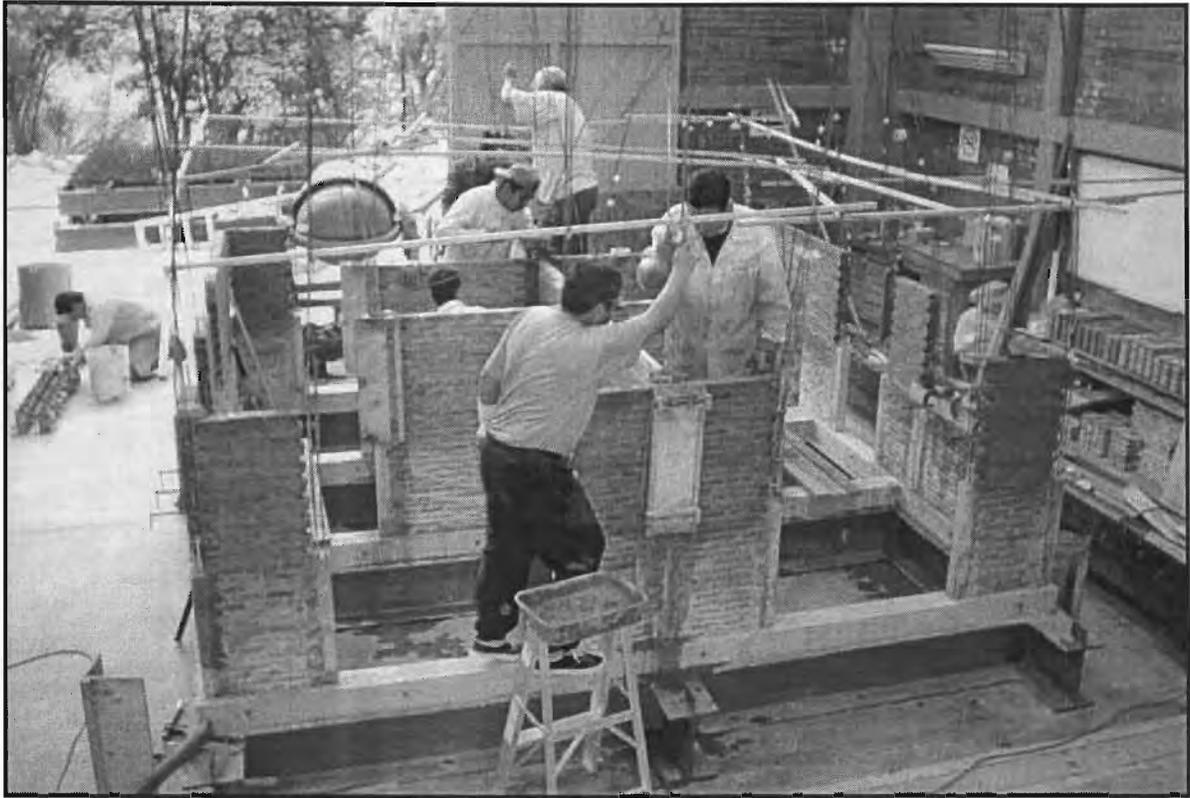


Fig 3.12 - Construcción de muros confinados

Para facilitar el descimbrado, se construyeron tarimas de dos tamaños, unas de 84 x 98 cm y otras de 84 x 115 cm (barnizadas y cubiertas con aceite) y se usaron tiras de poliestireno para llenar los espacios entre las tarimas y los muros. Los polines eran de madera (4 x 7,5 cm) y estaban provistos en la parte inferior con un mecanismo para facilitar el nivelado de la cimbra y otro para sujetar las tarimas en la parte superior.

Posteriormente se habilitó el refuerzo para las dalas; se colocó la parrilla de acero de la losa y se dispuso la cimbra perimetral para las dalas. Por último, se procedió al colado simultáneo de las dalas y losa.

Para el colado se usaron los tipos de concreto mencionados en el apartado de materiales, uno elaborado en el laboratorio y otro procedente de una planta de premezclado. El concreto se diseñó con una resistencia nominal de 200 kg/cm^2 . Para facilitar la colocación y compactación, se usó para ambos tipos de concretos, aditivo superplastificante, al igual que vibradores eléctricos portátiles y barras con punta de bala en zonas de congestión de refuerzo. Para los diferentes tipos de mezclas usadas se tomaron muestras cilíndricas de 7,5 x 15 cm.

Un día después del colado se descimbraron las dalas perimetrales, se marcaron los ejes de proyecto para el piso siguiente y se escarificó el concreto en los diferentes ejes de muros. Las losas y los cilindros de concreto se curaron rociándolos con agua durante una semana. Pasadas tres semanas del colado se descimbraron las losas.

El proceso de construcción descrito para el primer piso se siguió para cada uno de los pisos restantes del modelo, tomando en cuenta las precauciones necesarias, para asegurar la calidad y estabilidad de la construcción. En la fig. 3.13, se muestran esquemas del procedimiento constructivo de los sistemas de piso.

Una semana después del colado de la losa del segundo nivel, el modelo fue transportado desde el sitio de construcción hacia la plataforma de la mesa vibradora, para fijarlo a la misma y continuar con la construcción del último piso. Para tal efecto se usó una grúa viajera de 10 tf de capacidad, un bastidor formado por perfiles de acero (IR 152 x 13,6) y estrobos de diámetro 5/8 pulg (15,9 mm). En la fig. 3.14, se muestra un detalle de las maniobras de transporte del modelo hacia la mesa vibradora.

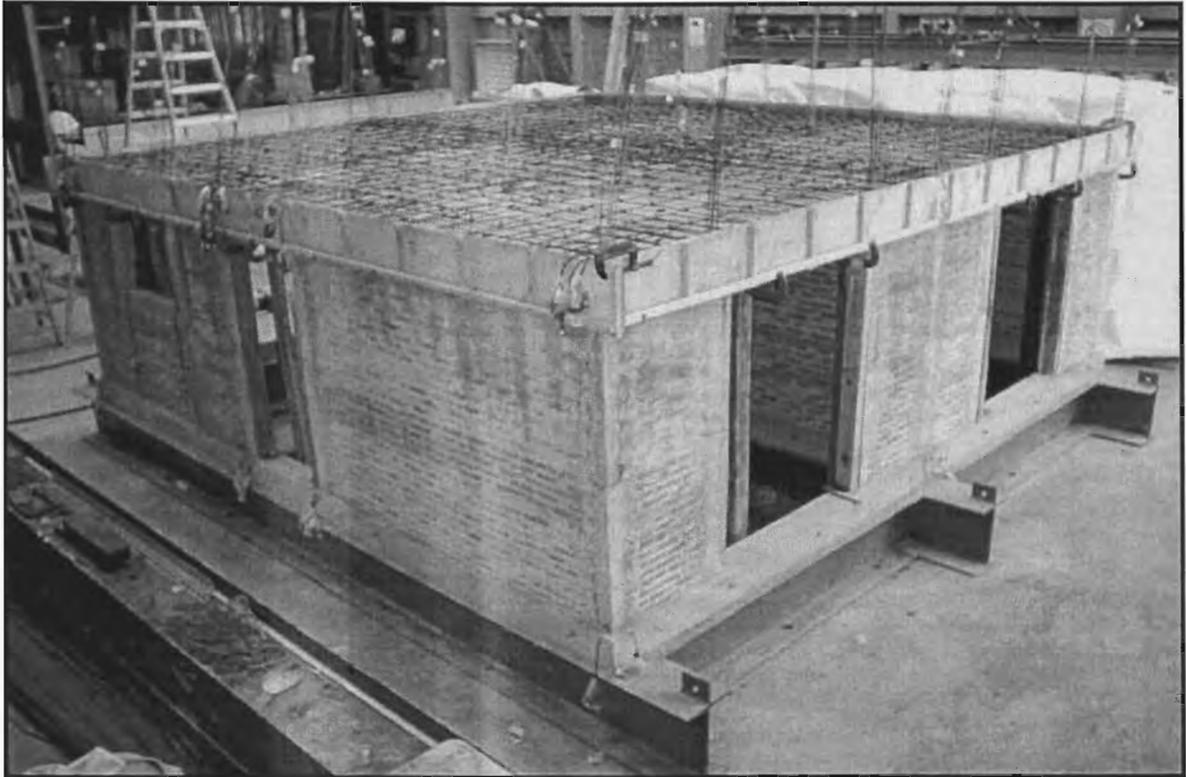


Fig 3.13 - Construcción entrepisos

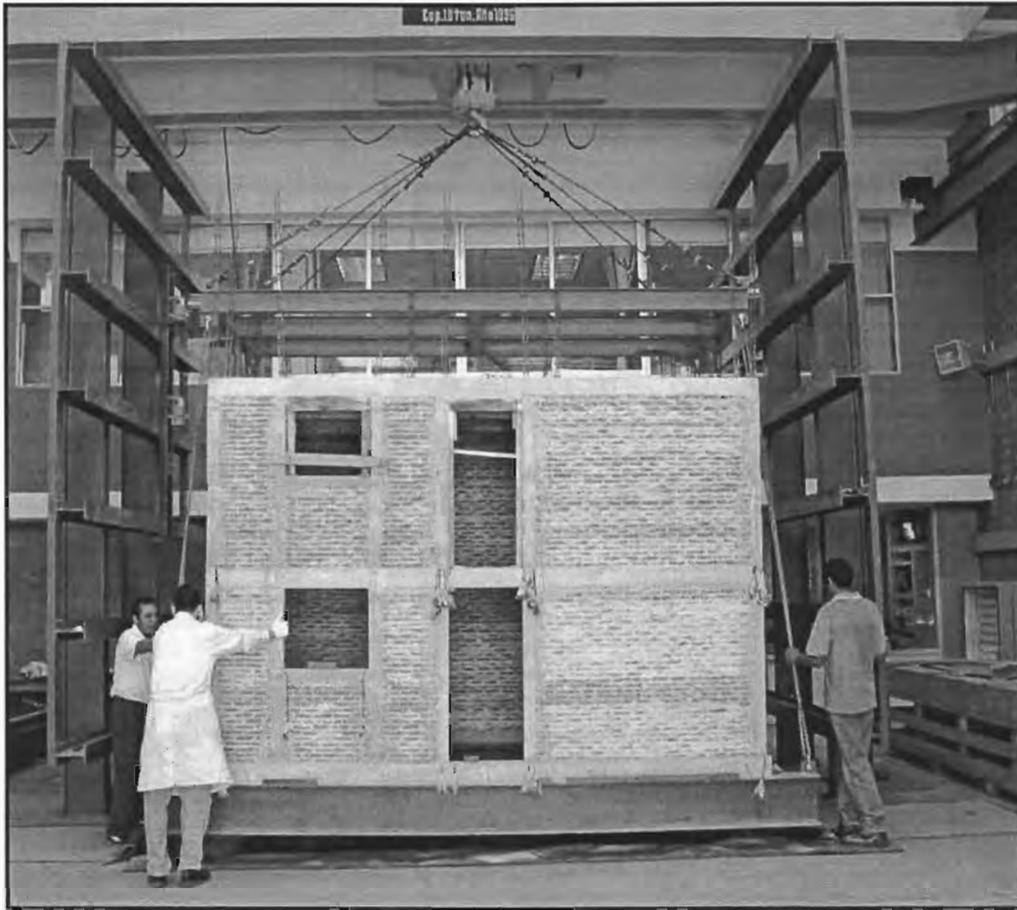


Fig 3.14 - Transporte del modelo hacia la mesa vibradora

Una vez que el modelo fue fijado a la mesa vibradora, se continuó con la construcción de los muros y losa del último piso. En la fig. 3.15 se presenta una imagen del modelo terminado. Pasados 28 días, se removió la cimbra y se dispuso la masa adicional en cada entrepiso, conformada por los lingotes de plomo. Para esto, se perforaron las losas y se colocaron barras roscadas ($\phi=9,5$ mm), fijándolas al concreto con resina epóxica. Simultáneamente, se colocaron los dispositivos mecánicos para evitar el desplazamiento de cuerpo rígido y el volteo de la dala de cimentación. Para evitar el deslizamiento se usaron placas de acero (120 x 120 x 9,5 mm) y cartabones soldados a los perfiles de la cimentación. Para evitar el volteo se usó un dispositivo formado por una placa de acero (120 x 60 x 6,5 mm) y un ángulo (25 x 25 x 6,5 mm) soldado a los perfiles de la cimentación y unida a la dala de concreto por medio de tornillos de alta resistencia, fijados con resina epóxica (fig 3.16).

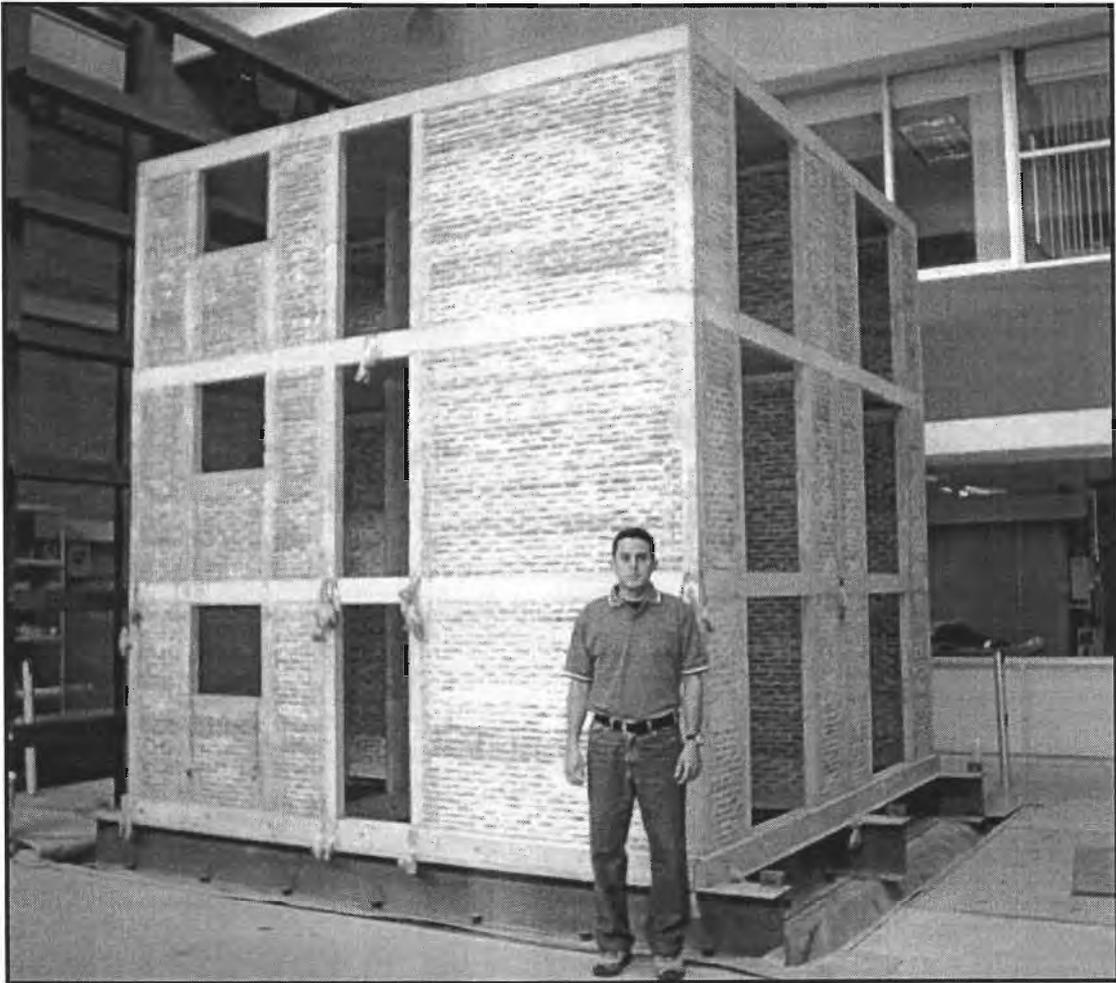


Fig 3.15 - Modelo terminado

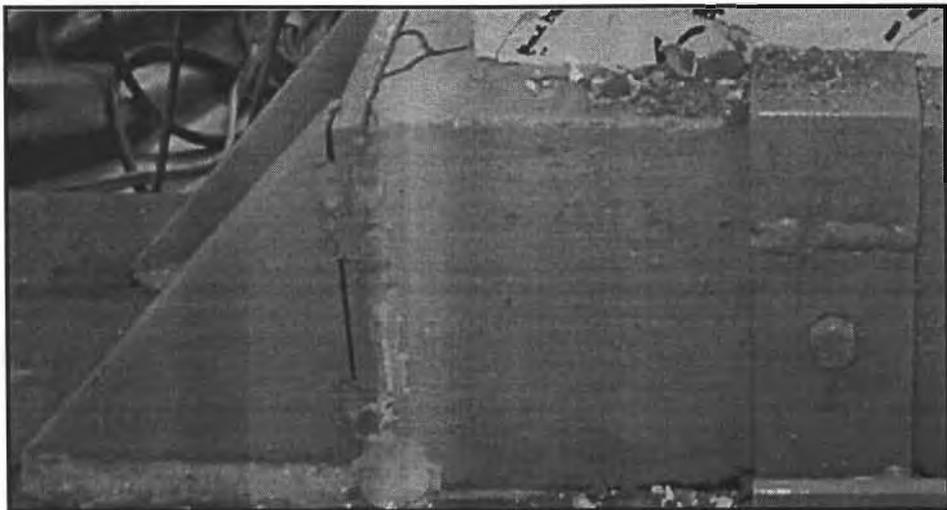


Fig 3.16 -Dispositivos para evitar fallas por deslizamiento y volteo de la base

La cimentación del modelo se fijó a la plataforma de la mesa vibradora por medio de 20 tornillos de alta resistencia localizados en todo el perímetro de la misma, cada 50 cm aproximadamente. Una vez que los tornillos fueron tensados, se presentaron agrietamientos en la base de algunos muros (primeras dos hiladas). Lo anterior, se originó por causa de la no uniformidad de la parrilla de cimentación que al ser fijada a la mesa indujo deformaciones de flexión en la dala y la base de los muros. Para repararlas, se inyectaron las grietas con resina epóxica líquida (Adhepox líquido de Iperquimia); para ello, se hicieron pequeñas perforaciones ($\phi=1,6$ mm) cada 20 cm a lo largo de la grieta, que sirvieron como puntos de inyección y la porción restante se selló con plastilina. En la figura 3.17 se muestra un detalle del procedimiento de reparación.

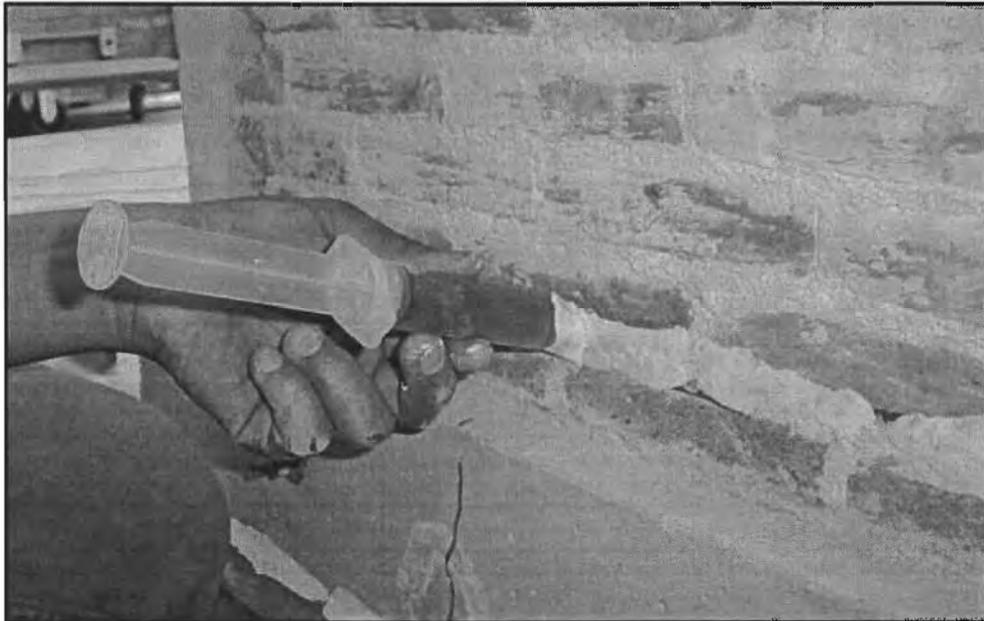


Fig 3.17 - Reparación de grietas previas al ensayo

Por último, se sellaron las imperfecciones en los muros (pequeñas oquedades) usando yeso y se pintaron las superficies expuestas del modelo de color blanco para facilitar la observación del daño y su evolución, En la fig. 3.18, se muestra un detalle del modelo terminado antes de ser instrumentado.

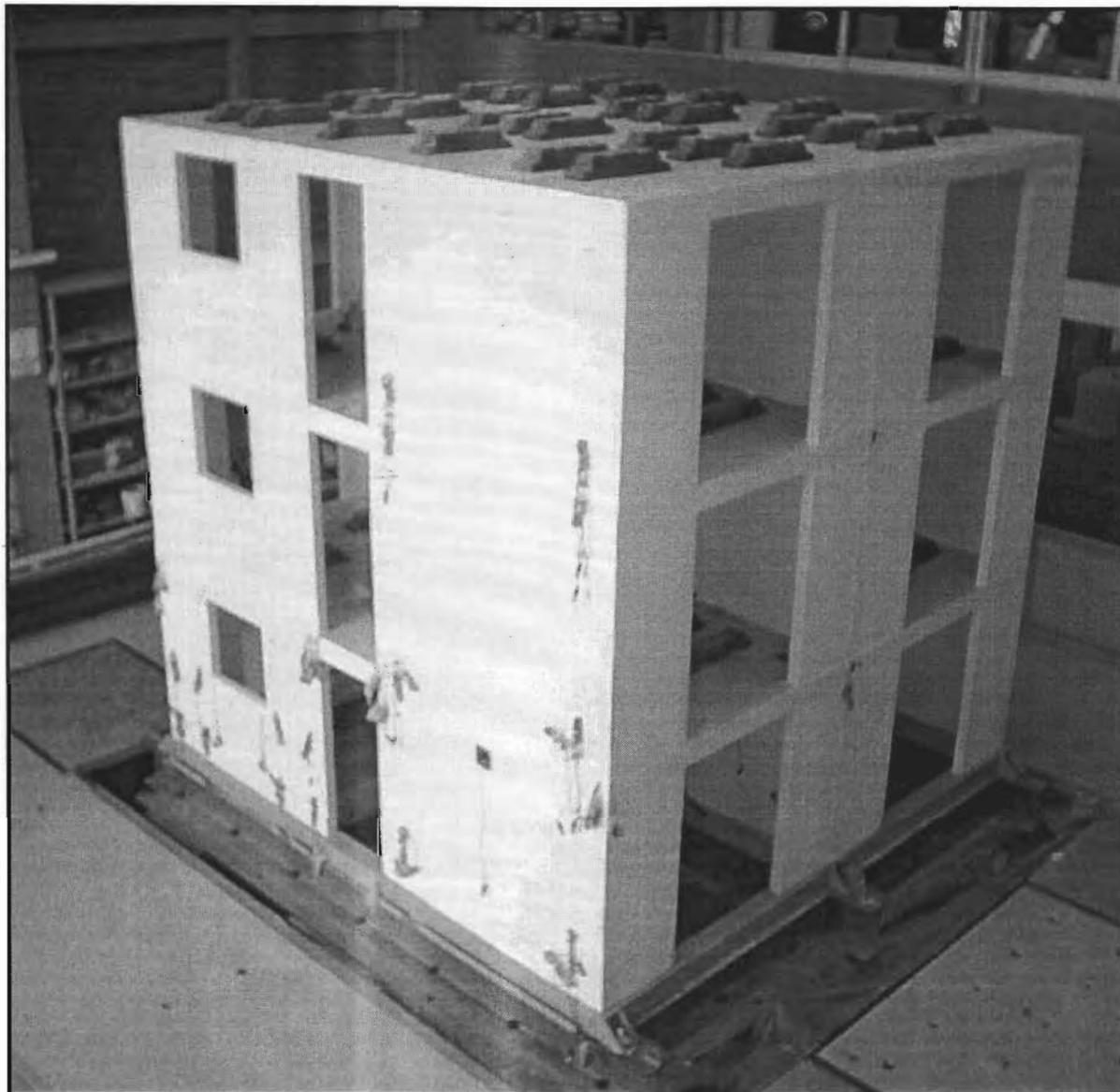


Fig 3.18 - Modelo M3SRCC terminado

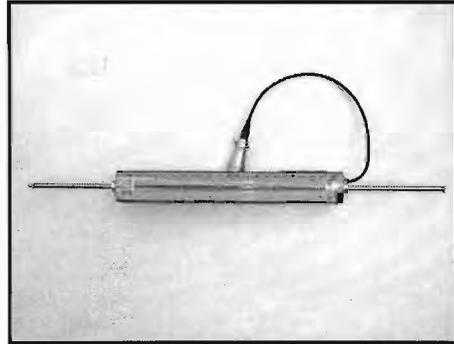
3.6 INSTRUMENTACIÓN

Con el fin de obtener datos confiables sobre la respuesta global y local durante cada una de las fases del ensayo, el modelo fue instrumentado con 109 sensores, internos y externos, localizados en puntos de interés. La instrumentación empleada consistió de transductores eléctricos de aceleración, desplazamiento y deformación, integrados a un sistema de control y captura digital de datos. En la fig. 3.19, se muestra un detalle de los

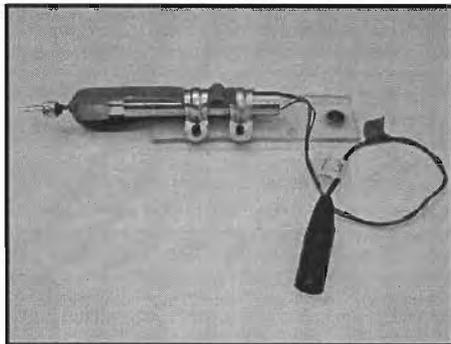
sensores utilizados. La captura y acondicionamiento de la señales se hizo usando un programa de cómputo especialmente diseñado para el ensaye.



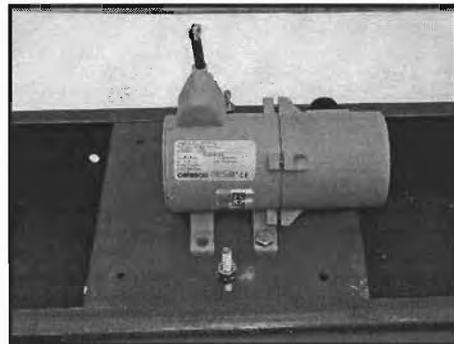
ACELERÓMETRO (Setra)



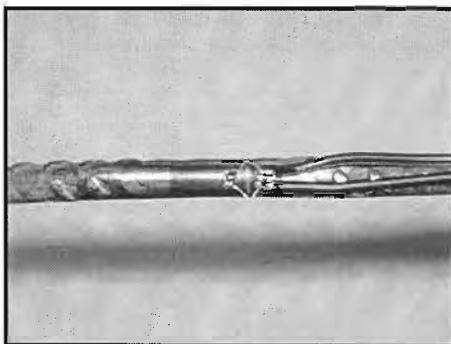
TRANSDUCTOR DE VARILLA (POTENCIÓMETRO)



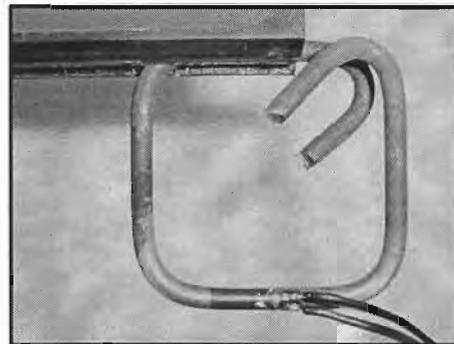
TRANSDUCTOR DE VARILLA, LVDT (Trans-tek)



TRANSDUCTOR DE CABLE (Celesco)



DEFORMÍMETRO ELÉCTRICO 3,18 x 5,46 mm



DEFORMÍMETRO ELÉCTRICO 3,18 x 5,46 mm

Fig 3.19 - Sensores empleados en el modelo

Se utilizaron acelerómetros uniaxiales (SETRA, 141B, rangos de ± 2 , 4 y 8g), colocados en puntos específicos de la mesa vibradora y de las losas de azotea y entrepiso. La disposición de los sensores se diseñó para medir la aceleración absoluta de la mesa

vibradora, las aceleraciones relativas en las direcciones longitudinal (E-O) y transversal (N-S), así como, evaluar la amplificación de la respuesta en altura. En la dirección longitudinal se colocaron acelerómetros en el centro de masa de cada losa (eje B) y sobre los ejes A y C, con el fin de estudiar la distribución de aceleraciones en el piso y verificar la rigidez del diafragma. En la dirección transversal se colocaron acelerómetros sobre los ejes 1 y 4, para estudiar los posibles efectos de torsión. De forma similar, se registraron las aceleraciones de la plataforma de la mesa vibradora usando el sistema de control de la misma. Las fuerzas inerciales de piso se calcularon como el producto de la aceleración del centro de gravedad y la masa tributaria de cada entrepiso. En total se colocaron 19 sensores; en las figuras 3.20 y 3.21 se presenta la distribución de los acelerómetros.

Para medir los desplazamientos laterales de piso, y con ellos la configuración deformada y las distorsiones globales y de entrepiso, se usaron dos tipos de transductores de desplazamiento; transductores de cable (Celesco, PT8510, rango de 0 a 1016 mm) y transductores de vástago (TLM, SPD-200D, ± 100 mm). Los transductores se colocaron en la dirección longitudinal, para cada una de las losas y sobre los tres ejes A, B y C. Los sensores se fijaron a un marco metálico de referencia, externo a la mesa vibradora, y el cual tenía una frecuencia fundamental de vibración de 40Hz, la cual es muy diferente de la del modelo (13 Hz). De forma similar, se registraron los desplazamientos de la plataforma de la mesa vibradora usando el sistema de control de la misma. En total se colocaron seis transductores de cable y seis de vástago (figs 3.20, 3.21 y 3.22).

Para medir, las deformaciones angulares de los muros, causadas por deformaciones de cortante, se colocó un dispositivo formado por un transductor de desplazamiento tipo LVDT (Trans-Tek, rangos de medición de $\pm 12,7$, 25,4 y 50,8 mm), una liga, y un alambre de piano (figs. 3.24 y 3.25). La función de este dispositivo fue registrar las deformaciones diagonales inducidas entre dos esquinas opuestas de un muro. De igual forma, se colocó el mismo dispositivo para medir las deformaciones axiales de los castillos. En total se colocaron 38 sensores, en la fig. 3.19, se presenta su distribución en los muros y castillos de los ejes B y C.

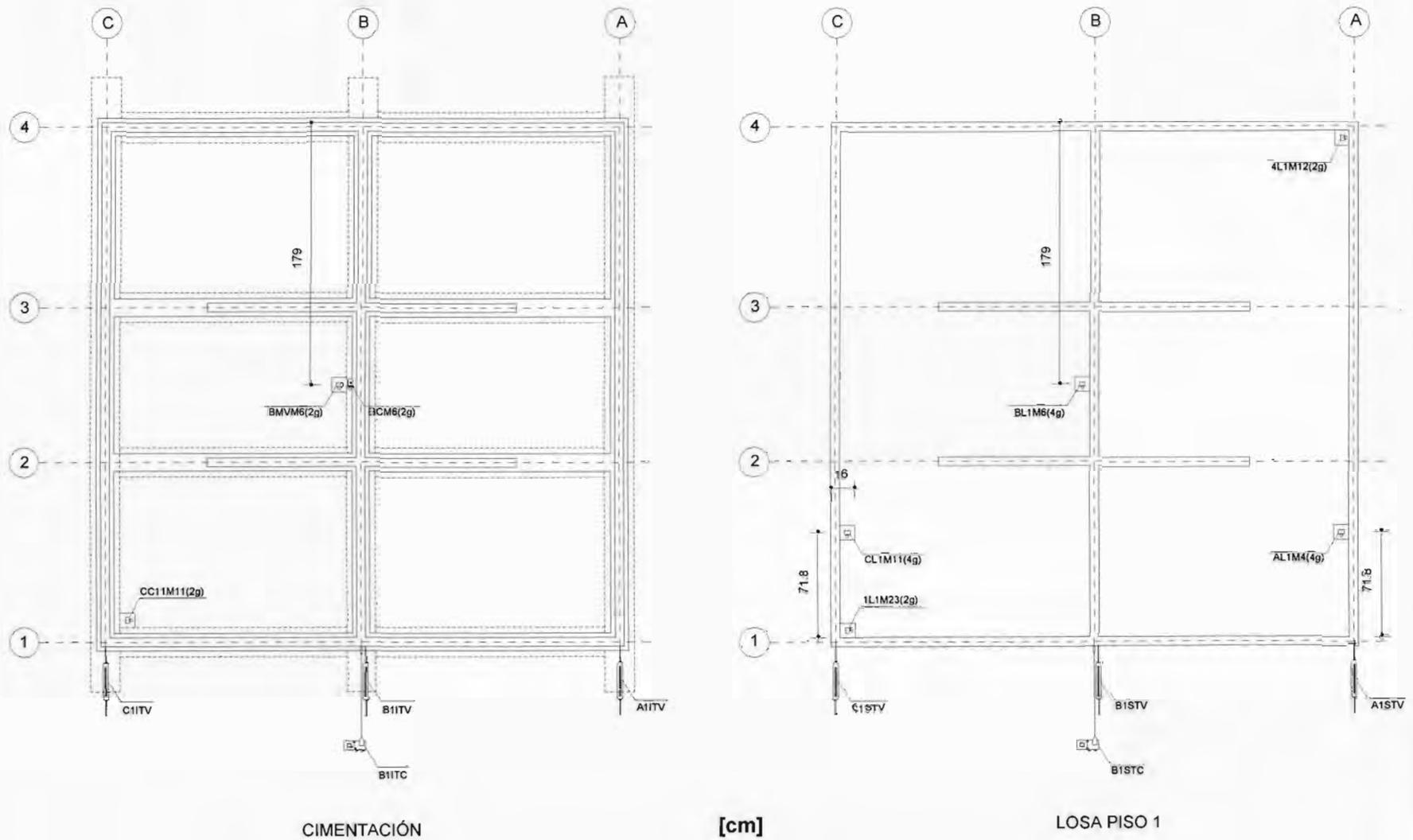
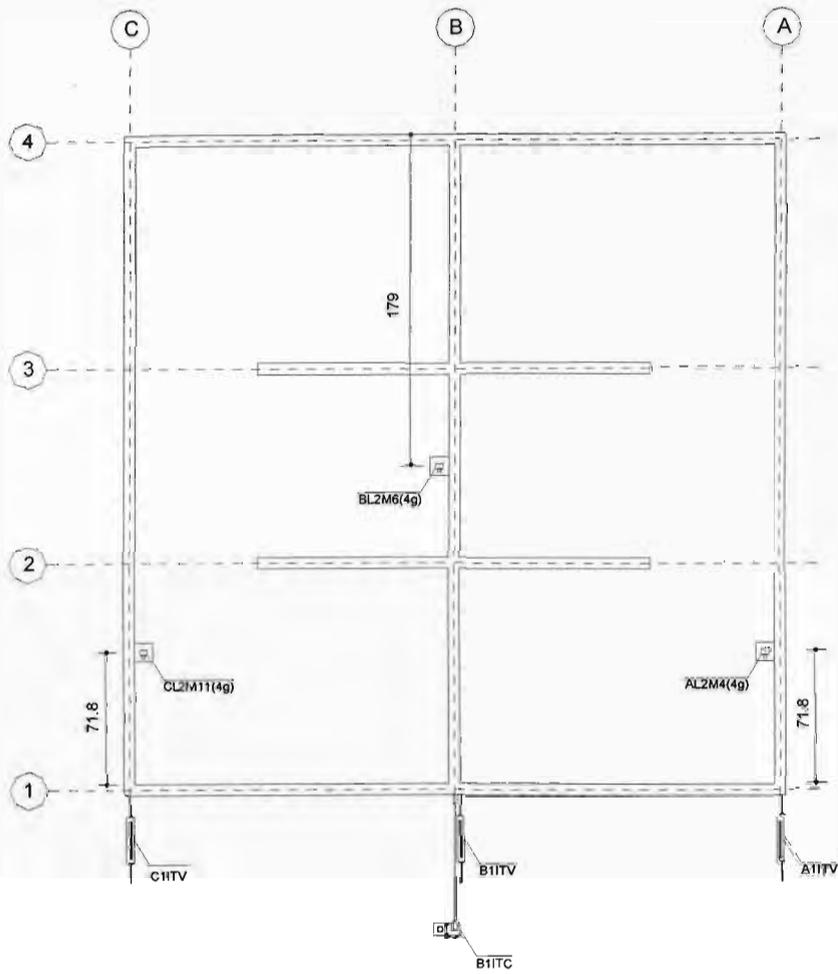
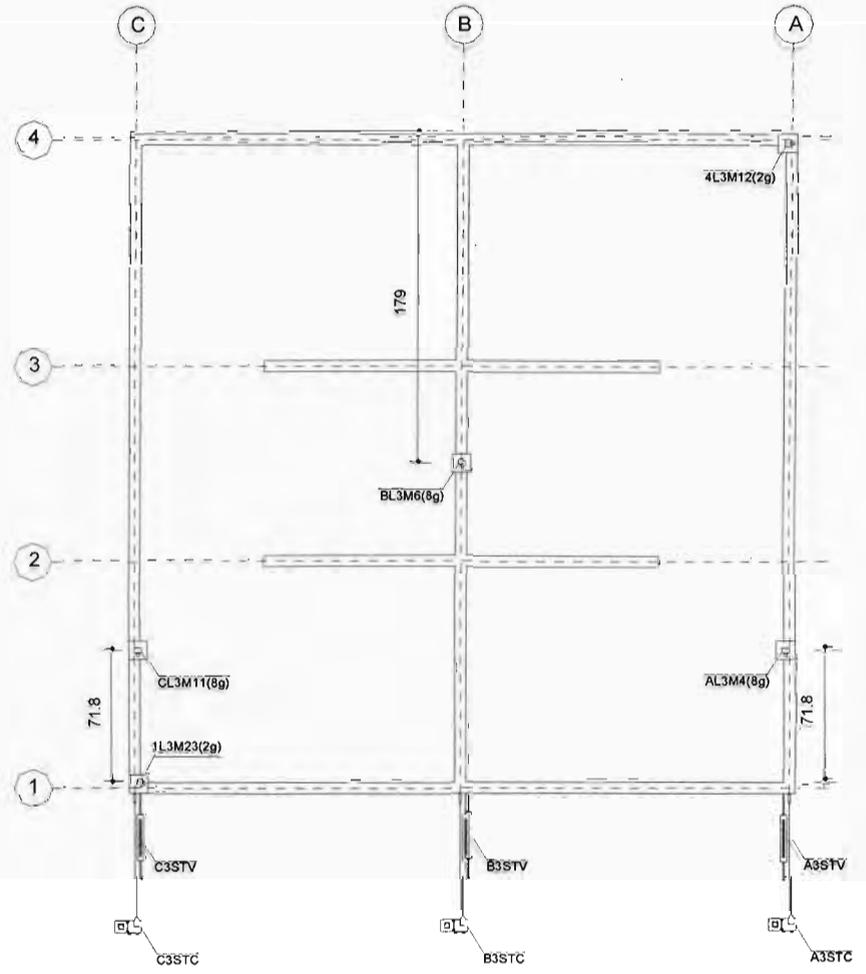


Fig 3.20 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en losas (i)



LOSA PISO 2



LOSA PISO 3

[cm]

Fig 3.21 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en losas (II)

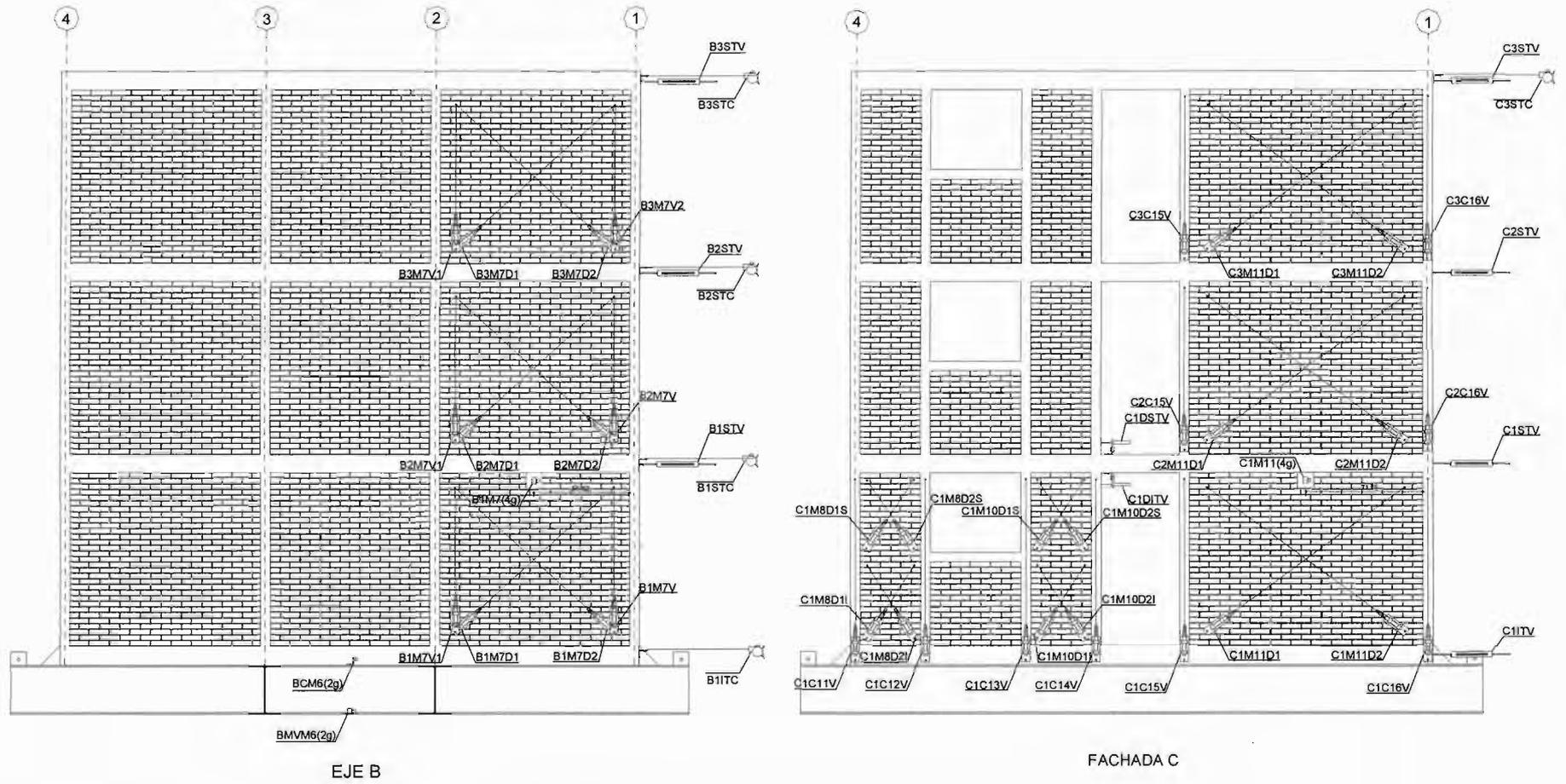


Fig 3.22 - Distribución de transductores en los muros del modelo

Para conocer las deformaciones internas de los castillos, dalas y losas se usaron deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo (Micromedidas, A-06-125BT-120). Para los castillos, los sensores se colocaron tanto en las barras longitudinales, como en los estribos y estuvieron localizados en las zonas de confinamiento (extremos de los castillos). Para las dalas, las barras longitudinales se instrumentaron en las zonas donde potencialmente se concentraría la plastificación, esto es, en los extremos de las dalas de acoplamiento sobre las aberturas de las puertas. Por su parte, en las losas se instrumentaron las dos barras extremas, más cercanas a la dala de acoplamiento. La finalidad de estos instrumentos fue evaluar la distribución de deformaciones en la losa y la contribución de la misma en la resistencia a momento flexionante de las dalas de acoplamiento. Debido a la similitud en la configuración del modelo, se decidió instrumentar sólo los ejes B y C. En total se colocaron 40 deformímetros eléctricos. En las figs. 3.23 y 3.24, se presenta su distribución en la altura del modelo. En la fig. 3.25 se presenta una vista del modelo instrumentado, previo a los ensayos.

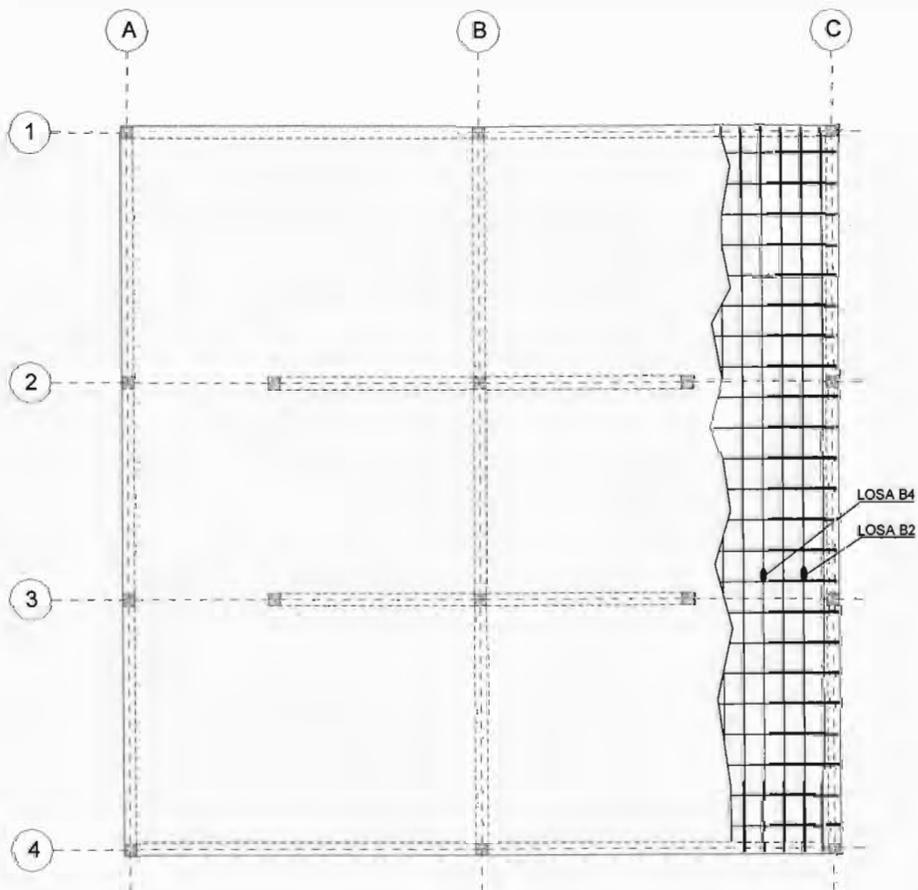


Fig 3.23 - Distribución de deformímetros en la losa del primer piso

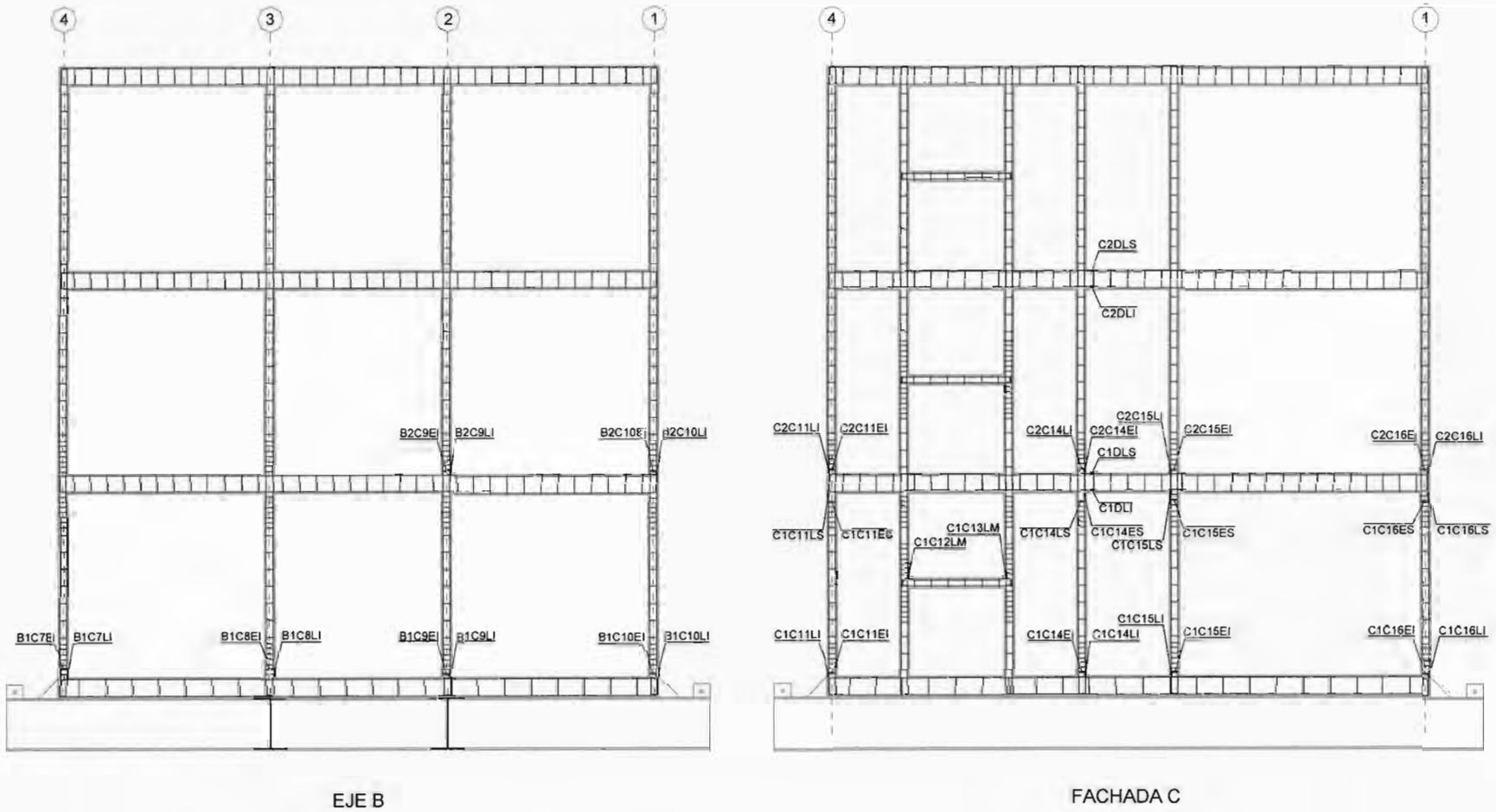


Fig 3.24 - Distribución de deformímetros eléctricos

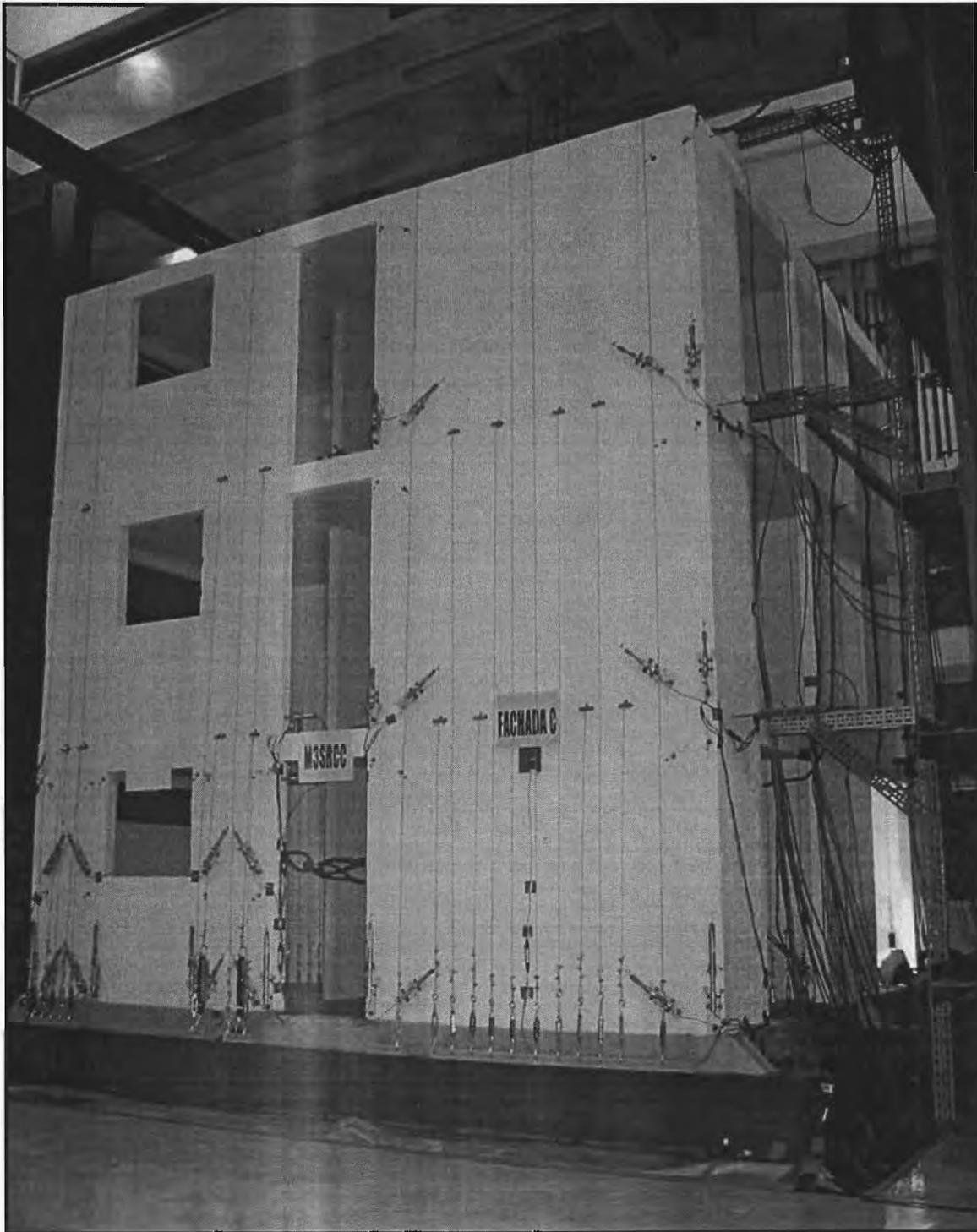


Fig 3.25 - Modelo instrumentado

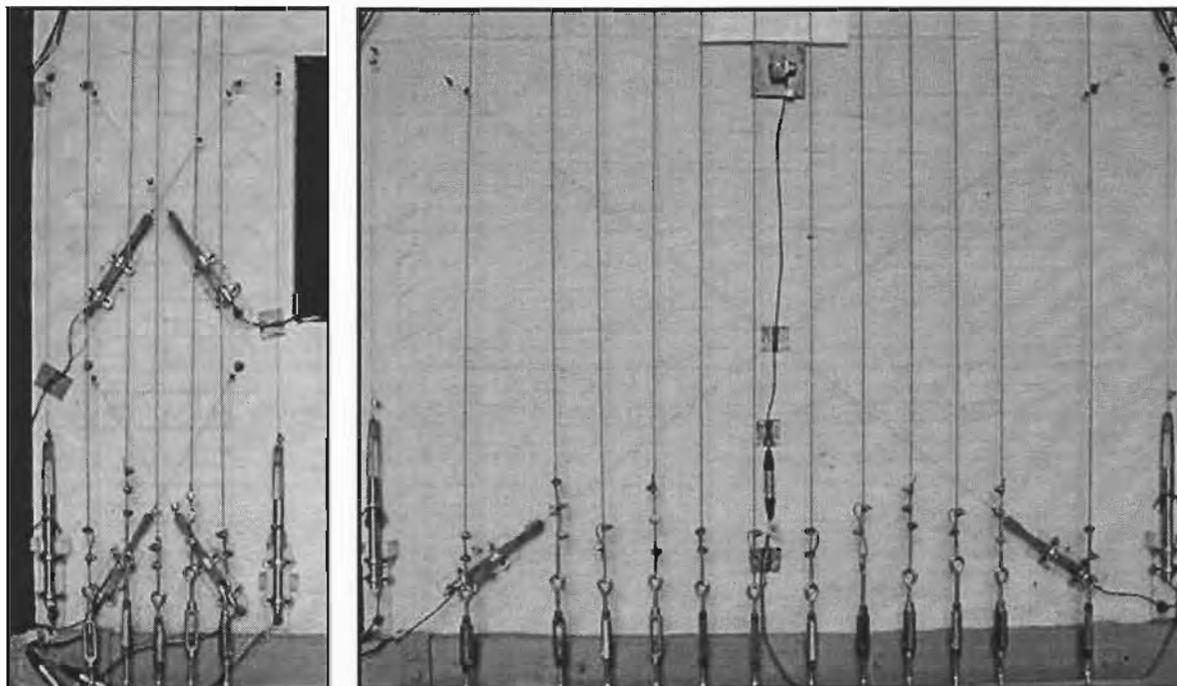


Fig 3.26 - Detalle de la instrumentación en los muros

Para la lectura y almacenamiento de las señales se utilizó un sistema de captura de datos controlado por un programa de computadora especialmente diseñado para pruebas dinámicas. Las señales eléctricas se filtraron y amplificaron por medio de acondicionadores. Los datos se capturaron usando una frecuencia de muestreo de 250 Hz y se aplicó un filtro analógico de 10 Hz para señales de desplazamiento.

Las señales fueron procesadas en los dominios del tiempo y la frecuencia usando el programa DEGTRA A4, (Ordaz, 2003). Se aplicaron correcciones de línea base y diferentes procesos de filtrado aplicando un filtro *Butterworth* de cuatro polos.

3.7 SEÑALES DE ACELERACIÓN

Con el propósito de definir las señales sísmicas a ser reproducidas en la mesa vibradora e inducir diferentes estados límite sobre el modelo, se analizaron las señales de tiempo para más de 500 registros sísmicos con magnitud $M \geq 6$, ocurridos en la República Mexicana durante el siglo XX (SMIS, 1997). Los tres estados límites definidos fueron: elástico, resistencia, último. Para evaluar las características de los diferentes temblores y

su influencia en la respuesta del prototipo diseñado, se construyeron espectros elásticos de aceleración, velocidad y desplazamiento. De los espectros elásticos de desplazamiento y para el periodo fundamental de vibración del prototipo se eligieron los sismos que pudieran inducir el agrietamiento.

Dos eventos sísmicos registrados en la zona de subducción del Pacífico mexicano fueron seleccionados por inducir los mayores desplazamientos elásticos sobre la estructura. El primero de ellos, ocurrido en Acapulco, Guerrero el 25 de abril de 1989, con magnitud $M_s=6,9$ y aceleración máxima de $0,34g$, registrado en la estación Diana. El segundo, en Manzanillo, Colima el 10 de octubre de 1995, con magnitud $M_s=8,0$ y aceleración máxima de $0,40g$, registrado en la Termoeléctrica de Manzanillo (SMIS, 1997). Para alcanzar los demás estados límite, se decidió aplicar una serie de excitaciones sísmicas con incremento gradual de intensidad (mayor severidad). Para tal efecto, los sismos elegidos fueron usados como funciones de Green empíricas para simular eventos de gran magnitud (mayor intensidad instrumental y duración) representando las condiciones geofísicas de la zona de falla. Para ello, se usaron los programa de computo Simfi2 y Genbet3 (Ordaz, 1993), que toman en cuenta las características del sismo a simular (magnitud) y las condiciones geológicas de la zona de falla a través del momento sísmico y la caída de esfuerzos. Para el sismo de Acapulco se generaron cuatro sismos sintéticos con magnitudes de 7.6, 7.8, 8.0 y 8.3, mientras que para el sismo de Manzanillo se generaron sismos con magnitudes 8.1, 8.2 y 8.3. En la tabla 3.11, se presentan las características de los temblores simulados.

Una vez que los eventos fueron numéricamente calculados, se procedió a aplicar los requerimientos de similitud para obtener los registros a ser aplicados en el modelo. De acuerdo con los factores de escala (Tabla 2.1), se tiene que:

$$\text{Aceleración} \quad S_a = \frac{A_p}{A_M} = \frac{1}{S_L} \quad \Rightarrow \quad A_M = 2 A_p \quad (3.4)$$

$$\text{Tiempo} \quad S_t = \frac{t_p}{t_M} = S_L \quad \Rightarrow \quad t_M = 0,5 t_p \quad (3.5)$$

Tabla 3.11 – Características de los sismos prototipo

	Sismo	Magnitud	T _{retorno} (años)	a _{max} (g)	Duración (s)	Intensidad-Arias (g.s)
Acapulco	ACAD69 ¹	6.9	12	0,34	18,57	0,08
	ACAD76	7.6	24 - 48	0,66	46,27	0,52
	ACAD78	7.8	25 -55	0,73	54,21	0,69
	ACAD80	8.0	40 -85	0,88	64,06	1,27
	ACAD83	8.3	132 -325	1,5	83,06	2,68
Manzanillo	MAZ80 ¹	8.0	-	0,40	111,83	0,45
	MAZ81	8.1	-	1,69	148,97	8,27
	MAZ82	8.2	-	1,79	155,43	10,97
	MAZ83	8.3	-	1,98	162,73	12,73

¹ Sismos originales tomados como funciones de Green.

De lo anterior se deduce que para simular los sismos usando el modelo de similitud simple y el factor de escala de dos, se debe amplificar la magnitud de las aceleraciones por un factor de dos y reducir la escala de tiempo a la mitad. En tabla 3.12 se muestran las características de los sismos escalados y en las figuras 3.28 y 3.29 se presentan las series de tiempo y los espectros de desplazamiento para un amortiguamiento del 5%.

Para calcular los periodos de retorno asociados con los sismos seleccionados, se recurrió al uso de mapas de peligro sísmico y de curvas de intensidad vs. tasa de excedencia, empleando el programa de computo Peligro Sísmico en México, PSM (Ordaz, 1996). Para este estudio, el parámetro de intensidad seleccionado fue la aceleración para un periodo estructural de T=0 s (correspondiente a la aceleración máxima del terreno en suelo firme), para las ciudades de Acapulco y Manzanillo.

Para la estación Diana en Acapulco, se debió aplicar un factor correctivo a la aceleración máxima, debido a que esta estación no corresponde a terreno firme, y como lo explica Lazares, existe un comportamiento no lineal del suelo en esta estación, cuando se le compara con señales de pozo o suelo firme (Lazares, 2003). En promedio, la relación entre las aceleraciones máximas registradas en Diana en comparación con las de terreno firme varía entre 2.5 y 3.5. Con esta relación y los valores máximos de la aceleración se calcularon las tasas de excedencia (inverso del periodo de retorno) para los sismos considerados. En la fig. 3.27 se presentan los valores de aceleración para la estación

Diana registrados durante 13 años y las curvas de tasa de excedencia para factores de amplificación de terreno (FS) de 2.5 y 3.5, respectivamente.

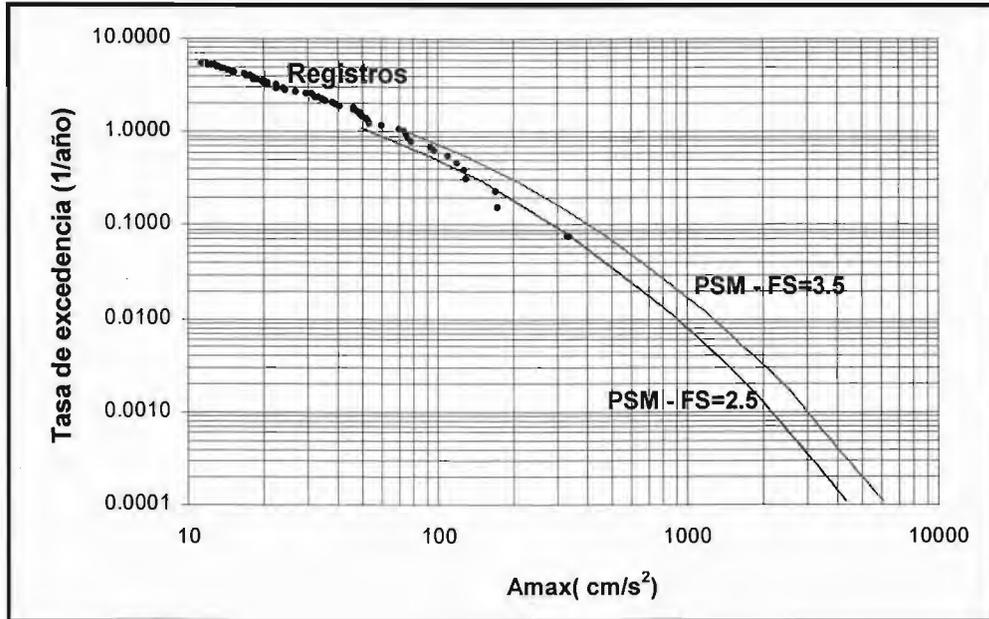


Fig 3.27 - Curva aceleración máxima vs. tasa de excedencia (Acapulco-Diana)

Tabla 3.12 – Características de los sismos modelo

	Sismo	Magnitud	A _{max} (g)	Duración (s)	Intensidad - Arias (g.s)
Acapulco	ACAD69	6.9	0,68	9,29	0,16
	ACAD76	7.6	1,32	23,14	1,04
	ACAD78	7.8	1,46	27,11	1,38
	ACAD80	8.0	1,76	32,03	2,54
	ACAD83	8.3	3,0	41,54	5,37
Manzanillo	MAZ80	8.0	0,80	55,92	0,90
	MAZ81	8.1	3,38	74,49	16,54
	MAZ82	8.2	3,58	77,72	21,94
	MAZ83	8.3	3,96	81,37	25,46

Para la estación en Manzanillo Colima se intentó hacer un análisis similar al realizado para la estación Diana, pero desafortunadamente, no se contó con información suficiente para realizar los análisis y llegar a resultados confiables.

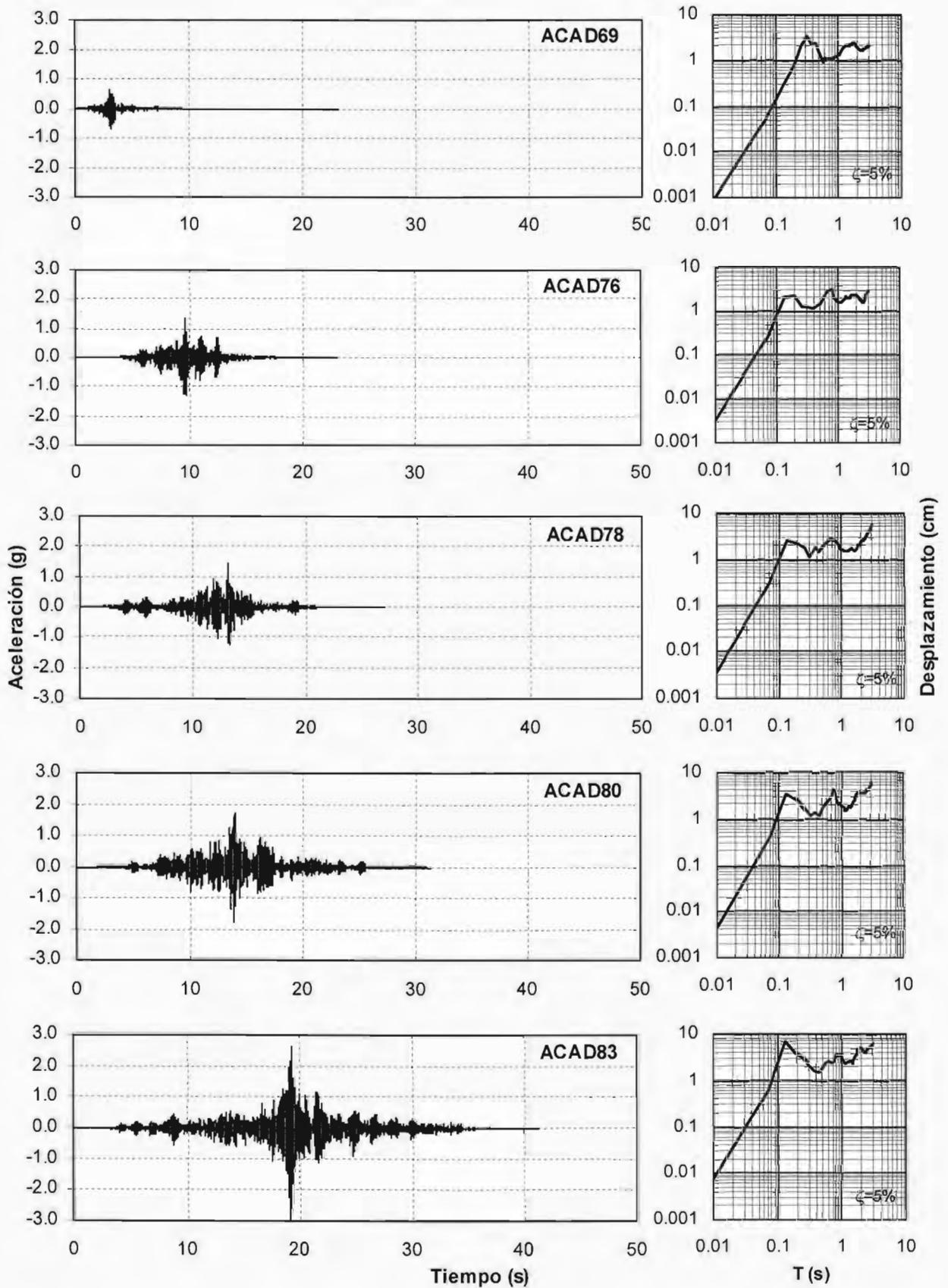


Fig 3.28 - Acelerogramas modelo y espectros de desplazamiento (Acapulco)

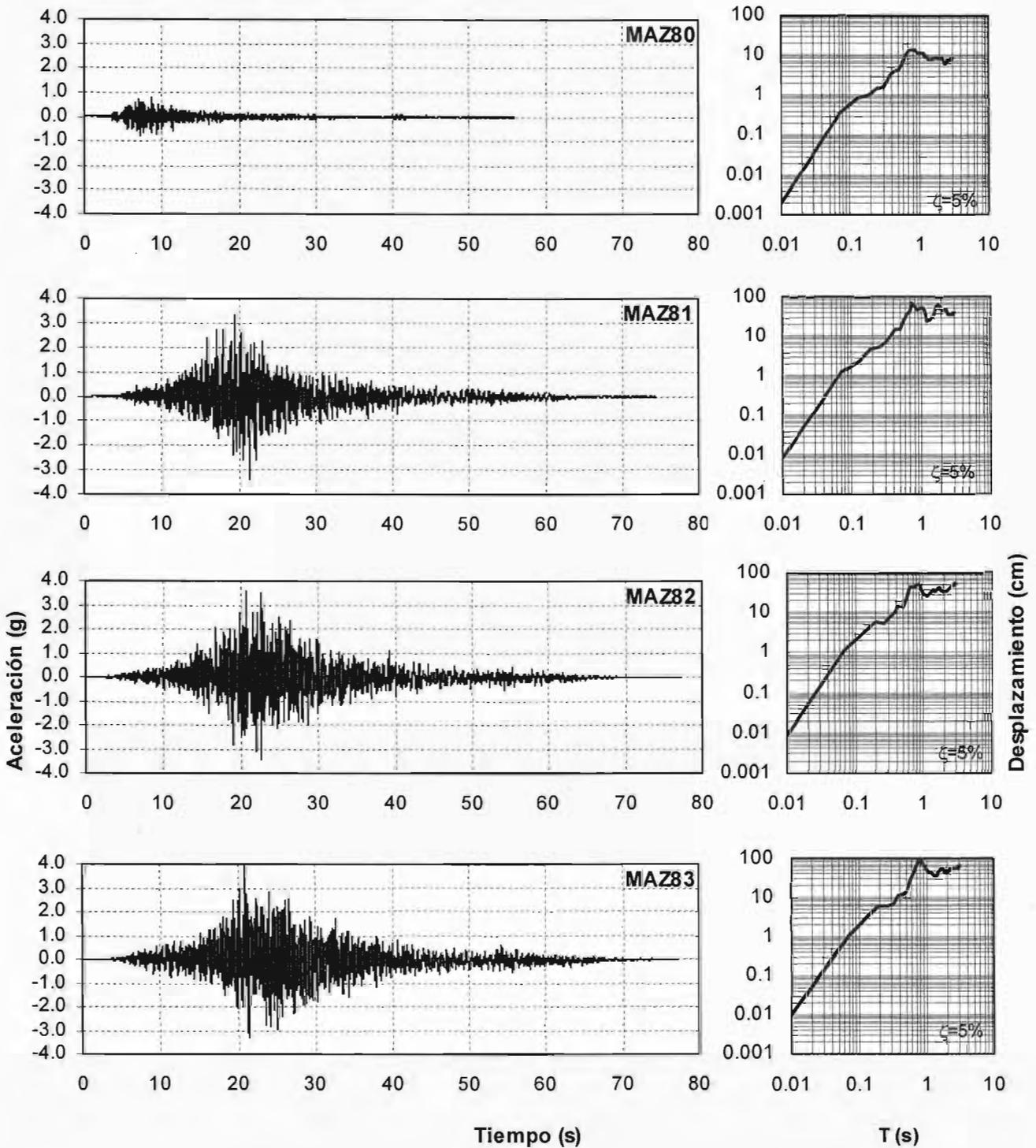


Fig 3.29 - Acelerogramas modelo y espectros de desplazamiento (Manzanillo)

3.8 RESPUESTA ESPERADA

Para obtener datos sobre la respuesta elástica del modelo, así como la resistencia asociada a diferentes modos de falla, se definieron varios modelos de análisis. En una primera parte, se propusieron y compararon diferentes modelos matemáticos para determinar las características elásticas de la estructura (periodo fundamental y rigidez inicial) y en una segunda, se calculó la resistencia a corte y flexión de la estructura empleando las ecuaciones propuestas en la sección 5.3 de las NTCM (Gobierno, 2004).

3.8.1 Respuesta elástica de la estructura

El análisis riguroso de estructuras de mampostería sometidas a fuerzas laterales y verticales resulta complejo, si se le compara con otros tipos de construcciones, como por ejemplo aquéllas estructuradas con base en marcos de concreto o acero. Algunas de las razones que explican esta complejidad es la dificultad en muchos casos de modelar los arreglos tridimensionales de muros y losas como sistemas de marcos bidimensionales o tridimensionales y la gran heterogeneidad de los materiales componentes, así como, la fragilidad y susceptibilidad a agrietamientos locales que dan lugar a comportamiento inelástico desde niveles pequeños de carga o deformación (Meli, 1992). De aquí que, el empleo de modelos elásticos con simplificaciones basadas en consideraciones de equilibrio, dan lugar a aproximaciones razonablemente aceptables, de las características dinámicas de este tipo de estructuras. Entre los métodos de análisis aplicados para modelar los muros de mampostería confinada se encuentran: el método de la columna ancha, el uso de tableros conectados a las vigas y columnas que los rodean y el método de los elementos finitos, los cuales pueden ser aplicados con la mayoría de paquetes de cómputo disponibles. Para el análisis dinámico de la estructura tridimensional, se aplicaron las tres metodologías, mediante el uso del programa ETABS (Habibullah, 2002). El objetivo de los análisis fue conocer la rigidez inicial, los periodos de vibración y las formas modales; para ello, se usaron las dimensiones nominales de los elementos y las propiedades mecánicas obtenidas a los 28 días.

El primer método considerado fue la analogía de la columna ancha. En éste, se idealizan los muros por medio de sistemas esqueléticos de columnas y vigas que forman marcos planos o tridimensionales. Para ello, se concentran las propiedades mecánicas (momentos de inercia y áreas de corte) de los muros, en columnas ficticias ubicadas en sus ejes centroidales, las cuales son acopladas por medio de vigas que representan las

dalas o sistemas de piso. Se considera que la zona de la viga que queda dentro de la longitud del muro es infinitamente rígida. Para tomar en cuenta la rigidez a flexión del sistema dala-losa y de los muros perpendiculares a la dirección de análisis (para marcos planos), se consideraron valores de ancho efectivo, como los sugeridos en las NTCM-2004 (Gobierno, 2004). Para materiales compuestos, como es el caso de la mampostería confinada (mampostería y concreto), es recomendable trabajar con un solo tipo de material, aplicando el concepto de sección transformada. En la figura 3.30, se muestra un esquema del método considerado y algunas de las recomendaciones mencionadas.

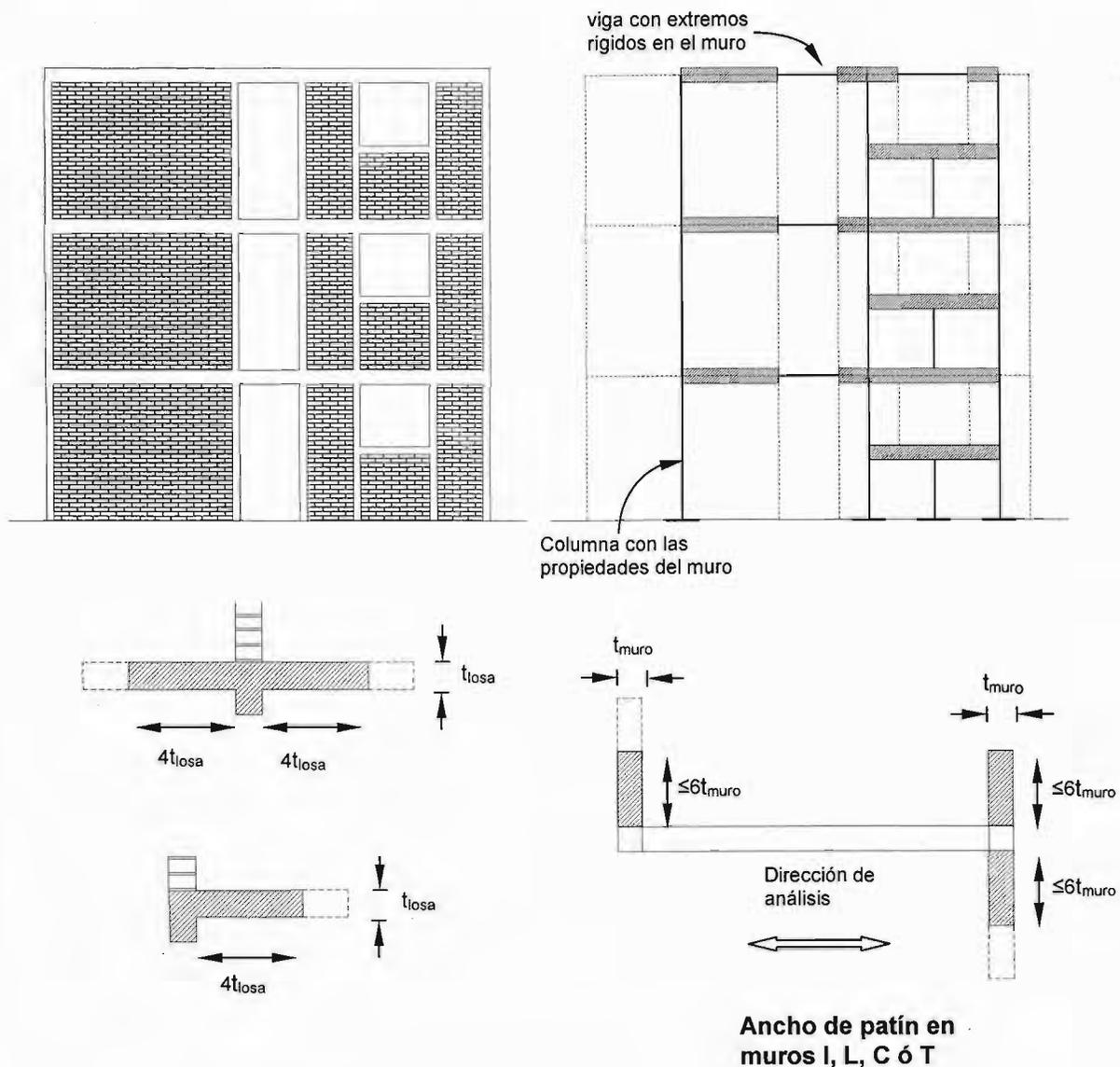


Fig 3.30 - Modelo de columna ancha

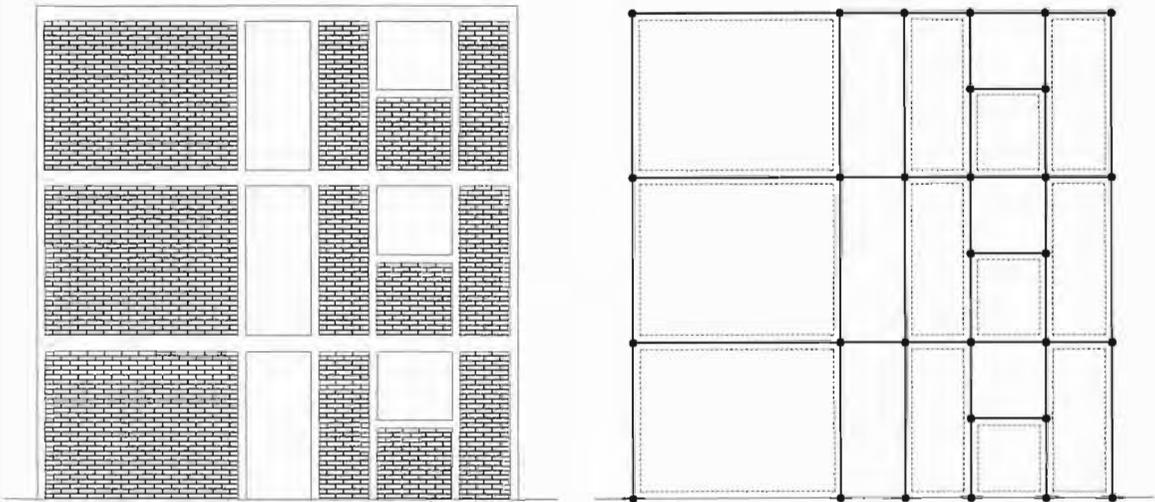


Fig 3.31 - Modelo de barras y tableros

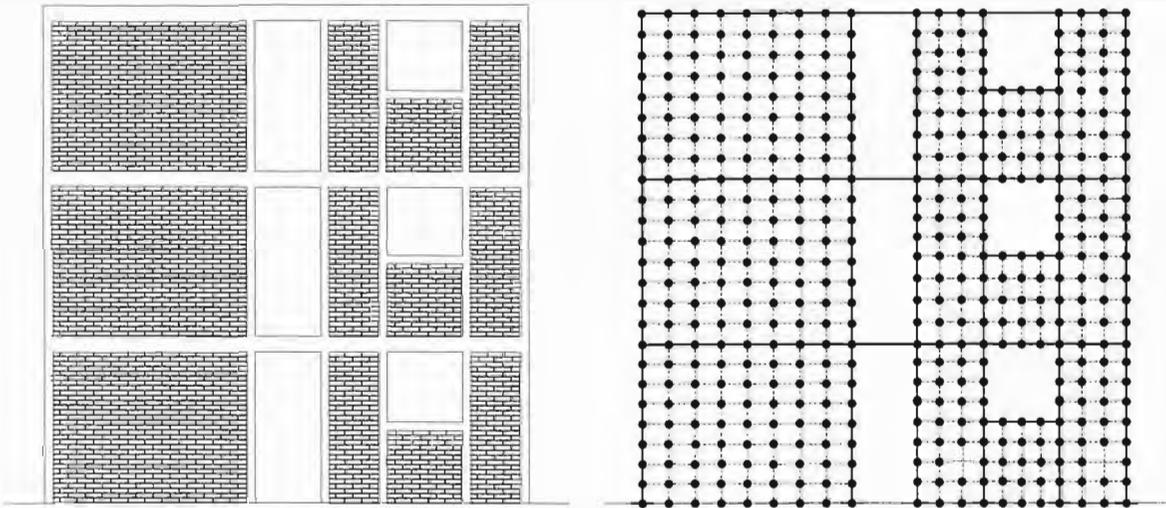


Fig 3.32 - Modelo de elementos finitos

En el segundo método aplicado, se usaron elementos tipo barra para representar los castillos y dalas, mientras que para modelar los muros de mampostería, se usaron elementos tipo panel, como se presenta en la fig. 3.31. Por último, se empleó un análisis un poco más refinado que consistió en subdividir los diferentes elementos, barras y paneles, para obtener un modelo de elementos finitos (fig. 3.32).

Para todos los casos estudiados se hizo un análisis dinámico elástico paso a paso, empleando la señal del sismo ACAD7.6 y un coeficiente de amortiguamiento del 5%. En la tabla 3.13 se presentan los resultados obtenidos con los diferentes modelos analizados.

Tabla 3.13 - Periodos de vibración calculados con diferentes metodologías de análisis

Modelo de Análisis	Rigidez lateral (kg/cm) ¹		Periodo (s) (E - O) ²		Descripción ³
	Inicial	Agrietado	Inicial	Agrietado	
1	K ₃ = 131913 K ₂ = 186606 K ₁ = 255450	K ₃ = 116883 K ₂ = 168757 K ₁ = 182962	0,0657 0,0218 0,0137	0,0730 0,0238 0,0140	Modelo de columna ancha en 2D. Para la rigidez se consideran los elementos en la dirección de análisis, más los elementos correspondientes a dirección perpendicular muros (muros completos). No se tomó en cuenta la rigidez del pretil de ventana.
2	K ₃ = 144961 K ₂ = 203979 K ₁ = 273795	K ₃ = 136615 K ₂ = 194094 K ₁ = 233253	0,0632 0,0211 0,0134	0,0663 0,0221 0,0135	Modelo de columna ancha en 2D. Para la rigidez se consideran los elementos en la dirección de análisis, más los elementos correspondientes a dirección perpendicular muros (muros completos). Se incluyeron los pretiles de ventanas.
3	K ₃ = 106306 K ₂ = 158820 K ₁ = 233857	K ₃ = 99644 K ₂ = 152359 K ₁ = 203392	0,0704 0,0226 0,0139	0,0734 0,0236 0,0141	Modelo de columna ancha en 2D. Para el análisis se consideran los elementos en la dirección longitudinal, más los patines correspondientes a los muros perpendiculares de acuerdo con las NTCM 2004. No se tomó en cuenta la rigidez del pretil de ventana.
4	K ₃ = 117235 K ₂ = 174350 K ₁ = 252296	K ₃ = 103881 K ₂ = 155391 K ₁ = 181968	0,0674 0,0219 0,0135	0,0749 0,0240 0,0139	Modelo de columna ancha en 2D. Para el análisis se consideran los elementos en la dirección longitudinal, más los patines correspondientes a los muros perpendiculares de acuerdo con las NTCM 2004. Se incluyeron los pretiles de ventanas.
5	K ₃ = 111311 K ₂ = 137124 K ₁ = 160672	K ₃ = 102531 K ₂ = 129382 K ₁ = 113328	0,0787 0,0275 0,0182	0,0875 0,0296 0,0185	Modelo de columna ancha en 3D. Los castillos y dalas se consideraron como elementos tipo barra independientes de los muros, los cuales fueron modelados como columnas anchas con sus propiedades mecánicas y se unieron a los castillos con vigas de rigidez infinita.
6	K ₃ = 163142 K ₂ = 224413 K ₁ = 299732	K ₃ = 146361 K ₂ = 205889 K ₁ = 216513	0,0600 0,0201 0,0127	0,0664 0,0219 0,0130	Modelo 3D, en el que se consideran los castillos y dalas como elementos tipo barra y los muros como elemento tipo panel, tomando un sólo elemento por panel
7	K ₃ = 152990 K ₂ = 214275 K ₁ = 285517	K ₃ = 137783 K ₂ = 193175 K ₁ = 212384	0,0615 0,0207 0,0131	0,0676 0,0222 0,0133	Modelo 3D de elementos finitos, en el que se consideran los castillos y dalas como elementos tipo barra y los muros como elemento panel. Subdividiendo cada panel y cada barra en varios elementos (excepto en algunas dalas)

¹ Rigidez lateral para los pisos 3, 2 y 1, respectivamente.

² Primeros tres periodos de vibración en dirección longitudinal.

³ Para todos los casos, se incluyó el peso propio y la masa adicional de los lingotes de plomo.

Como se señaló en la sección 3.5, los muros de la planta baja sufrieron algunos agrietamientos durante la etapa de transporte y fijación, por lo tanto, para considerar dicho efecto en la respuesta dinámica se usaron secciones agrietadas. Para tal efecto, se tomó el momento de inercia de dichos muros como el 70% del correspondiente a la sección bruta. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 3.13.

De los análisis es claro que, con excepción del modelo cinco, las diferentes aproximaciones dan lugar a resultados comparables. Es importante mencionar que el empleo de modelos como aquéllos en que se considera los elementos de concreto y mampostería por separado (modelo cinco), da lugar a sobreestimaciones de los periodos de vibración y con ello a mayores demandas de diseño en estructuras desplantadas en el Distrito Federal. Para las zonas de mayor peligro sísmico (Pacífico mexicano), este aspecto no es relevante, en especial para estructuras desplantadas en suelo firme, ya que los espectros de diseño presentan sus máximas ordenas para una franja de periodos entre 0 y 0,6 s. En el capítulo 4, se compara lo calculado con la respuesta medida con pruebas de vibración ambiental.

3.8.2 Predicción del comportamiento

Para obtener datos indicativos sobre la respuesta global y el modo de falla del modelo, se calcularon las resistencias por corte y flexión usando los lineamientos de la sección 5 de las NTCM (Gobierno, 2004).

Para calcular la resistencia por cortante se empleó la ecuación 5.4 de las NTCM, la cual establece que la fuerza cortante de diseño para cada muro V_{mR} , se determina por medio de la expresión:

$$V_{mR} = F_R (0,5 v_m^* A_T + 0,3 P) \leq 1,5 F_R v_m^* A_T \quad (3.6)$$

donde:

F_R factor de reducción por resistencia;

v^* esfuerzo cortante medio de diseño;

A_T área transversal del muro; y

P carga vertical que actúa sobre el muro

Al ignorar las deformaciones por flexión y los efectos de torsión, la fuerza cortante resistente de entrepiso se calculó como la sumatoria de los cortantes resistentes de cada muro. El cálculo de la resistencia se hizo para la planta baja, ya que es donde el cortante es mayor; para ello, se usó un factor de reducción de resistencia unitario y el esfuerzo cortante obtenido del ensayo de muretes a los 28 días. Se supuso que las fuerzas en altura siguen una distribución triangular invertida. En la tabla 3.14 se presentan los resultados obtenidos.

Para la resistencia a flexo-compresión se usaron las ecuaciones 5.3, 5.5 y 5.6 de las NTCM, en las que se establece que el momento resistente de diseño, M_R , se determina por medio de las expresiones:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y) \quad (3.7)$$

$$M_R = F_R A_s f_y d' + 0,3 P_u d : \quad \text{si} \quad 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (3.8)$$

$$M_R = (1,5 F_R A_s f_y d' + 0,15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) : \quad \text{si} \quad P_u > \frac{P_R}{3} \quad (3.9)$$

donde:

F_R factor de reducción por resistencia;

F_E factor de reducción por excentricidad y esbeltez;

f_m^* resistencia de diseño a la compresión;

A_T área transversal del muro;

A_s área de acero longitudinal de los castillos;

f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo;

d' distancia entre los centroides del acero de longitudinal de los castillos extremos;

d peralte efectivo del refuerzo de tensión;

P_u carga axial de diseño total sobre el muro; y

P_R resistencia a compresión axial del muro.

A diferencia de la resistencia al corte de la estructura, la cual se determina mediante fórmulas experimentales, la resistencia a flexión requiere de métodos más elaborados. Para fines de este trabajo, se calculó dicha resistencia por medio de análisis plástico, similar al empleado para estructuras de concreto reforzado.

El mecanismo de falla propuesto está asociado con una falla por volteo; dicho mecanismo, supone la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de acoplamiento y en la base de los muros de la planta baja, como se muestra esquemáticamente en la fig. 3.3.3.

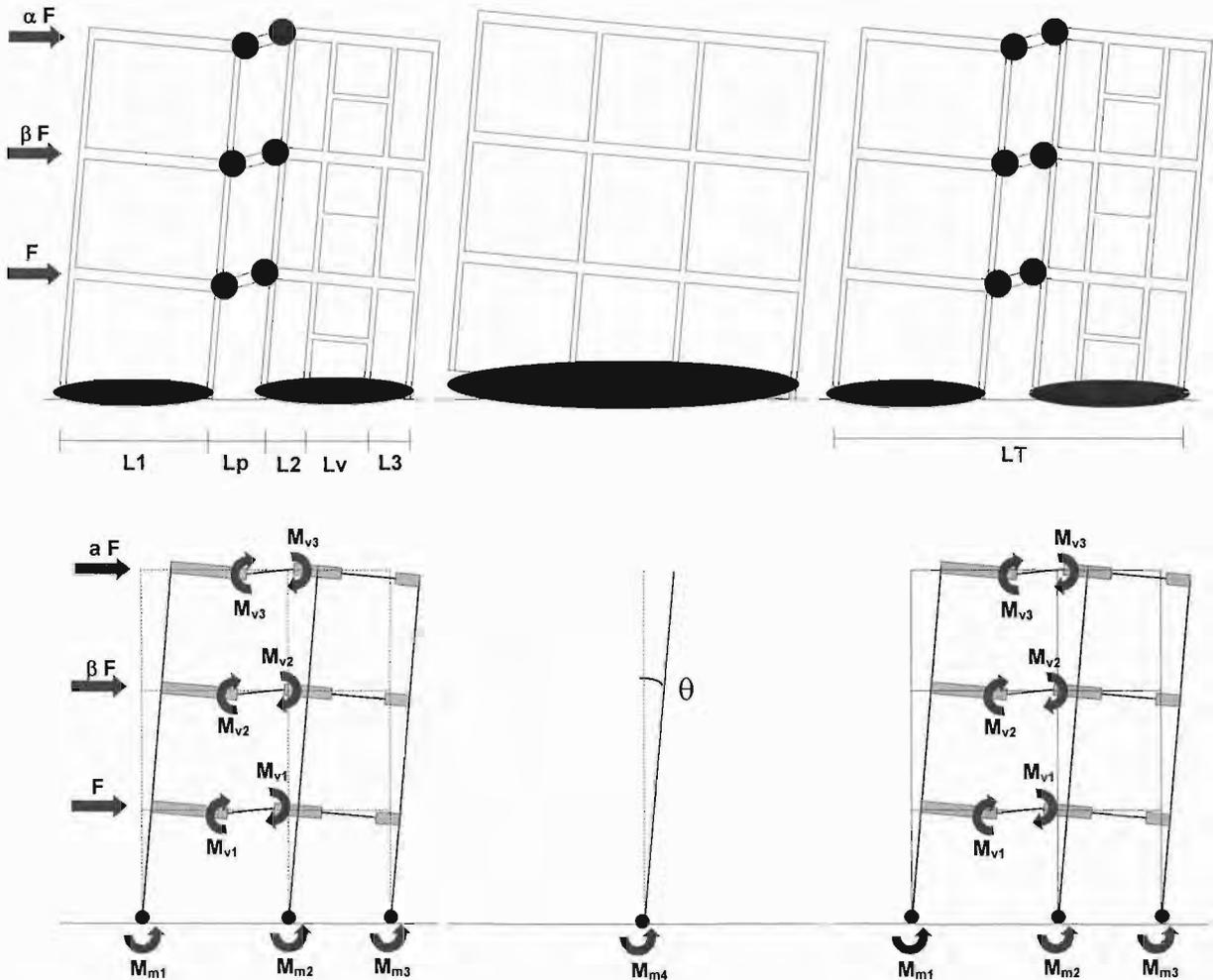


Fig 3.33 - Mecanismo de falla por flexión

Al aplicar el principio de trabajo virtual y al establecer las condiciones de equilibrio sobre el mecanismo de colapso cuando actúan las fuerzas laterales en cada piso, se llega a que el momento flexionante del modelo, M_b , y el cortante basal asociado, V_b , están dados por las expresiones:

$$M_b = \sum M_{m_i} + \sum M_{v_i} \left(\frac{L_T - L_P}{L_P} \right) \quad (3.9)$$

$$M_b = 2(Mm_1 + Mm_2 + Mm_3) + Mm_4 + 6(Mv_1 + Mv_2) \left(\frac{L_T - L_P}{L_P} \right) \quad (3.10)$$

$$V_b = \frac{(1 + \alpha + \beta) M_b}{(3\alpha + 2\beta + 1)h} \quad \text{y} \quad F = \frac{V_b}{(\alpha + \beta + 1)} \quad (3.11)$$

donde:

Mm_i momento flexionante resistente en la base de cada muro, valuado con las ecuaciones 3.7 a 3.9;

Mv_i momento flexionante resistente en los extremos de la viga de acoplamiento;

L_T longitud total de la fachada;

L_P longitud de la viga de acoplamiento; y

α, β factores que toman en cuenta la distribución de fuerzas en altura.

En el cálculo de las resistencias de acuerdo con las NTCM-2004, se usaron factores de reducción por excentricidad y esbeltez unitarios y para el esfuerzo a compresión se usó el valor obtenido del ensayo de pilas a los 28 días. Adicionalmente, se calcularon los momentos flexionantes resistentes de cada muro construyendo el diagrama momento flexionante-curvatura, para ello, se tomaron en cuenta las características mecánicas del concreto, el refuerzo y la mampostería, así como la influencia de los muros perpendiculares. Se supuso una distribución uniforme de las fuerzas en la altura, lo cual es congruente con resultados obtenidos del análisis de la respuesta de edificios instrumentados de mampostería confinada desplantados en terreno blando de la ciudad de México (Durán y Miranda, 1995) y con el comportamiento del modelo cuando se alcanzó la resistencia (sección 4.4.5). Por comparación, se calcularon las resistencias a cortante y flexión para una distribución triangular invertida, como lo especifica el RCDF-2004. La tabla 3.14 presentan los resultados obtenidos del análisis.

Al comparar los cortantes basales correspondientes a los modos de falla supuestos, se deduce que el modo esperado de falla es por corte y que la predicción de la resistencia a flexión usando las ecuaciones del reglamento, sobrestima la capacidad en un 20% cuando se le compara con la obtenida con métodos más elaborados. Por otra parte, al calcular los cortantes de piso (fuerza de piso acumulada hasta el nivel en consideración) para las distribuciones uniforme y triangular invertida, se observa que con la distribución triangular se obtienen valores que sobrestiman la resistencia de piso en cerca del 50% para el piso

tres y en 25% para el piso dos, con respecto a la distribución uniforme, mientras que el cortante basal, es prácticamente el mismo para ambas distribuciones. Lo anterior sugiere que si se diseña con una distribución triangular invertida de fuerzas se tiene una gran reserva de resistencia en los pisos superiores, lo cual puede favorecer la concentración del daño en el primer piso y con ello un mecanismo de falla por entrepiso débil. Este no es el caso de edificios, con una densidad uniforme de muros en altura (relación entre el área de muros y de la losa de piso), donde todos los niveles se diseñan por igual y sólo se revisa la capacidad de la planta baja.

Tabla 3.14 Cortantes y momentos flexionantes asociados con los modos de falla

Distribución de Fuerzas en altura	Falla por cortante		Falla por flexión			
	Cortante y momento flexionante basal	Fuerzas de piso ³	Cortante y momento flexionante basal NTCM-2004	Fuerzas de piso ³	Cortante y momento flexionante basal Relación M - θ	Fuerzas ³ en piso
Uniforme $\alpha = \beta = 1$	$V_b = 21,70 \text{ t}^1$ $M_b = 43,38 \text{ t-m}^2$	7,23 t	$V_b = 27,13 \text{ t}^5$ $M_b = 65,10 \text{ t-m}^4$	9,04 t	$V_b = 33,81 \text{ t}^5$ $M_b = 81,15 \text{ t-m}^4$	11,27 t
		7,23 t		9,04 t		11,27 t
		7,23 t		9,04 t		11,27 t
Triangular invertida $\alpha = 3$ $\beta = 2$	$V_b = 21,70 \text{ t}^1$ $M_b = 43,38 \text{ t-m}^2$	10,85 t	$V_b = 27,9 \text{ t}^5$ $M_b = 65,10 \text{ t-m}^4$	13,95 t	$V_b = 34,78 \text{ t}^5$ $M_b = 81,15 \text{ t-m}^4$	17,39 t
		7,23 t		9,30 t		11,59 t
		3,62 t		4,65 t		5,80 t

¹ Cortante basal calculado con la ecuación 3.6.

² Momento flexionante basal calculado con las fuerzas de piso obtenidas con el cortante basal.

³ Las fuerzas inerciales para los pisos tres, dos y uno, respectivamente.

⁴ Momento flexionante basal calculado con la ecuación 3.10.

⁵ Cortante basal calculado con la ecuación 3.11.

4. ENSAYO DEL MODELO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el programa general de ensayos, así como el comportamiento global y local del modelo. Inicialmente se describe la secuencia de las pruebas y las características medidas de las señales de aceleración aplicadas por la mesa vibradora. Posteriormente, se describe la propagación del daño con base en los patrones de agrietamiento. Por último, se explica el comportamiento global del modelo en términos del comportamiento histerético, degradación de rigidez, energía disipada y características de deformación, a partir de la información obtenida de las historias de aceleración, desplazamiento y deformación.

4.2 PROGRAMA DE ENSAYOS

Para evaluar las características dinámicas del modelo y su degradación conforme aumentaba la severidad de los sismos, tres tipos de pruebas fueron aplicadas: ensayos de vibración ambiental, ensayos dinámicos (destructivos) y de ruido blanco en la mesa vibradora.

4.2.1 Pruebas de Vibración ambiental

Como se explicó en la sección 1.2, las pruebas de vibración ambiental consisten en registrar el movimiento del modelo originado por sollicitaciones de carácter ambiental (baja amplitud), mediante dispositivos de alta sensibilidad (acelerómetros). Las señales capturadas son acondicionadas (amplificadas y filtradas), para posteriormente ser procesadas e interpretadas mediante un análisis espectral convencional. Los sensores se colocaron en puntos estratégicos del espécimen, como se muestra en la fig.4.1. Para medir las vibraciones en dirección longitudinal y transversal sólo se rotaron los acelerómetros. Los ensayos de vibración ambiental permitieron determinar los periodos naturales de vibración y el amortiguamiento del espécimen antes de ser sometido a las acciones sísmicas inducidas por la mesa vibradora. Se realizaron dos pruebas de vibración ambiental, una sin lingotes de plomo y otra con éstos. En la tabla 4.1, se presentan los resultados obtenidos para el modelo.

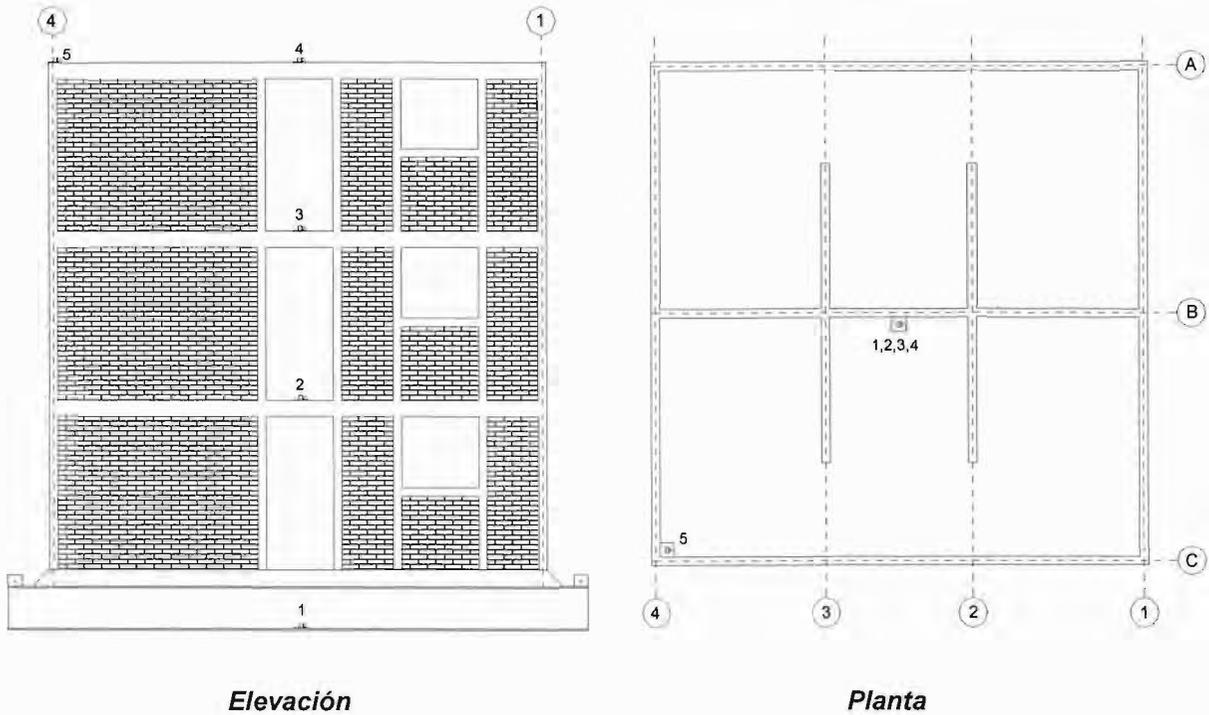


Fig 4.1 - Distribución de acelerómetros para pruebas de vibración ambiental

Tabla 4.1 Resultados de pruebas de vibración ambiental

Tipo de ensayo	Dirección	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Amortiguamiento (%)
Sin lingotes de plomo	Longitudinal	15.03	0,066	-
	Transversal	11,20	0,089	-
Con lingotes de plomo	Longitudinal	13.35	0,075	5,34
	Transversal	10.52	0,095	-

Al comparar los periodos obtenidos en las pruebas de vibración ambiental (dirección longitudinal) con los resultados de modelos analíticos (tabla 3.13), se observa buena correlación entre los resultados, en especial con los modelos de columna ancha en 2D. Aunque los periodos de los métodos analíticos fueron inferiores a los experimentales, aun para el caso de modelos agrietados, se considera que estos métodos resultan adecuados para la estimación de las características dinámicas de estructuras de mampostería confinada.

4.2.2 Ensayos dinámicos

El modelo fue sometido a una serie de excitaciones sísmicas con incremento gradual de la intensidad del movimiento de tal forma que se alcanzaran los niveles de desempeño esperados; límites elástico, máximo y último. Como se mencionó en la sección 3.7, las señales reproducidas en la mesa vibradora consistieron en sismos sintéticos generados a partir de eventos registrados en la zona de subducción del Pacífico mexicano.

Inicialmente el programa de ensayos fue diseñado para que se alcanzaran los estados límites al aplicar la secuencia de sismos sintéticos generados para el registro de Acapulco con magnitudes de 7.6, 7.8, 8.0 y 8.3. Debido a la gran resistencia lateral y rigidez del espécimen, el límite elástico no se alcanzó para los sismos de magnitud 7.6 y 7.8 como se esperaba, por lo que fue necesario aplicar los sismos de magnitudes 8.0 y 8.3 a diferentes porcentajes (60% y 90%) hasta que se observó el primer agrietamiento inclinado. Seguidamente se aplicó el sismo de Manzanillo con magnitud 8.1, el cual se caracterizó por grandes desplazamiento de la mesa vibradora, pero dado que la frecuencia del sismo fue muy diferente a la de la estructura no se observó ningún daño, por lo tanto, no se tendrá en cuenta en la evaluación del comportamiento. Posteriormente, se continuó con la secuencia de ensayo aplicando el sismo 8.3 a diferentes porcentajes (100% y 125%) para alcanzar la resistencia. Por último, y dado que no se tenía certeza de haber alcanzado los límites máximo y último, se decidió modificar la configuración del modelo eliminando los muros MC1 y MC3 de la planta baja (fig 4.4), y se aplicó de nuevo la serie de sismos 7.6 a 8.3. Para diferenciar la configuración del modelo se usó el concepto de densidad de muros, que corresponde al cociente entre el área de muros en la dirección del ensayo y el área en planta de la losa del primer piso. Para la estructura original la densidad de muros fue de 4,1%, mientras que para la estructura modificada fue de 2,9% (sin los muros MC1 y MC3). Lo anterior, refleja una situación común en viviendas de interés social, donde con el crecimiento de las familias los propietarios eliminan o modifican indistintamente la distribución de muros para hacer más espaciales las habitaciones. De este modo, el programa de ensayo comprendió la aplicación de 12 sismos. El tiempo total de ensayos fue de tres días, en el primero se verificó el funcionamiento de la instrumentación y se aplicaron los sismos de 7.6 y 7.8; en el segundo, los sismos de 8.0 y 8.3 a diferentes porcentajes y el tercer día, el ensayo del modelo modificado y la secuencia de sismos 7.6 a 8.3. En la tabla 4.2, se presentan las características de los temblores aplicados al modelo usando las señales de entrada y de

respuesta de la mesa vibradora en términos de, desplazamiento y aceleraciones máximas, así como, intensidad y duración de la fase intensa; entre paréntesis aparece el porcentaje al que fueron escaladas las aceleraciones de los diferentes sismos. En la figuras 4.1 y 4.2, se presentan las historias de aceleración de las señales de entrada y las reproducidas en la mesa vibradora para las configuraciones original y modificada, de igual forma se presentan los espectros de desplazamiento para dichas señales. Como se puede observar, existen algunas diferencias entre las señales de aceleración de entrada y las reproducidas en la mesa, lo cual se debió a que las calibraciones se hicieron al comenzar cada día de ensayo y no antes de cada prueba en particular.

Para identificar los cambios en las propiedades dinámicas entre cada corrida de ensayo, se aplicó una señal aleatoria (ruido blanco) con aceleración pico efectiva de 50 cm/s² (0,05 g) y un rango de frecuencias entre 0,1 y 50 Hz. Una señal de ruido blanco, al tener una distribución constante de energía sobre todo el rango de frecuencias, permite excitar los periodos de vibración de una estructura y, por ende, caracterizar sus propiedades dinámicas.

Tabla 4.2 Características de los sismos reproducidos por la mesa vibradora

	Sismo	Desplazamiento máx. (cm)	Aceleración ¹ máx. (g)	Intensidad de Arias (g.s)	Duración ³ (s)
Original (D = 4,1%)	M7.6	1,57	1,49 (1,31) ²	1,19 (1,04) ¹	15,9
	M7.8	2,99	1,66 (1,46)	1,43 (1,38)	24,2
	M8.0 (60%)	3,12	1,54 (1,76)	2,48 (2,54)	29,3
	M8.3 (60%)	5,61	1,89 (3,00)	3,54 (5,37)	39,1
	M8.0 (90%)	3,07	1,69 (1,76)	2,37 (2,54)	29,3
	M8.3 (90%)	5,51	1,97 (3,00)	3,33 (5,37)	39,3
	M8.3 (100%)	5,52	2,07 (3,00)	3,72 (5,37)	29,6
	M8.3 (125%)	6,87	2,00 (3,74)	4,47 (8,37)	39,4
	Modificado (D = 2,9%)	M7.6	1,36	1,36 (1,32)	1,83 (1,04)
M7.8		3,05	1,47 (1,47)	1,88 (1,38)	24,0
M8.0		3,14	2,20 (1,76)	7,1 (2,54)	29,9
M8.3		5,41	2,87 (3,00)	13,51 (5,37)	40,2

¹ Aceleración máxima reproducida por la mesa vibradora

² Los valores en paréntesis corresponden a las señales de aceleración de entrada en la mesa vibradora.

³ Hace referencia a la duración de la fase intensa de los temblores.

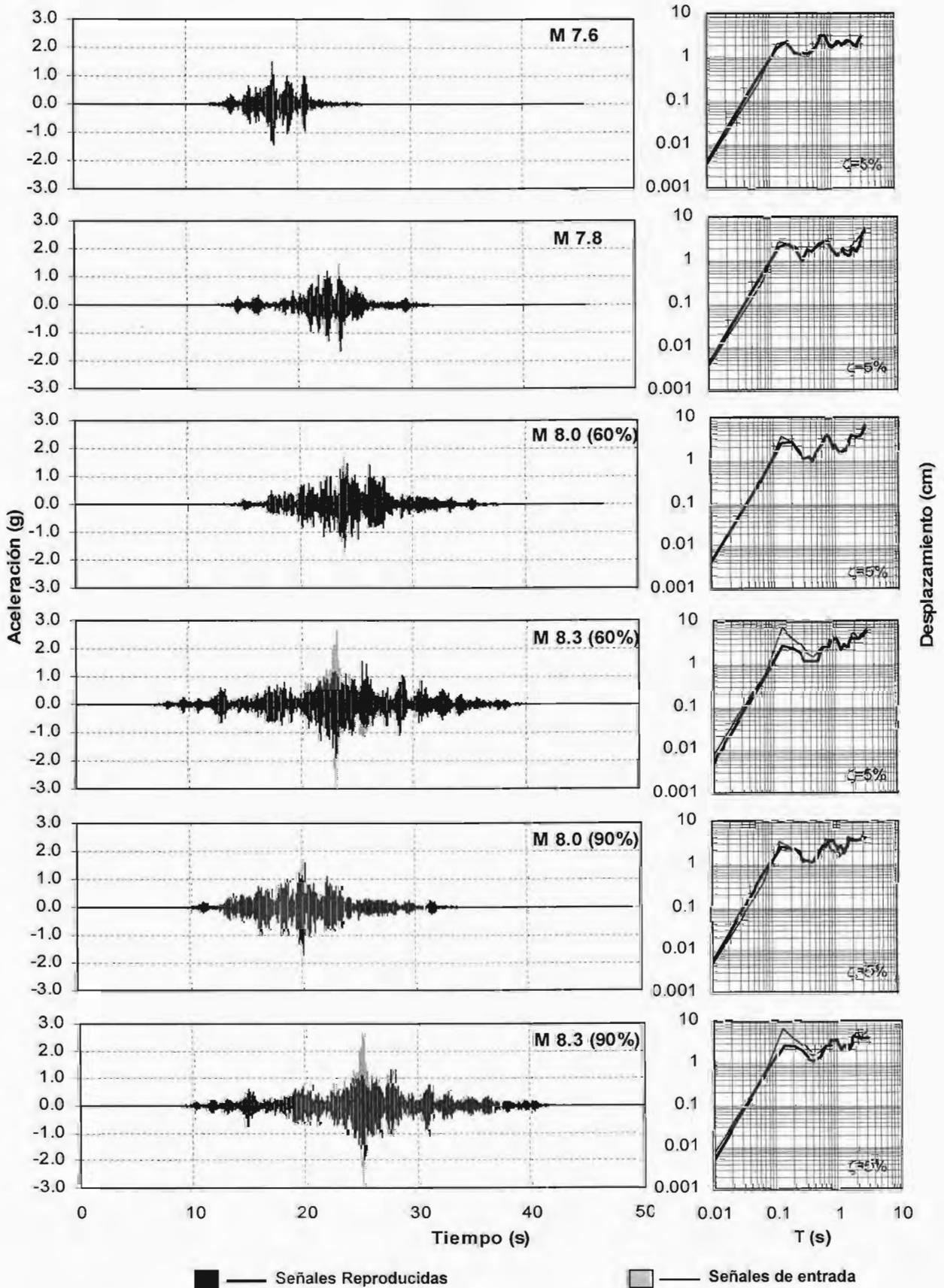


Fig 4.2 – Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora (I)

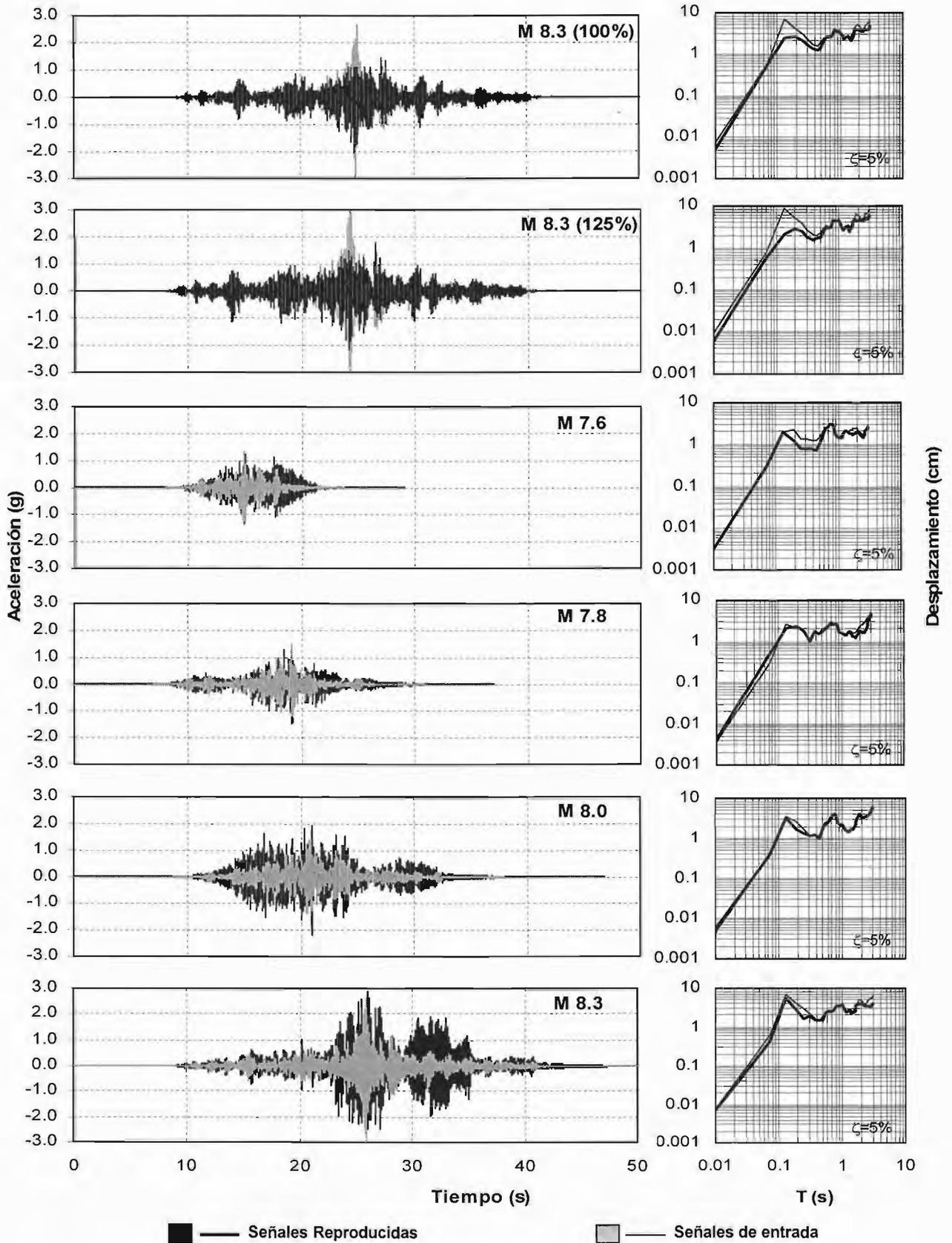


Fig 4.3 – Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora (II)

4.3 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS Y MECANANISMO DE FALLA

Para tener evidencia del comportamiento del modelo durante las pruebas se emplearon cámaras de video que registraron la respuesta ante cada una de las excitaciones impuestas. Así mismo, después de cada una de las pruebas, se llevó a cabo una minuciosa inspección de los diferentes componentes estructurales con la finalidad de identificar la propagación del agrietamiento y con ello el estado general de daño.

Como se mencionó anteriormente, se aplicó al espécimen una capa de pintura vinílica blanca que facilitó la visualización y caracterización de las grietas sobre la superficie de los diferentes elementos. Adicionalmente, se fotografiaron los muros con lo que se obtuvo un registro impreso de la evolución del agrietamiento que facilitó la interpretación del daño y la identificación del mecanismo de falla.

Para facilitar la descripción del daño en los diferentes componentes estructurales, se presenta en la figura 4.4 una planta típica del modelo.

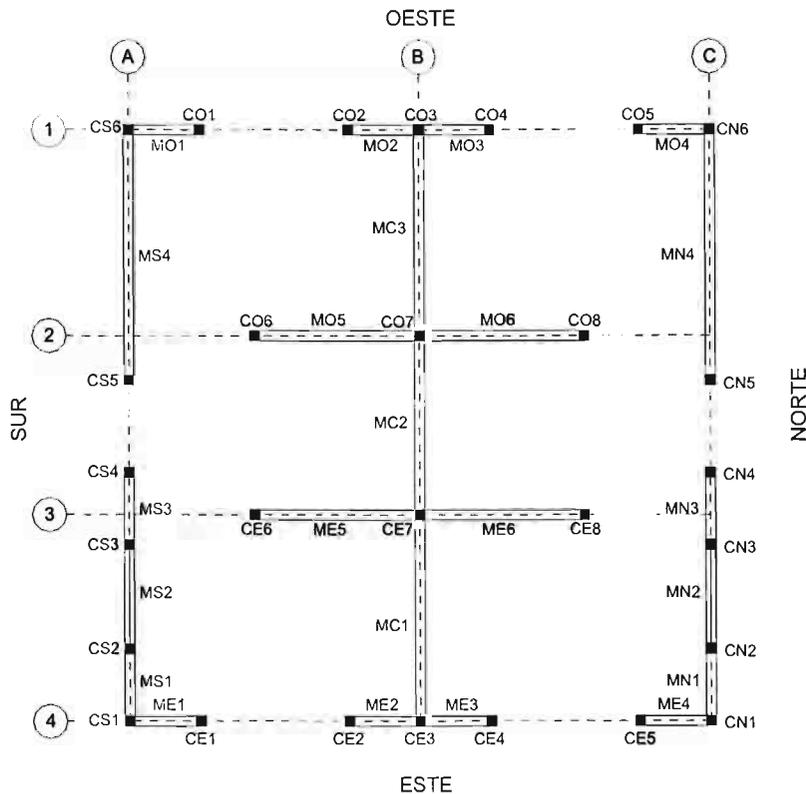


Fig. 4.4 – Vista en planta del modelo

Por simplicidad en la descripción de los daños y para describir conjuntos de muros, se hablará de: muros robustos, cuando se haga referencia a los muros MN4 y MS4; muros esbeltos (MN1, MN3 y MS1, MS3), muros cabeceros (MC1, MO2, MO3, MO4, ME1, ME2, ME3, ME4), muros del eje central (MC1, MC2 y MC3), muros divisorios (ME5-ME6 y MO5-MO6) y pretilos de ventanas (MS2 y MN2).

4.3.1 Agrietamiento inicial

Como se mencionó en la sección 3.5, previo a los ensayos dinámicos, se presentaron algunas grietas (con espesor menor que 0,5 mm) en la base de los muros MN4 y MS4, distribuidas longitudinalmente en las dos primeras hiladas (fig. 4.5). Estas grietas aparecieron después de transportar el modelo desde la zona de construcción hacia la mesa vibradora y al momento de fijar los tornillos de la parrilla de cimentación a la plataforma de la mesa. Estas grietas fueron reparadas mediante la inyección de resina epóxica líquida; durante el ensayo no se observó daño en estas zonas por lo que se considera adecuada esta técnica de reparación.

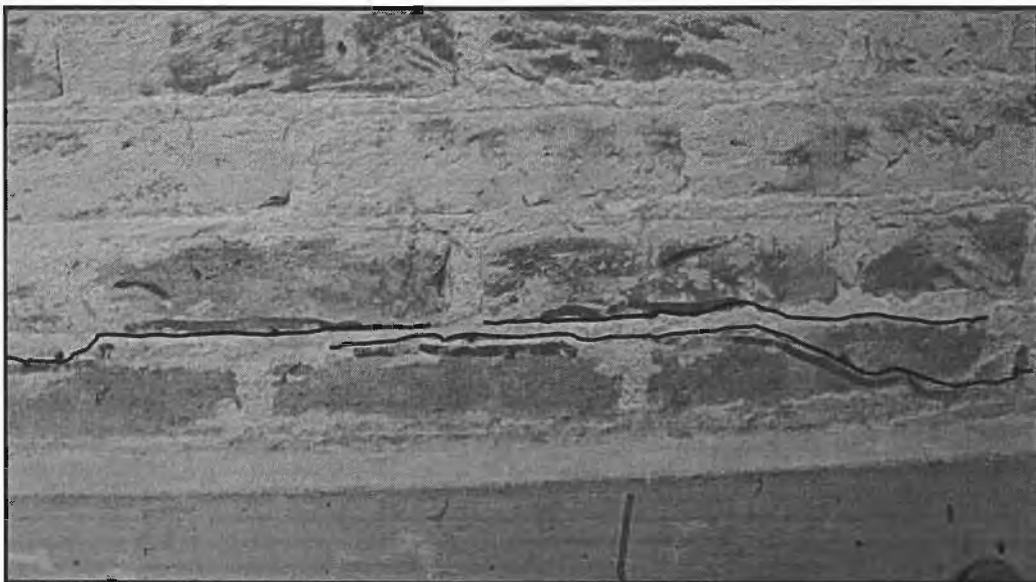


Fig. 4.5 – Agrietamiento en la base de los muros previo al ensayo dinámico

4.3.2 Modelo original (densidad de muros de 4,1%)

Después de las dos primeras pruebas (sismos $M=7.6$ y 7.8), no se observó daño o agrietamiento alguno en el modelo, por lo que se asocia el comportamiento con el estado límite elástico inicial.

Con la aplicación del sismo $M=8.0$ (60%) aparecieron las primeras grietas en los muros de la planta baja. El daño se caracterizó por la aparición de grietas horizontales en la base de los muros MN4 y MS4 (paralelas a las grietas reparadas) y en la porción central de los muros cabeceros ME1 a ME4 y el MO2. Las primeras grietas inclinadas aparecieron en los muros esbeltos MN1, MS1 y MS3 distribuidas indistintamente en la altura de cada elemento. La distribución de agrietamientos de esta prueba sugiere que en primera instancia predominaron las deformaciones por flexión, que dieron paso a la formación de algunas fisuras inclinadas en los muros esbeltos con espesor máximo de 0,15 mm (fig. 4.6). Se considera que en esta prueba se alcanzó el límite elástico de la estructura.

Durante el ensayo $M=8.3$ (60%) se registraron grietas inclinadas en los muros robustos del primer piso, las cuales se originaron en el centro del muro y se extendieron hacia los castillos extremos y la porción central de la dala de cimentación. Simultáneamente, aparecieron grietas inclinadas en los muros MC1 y MC3 del eje central. En los muros esbeltos se formaron nuevas grietas inclinadas, las cuales se concentraron en los vértices inferiores de la ventana. En la base del pretil de la ventana MN2 se formaron algunas grietas horizontales a través del mortero de la primera hilada. En los muros cabeceros se formaron grietas horizontales distribuidas uniformemente en la altura (figs. 4.7 y 4.8). Para el segundo piso se formaron algunas fisuras horizontales en la base de los muros robustos. Las grietas se propagaron indistintamente atravesando los tabiques o siguiendo las juntas de mortero; mientras que, en los elementos de concreto no se observó ningún daño. El espesor máximo medido de grietas fue de 0,6 mm.

Para los sismos $M=8.0$ (90%) y $M=8.3$ (90%) el modelo sufrió poco deterioro. Prácticamente se mantuvo la misma distribución de agrietamiento de la etapa anterior, salvo por la aparición de fisuras horizontales en los muros cabeceros del segundo piso y el incremento en longitud y espesor de las grietas existentes (fig. 4.9). El ancho máximo de grieta medido después de las pruebas fue de 0,65 y 0,7 mm, respectivamente.

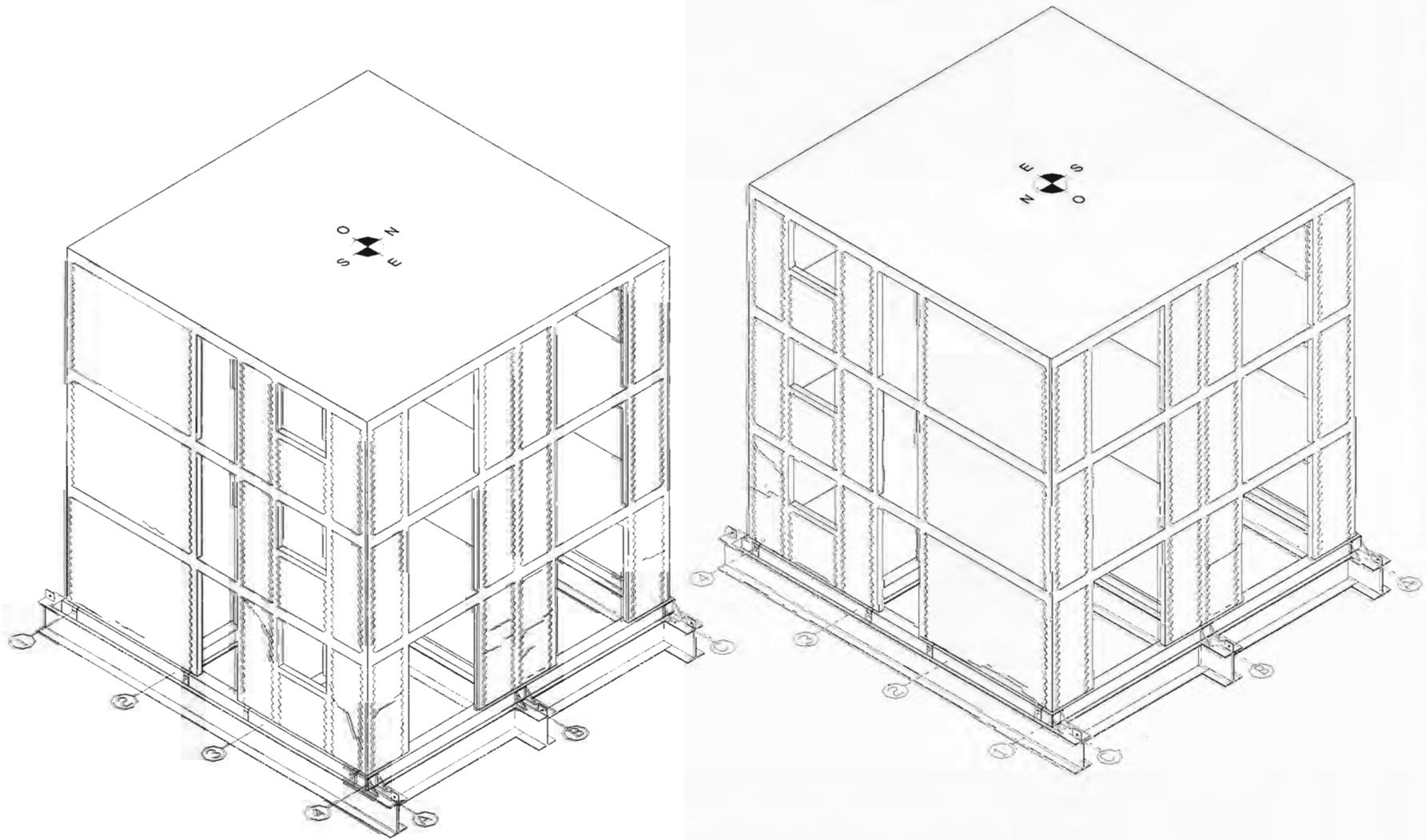


Fig 4.6 - Distribución de grietas después del sismo $M=8.0$ (60%)

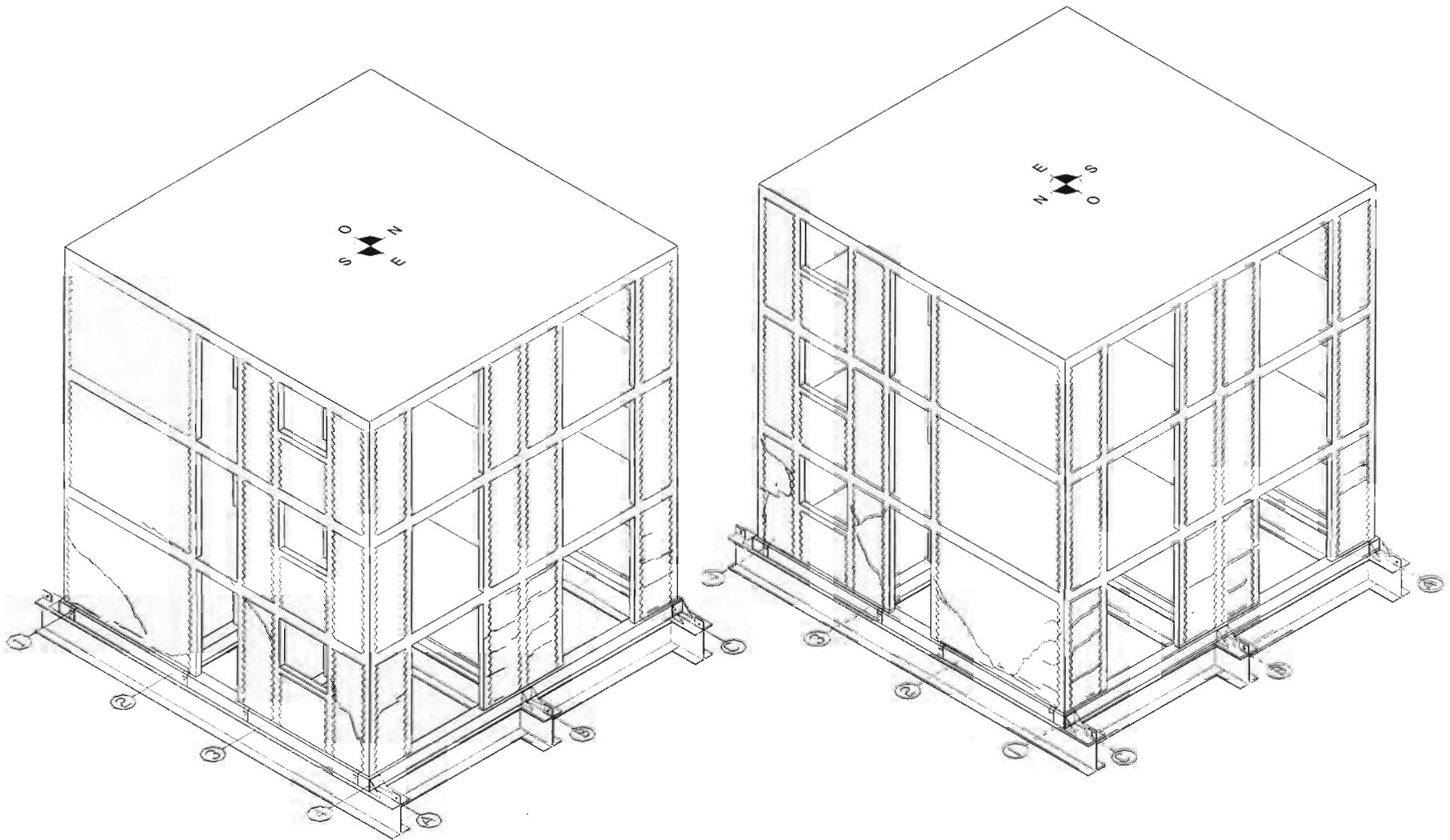


Fig 4.7 - Distribución de grietas después del sismo $M=8.3$ (60%)

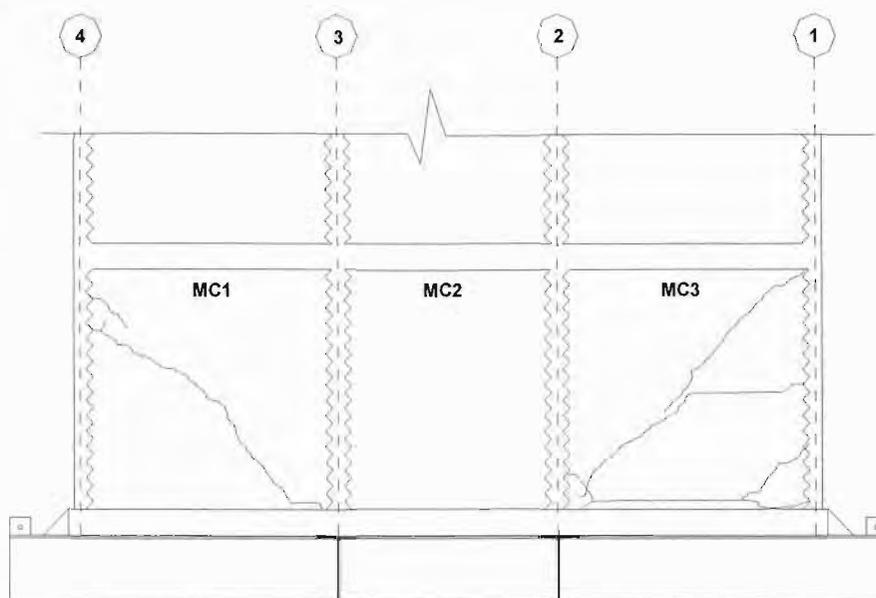


Fig 4.8 - Agrietamientos en el muro central después del sismo M=83 (60%)

Durante el ensayo M=8.3 (100%) se propagó aun más el daño; aparecieron nuevas grietas inclinadas orientadas en la dirección opuesta a las ya formadas, al tiempo que se identificaron aumentos de las existentes. Por otra parte, se detectaron fisuras en los castillos del primer piso; muchas de ellas, producto de la prolongación de las grietas originadas en los muros. De igual forma, se observaron grietas en los vértices superiores de las puertas al nivel de los dinteles atribuidas a la flexión de la dala de acoplamiento. El tamaño máximo de grieta medido fue de 0,70 mm (fig 4.11).

Para el sismo M=8.3 (125%), ya se habían formado grietas en todos los muros del primer piso. Para los muros robustos el agrietamiento se concentró en la mitad inferior dando lugar a los primeros aplastamientos de la mampostería. En los muros esbeltos predominaron las grietas diagonales orientadas hacia los vértices inferiores de la ventana, aunque fue evidente también, la formación de grietas verticales en la conexión castillo-muro. Por su parte, en los muros cabeceros el daño se caracterizó por grietas horizontales en las juntas de mortero distribuidas en toda la altura. En esta prueba se detectaron las primeras grietas a nivel de las losas; éstas se originaron a partir de las fisuras formadas en las dalas de acoplamiento y se prolongaron aproximadamente 50 cm hacia el centro de la losa en dirección Norte-Sur. El espesor máximo de grieta medido fue de 0,80 mm (figs 4.12 y 4.13). Este ensayo correspondió al estado límite de resistencia.

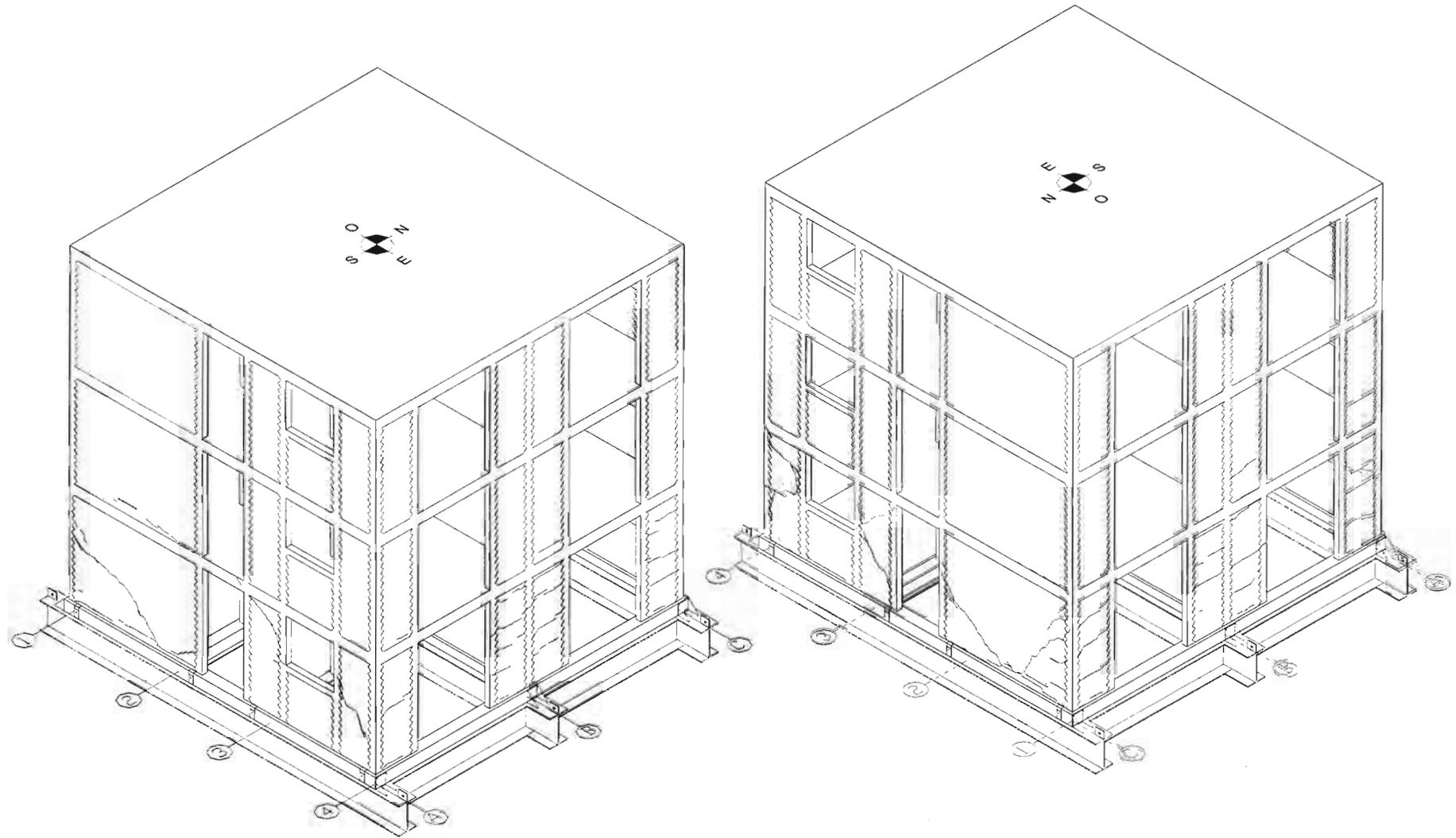


Fig 4.9 - Distribución de grietas después del sismo M=8.3 (90%)

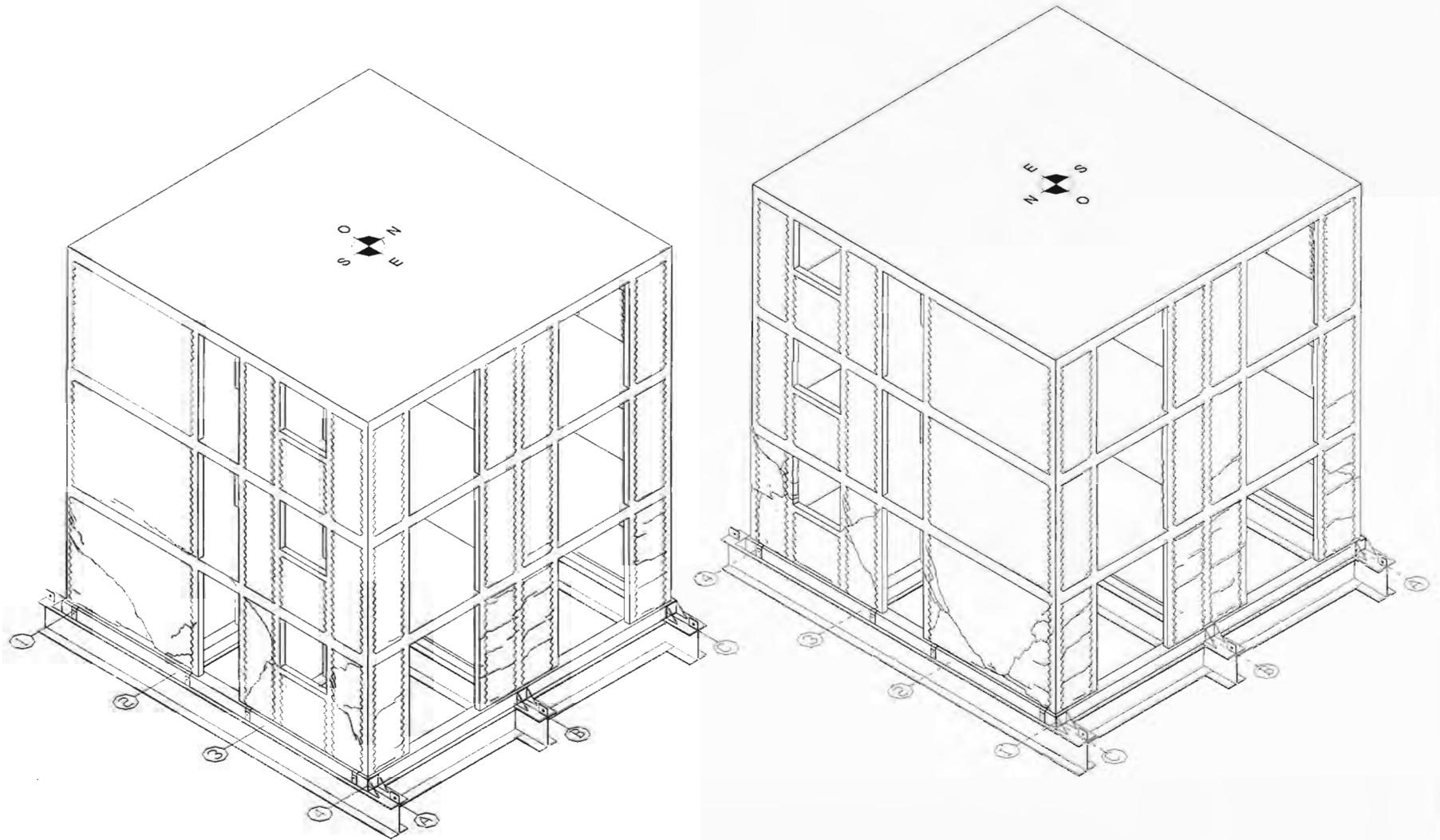


Fig 4.10 - Distribución de grietas después del sismo $M=8.3$ (100%)

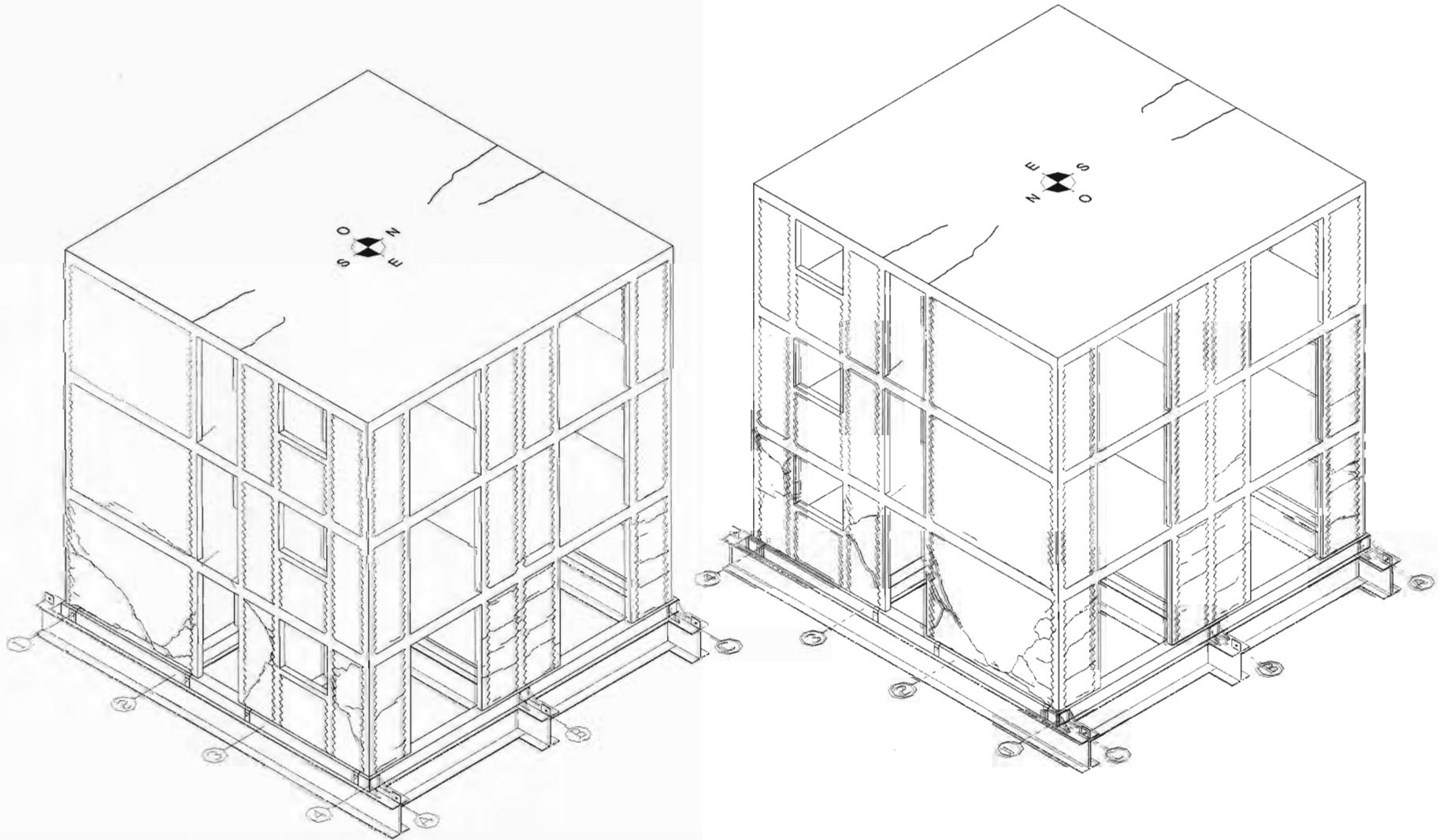


Fig 4.11 - Distribución de grietas después del sismo $M=8.3$ (125%)

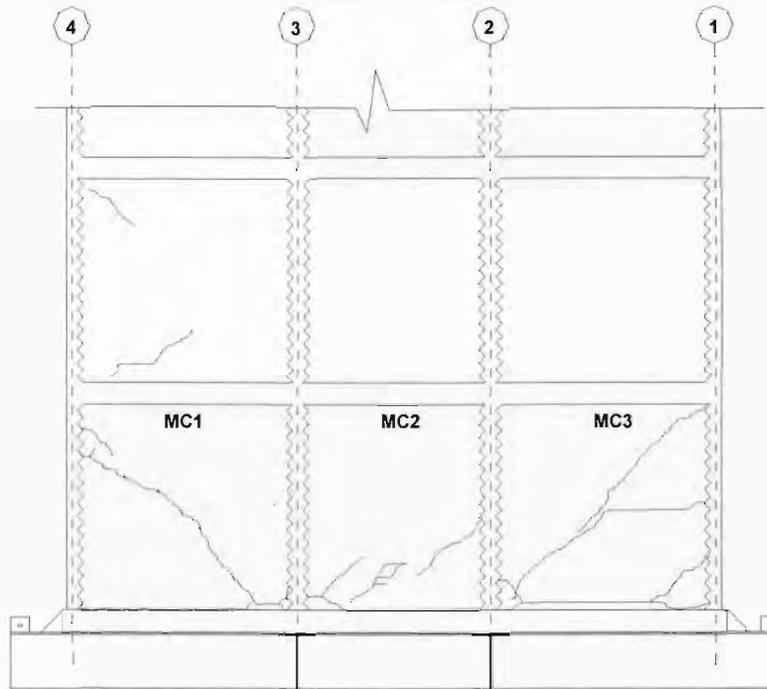


Fig 4.12 - Agrietamientos en el muro central MC para el sismo $M=8.3$ (125%)

4.3.3 Modelo modificado (densidad de muros de 2,9%)

Una vez demolidos los muros MC1 y MC3 de la planta baja se inició una nueva etapa de ensayos en los cuales el modelo se vio seriamente dañando, como se describe a continuación.

Durante la aplicación del sismo $M=7.6$, se originaron nuevas grietas inclinadas en los muros del primer piso. Se destaca la formación de dos grandes grietas diagonales, con forma de "X" en los muros robustos MS4 y MN4. Estas grietas se iniciaron en el centro de los muros y se extendieron hacia las esquinas dañando los extremos de los castillos CS5-CS6 y CN5-CN6. Un daño similar ocurrió en los muros esbeltos, en los cuales las grietas existentes se extendieron hasta penetrar en los castillos. Por su parte, el muro central MC2 sufrió daños severos en la base, producto de los agrietamientos diagonales y el aplastamiento de la mampostería. Para los elementos de la dirección perpendicular (N-S) se observaron los primeros agrietamientos inclinados, tanto en los muros cabeceros como en los divisorios. Para los primeros, los elementos más afectados fueron los muros de las esquinas (ME1, ME4, MO1 y MO4) donde las grietas se concentraron en la base; mientras que para los divisorios, destaca la formación de grietas horizontales en la base y

el daño en los muros ME5 y ME6 que fueron atravesados por una misma grieta diagonal por efecto de las fuerzas fuera del plano. Se generaron daños en los castillos como consecuencia de la expansión de los muros en su plano por efecto del agrietamiento y la carga vertical. El daño en estos elementos se caracterizó por la presencia de fisuras horizontales distribuidas en la altura de los castillo y por grietas aproximadamente verticales en la junta castillo-muro. Para este ensayo se registraron grietas de hasta 10 mm (figs 4.14 y 4.15).

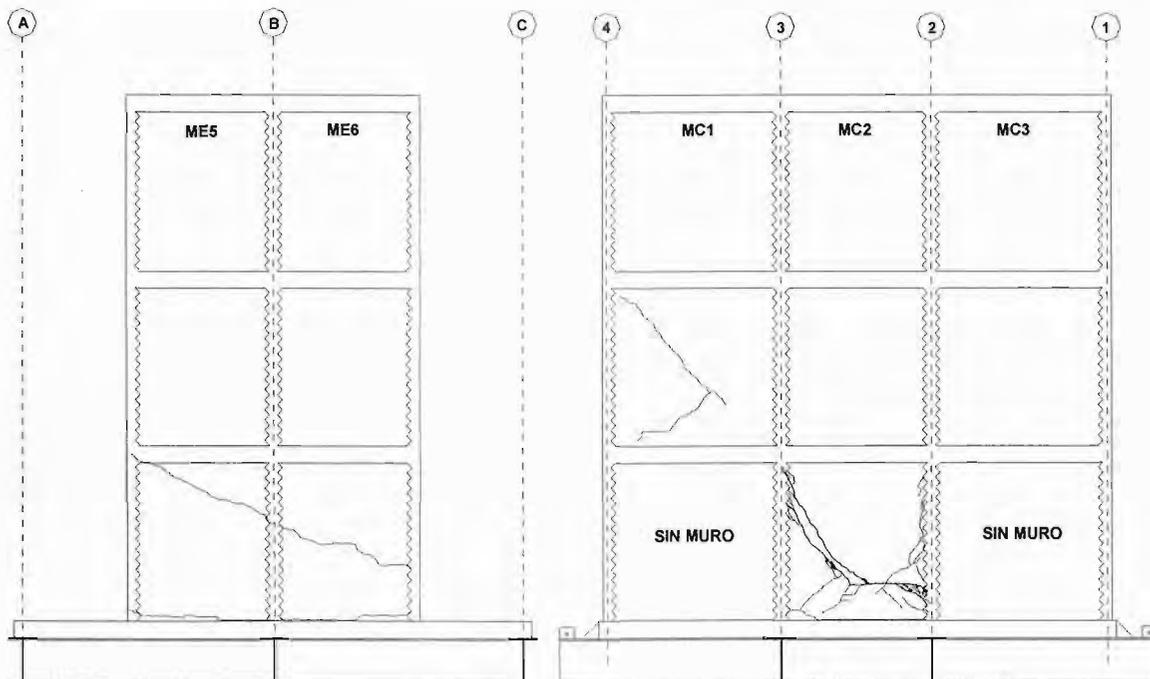


Fig 4.13 - Agrietamientos en muro central y divisorio durante el sismo M=7.6

El estado de daño posterior a la aplicación de los sismos M=7.8 y M=8.0, se caracterizó por un leve incremento en el número de grietas, el incremento de espesor y largo de las grietas ya formadas, la aparición de nuevas fisuras horizontales en la altura de los castillos y la degradación de la mampostería y el concreto. Para la mampostería, el deterioro se manifestó por el aplastamiento y desprendimiento de trozos de tabique originados por la fricción en la superficie de las grietas; mientras que, el deterioro de los elementos de concreto se debió principalmente a la pérdida del recubrimiento y al plegamiento del acero (efecto de dovela) en las zonas extremas de los castillos o la unión dala-castillo a nivel de ventana y entrepiso. Los espesores máximos de grieta medidos para cada prueba fueron de 12 y 13 mm, respectivamente (figs 4.16 y 4.17).

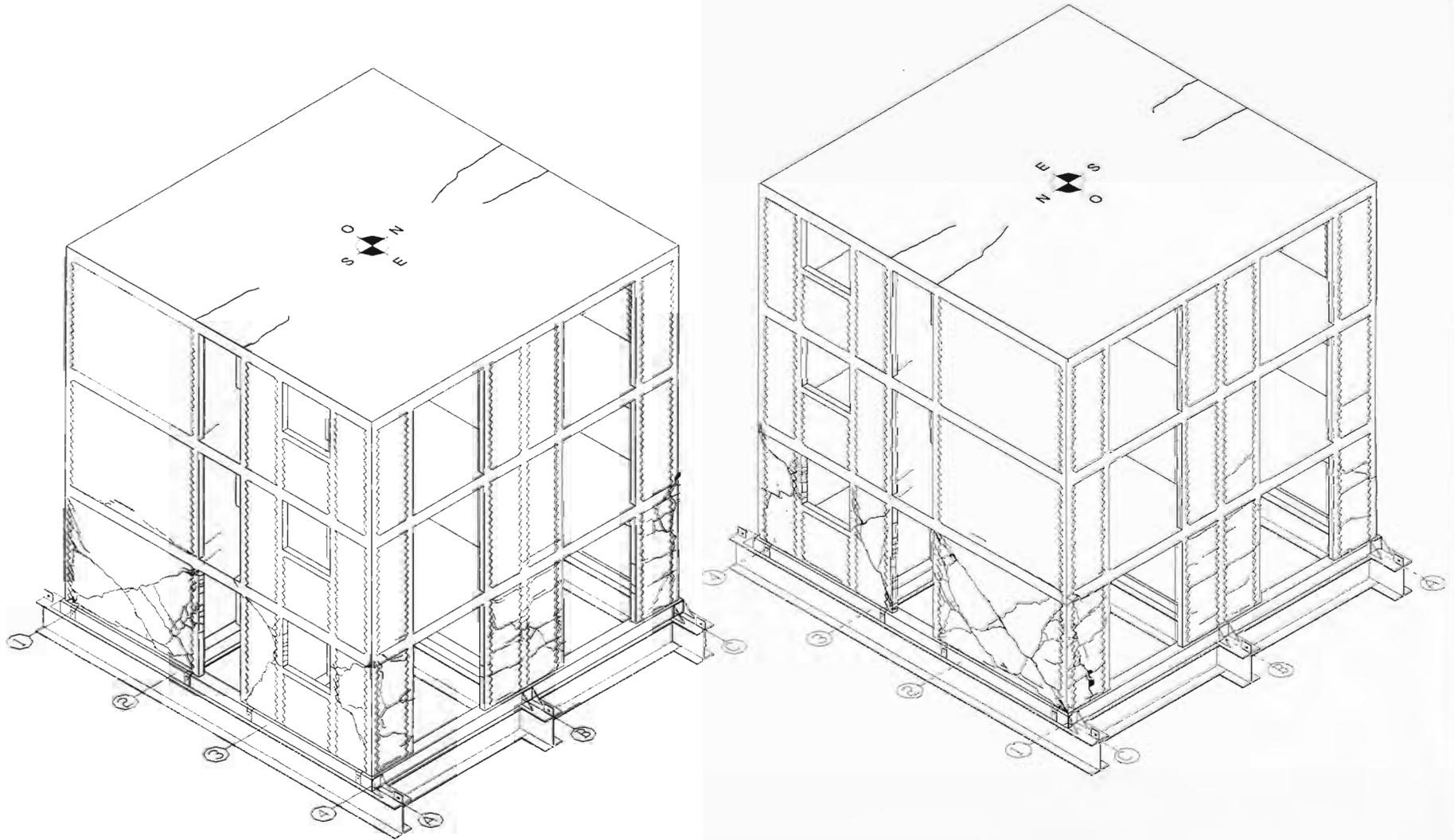


Fig 4.14 - Distribución de grietas después del sismo M=7.6

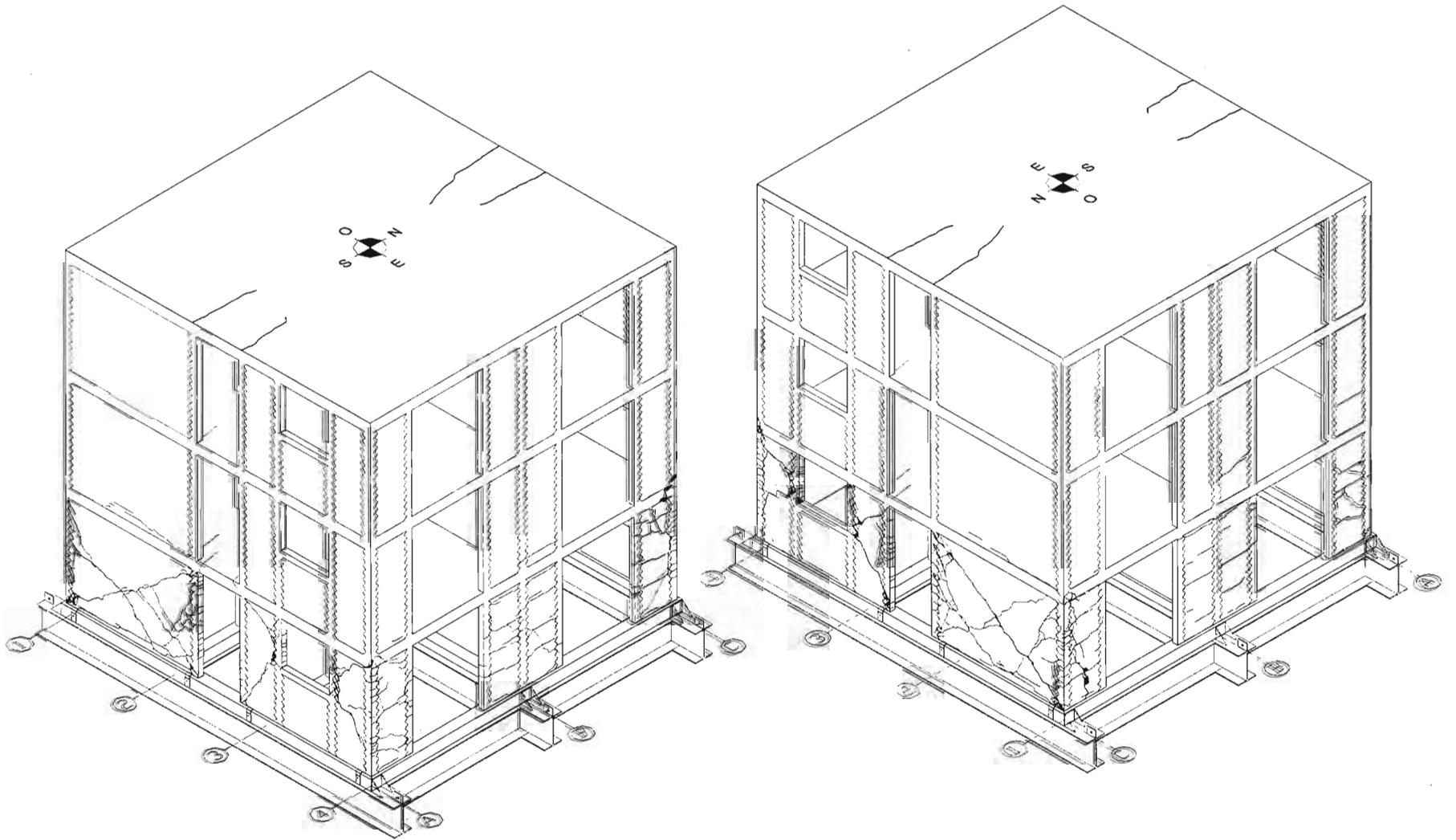


Fig 4.15- Distribución de grietas después del sismo M=7.8

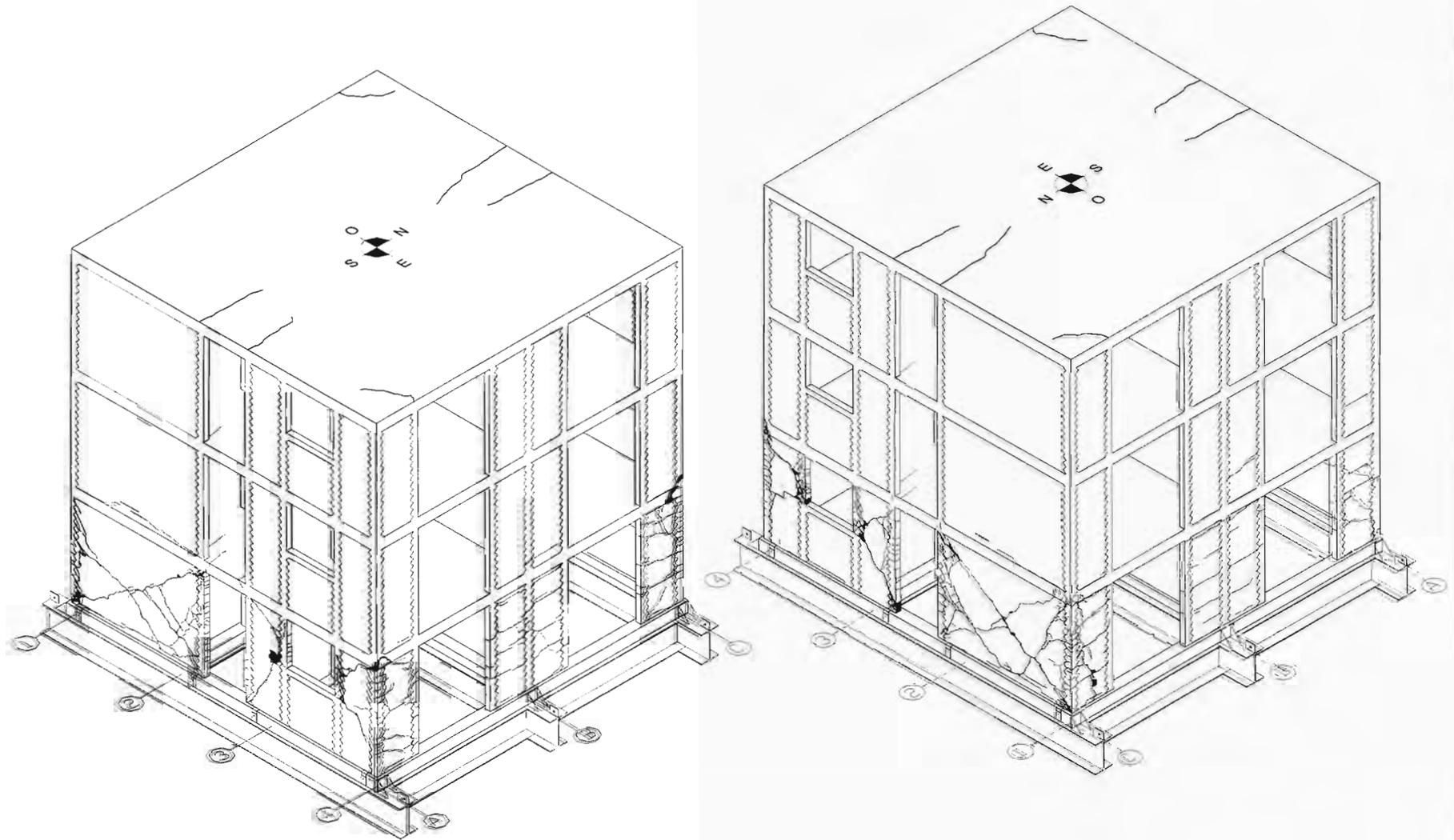


Fig 4.16 - Distribución de grietas después del sismo M=8.0

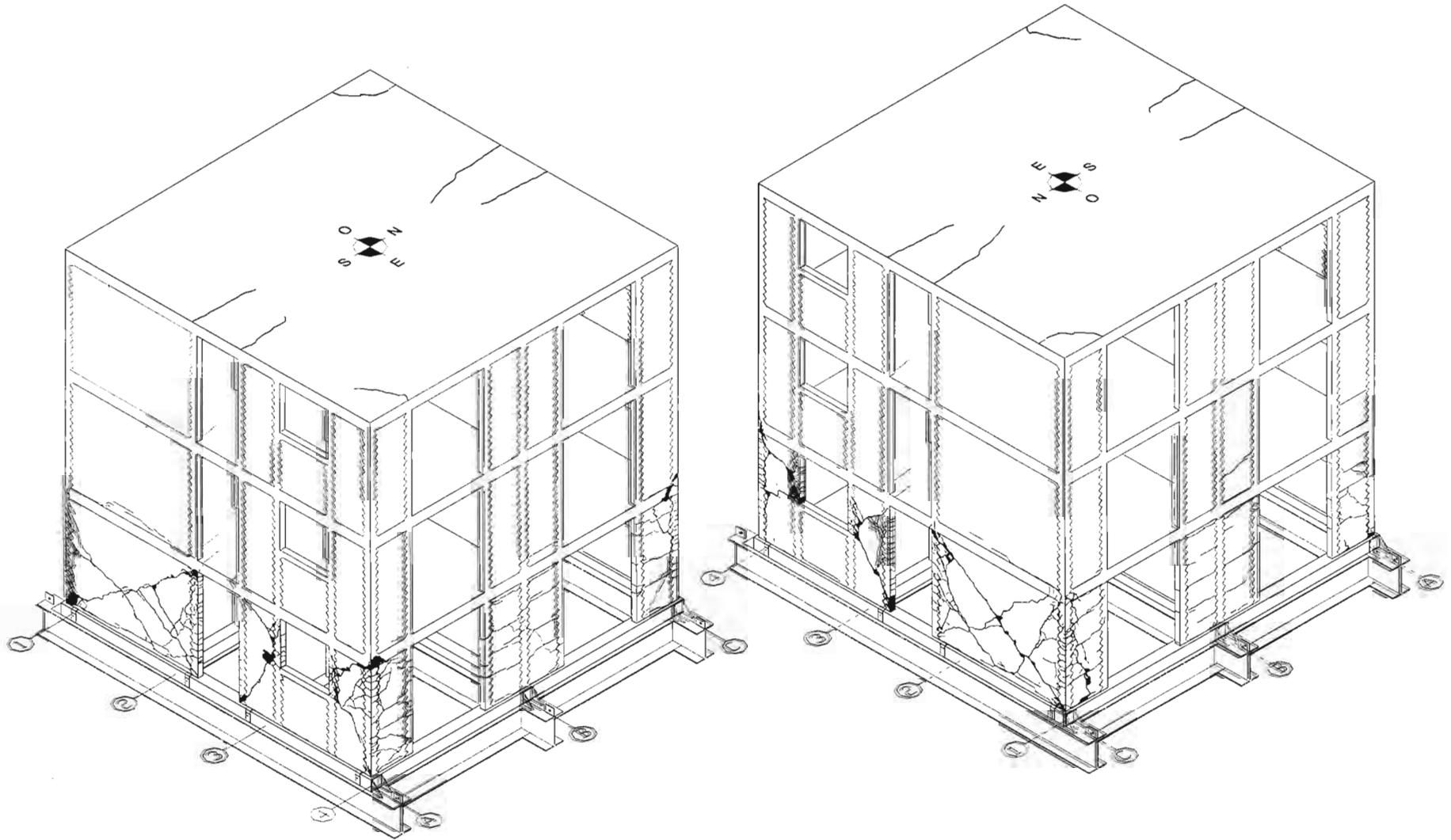


Fig 4.17 - Distribución de grietas después del sismo $M=8.3$

Para el sismo $M=8.3$ el modelo continuó deteriorándose aunque la evolución del agrietamiento fue semejante al registrado en el ensayo anterior. Para esta etapa, la respuesta del espécimen se caracterizó por el deslizamiento relativo entre las distintas partes en que las grietas dividieron a los muros de la planta baja y por la plastificación de las zonas extremas de algunos castillos por efecto del cizallamiento y la dislocación del acero longitudinal. Estos efectos dieron lugar a que se incrementara significativamente el aplastamiento de la mampostería en las zonas cercanas a la unión castillo-dala y el desprendimiento del recubrimiento de concreto en las zonas extremas de los castillos. Al respecto, destaca el aplastamiento del muro central MC2, en el cual se observó el desprendimiento de trozos de mampostería con tamaño superior al de un tabique. En los muros cabeceros de las esquinas fue notable el agrietamiento inclinado y vertical en la conexión muro-castillo, que sumado al desplazamiento fuera del plano de los muros MN4 y MS4 hace pensar que estos muros contribuyeron a la resistencia de los esfuerzos cortantes inducidos por la torsión. El daño en las losas estuvo caracterizado por la extensión de las grietas existentes hacia el centro de las mismas y por la presencia de fisuras transversales ubicadas en dos esquinas opuestas. El agrietamiento excesivo de la planta baja y el daño severo en los elementos de concreto reforzado ocurridos durante esta prueba, llevaron a finalizar del programa de ensayos; por lo tanto, se tomó la respuesta como la asociada con el estado limite último. En la figura 4.18 se presenta la distribución del daño obtenido hasta esta prueba. El tamaño máximo de grieta medido fue de 55 mm en el muro MC2, que sufrió aplastamiento y de 15 mm en los demás muros.

4.3.4 Observaciones finales sobre la evolución del daño

Como se deduce de la descripción de daños de la sección anterior, la respuesta del modelo estuvo dominada por el comportamiento de la planta baja. Los primeros agrietamientos registrados fueron horizontales y se concentraron en la base de los muros robustos siguiendo las juntas de mortero y paralelos a las grietas reparadas. Con el incremento de la fuerza cortante aparecieron las primeras grietas inclinadas en los muros esbeltos, las cuales se propagaron principalmente a través de tabiques. Ante ensayos sucesivos, el agrietamiento inclinado se extendió hasta afectar todos los muros del primer nivel en la dirección de aplicación de la carga. Por su parte, los muros perpendiculares (cabeceros y divisorios) sufrieron agrietamientos horizontales como consecuencia de la flexión fuera del plano. Es importante mencionar que para esta primera etapa, las grietas no causaron daños importantes en los elementos de concreto.

En la segunda etapa de ensayos el comportamiento cambió sustancialmente como consecuencia de la caída de rigidez, la cual, fue originada por el agrietamiento previo y la demolición de los muros MC1 Y MC3. Para el sismo de menor intensidad se formaron grietas con forma de "X" que penetraron en los extremos de castillos. Durante los sismos subsecuentes aumentó el agrietamiento y el deterioro de los elemento de concreto. Para el estado final, la falla se originó por un rápido proceso de degradación, caracterizado por el deslizamiento a lo largo de las grietas inclinadas formadas en el primer piso y por el aplastamiento de la mampostería y el concreto. Por su parte, el segundo y tercer piso permanecieron sin daño. Al concentrarse todas las deformaciones y daño en el primer piso obligaron a que éste se comportara como un entrepiso débil con un mecanismo de falla gobernado por cortante.

En la falla, el deterioro en la resistencia de los castillos se debió a la combinación desfavorable de dos efectos; por una parte, el deterioro en las zonas extremas debido a la penetración de las grietas diagonales que se prolongaron desde los muros y por otra, el efecto de la flexión en el plano del muro, por el abombamiento o expansión de la mampostería. El deterioro en las zonas extremas se caracterizó por la pérdida del recubrimiento y aplastamiento del concreto, así como el plegamiento del acero longitudinal (mecanismo de dovela); mientras que, la flexión del castillo se manifestó por agrietamientos horizontales distribuidos en la altura y por grietas verticales en la entrecara castillo-muro, que llevaron a la separación de los dos elementos. Este tipo de daños se acentuó en los castillos de puertas y ventanas, donde no se contó con el efecto benéfico de los muros perpendiculares que restringen las deformaciones laterales del castillo, como sucede en las esquinas donde se intersecan dos muros perpendiculares.

La capacidad resistente de los tableros de mampostería se vió seriamente afectada por el aplastamiento y desprendimiento de trozos de tabique a lo largo de las grietas diagonales del primer piso, como consecuencia del desplazamiento relativo y la fricción entre los segmentos en que las grietas dividieron a los muros.

Del mecanismo de falla observado, resulta interesante comentar que, si bien es cierto, la función principal de los castillos es confinar los muros agrietados diagonalmente para contrarrestar la pérdida de estabilidad y mantener la integridad ante deformaciones laterales; esta acción deja de ser efectiva para un cierto nivel de deformación lateral, para

el cual se produce la separación entre el muro y el castillo y con ella el desprendimiento de segmentos de mampostería. Al respecto, la forma de la superficie de conexión castillo-muro juega un papel importante para mantener la integridad entre estos dos elementos. El dentado triangular usado en los bordes de los muros de mampostería del modelo, mostraron su efectividad al retrazar la formación de grietas verticales y mantener la integridad del muro aún para altos niveles de distorsión.

En la figuras 4.18 se muestra el aspecto final de daño del modelo, donde se señalan los puntos más vulnerables debido a la concentración de esfuerzos, mientras que en la figura 4.19 se presentan algunos detalles de los mecanismos que llevaron a la falla.

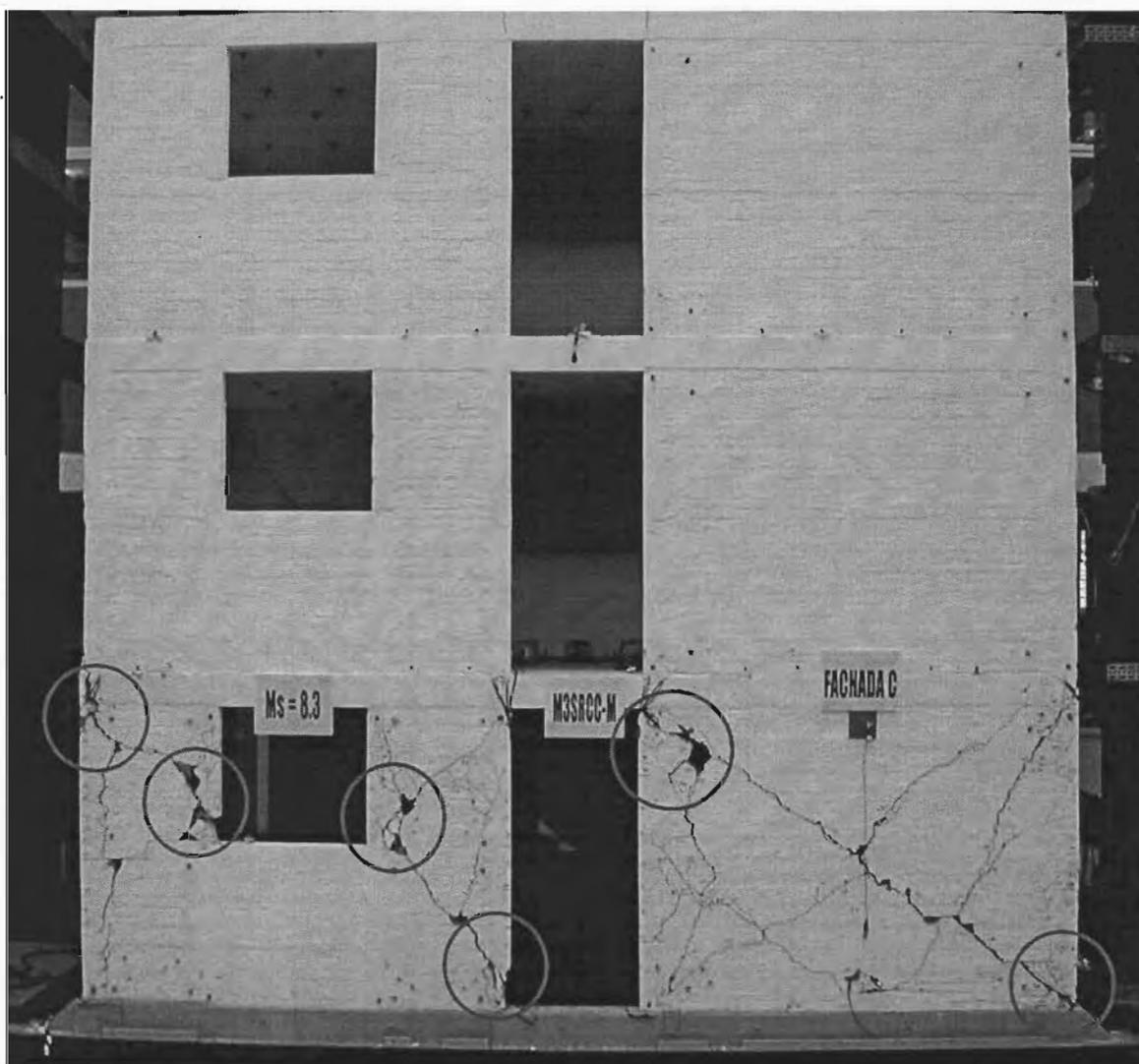
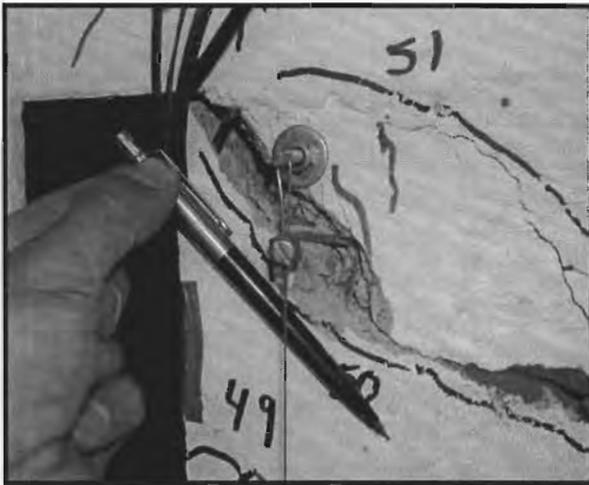
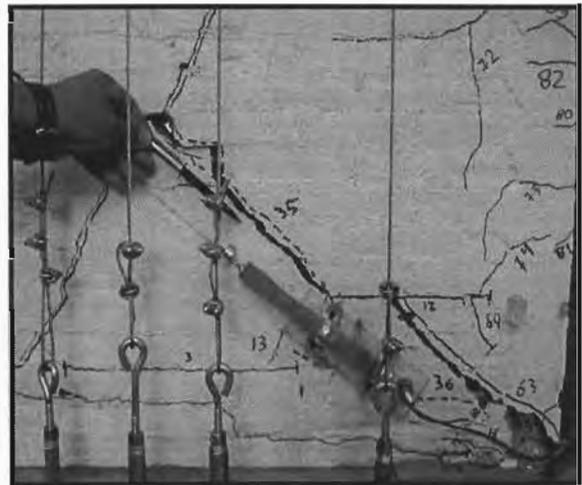


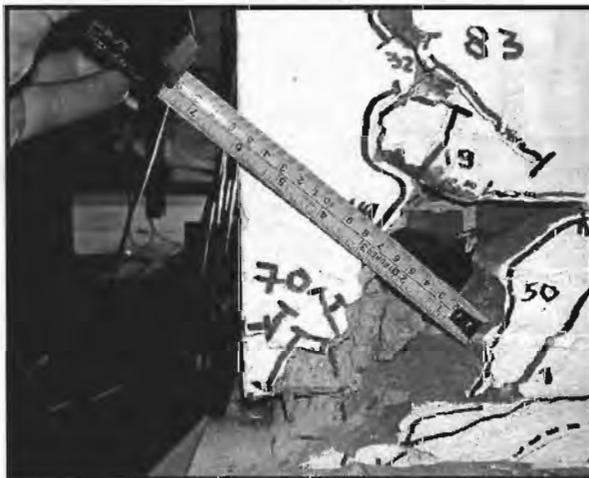
Fig 4.18 – Estado final de daño en el modelo (fachada Norte)



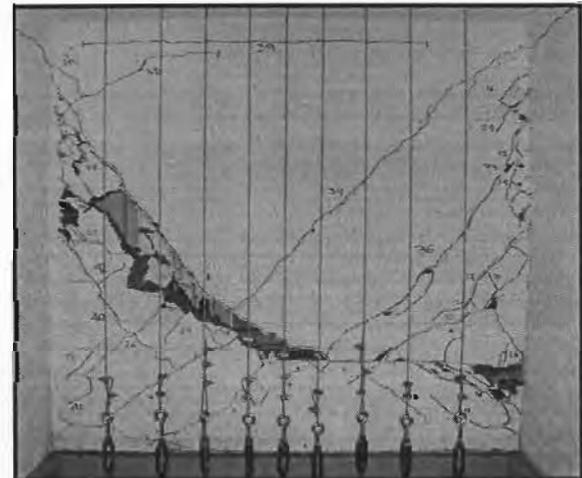
Extremo superior de castillo (puerta)



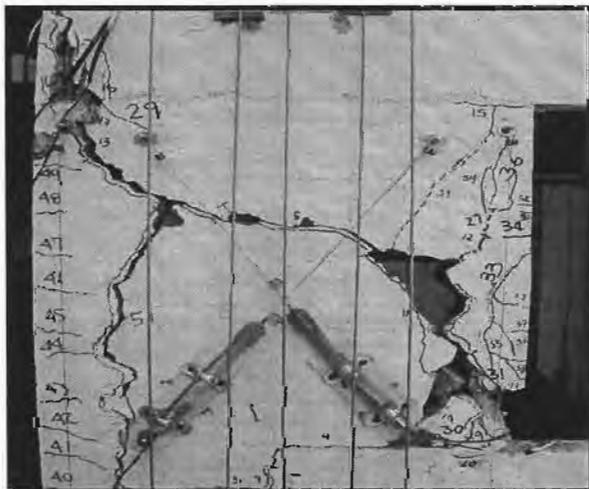
Grieta diagonal en muro robusto



Extremo inferior de castillo (esquina)



Agrietamiento diagonal en muro central



Daño en muro esbelto



Extremo inferior de castillo (ventana)

Fig 4.19 – Detalles del mecanismo de falla en castillos y muros

Con la finalidad de cuantificar el daño y sus repercusiones en el comportamiento local y global del modelo durante la secuencia de ensayos, se establecieron índices de agrietamiento en los diferentes muros y en la planta baja. Para ello, se emplearon los patrones de grietas (longitud y espesor) registrados al final de cada prueba.

Como índice de agrietamiento se definió la relación entre el área de grietas y el área neta de la fachada, incluyendo castillos y dalas. El área de cada grieta se calculó como el producto de su longitud y el espesor máximo medido. De esta forma:

$$I_{grietas} = \frac{\sum(l_{grieta} \times e_{grieta})}{A_{fachada}} \quad (4.1)$$

Es importante señalar que al usar el espesor máximo medido en una grieta, se tiende a sobreestimar el índice de agrietamiento.

Como se describió anteriormente, la mayor parte del daño se concentró en la planta baja, por lo tanto, se calculó el índice de grietas sólo para este nivel. En la tabla 4.3 se presentan los valores obtenidos para el índice de agrietamiento en porcentaje, durante las diferentes etapas del ensayo.

Tabla 4.3 Densidad de agrietamiento medida durante los ensayos

Ensayo	Fachada Sur	Fachada Norte	Muros central	Fachadas Este	Fachada Oeste	Muros ejes 2 y 3	Planta baja
M 7.6	-	-	-	-	-	-	-
M 7.8	-	-	-	-	-	-	-
M 8.0 (60%)	0,004 ¹	0,005	0,004	0,004	0,002	-	0,190
M 8.3 (60%)	0,011	0,074	0,036	0,009	0,014	-	0,143
M 8.0 (90%)	0,014	0,082	0,048	0,010	0,015	-	0,168
M 8.3 (90%)	0,017	0,096	0,058	0,013	0,020	-	0,203
M 8.3 (100%)	0,023	0,123	0,068	0,014	0,021	-	0,250
M 8.3 (125%)	0,036	0,157	0,073	0,015	0,025	-	0,307
M 7.6	0,374	1,404	0,310	0,098	0,187	0,023	2,397
M 7.8	0,669	1,850	1,620	0,123	0,307	0,023	4,593
M 8.0	0,694	2,342	1,636	0,123	0,308	0,023	5,134
M 8.3	1,162	3,357	4,153	0,186	0,308	0,084	9,260

¹Todos los valores están expresados en porcentaje.

4.4 RESPUESTA DINÁMICA DEL MODELO

La respuesta dinámica del modelo se explica a partir de la información obtenida de las historias de desplazamiento, aceleración y deformación de los diferentes sensores y el estudio de ciertos parámetros, considerados como relevantes en la evaluación del desempeño sísmico de este tipo de construcciones.

4.4.1 Desplazamientos y aceleraciones longitudinales

Para evaluar la distribución de desplazamientos y aceleraciones en la altura del modelo durante cada una de las pruebas, se estudiaron las señales obtenidas con los transductores de desplazamiento (potenciómetros) y acelerómetros ubicados en cada losa y en cada eje del modelo. Para ambos parámetros se evaluaron las amplitudes máximas registradas en ambas direcciones de vibración (positiva y negativa).

En la tabla 4.4 se presentan los resultados de los desplazamientos máximos medidos en cada losa de entrepiso, para el eje central (B) y los ejes laterales (A y C) durante el mismo instante de tiempo. Por comodidad, y con la finalidad de observar el posible movimiento de torsión, los valores de cada piso han sido normalizados con respecto al medido en el eje central (B). Así mismo, se presentan en la misma tabla, los valores medidos para el eje central. Al analizar la distribución de desplazamientos para el modelo completo y por entrepiso, se observa que los valores registrados en el eje C, fueron mayores que aquellos para los ejes A y B, lo cual evidencia un movimiento de torsión y explica el mayor daño de la facha norte.

En la tabla 4.5 se presentan los resultados de las aceleraciones máximas medidas en cada losa de entrepiso, para el eje central (B) y los ejes laterales (A y C) durante el mismo instante de tiempo. De manera similar que para el análisis de los desplazamientos, los valores de cada piso han sido normalizados con respecto al medido en el eje central (B). Así mismo, se presentan en la misma tabla, los valores medidos para el eje (B). Como se puede observar de dicha tabla, se tienen algunas diferencias entre los valores medidos en el centro y en los extremos de las losas de entrepiso, lo cual se explica por el efecto de torsión observado en los análisis de los desplazamientos.

Tabla 4.4 Distribución de desplazamientos máximos por piso

Ensayo	Piso	Desplazamientos por eje normalizados						d _{max} (mm)	
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)	B (+)	B (-)
M 7.6	1	0,981	0,980	1,000	1,000	1,025	1,026	15,90	13,16
	2	0,994	0,990	1,000	1,000	1,056	1,024	16,00	14,45
	3	0,959	0,981	1,000	1,000	1,077	1,041	16,90	15,08
M 7.8	1	0,991	0,990	1,000	1,000	1,018	1,030	30,17	27,29
	2	0,983	0,980	1,000	1,000	1,009	1,025	30,62	28,78
	3	0,974	0,996	1,000	1,000	1,032	1,011	31,30	27,20
M 8.0 (60%)	1	0,960	0,982	1,000	1,000	0,988	1,021	32,90	20,56
	2	-	-	1,000	1,000	1,040	1,042	32,70	21,50
	3	0,964	0,993	1,000	1,000	1,030	1,013	33,40	24,28
M 8.3 (60%)	1	0,955	0,992	1,000	1,000	1,002	1,035	60,40	47,17
	2	0,936	0,979	1,000	1,000	0,997	1,034	62,50	49,34
	3	0,962	0,991	1,000	1,000	1,032	1,015	62,80	50,86
M 8.0 (90%)	1	0,962	0,961	1,000	1,000	1,016	1,025	31,90	21,95
	2	0,997	0,957	1,000	1,000	1,077	1,017	31,30	23,00
	3	0,922	0,985	1,000	1,000	1,069	1,047	33,30	23,97
M 8.3 (90%)	1	0,974	0,989	1,000	1,000	1,015	1,008	58,30	47,40
	2	0,954	0,992	1,000	1,000	1,013	1,053	60,50	48,90
	3	0,979	0,996	1,000	1,000	1,024	1,022	61,70	50,08
M 8.3 (100%)	1	0,968	0,985	1,000	1,000	1,013	1,030	59,40	48,35
	2	0,974	0,978	1,000	1,000	1,030	1,030	60,70	50,30
	3	0,975	1,002	1,000	1,000	1,040	0,996	63,00	51,29
M 8.3 (125%)	1	0,976	0,993	1,000	1,000	1,005	1,034	73,80	59,10
	2	0,972	0,987	1,000	1,000	1,011	1,029	75,70	61,41
	3	0,999	0,989	1,000	1,000	1,045	1,013	76,80	62,60
M 7.6	1	0,964	1,145	1,000	1,000	-	-	19,70	9,96
	2	0,930	1,068	1,000	1,000	1,140	1,103	21,50	11,33
	3	0,945	0,972	1,000	1,000	1,127	1,211	22,00	13,79
M 7.8	1	0,978	0,972	1,000	1,000	-	-	32,50	25,31
	2	0,961	0,981	1,000	1,000	0,997	1,020	33,40	25,48
	3	0,970	0,989	1,000	1,000	1,024	1,074	33,40	25,69
M 8.0	1	0,958	0,969	1,000	1,000	-	-	35,90	23,43
	2	0,967	1,013	1,000	1,000	1,014	1,004	36,30	23,30
	3	0,944	0,982	1,000	1,000	1,008	1,051	37,60	24,75
M 8.3	1	0,975	0,998	1,000	1,000	-	-	60,30	43,00
	2	0,964	0,991	1,000	1,000	0,997	1,032	61,10	44,30
	3	0,952	0,966	1,000	1,000	1,000	1,060	62,70	45,36

Tabla 4.5 Distribución de aceleraciones longitudinales máximas por piso

Ensayo	Piso	Aceleraciones por eje normalizadas						a_{max} (cm/s ²)	
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)	B (+)	B (-)
M 7.6	1	1,048	1,026	1,000	1,000	0,968	1,007	1240	1520
	2	1,000	0,994	1,000	1,000	0,957	1,038	1630	1600
	3	0,928	0,996	1,000	1,000	1,124	1,025	2180	2070
M 7.8	1	1,084	1,016	1,000	1,000	0,939	0,976	1310	1270
	2	0,959	0,970	1,000	1,000	1,027	1,041	1480	1690
	3	-	-	1,000	1,000	0,925	0,908	2410	2500
M 8.0 (60%)	1	0,993	1,067	1,00	1,000	0,959	1,087	1470	1500
	2	1,045	1,016	1,00	1,000	1,057	1,074	1760	1880
	3	-	-	1,00	1,000	1,009	0,961	2300	2570
M 8.3 (60%)	1	1,055	1,094	1,00	1,000	1,044	1,148	1820	1490
	2	1,015	1,060	1,00	1,000	1,162	1,131	1970	1990
	3	-	-	1,00	1,000	1,065	1,044	2470	2720
M 8.0 (90%)	1	1,065	0,976	1,000	1,000	1,041	1,055	1690	1650
	2	0,945	0,990	1,000	1,000	1,180	1,113	1830	1940
	3	-	-	1,000	1,000	0,969	0,893	2560	2710
M 8.3 (90%)	1	1,055	1,059	1,000	1,000	1,000	1,088	2000	1770
	2	0,995	1,005	1,000	1,000	0,972	1,032	2000	2150
	3	-	-	1,000	1,000	0,950	1,034	2810	3170
M 8.3 (100%)	1	1,071	1,009	1,000	1,000	1,094	1,083	2240	2170
	2	0,952	0,928	1,000	1,000	1,120	1,068	2080	2220
	3	-	-	1,000	1,000	0,911	1,000	3020	3570
M 8.3 (125%)	1	1,071	1,034	1,000	1,000	1,033	1,089	2390	2370
	2	0,938	0,951	1,000	1,000	1,040	1,062	2270	2260
	3	-	-	1,000	1,000	0,895	0,987	3140	3840
M 7.6	1	1,177	0,898	1,000	1,000	1,316	1,359	2090	1670
	2	0,973	1,063	1,000	1,000	1,239	1,175	1880	1890
	3	-	-	1,000	1,000	1,227	1,080	3000	2630
M 7.8	1	1,143	1,186	1,000	1,000	1,097	1,076	1960	1450
	2	1,058	0,964	1,000	1,000	1,319	1,143	1380	1400
	3	-	-	1,000	1,000	1,175	1,016	2400	1830
M 8.0	1	1,124	1,237	1,000	1,000	0,642	1,511	2010	1350
	2	0,885	1,037	1,000	1,000	0,980	1,067	1480	956
	3	-	-	1,000	1,000	1,066	1,144	2590	1390
M 8.3	1	1,308	0,989	1,000	1,000	0,953	1,294	1720	1800
	2	1,146	0,938	1,000	1,000	0,978	1,093	1370	1290
	3	-	-	1,000	1,000	1,077	1,050	2350	2390

Al analizar la distribución de aceleraciones en la altura del modelo, se puede observar que en la fase inicial, éstas aumentan conforme se incrementa la intensidad del movimiento, pero a medida que el modelo se deteriora, éstas disminuyen progresivamente, debido a la disipación de energía. Este fenómeno se puede observar más claramente si se emplea el factor de amplificación de aceleración, como se presenta en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Amplificación de la aceleración longitudinal durante los ensayos

Ensayo	Aceleración de entrada A_{0max} (cm/s ²)		Aceleración de la azotea A_{3max} (cm/s ²)		A_{3max}/A_{0max}	
					(-)	(+)
M 7.6	-1460	1410	-2070	2180	1,42	1,55
M 7.8	-1630	1170	-2500	2410	2,14	1,48
M 8.0 (60%)	-1460	1410	-2570	2300	1,76	1,63
M 8.3 (60%)	-1800	1474	-2720	2470	1,51	1,68
M 8.0 (90%)	-1660	1540	-2710	2560	1,63	1,66
M 8.3 (90%)	-1900	1330	-3170	2810	1,67	2,11
M 8.3 (100%)	-2030	1430	-3570	3020	1,76	2,11
M 8.3 (125%)	-1960	1700	-3840	3140	1,96	1,85
M 7.6	-1210	1330	-2630	3000	2,17	2,26
M 7.8	-1260	1440	-1830	2400	1,45	1,67
M 8.0	-1880	2160	-1390	2590	0,74	1,20
M 8.3	-2820	2560	-2390	2350	0,85	0,92

4.4.2 Aceleración transversal

Aunque el experimento se diseñó para inducir únicamente aceleraciones en la dirección longitudinal (E-O), durante las pruebas se registraron aceleraciones en la dirección transversal (N-S), presumiblemente por la menor rigidez del modelo en esta dirección. Para registrar estas señales se usaron acelerómetros ubicados sobre la mesa vibradora, el primer piso y la azotea del modelo sobre los ejes 1 y 4, como se presenta en las figuras 3.20 y 3.21. En la tabla 4.7 se presentan los resultados obtenidos con los acelerómetros ubicados sobre el eje 1, en azotea (1L3M23) y sobre la mesa vibradora (CC11M11), así mismo, el cociente entre ambos registros para obtener una medida de la amplificación de la aceleración transversal en la altura del modelo.

Tabla 4.7 Amplificación de la aceleración transversal durante los ensayos

Ensayo	Aceleración de entrada A_{0max} (cm/s ²)		Aceleración de la azotea A_{3max} (cm/s ²)		A_{3max}/A_{0max}	
					(-)	(+)
M 7.6	-273	203	-540	731	1,98	3,60
M 7.8	-	-	-792	927	-	-
M 8.0 (60%)	-331	319	-1020	755	3,08	2,73
M 8.3 (60%)	-562	536	-1200	882	2,14	1,65
M 8.0 (90%)	-368	523	-946	999	2,57	1,91
M 8.3 (90%)	-571	759	-1050	973	1,84	1,28
M 8.3 (100%)	-353	375	-894	827	2,53	2,21
M 8.3 (125%)	-361	358	-1010	823	2,80	2,30
M 7.6	-573	497	-1010	1080	1,76	2,17
M 7.8	-255	326	-904	893	3,55	2,74
M 8.0	-308	308	-1230	930	3,99	3,02
M 8.3	-319	350	-881	905	2,76	2,59

De la tabla se observa que los valores de aceleración de entrada fueron pequeños si se comparan con los mismos valores de la aceleración longitudinal; sin embargo, las amplificaciones resultaron mayores dado que el modelo era más flexible en la dirección transversal.

4.4.3 Comportamiento histerético

Para estudiar el comportamiento del modelo durante cada uno de los ensayos, se calcularon las curvas histeréticas en términos de cortante basal - distorsión de piso. El cortante fue calculado como la sumatoria de las fuerzas de inercia actuantes en cada piso. Estas últimas, fueron obtenidas como el producto de las aceleraciones medidas en el centro de gravedad de cada losa y la masa del espécimen y los lingotes de plomo. Para la masa del espécimen se consideró la losa, más la correspondiente a la altura media de los muros arriba y abajo de cada entrepiso (Tabla 3.3). Es importante señalar que estas fuerzas corresponden a historias en el tiempo, por lo tanto, se definió el cortante basal como el valor máximo de la señal resultante.

Por su parte, las distorsiones fueron calculadas como el cociente entre el desplazamiento relativo de piso y la altura del mismo. Para tal efecto, se calculó la diferencia entre las historias de desplazamiento arriba y abajo de cada piso y de la señal resultante; se tomó

el valor máximo como la distorsión de piso. En la fig. 4.20 se ilustra la definición de cada uno de los parámetros mencionados.

En la tabla 4.8 se presentan para cada piso las distorsiones de los dos primeros pisos, los momentos flexionantes y cortantes basales, así como las fuerzas inerciales (distribución de cortante en altura) para el instante en que se registró el cortante basal máximo en el primer piso. La distorsión para el tercer piso no se incluyó en la tabla dado que la señal obtenida no fue muy confiable para el comportamiento observado.

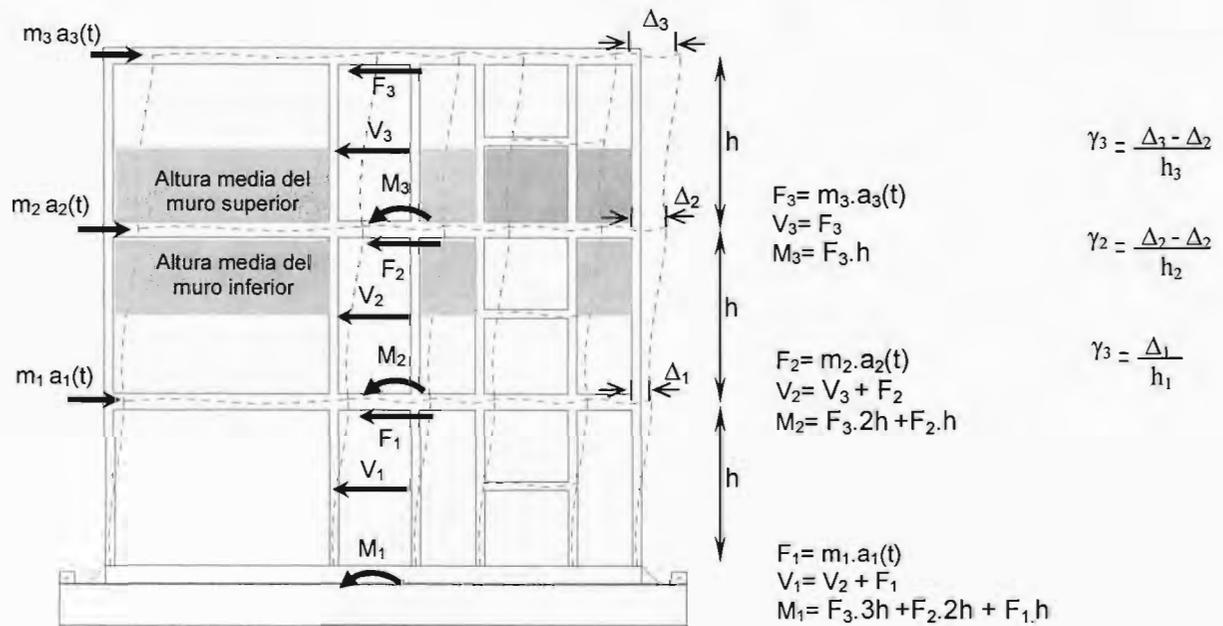


Fig 4.20 - Definición de parámetros de la respuesta dinámica

De acuerdo con las observaciones del agrietamiento y el análisis de la información se tiene que el primer piso controló la respuesta sísmica del modelo, ya que el segundo y tercer piso permanecieron esencialmente elásticos; por lo tanto, se analizó el comportamiento del modelo a partir de la relación cortante basal - distorsión del primer piso. En la tabla 4.9 se resumen los parámetros asociados a la planta baja o primer piso del modelo ensayado. Por comparación, se presentan los valores correspondientes a la distorsión total del espécimen, la distorsión del primer piso, y la amplificación dinámica.

Tabla 4.8 Respuesta máxima del modelo durante cada uno de los ensayos

Ensayo	Piso	$\gamma_{\text{piso}} (\%)$		$V_b (t)^1$		$F_{\text{piso}} (t)^2$		$M_b (t-m)^3$	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
M 7.6	3	0,106	0,131	8,78	9,25	8,71	9,25	10,54	11,11
	2	0,110	0,115	16,69	16,13	7,43	7,44	29,89	31,14
	1	0,139	0,156	20,36	20,84	4,70	3,66	55,56	54,82
M 7.8	3	-	-	10,25	10,62	10,62	8,23	12,30	12,75
	2	0,116	0,137	16,95	18,69	8,07	6,87	35,17	32,64
	1	0,132	0,193	19,25	22,81	4,12	4,16	62,55	55,50
M 8.0 (60%)	3	-	-	9,77	10,90	10,90	9,20	11,72	13,08
	2	-	-	17,83	19,84	8,94	8,38	36,88	33,12
	1	0,204	0,233	22,89	24,79	4,95	5,31	66,63	59,88
M 8.3 (60%)	3	-	-	10,47	11,53	11,22	9,25	12,57	13,84
	2	0,193	0,193	19,05	20,91	9,49	9,41	38,93	35,15
	1	0,265	0,268	25,31	26,50	5,79	6,65	70,28	64,29
M 8.0 (90%)	3	-	-	11,51	10,88	10,78	10,06	13,81	13,05
	2	0,167	0,168	19,24	20,10	9,23	8,53	37,93	35,97
	1	0,258	0,240	23,97	25,93	5,92	5,39	68,06	64,62
M 8.3 (90%)	3	-	-	11,93	13,45	10,71	10,37	14,31	16,14
	2	0,188	0,178	19,24	21,75	9,12	8,43	42,24	36,97
	1	0,299	0,286	24,48	26,27	6,44	5,68	72,77	65,18
M 8.3 (100%)	3	-	-	15,16	12,82	11,75	9,83	15,16	12,82
	2	0,209	0,234	19,68	23,49	9,18	8,83	46,38	38,70
	1	0,301	0,359	25,14	27,22	6,29	6,48	77,86	66,12
M 8.3 (125%)	3	-	-	13,34	16,30	12,11	9,07	16,01	19,56
	2	0,229	0,216	21,63	25,75	10,58	10,79	50,46	41,10
	1	0,325	0,421	28,94	30,05	7,36	9,08	83,77	72,47
M 7.6	3	-	-	12,72	11,17	8,47	8,71	15,26	13,40
	2	0,178	0,208	19,46	18,99	8,04	7,92	36,18	38,62
	1	0,420	0,923	23,34	23,27	6,77	6,72	63,60	63,65
M 7.8	3	-	-	10,16	7,72	5,11	8,02	12,20	9,26
	2	0,133	0,144	16,10	13,98	6,59	6,42	25,70	31,04
	1	0,569	1,064	19,61	18,98	6,74	3,63	45,23	50,13
M 8.0	3	-	-	11,02	5,92	2,63	3,15	13,22	7,11
	2	0,098	0,111	15,93	9,59	4,62	6,89	18,42	32,33
	1	0,606	0,808	16,48	12,90	5,65	6,44	32,16	46,59
M 8.3	3	-	-	9,97	10,14	6,09	4,77	11,97	12,17
	2	0,137	0,125	15,32	15,67	5,96	6,53	30,96	30,35
	1	0,765	1,705	17,50	16,86	4,80	6,19	50,48	48,81

¹ Cortante basal en el piso en consideración calculado como el valor máximo de la historia de cortante en dicho piso.

² Valor de la fuerza inercial de piso para el instante en que ocurre el cortante basal máximo en el primer piso.

³ Momento flexionante basal obtenido a partir de las fuerzas inerciales de piso.

Tabla 4.9 Respuesta del primer piso para cada uno de los ensayos

Ensayo	γ_{total} (%)		γ_{piso1} (%)		Coeficiente ¹ sísmico		A_{0max} (g) ²		Amplificación ³ dinámica	
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
M 7.6	0,118	0,155	0,139	0,156	1,54	1,54	1,44	1,49	1,07	1,03
M 7.8	0,170	0,188	0,139	0,188	1,42	1,68	1,19	1,66	1,19	1,01
M 8.0 (60%)	0,186	0,233	0,204	0,233	1,69	1,83	1,44	1,49	1,17	1,23
M 8.3 (60%)	0,249	0,253	0,265	0,268	1,87	1,96	1,50	1,83	1,25	1,07
M 8.0 (90%)	0,230	0,217	0,258	0,240	1,77	1,91	1,57	1,69	1,13	1,13
M 8.3 (90%)	0,247	0,256	0,299	0,286	1,81	1,94	1,36	1,94	1,33	1,00
M 8.3 (100%)	0,240	0,300	0,301	0,359	1,86	2,01	1,46	2,00	1,27	1,01
M 8.3 (125%)	0,256	0,333	0,325	0,421	2,14	2,22	1,73	2,00	1,24	1,11
M 7.6	0,407	0,566	0,420	0,923	1,72	1,72	1,36	1,23	1,26	1,40
M 7.8	0,322	0,505	0,569	1,064	1,45	1,40	1,47	1,28	0,99	1,09
M 8.0	0,315	0,374	0,606	0,808	1,22	0,95	2,20	1,92	0,55	0,49
M 8.3	0,389	0,704	0,765	1,705	1,29	1,24	2,61	2,87	0,49	0,43

¹ Relación entre el cortante basal máximo y el peso total del modelo.

² Aceleración máxima de entrada registrada en la mesa vibradora.

³ Relación entre el coeficiente sísmico y la aceleración máxima de entrada.

De la tabla anterior se observa que la relación entre las distorsiones de azotea y del primer piso fueron muy similares durante las primeras etapas del ensayo, lo que indica que el primer modo de vibración dominó la respuesta, pero a medida que los efectos inelásticos llegaron a ser importantes aparecieron algunas diferencias, que dieron lugar a cambios en la forma de vibrar.

Con respecto al factor de amplificación dinámico se observa que mientras no se tenga un daño significativo, la amplificación dinámica crece con el incremento de la intensidad sísmica; por el contrario, una vez que el daño llega a ser considerable, el nivel de amplificación decrece. Lo anterior se debe a que en la fase inicial cuando el modelo se comporta elásticamente o tiene poco agrietamiento, se disipa poca energía y las frecuencias fundamentales tienden a ser similares a las del movimiento de la mesa vibradora dando lugar a efectos similares a la resonancia; esto no sucede durante las etapas finales donde el amortiguamiento, la fricción en la entrecara de las grietas, entre otros fenómenos, dan lugar a que se disipe una gran cantidad de energía. Es importante señalar que la estructura amplificó la respuesta hasta en un 40% sin un daño considerable ni colapso, lo cual se atribuye a la buena densidad de muros y elementos de

confinamiento empleados. Por otra parte, si se quiere correlacionar los valores del coeficiente sísmico obtenidos con el modelo al prototipo, se deberá aplicar el factor de escala ($1/S_L$) como se explicó en la tabla 2.5. De esta forma, el máximo coeficiente sísmico que se tendría sería de 1,11 para el estado límite de la resistencia. Dicho valor resulta ser mayor que el coeficiente sísmico reducido por ductilidad ($c/Q' = 0,43$), propuesto para zonas de peligro sísmico alto, en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1994).

En la fig. 4.21 se presentan las curvas histeréticas de cortante basal - distorsión del primer piso durante cada uno de los ensayos del modelo. Como se puede observar, los ciclos histeréticos fueron típicos de estructuras de mampostería confinada sujetas a acciones dinámicas, con lazos simétricos y estables hasta etapas muy avanzadas del ensayo para las cuales, el comportamiento no lineal es acompañado por un deterioro en la rigidez y resistencia.

Como se ha mencionado, el desempeño global del modelo fue estudiado a partir de la definición de tres estados límites característicos del comportamiento histerético, a saber: límite elástico (E), máximo o resistencia (M) y último (U). El límite elástico fue definido por la ocurrencia del primer agrietamiento inclinado en los muros de mampostería; la resistencia se alcanzó cuando se registró el máximo cortante basal; y el estado límite último fue considerado para una distorsión del primer piso correspondiente a una reducción del 20% de la resistencia máxima.

En la fase inicial, la respuesta mostró un comportamiento esencialmente elástico lineal y se extendió hasta la prueba $M=8.0$ (60%), donde se presentó el primer agrietamiento inclinado de la mampostería. En esta etapa, los ciclos se caracterizaron por ser muy cerrados y sin un deterioro apreciable de la rigidez, aunque experimentaron alguna histéresis atribuida al agrietamiento horizontal en la base de algunos muros debido a deformaciones de flexión. Con la formación y propagación de las primeras grietas inclinadas se inició el comportamiento no lineal; éste se caracterizó por lazos histeréticos más amplios y degradación de la rigidez conforme aumentaban los desplazamientos. El cortante máximo se alcanzó en la prueba $M_s=8.3$ (125%) y como es común en estructuras de mampostería confinada, el espécimen alcanzó su resistencia para una carga mayor que la asociada al primer agrietamiento inclinado y fue en promedio de 24%.

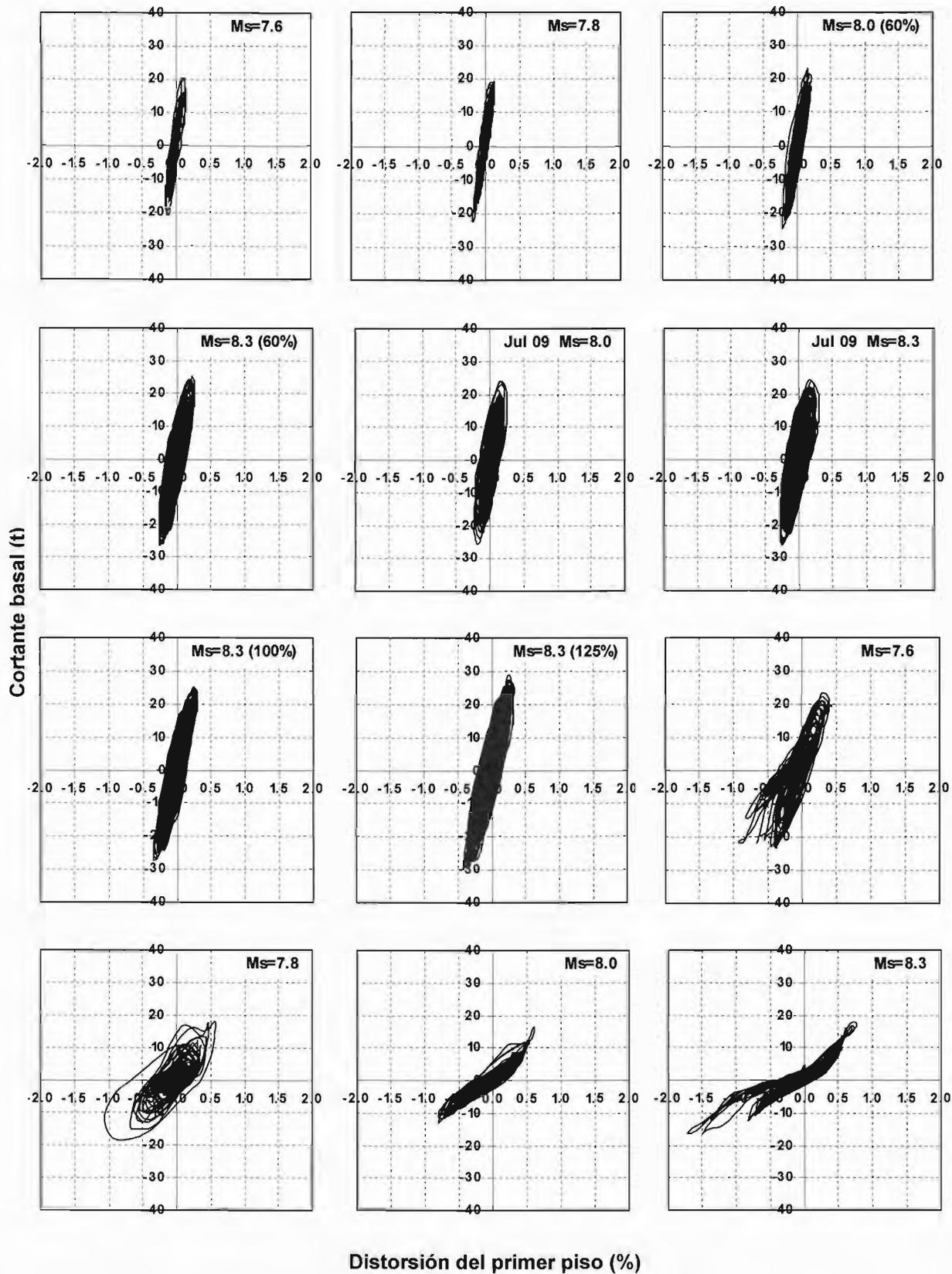


Fig 4.21 - Curvas histeréticas durante las diferentes fases de ensayos

Una vez que se formaron las grietas con forma de "X" y se extendieron hasta los extremos de los castillos, la resistencia decreció rápidamente con el aumento de la distorsión y el comportamiento estuvo caracterizado por una severa caída de la rigidez como consecuencia del daño excesivo en los tableros de mampostería y los extremos de los castillos. La resistencia última se alcanzó durante la prueba $M_s=8.3$ y su valor fue aproximadamente del 80% de la máxima.

Como es característico en miembros dominados por falla de corte sujetos a deformaciones inelásticas, las curvas histeréticas exhibieron estrangulamiento, especialmente para grandes distorsiones asociadas con la falla de la estructura, donde se observó un rápido proceso de degradación, caracterizado por el deslizamiento a lo largo de las grietas inclinadas formadas en el primer piso y el aplastamiento de la mampostería y el concreto.

En la fig. 4.22 se presenta la respuesta histerética del modelo para cada uno de los estados límite considerados; en dicha gráfica, se observa claramente cómo varían las características de resistencia y rigidez con el aumento de las distorsiones. Por otra parte, se muestra en la fig. 4.23 la envolvente de respuesta para el primer piso; esta gráfica se obtuvo con los puntos de cortante y distorsión máximos alcanzados durante cada prueba (Tabla 4.5). Se indica con diferentes marcadores la respuesta del modelo para las dos configuraciones estudiadas (densidad de muros). La línea y marcadores cuadrados, corresponde al modelo con la configuración inicial (densidad de 4,1%), mientras que, con línea y marcadores de puntos se representa la respuesta del modelo después de que los muros MC1 y MC3 fueron retirados (densidad de 2,9%); los muros retirados en el eje central evidentemente modificaron la tendencia de la curva envolvente. Como una forma de visualizar la posible respuesta si se hubiera conservado la densidad de muros original, se obtuvo una envolvente ficticia al afectar la curva envolvente del espécimen modificado por la relación de densidades ($4,1 / 2,9 = 1,4$). Esta envolvente es mostrada por triángulos. También se presenta la predicción de la resistencia usando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y la asociada con una falla por flexión. Los cálculos tuvieron en cuenta las propiedades medidas de los materiales para el día del ensayo y las dimensiones reales del modelo. Al comparar los resultados obtenidos durante los ensayos con respecto al reglamento, es evidente que existe una sobrerresistencia del espécimen, la cual fue del orden de 1,3.

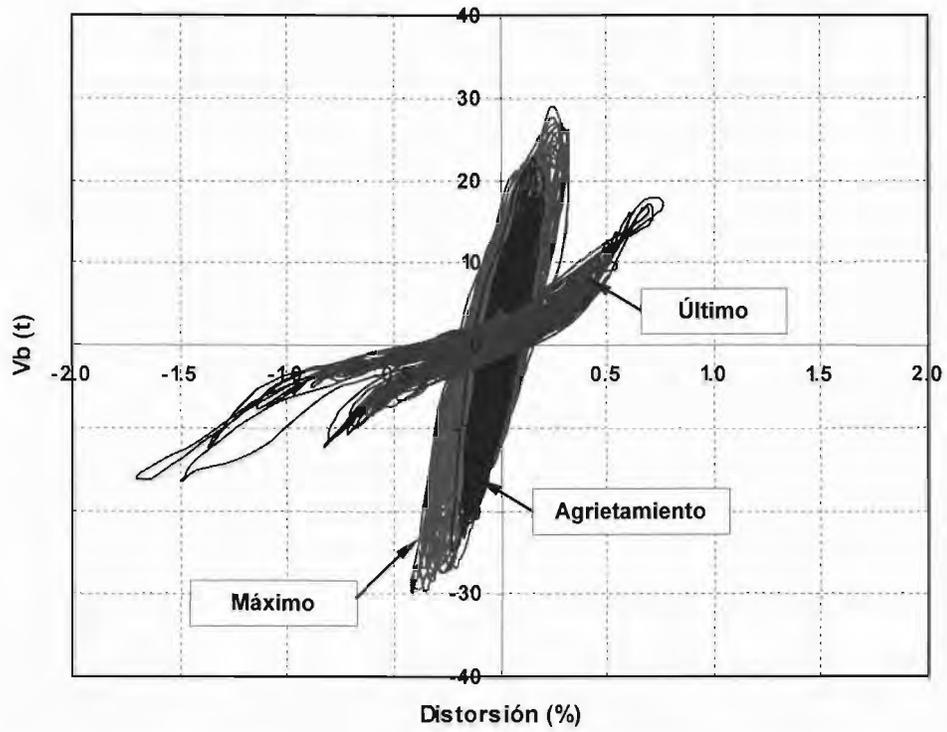


Fig 4.22 - Curvas histeréticas para los estados límite elástico, máximo y último

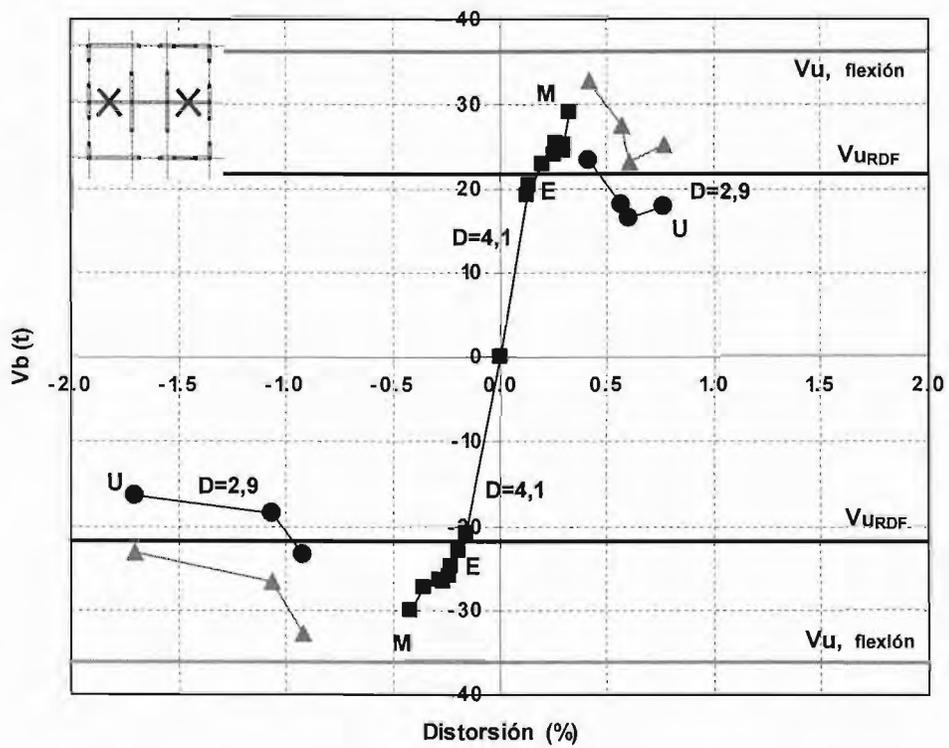


Fig 4.23 - Envoltente de respuesta para el primer piso

Los resultados de los ensayos en términos del coeficiente sísmico y la distorsión del primer piso para los estados límites seleccionados, son resumidos en la tabla 4.10. Los valores del coeficiente sísmico fueron obtenidos como el cociente entre los cortantes basales máximos y el peso total del espécimen. Con fines comparativos, se presentan en la misma tabla, los resultados obtenidos en los modelos de uno y dos pisos del Instituto de Ingeniería (II-UNAM), (Vázquez, 2005 y Barragán, 2005), dos modelos a escala de tres pisos ensayado en Eslovenia (Tomazevic, 1996a) y una estructura tridimensional de dos pisos ensayada bajo cargas laterales estáticas (Sánchez, 1998). Para hacer los valores comparables, las cantidades medidas en los modelos fueron extrapoladas a los prototipos aplicando los respectivos factores de escala.

Tabla 4.10 Respuesta medida para diferentes especímenes tridimensionales

Ensayo	Modelo	Coeficiente sísmico (g)				Distorsión del primer piso (%)			
		Elástico	Máximo	Último	Máximo Elástico	Elástico	Máximo	Último	Máximo Elástico
Dinámico	M3	-0,85	-1,07	-0,65	1,26	-0,23	-0,42	-1,71	1,83
		0,92	1,11	0,62	1,21	0,20	0,32	0,77	1,60
Dinámico	M1	-1,71	2,09	1,82	1,22	-0,30	-0,66	-1,61	2,20
		1,78	1,87	1,63	1,05	0,29	0,67	1,83	2,31
Dinámico	M2	-1,27	-1,75	1,83	1,37	-0,18	-0,83	-1,30	4,56
		1,20	1,61	1,47	1,34	0,18	0,94	1,17	5,34
Dinámico	M1 _{ZAG} ¹	0,98	1,49	0,53	1,52	0,12	0,64	4,84	5,33
	M2 _{ZAG}	0,53	1,08	0,56	2,03	0,19	0,53	3,5	2,79
Estático	3D ²	-1,92	-2,35	-1,85	1,23	-0,08	-0,39	-0,55	4,88
		1,76	2,18	1,81	1,24	0,13	0,36	0,50	2,77

¹ Modelos de tres pisos ensayados en el Instituto Nacional de construcción e ingeniería civil de Eslovenia.

² Valores estimados a partir de un peso total del espécimen de 17,88 t.

Es aparente que para M3 los valores del coeficiente sísmico y las distorsiones asociadas con el primer agrietamiento y el máximo son comparables con las obtenidas por Tomazevic en modelos con una configuración estructural similar a la de M3, pero con materiales y excitaciones sísmicas muy diferentes.

Por otra parte, al comparar los modelos del II-UNAM con el espécimen estático, es claro que, para el agrietamiento inclinado (límite elástico) las distorsiones para pruebas dinámicas fueron casi del doble de la distorsión promedio observada en 3D; mientras que

las distorsiones en la resistencia fueron muy similares. La menor resistencia de M3 se debe a que este valor fue el máximo encontrado en los ensayos antes de demoler los muros de la planta baja, probablemente este valor pudo haber sido mayor. Para tener una mejor idea de estas relaciones, se presentan en la fig. 4.24 las graficas correspondientes a los diferentes prototipos.

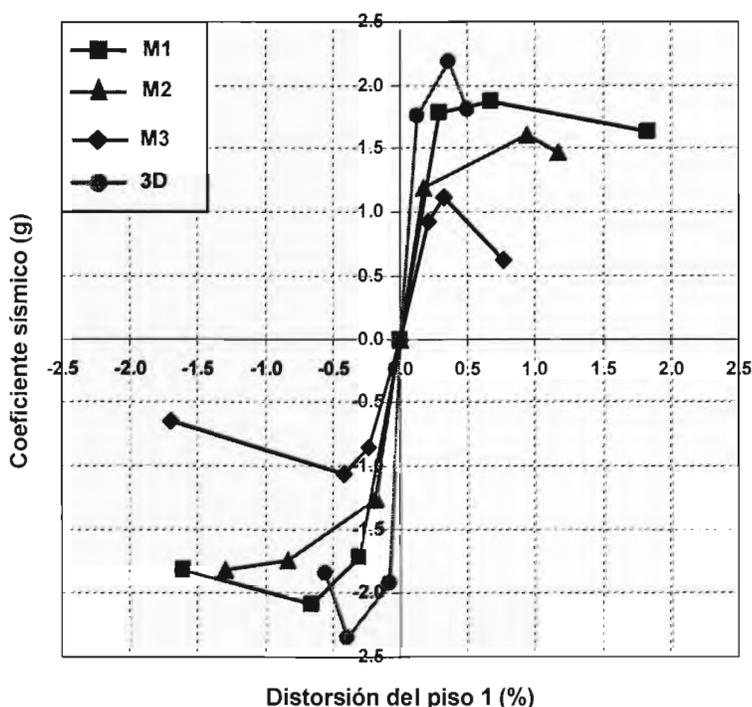


Fig 4.24 - Relación coeficiente sísmico – distorsión para diferentes prototipos

Estos resultados son de gran importancia, dado que en las NTCM-2004 se limita la distorsión lateral a valores que fueron básicamente derivados de ensayos estáticos sobre muros aislados o conjuntos de muros. Por ejemplo, la distorsión de diseño para el primer agrietamiento inclinado es de 0,15%, mientras que la distorsión inelástica permitida para estructuras de mampostería confinada es de 0,25%. De lo observado en los especímenes se deduce que la distorsión para el agrietamiento inclinado deberá ser incrementada, mientras que la mayor distorsión permitida deberá ser limitada a la correspondiente a la resistencia máxima de la estructura (aproximadamente 0,40%). De igual forma la resistencia de diseño, que en el reglamento está asociada con el agrietamiento, debería ser incrementada en un 25% para hacerla coherente con la máxima observada en ensayos experimentales; sin embargo, este nivel de resistencia estaría asociado con un

daño mayor que los propietarios difícilmente aceptarían. Evidentemente se requieren de más estudios y datos, especialmente para considerar la variabilidad de las distorsiones.

4.4.4 Distribución de fuerzas cortantes en altura

Para evaluar la respuesta del modelo en términos de fuerza y su distribución en altura, se graficaron las envolventes de fuerza máxima lateral inducida en cada corrida del ensayo (Fig. 4.25). Para ello, se usaron los valores de fuerza cortante de piso, en el instante en que se alcanzó el cortante basal máximo (V_{piso} , tabla 4.5). De las gráficas es evidente que la configuración de fuerzas laterales en la altura para las etapas iniciales, sigue una distribución de forma triangular invertida, esto debido al efecto predominante del primer modo de vibración sobre la respuesta dinámica. En contraste, para mayores distorsiones como la asociada con la resistencia máxima donde los efectos inelásticos controlan la respuesta, la distribución de fuerza cambió tomando una forma más uniforme en altura. Cerca de la resistencia última la distribución de fuerzas inerciales se tornó irregular, concentrándose en el primer piso, evidenciando la falla por entrepiso débil.

4.4.5 Degradación de la rigidez

Una de las principales características de las estructuras de mampostería ante acciones laterales es su elevada rigidez inicial, sin embargo esta propiedad se degrada rápidamente ante agrietamientos mínimos. Investigaciones tendientes a estudiar las características de la respuesta histerética de estructuras de mampostería confinada han indicado que la degradación de la rigidez se presenta, incluso, para distorsiones significativamente menores que aquellas asociadas con el primer agrietamiento inclinado de los tableros. Una vez ocurre el agrietamiento, el comportamiento se caracteriza por una reducción importante de la rigidez inicial (60 ó 70% del valor inicial), a partir de este punto, la tasa y magnitud del deterioro dependen de la deformación máxima alcanzada. De acuerdo con estas investigaciones, al representar la rigidez pico a pico en función de la distorsión, se ha notado que la degradación sigue una distribución hiperbólica, con una tasa alta de degradación para distorsiones de hasta 0,5%, para las cuales la rigidez remanente es del orden de 10% de la rigidez inicial (rigidez no agrietada). (Flores, 1995).

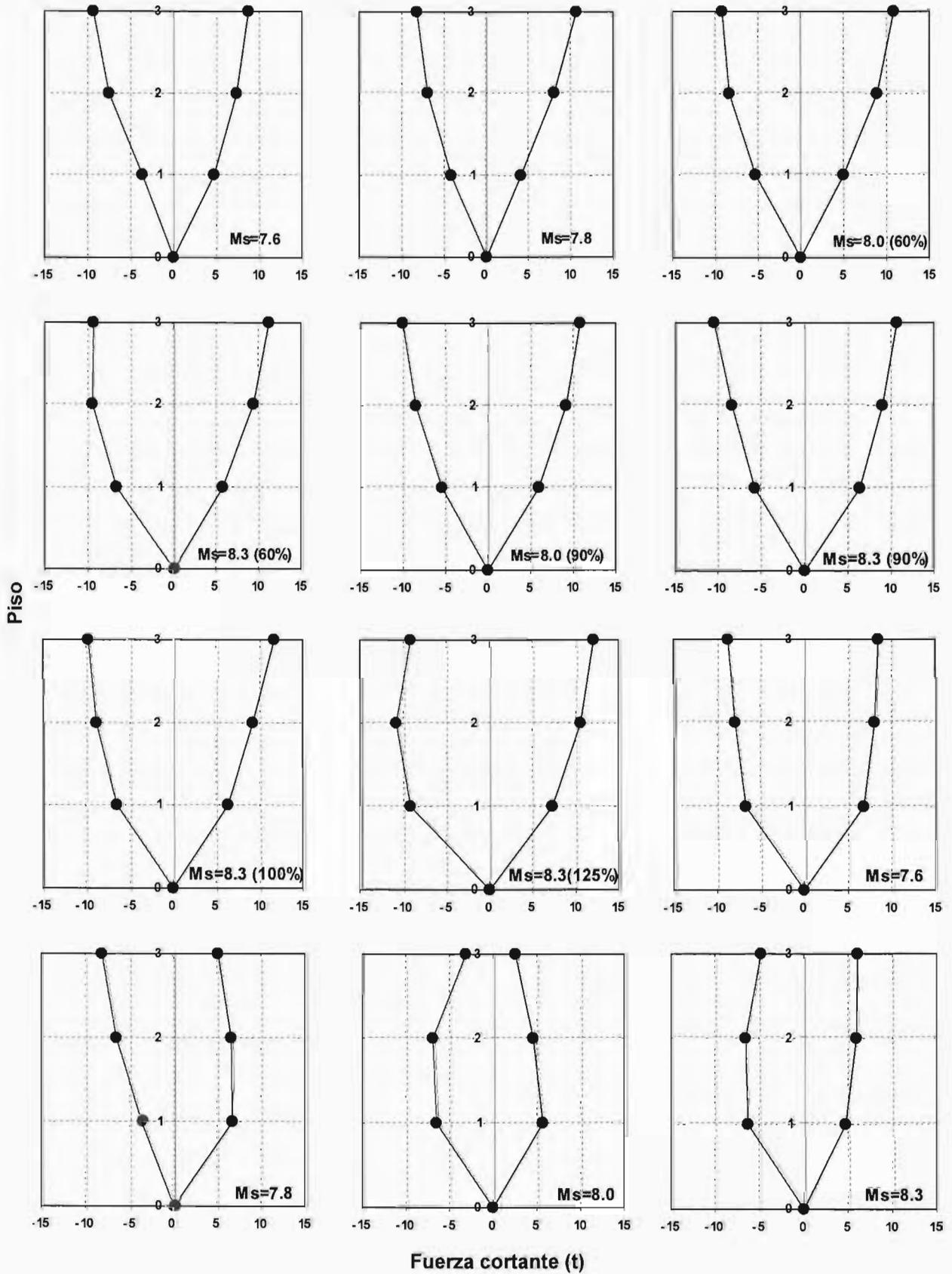


Fig 4.25 - Distribución de fuerza cortante en altura para cada uno de los ensayos

Para estudiar el deterioro de la rigidez equivalente del modelo ensayado, se usó el concepto de rigidez de ciclo para las curvas histeréticas cortante basal-distorsión. De acuerdo con este concepto, la rigidez se define como la pendiente de la línea secante que une los puntos de cortante y distorsión máximos (positivos y negativos), alcanzados durante la prueba como se muestra en la fig. 4.26. En la tabla 4.11 se resumen los resultados obtenidos para el modelo.

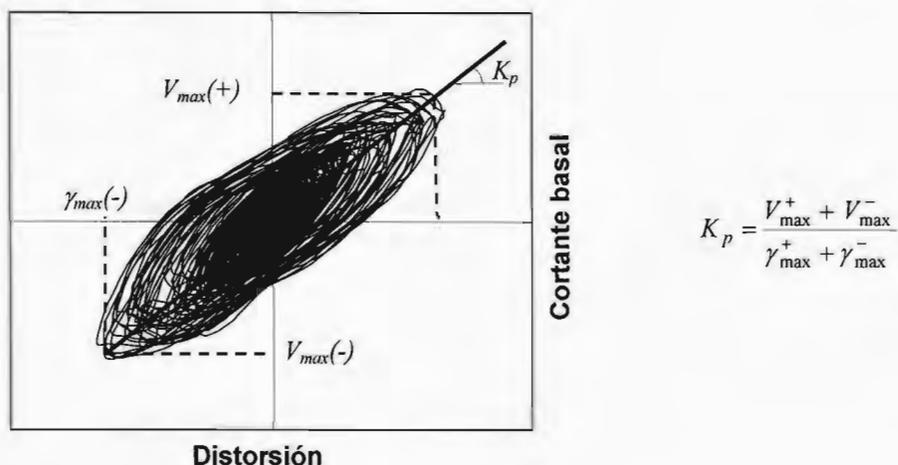


Fig 4.26 - Definición de rigidez pico

Tabla 4.11 Rigidez equivalente medida durante los diferentes ensayos

Ensayo	Rigidez pico (kg/cm)	
	Piso 1	Piso 2
M 7.6	116440	121320
M 7.8	107660	117160
M 8.0 (60%)	90850	-
M 8.3 (60%)	80870	98330
M 8.0 (90%)	83510	97770
M 8.3 (90%)	72290	93200
M 8.3 (100%)	66120	-
M 8.3 (125%)	65930	88690
M 7.6	28920	-
M 7.8	18630	-
M 8.0	-	-
M 8.3	11630	-

Se observa la similitud entre los valores de rigidez de los dos primeros pisos cuando el modelo se comportó elásticamente. La rigidez pico a pico (K_p) así obtenida, fue normalizada con respecto a la rigidez elástica inicial (K_o). En la fig. 4.27 se presenta la variación de la rigidez lateral normalizada (K_p / K_o), en función de la distorsión del primer piso. En forma similar que para las curvas envolventes de resistencia (V_b), los valores correspondientes al espécimen con modificaciones en la disposición de los muros son presentados con líneas y marcadores diferentes. La línea y marcadores cuadrados corresponde al modelo con la configuración original (densidad de 4,1%), mientras que la línea y marcadores de puntos representa la respuesta del modelo después de que los muros MC1 y MC3 fueron retirados (densidad de 2,9%). A pesar de que la configuración del modelo sin los muros MC1 y MC3 fue diferente de la inicial, se calculó la degradación de la rigidez en esta etapa, tomando como referencia la rigidez no agrietada del modelo original para mostrar el efecto que se obtiene al modificar indistintamente la disposición de los muros, en especial de la planta baja. Una tendencia similar se obtuvo al usar los valores registrados en la azotea.

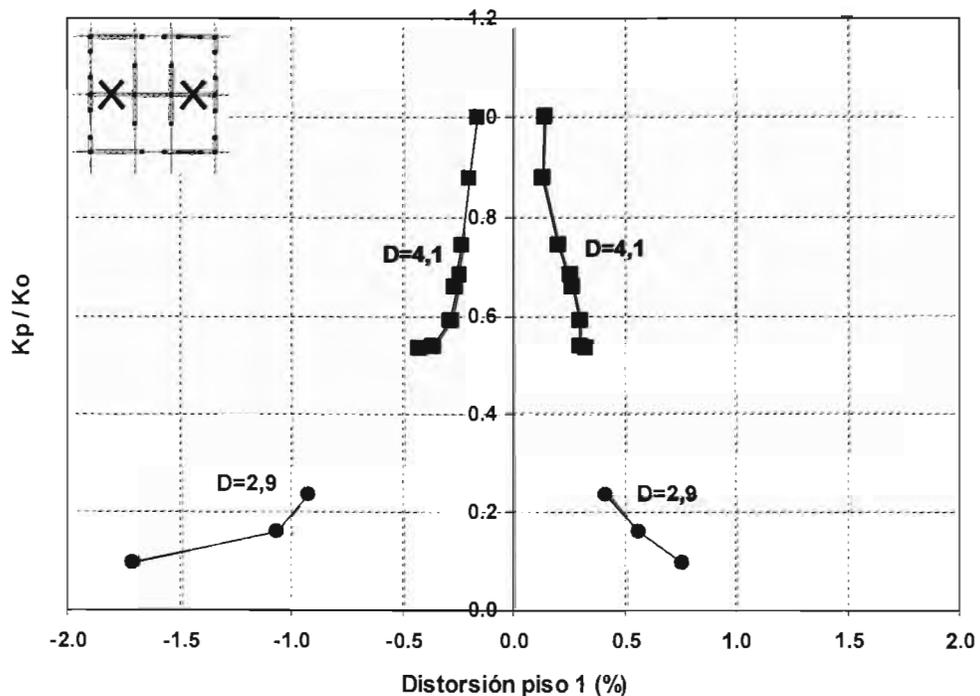


Fig 4.27 - Degradación de la rigidez de ciclo durante los diferentes ensayos

Durante las primeras pruebas, antes de que el agrietamiento inclinado llegara a ser visible, se observó una pérdida de rigidez, aunque las distorsiones fueron bajas. Este

fenómeno es atribuido, como ya se mencionó anteriormente, al agrietamiento incipiente por flexión de los muros, algún micro-agrietamiento (invisible a simple vista) de los materiales de la mampostería, el deterioro de la adherencia del mortero y al reacomodo de las piezas. Para este estado, donde las distorsiones máximas alcanzadas fueron de +0,132% y -0,193%, se presentó una caída de la rigidez de 12%. Después del agrietamiento inclinado, pero antes de alcanzar la resistencia, se incrementó de forma notable la caída de rigidez con el aumento de la distorsión. Para las distorsiones máximas alcanzadas de +0,325% y -0,421%, la rigidez inicial se degradó en 48%. Para grandes distorsiones, K_p permaneció casi constante. Para el estado último la rigidez fue cercana al 10% del valor inicial. En esta etapa, la degradación estuvo asociada con el agrietamiento y aplastamiento de los paneles de mampostería y miembros de concreto reforzado, así como a la separación entre muros y castillos.

Es importante tener presente que con la remoción de los muros MC1 y MC3 de la planta baja, se modificó sustancialmente la rigidez del modelo. Como consecuencia de esto, gran parte del daño se concentró en el primer piso, dando lugar a la falla por entrepiso débil, cuya característica principal es la presencia de grandes deformaciones permanentes. Lo anterior, explica la asimetría en las curvas de degradación de rigidez para los ciclos positivos y negativos.

La tendencia de la degradación de rigidez para M3 reflejó aquella obtenida para otros especímenes tridimensionales ensayados bajo cargas dinámicas y estáticas en México, como se puede observar en la fig 4.28, donde por comparación, se han incluido las curvas de degradación de rigidez para el modelo M2 (Barragán, 2005) y 3D (Sánchez, 1998).

Es evidente que para un mismo nivel de distorsión, la degradación de rigidez para el espécimen estático es mucho mayor que para los dinámicos. Este fenómeno está asociado directamente con la tasa de deformación. Mientras que en pruebas estáticas las bajas tasas de deformación dan lugar a que el daño se propague rápidamente, en los ensayos dinámicos, estas mismas deformaciones ocurren en un intervalo de tiempo muy corto dando lugar a que las estructuras sean más tolerantes a las deformaciones y el daño se propague de manera más lenta. Observaciones similares fueron hechas en dos modelos idénticos de mampostería reforzada, ensayados uno en mesa vibradora y el otro de forma estática (Paulson y Abrams, 1990).

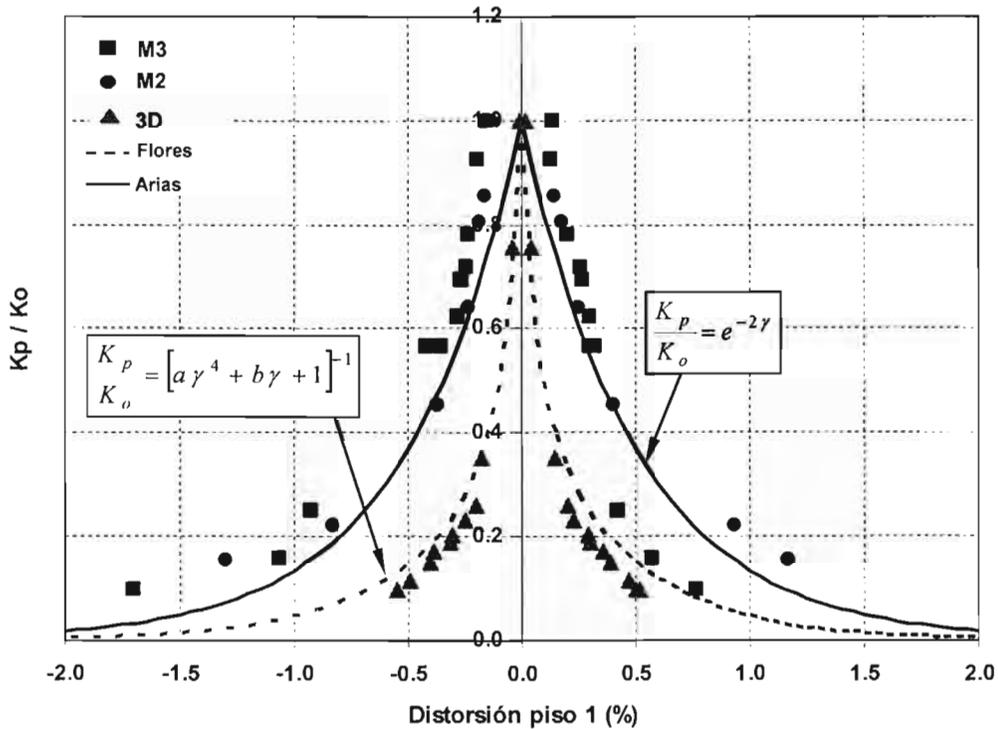


Fig 4.28 - Degradación de la rigidez para diferentes especímenes

A partir de las diferencias observadas para la degradación de rigidez entre los ensayos dinámicos y estáticos, se calibró una ecuación que refleja de manera cercana la tendencia de los datos observados en ensayos dinámicos. La curva resultante del ajuste se presenta con línea continua en la fig. 4.28 y está dado por la ecuación 4.2.

$$\frac{K_p}{K_o} = e^{-2\gamma} \tag{4.2}$$

K_o y K_p son las rigideces elástica inicial y pico a pico, respectivamente; y γ distorsión del primer piso asociada con la rigidez pico (en porcentaje).

Para tomar en cuenta la dispersión de los datos, se pueden considerar una desviación estándar de 10%. De forma, la ecuación 4.2 puede ser representada por una banda de valores modificando la potencia 2, por 1.5 y 2.5, respectivamente.

En la misma gráfica se presentan con líneas discontinuas, las curvas ajustadas a partir de pruebas estáticas de muros simples, muros acoplados y estructuras tridimensionales de mampostería confinada sin refuerzo horizontal (Flores, 1995).

4.4.6 Capacidad de deformación

Una de las principales desventajas de las estructuras de mampostería, cuando se le compara con sus similares de concreto reforzado o acero, es su limitada capacidad para admitir deformaciones inelásticas que dan lugar a un deterioro considerable de su rigidez y capacidad de carga. El problema es aún mayor, dado que en la mayoría de los casos las deformaciones de cortante dominan la respuesta sísmica dando lugar a fallas de tipo frágil. La inclusión de acero de refuerzo, distribuido en los muros o concentrado en puntos específicos, cumple la función de conferirle al sistema una mayor capacidad para admitir deformaciones inelásticas sin colapso, aún cuando se supera la capacidad máxima de la estructura.

El mejor indicativo de la capacidad de deformación de una estructura es la ductilidad, la cual depende principalmente de la configuración estructural, del detallado de los elementos y componentes y el tipo de material empleado. La ductilidad, μ , se puede calcular como el cociente entre cualquier tipo de deformación (rotación, curvatura o desplazamiento) superior al límite elástico y la correspondiente a la fluencia. Por simplicidad, en este trabajo se calculó la capacidad de deformación como el cociente entre el desplazamiento último y el correspondiente a la fluencia, expresados como distorsiones del primer piso; para tal efecto, se usó el criterio de ductilidad equivalente de Park (Paulay y Priestley, 1992). De acuerdo con este método, la ductilidad equivalente se determina a partir de la curva envolvente cortante basal-distorsión, tomando como distorsión última el valor correspondiente a una degradación de la resistencia del 20% y como distorsión de fluencia, la correspondiente a una rigidez inicial secante correspondiente al 75% de la carga de falla, tal como se presenta en la fig 4.29.

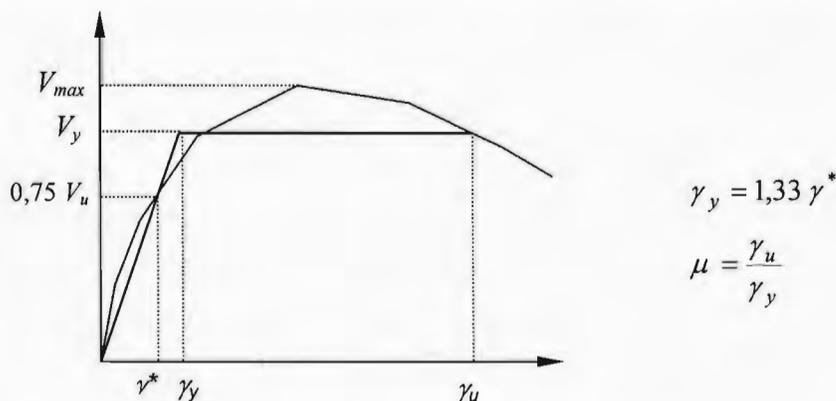


Fig 4.29 – Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Park

En el RCDF-2004 se toma en cuenta la respuesta inelástica de las estructuras reduciendo las fuerzas sísmicas de diseño, por medio del factor de comportamiento sísmico (Q). Este factor toma en cuenta la ductilidad, la degradación y la sobrerresistencia de las estructuras y depende principalmente de la configuración estructural, del periodo de vibración y de los materiales constitutivos. Para el caso de las estructuras de mampostería confinada de piezas macizas se especifica un valor de Q=2. Aunque el coeficiente sísmico no solo depende de la ductilidad, sino también de la energía histerética, una forma aproximada de obtener este parámetro a partir de la ductilidad calculada, es a través de la ecuación 4.2, que resulta apropiada para estructuras de periodo corto (Newmark y Hall, 1982).

$$Q = \sqrt{2\mu - 1} \tag{4.2}$$

La tabla 4.12 presenta los valores calculados de ductilidad para la envolvente de los ciclos positivos y negativo del primer pisos. Por comparación se han incluido los valores obtenidos en los modelos de uno y dos pisos (M1 y M2), el espécimen tridimensional (3D) y los modelos ensayados en Eslovenia por Tomazevic.

Tabla 4.12 Ductilidad equivalente y factores de comportamiento sísmico

Especimen	V _y (t)	γ _u	γ*	γ _y	μ	Q
M3, ciclos (+)	24,60	0,398	0,120	0,160	2,49	2,00
M3, ciclos (-)	25,54	0,750	0,140	0,186	4,03	2,66
M1, ciclos (+)	23,63	1,64	0,28	0,37	4,38	2,79
M1, ciclos (-)	25,61	1,62	0,33	0,44	3,67	2,52
M2, ciclos (+)	23,10	1,17	0,13	0,17	7,04	3,62
M2, ciclos (-)	26,28	1,30	0,12	0,16	8,13	3,91
3D	36,1	0,47	0,086	0,114	4,08	2,68
Tomazevic M1	3,73	0,42	0,11	0,146	2,87	2,18
Tomazevic M2	2,70	2,0	0,22	0,293	6,84	3,56

Para el modelo en estudio, la diferencia en los valores calculados de ductilidad se debe a la asimetría en las envolventes de respuesta para ciclos positivos y negativos, originadas por el efecto de las deformaciones permanentes. Con excepción del modelo M2, los valores calculados son comparables entre los diferentes especímenes. En cuanto al coeficiente sísmico (Q), especificado para estructuras de mampostería confinada en las NTCM, resulta adecuado si se espera que las deformaciones por corte se concentren en la planta baja y den lugar a la formación de entrepisos débiles.

4.4.7 Frecuencias naturales de vibración

Las frecuencias y periodos naturales de vibración para M3, fueron determinadas a partir de las historias de aceleración de sismos y ruido blanco; para ello, se emplearon las funciones de transferencia entre las señales de azotea y cimentación, obtenidas con el programa DEGTRA A4 (Ordaz y Montoya, 2004). La tabla 4.13 presenta los resultados obtenidos en la dirección longitudinal para cada fase de ensayo, y en las figs. 4.30 y 4.31, se muestran las gráficas correspondientes.

Tabla 4.13 Frecuencias y periodos naturales de vibración

Modelo	Ensayo	Frecuencia (Hz)		Periodo (s)	
		Sismos	Ruido blanco	Sismos	Ruido blanco
Original (D = 4,1%)	Antes de M 7.6		11,14		0,090
	Durante M 7.6	10,22		0,098	
	Antes de M 7.8		10,53		0,095
	Durante M 7.8	10,18		0,098	
	Después de M 7.8		10,39		0,096
	Antes de M 8.0 (60%)		11,28		0,089
	Durante de M 8.0 (60%)	9,93		0,101	
	Antes de M 8.3 (60%)		10,96		0,091
	Durante M 8.3 (60%)	9,57		0,104	
	Antes de M 8.0 (90%)		10,32		0,097
	Durante M 8.0 (90%)	8,99		0,111	
	Antes de M 8.3 (90%)		9,51		0,105
	Durante M 8.3 (90%)	8,94		0,112	
	Antes de M 8.3 (100%)		9,37		0,107
	Durante M 8.3 (100%)	8,82		0,113	
	Antes de M 8.3 (125%)		9,26		0,108
Durante M 8.3 (125%)	8,50		0,118		
Después M 8.3 (125%)		9,00		0,111	
Modificado (D = 2,9%)	Antes de M 7.6		7,72		0,130
	Durante M 7.6	6,77		0,148	
	Antes de M 7.8		5,74		0,174
	Durante M 7.8	4,53		0,221	
	Antes de M 8.0		4,58		0,218
	Durante M 8.0	4,29		0,233	
	Antes de M 8.3		4,20		0,238
	Durante M 8.3	3,76		0,266	
	Después de M 8.3		2,55		0,392

De la forma de las gráficas, se desprende que para casi todos los niveles de daño, la vibración de la estructura estuvo dominada por una sola frecuencia, la cual corresponde a la frecuencia natural asociada con el primer modo de vibración longitudinal. Sólo hasta la fase final del ensayo, se observó una participación importante de otra de las frecuencias del modelo.

De los resultados, es claro que existen diferencias entre los valores obtenidos con las señales de sismos y las de ruido blanco, siendo menores las de sismos en un 10%. Lo anterior se explica por las diferencias entre las amplitudes de vibración para cada tipo de ensayo; mientras que en las pruebas de ruido blanco se usó una amplitud constante de 0,05 g, ésta alcanzó valores de hasta 2,2 g durante los sismos aplicados. Al final del ensayo, la frecuencia natural se redujo cerca del 80% con respecto a la frecuencia inicial. Así mismo, se presenta una reducción de 15% entre las dos fases de ensayo (después de M8.3 (125%) y antes de M7.6), debido a la reducción en la densidad de muros.

Como otra manera de visualizar la degradación final del modelo con respecto a su estado original, se calculó la relación entre los periodos al inicio y final del programa experimental. Para los periodos medidos durante los sismos se encontró que esta relación era de 0,37, mientras que fue de 0,23 para las señales de ruido blanco. Una forma de relacionar esta degradación en el periodo de vibración con la pérdida de rigidez, consiste en obtener los periodos equivalentes de los ciclos histeréticos usando el criterio de la rigidez pico, esto es:

$$\frac{T_{inicio}}{T_{daño}} = \sqrt{\frac{K_{daño}}{K_o}} \quad (4.3)$$

A partir de esta ecuación se llegó a que la relación de periodos era de 0,32. Este último valor muy cercano al obtenido de la relación de periodos para las pruebas de sismos. Por lo tanto, se infiere que existe una relación entre la rigidez equivalente de ciclo y el periodo natural de vibración medido en la estructura. De esta forma y usando la ecuación calibrada para la degradación de rigidez (ecu. 4.2), se puede establecer que:

$$\frac{T_{inicio}}{T_{daño}} = e^{\gamma} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{daño} = \ln\left(\frac{T_{inicio}}{T_{daño}}\right) \quad (4.4)$$

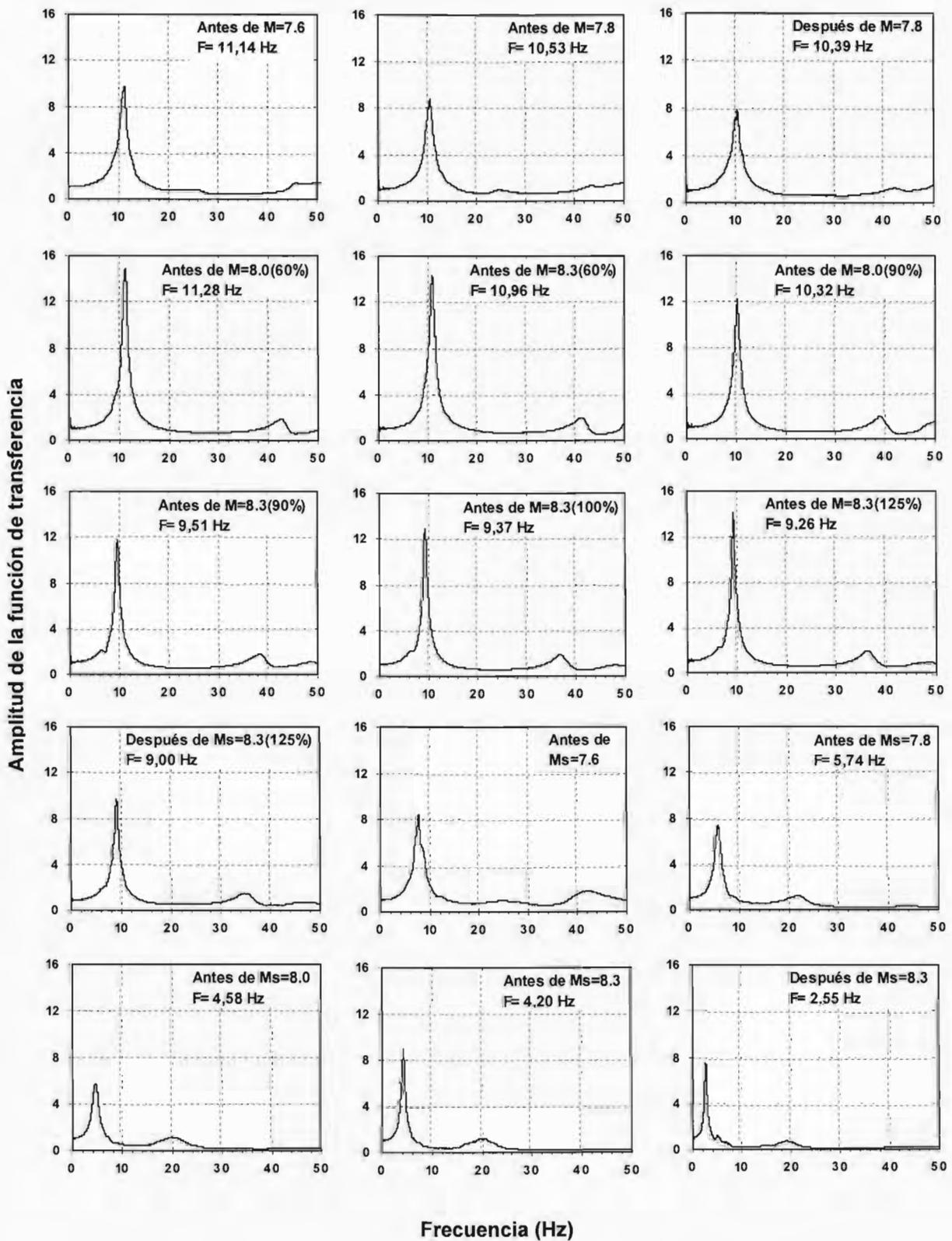


Fig 4.30 - Frecuencias de vibración para señales de ruido blanco

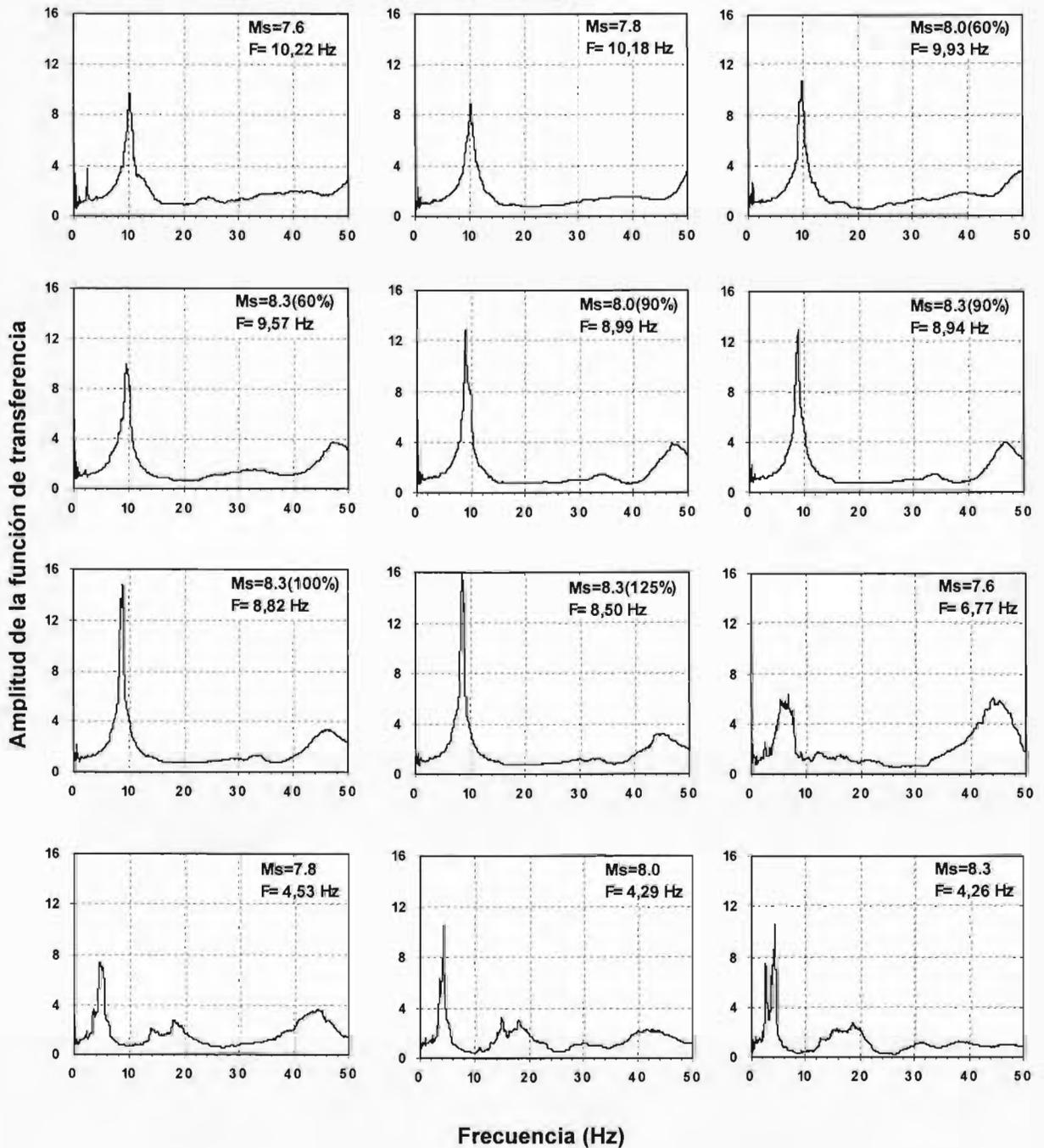


Fig 4.31 - Frecuencias de vibración para señales de sismos

4.4.8 Amortiguamiento

El amortiguamiento del modelo para cada una de las fases de ensayo, fue determinado a partir de los coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalentes calculados para las señales de desplazamiento registradas en la azotea. Para tal efecto, se usó el método del

decremento logarítmico aplicado a la respuesta de la estructura en vibración libre (cuando cesó el movimiento de la mesa vibradora) y usando filtros para eliminar los componentes de alta frecuencia. De acuerdo con este procedimiento, se calcularon los coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente para cada una de las fases del ensayo, como se presenta en la figura 4.32.

Ensayo	Amortiguamiento equivalente	
	ζ (%)	ζ_p/ζ_0
M 7.6	4,64	1,00
M 7.8	5,26	1,13
M 8.0 (60%)	5,42	1,17
M 8.3 (60%)	5,67	1,22
M 8.0 (90%)	6,55	1,41
M 8.3 (90%)	6,75	1,45
M 8.3 (100%)	7,12	1,53
M 8.3 (125%)	7,64	1,65
M 7.6	8,01	1,73
M 7.8	9,17	1,98
M 8.0	9,56	2,06
M 8.3	10,21	2,20

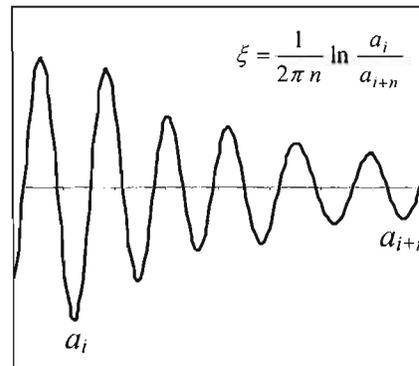


Fig 4.32 Amortiguamiento viscoso equivalente durante los diferentes ensayos

En la fig. 4.33 se presentan las gráficas del amortiguamiento para los tres estados límite considerados. Se observa que los valores iniciales del amortiguamiento fueron cercanos al 5%, lo cual es consistente con lo que se supone normalmente en el análisis dinámico de estructuras de mampostería en el rango de comportamiento elástico lineal. Para etapas avanzadas de los ensayos se observó un incremento gradual del amortiguamiento equivalente, conforme aumentaba el nivel de daño en el modelo. Lo anterior evidencia la buena capacidad de disipación de energía de este tipo de estructuras en el rango de comportamiento inelástico.

Para observar las variaciones en el amortiguamiento con respecto a la distorsión y al desplazamiento, se presentan en la fig 4.34 las relaciones entre el amortiguamiento y la distorsión del primer piso y entre el incremento del amortiguamiento y la degradación de rigidez; el incremento del amortiguamiento se obtuvo al normalizar los valores del amortiguamiento con respecto al valor inicial. De los resultados, se encontró que el

amortiguamiento se incrementa linealmente con la distorsión. De igual manera, la tasa de incremento del amortiguamiento es proporcional a la degradación de la rigidez. Para las dos relaciones se ajustaron las rectas que parecen en la fig 4.34.

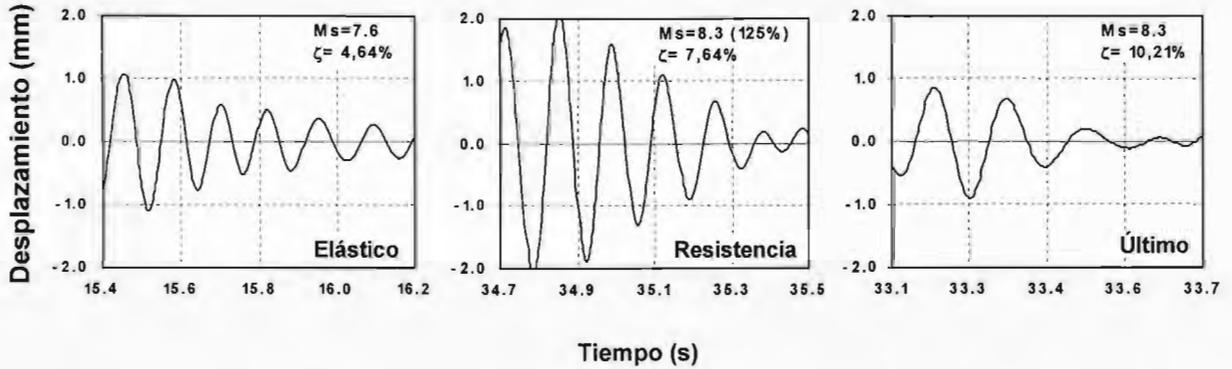


Fig 4.33 - Amortiguamiento viscoso para estados límite

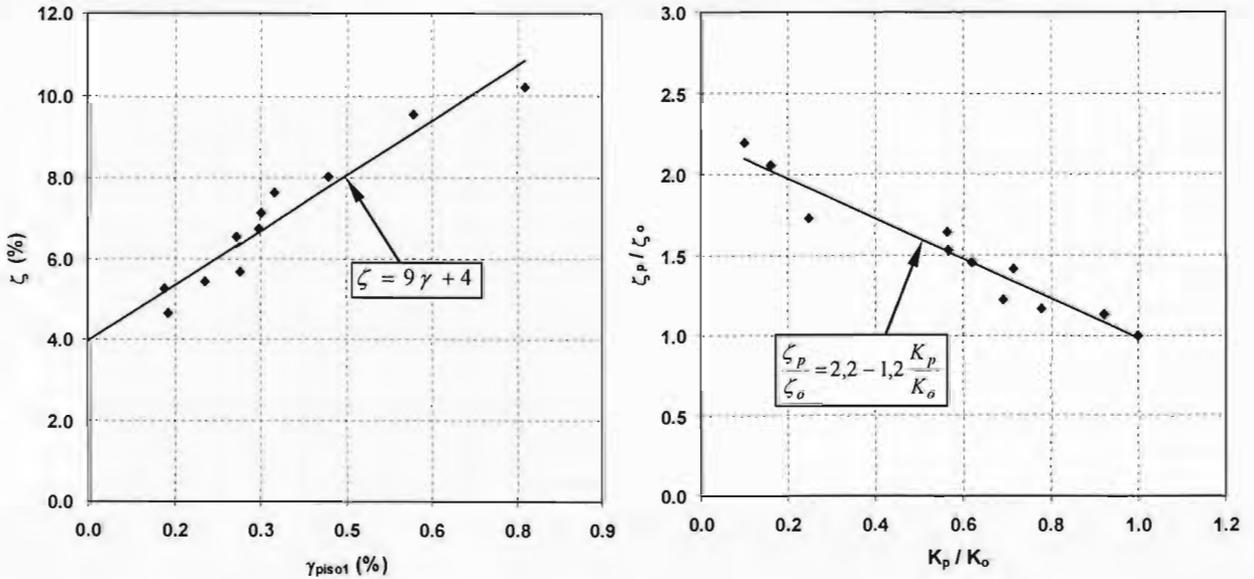


Fig 4.34 – Relación entre amortiguamiento, distorsión y rigidez

4.4.9 Energía disipada

El comportamiento de una estructura ante una excitación sísmica puede mirarse como un balance entre la energía de entrada y la energía acumulada y disipada durante la respuesta estructural. Para que una estructura no sufra daños considerables ni colapso

ante un evento sísmico, deberá ser capaz de absorber de manera eficaz la energía cinemática y de deformación elástica (recuperables) y de disipar otra parte de la energía a través de la histéresis y mecanismos como el amortiguamiento viscoso y plástico. Desde el punto de vista del desempeño sísmico, es importante cuantificar la energía que la estructura es capaz de disipar a través del comportamiento inelástico (energía histerética).

Para cuantificar la energía se recurre al concepto de energía de deformación, el cual se basa en el trabajo realizado por una fuerza para desplazar el cuerpo sobre el que actúa. Una parte de esta energía se almacena en el sistema, mientras que otra parte se disipa, principalmente, por los efectos del agrietamiento y las deformaciones permanentes. La energía que se disipada se puede obtener a partir de la curva histerética carga-deformación, como el área encerrada por los lazos histeréticos (fig 4.35).

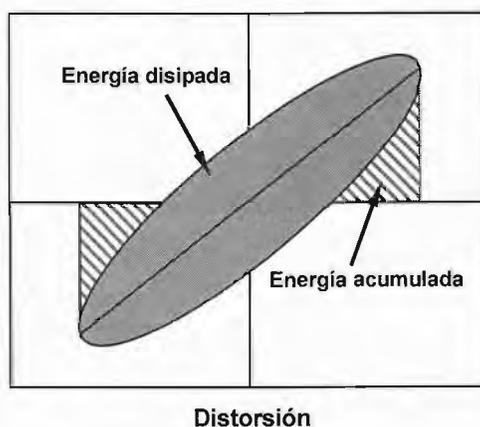


Fig 4.35 – Definición de energía almacenada y disipada

Para los fines de este trabajo se determinó la energía disipada acumulada durante los diferentes ensayos, a partir de las curvas histeréticas cortante basal – desplazamiento relativo del primer piso. En la fig 4.36 se presenta la historia de energía acumulada disipada como función de la distorsión del primer piso.

Para los datos del ensayo, es claro que la relación entre la distorsión y la energía disipada es de tipo trilineal, coincidiendo los puntos de quiebre con los estados límite. Antes del agrietamiento se disipa muy poca energía dado que la mayor parte de ésta, es absorbida por el sistema a través de deformaciones elásticas.

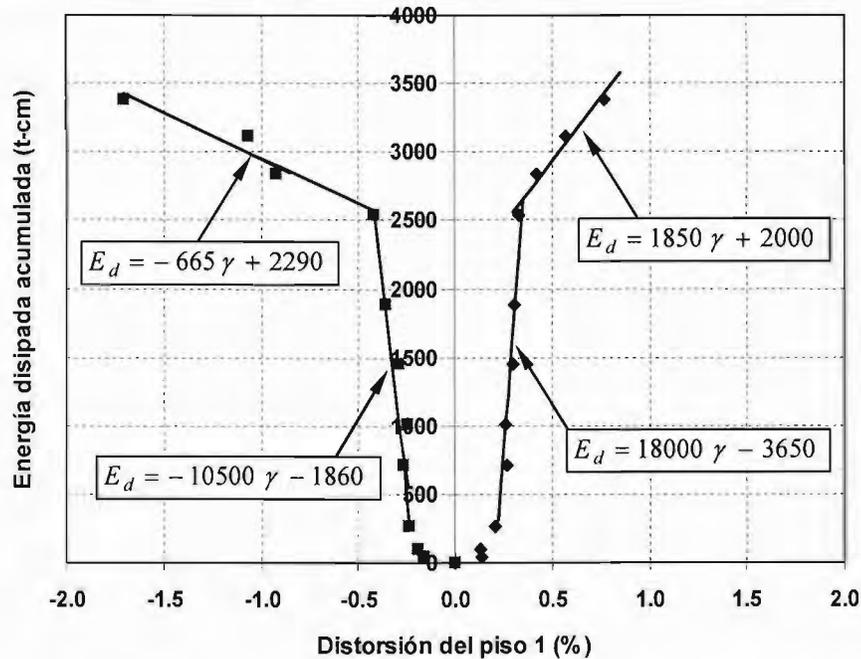


Fig 4.36 – Energía disipada acumulada durante los diferentes ensayos

Una vez que se presentó el primer agrietamiento inclinado, la energía disipada creció con el aumento de la distorsión a una tasa promedio de 18000 t-cm para la rama positiva y de 10500 t-cm para la negativa, hasta que se alcanzó la resistencia. A partir de este punto, debido a la menor densidad de muros y a la concentración del daño en la planta baja, se presentó una variación de tipo lineal pero a una tasa menor que la de la rama anterior; esta fue de 1850 t-cm para los ciclos positivos y de 665 t-cm para los negativos.

La disipación de energía en el modelo se asoció directamente con la aparición y distribución del agrietamiento, la fricción desarrollada en la entrecara de las grietas, el deslizamiento relativo de los segmentos de mampostería delimitados por grietas, el pandeo del refuerzo de los castillos y con las deformaciones permanentes del espécimen.

4.4.10 Deformaciones en el acero

Para estudiar el comportamiento de los elementos de confinamiento ante las deformaciones impuestas por las excitaciones sísmicas, se analizaron las curvas histeréticas cortante basal-deformación, a partir de los registros de los deformímetros eléctricos adheridos en el acero. Es importante aclarar que las fuerzas no fueron medidas a nivel de elementos sino de entrepiso, por lo tanto, los resultados sólo dan una idea del comportamiento global del modelo.

Como se explicó en la sección 3.6, los transductores de deformación fueron adheridos a los alambres longitudinales y transversales de castillos, dalas y losas, en aquellas zonas donde se esperaba la concentración de deformaciones inelásticas. En las figuras 3.23 y 3.24 se presentan la distribución de sensores en los diferentes elementos estructurales.

De los ensayos de tensión realizados sobre probetas representativas, se determinó que las deformaciones de fluencia fueron de 0,004 y 0,0044 para los aceros de 1/8 y 3/16 pulg respectivamente.

Del total de sensores empleados, sólo una pequeña parte de los colocados en la planta baja, registraron deformaciones representativas (mayores que $1E-3$), hacia el final de los ensayos. En la tabla 4.14 se resumen las deformaciones máximas obtenidas durante las etapas más representativas del ensayo. Al comparar los niveles de deformación registrados con los medidos en las pruebas de tensión monótona, se concluye que todos los instrumentos permanecieron en el intervalo de comportamiento elástico-lineal.

Tabla 4.14 Deformaciones máximas registradas en el acero

Sensor	M=8.0 ¹ (60%)	M=8.3 ² (125%)	M=7.6 ³	M=7.8	M=8.0	M=8.3 ⁴
B1C7LI	2,02	2,53	1,69	0,86	0,56	0,91
B1C8LI	0,45	1,35	2,53	1,88	1,46	3,74
B1C9LI	0,60	2,38	3,19	1,88	1,64	2,34
B1C10LI	1,65	2,26	2,26	1,78	1,47	1,87
B2C10LI	0,89	1,74	3,08	2,12	1,75	2,21
C1DLI	1,05	1,25	1,35	0,77	0,47	0,60
C1DLS	0,24	0,56	0,23	0,16	0,14	0,15
C1C11LI	1,35	1,29	1,24	1,67	1,17	1,72
C1C12LM	0,44	0,99	2,43	1,82	1,37	1,51
C1C14LI	1,15	1,26	2,72	2,15	1,39	2,51
C1C14LS	0,60	0,28	2,54	1,55	1,83	1,90
C1C15LI	2,22	1,88	3,95	3,91	2,74	3,58
C2C15LI	0,54	0,87	1,55	1,23	0,82	1,31
C1C16LI	0,03	-	1,81	3,48	3,50	3,49
C1C16LS	0,08	1,26	1,81	0,84	0,89	1,08
C2C16LI	0,38	0,67	1,40	1,11	0,79	1,27

Todos los valores consignados en la tabla están expresados en $1E-3$ mm/mm

¹ Primer agrietamiento inclinado.

² Cortante basal máximo.

³ Modelo modificado, sin los muros MC1 y MC3.

⁴ Estado último.

4.4.10.1 Deformaciones en castillos

Congruente con el estado de daño presentado en el modelo, las mayores deformaciones se concentraron en los extremos superior e inferior de los castillos del primer piso. Aunque ningún sensor registró deformaciones superiores a la de fluencia, las deformaciones más altas se presentaron en el instante en que las grietas diagonales de los muros penetraron en los extremos de castillos, provocando el plegamiento de las barras longitudinales (sismo $M=7.6$ del modelo modificado). Cabe aclarar que el mecanismo resistente se dio por efecto de dovela, más no por la flexión. Este comportamiento se vio más acentuado en los castillos de puertas y ventanas, dado que no se tenían muros perpendiculares que restringieran las deformaciones. Por su parte, las lecturas de los deformímetros adheridos a los estribos fueron del orden del 10% de las registradas en el acero longitudinal durante todo el programa de ensayos, por lo que permanecieron en el intervalo de comportamiento elástico lineal. A pesar de que estas deformaciones fueron pequeñas, estos elementos jugaron un papel importante al mantener la estabilidad de los castillos ante el plegamiento del acero longitudinal. En las figs 4.37 y 4.38 se presentan las curvas histeréticas en términos de cortante basal-deformación para los castillos más demandados durante el sismo $M=7.6$.

4.4.10.2 Deformaciones en dalas de acoplamiento y losas

Al igual que los sensores de los castillos, los ubicados en las dalas del primer piso tampoco registraron deformaciones de fluencia. Como se observa en la tabla 4.14 (sensores C1DLI y C1DLS), las mayores deformaciones se registraron en el acero del lecho inferior, lo que sugiere que estos elementos se deformaron en curvatura doble y que la losa incrementó la rigidez de la dala al actuar como patín de compresión ante la flexión positiva de la dala. De la descripción de los agrietamientos, fue claro que estas zonas no sufrieron daño (plastificación), lo cual es confirmado por los bajos niveles de deformaciones registrados por los sensores. Para las losas las deformaciones registradas en el acero de la losa, fueron muy bajas (máximo de 0,15%) con un comportamiento elástico lineal. De las curvas histeréticas es notorio el predominio de las deformaciones por tensión, lo cual es congruente con el agrietamiento que sufrieron estos elementos. En la fig 4.39 se presenta el comportamiento de los sensores instalados en el acero longitudinal de las dalas y losa del primer pisos.

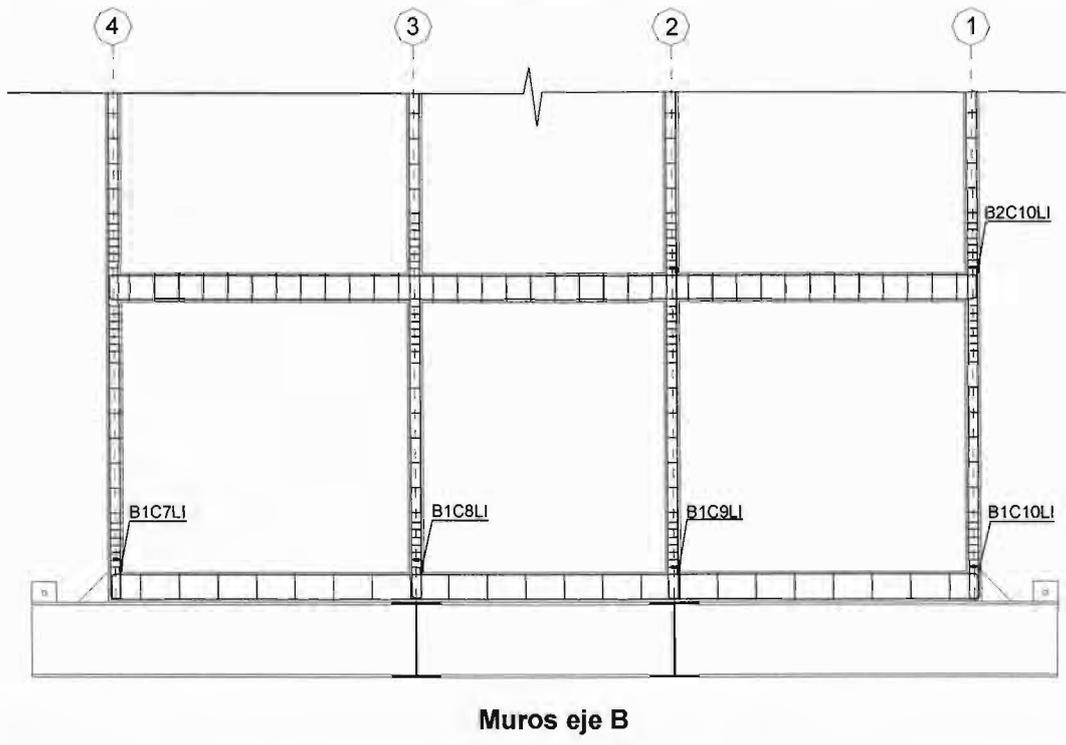
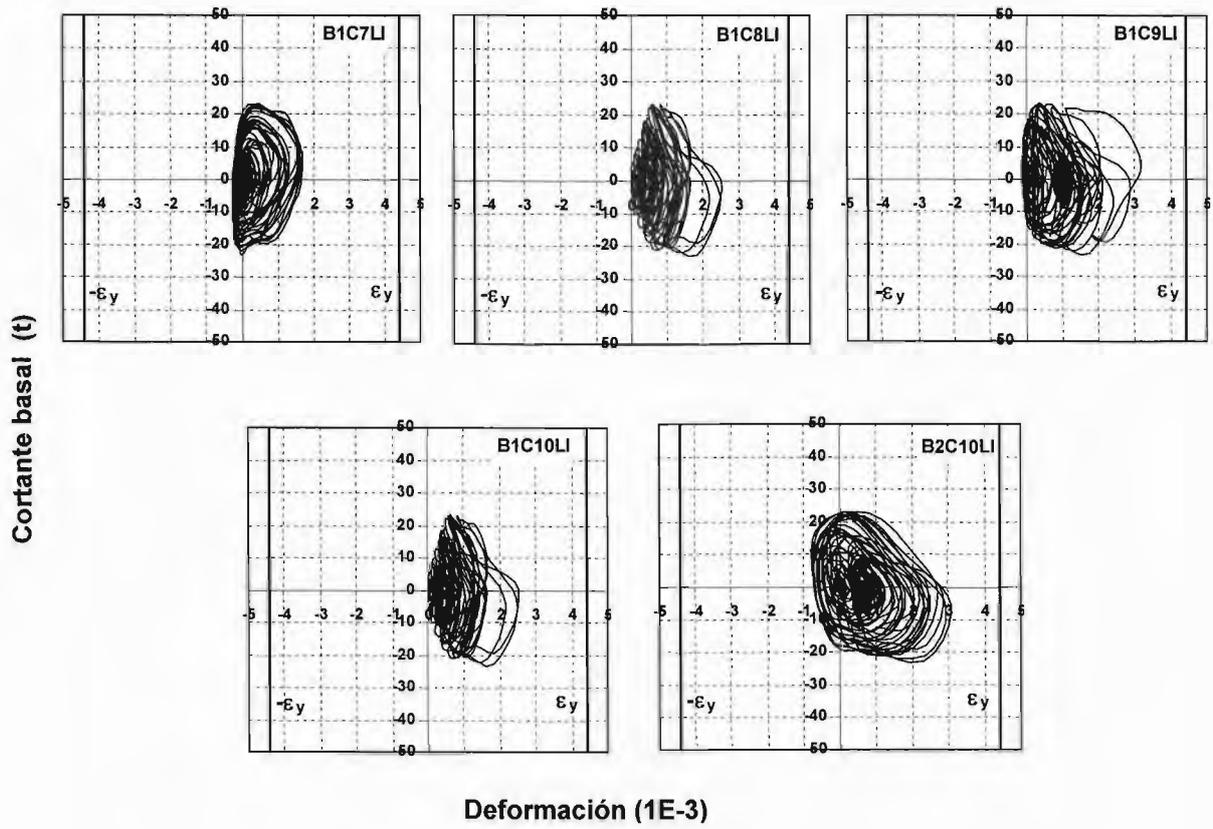


Fig 4.37 – Deformaciones máximas del acero de castillos durante el sismo M=7.6 (I)

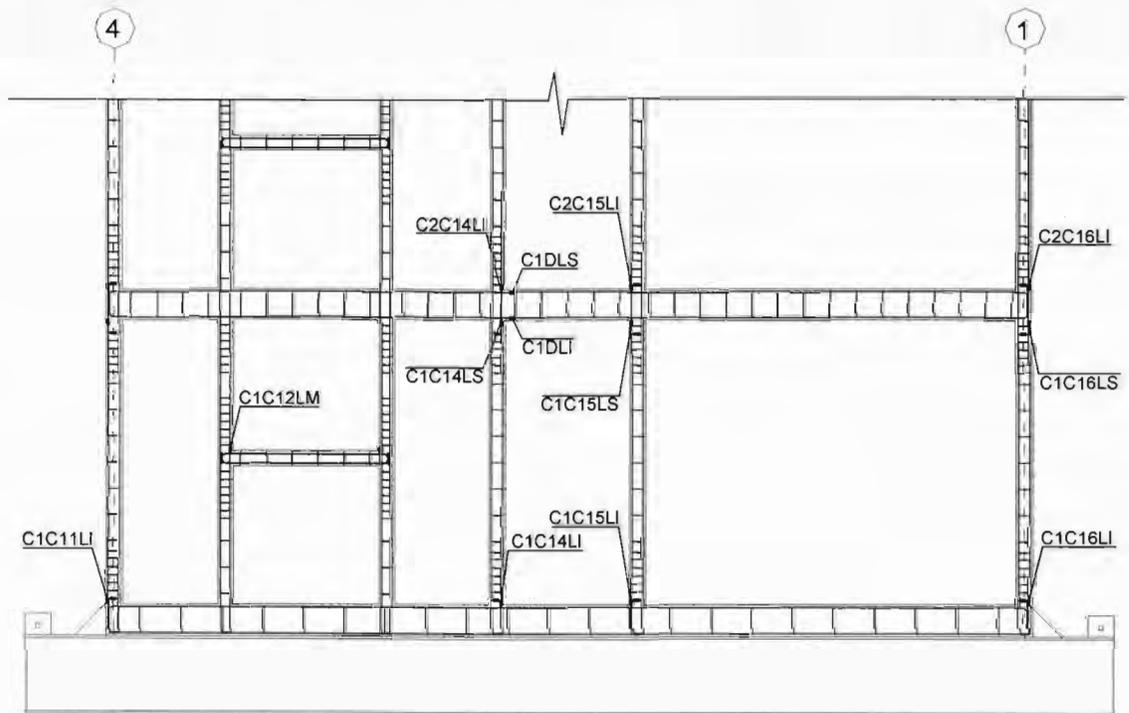
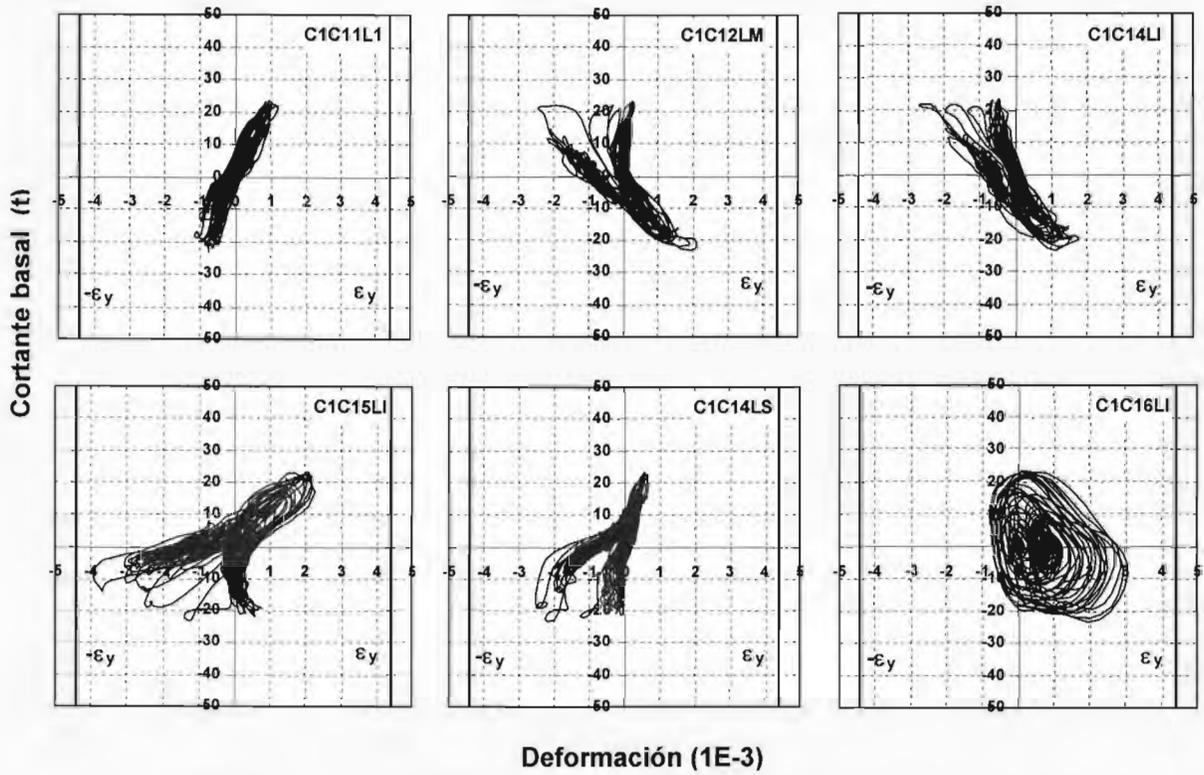
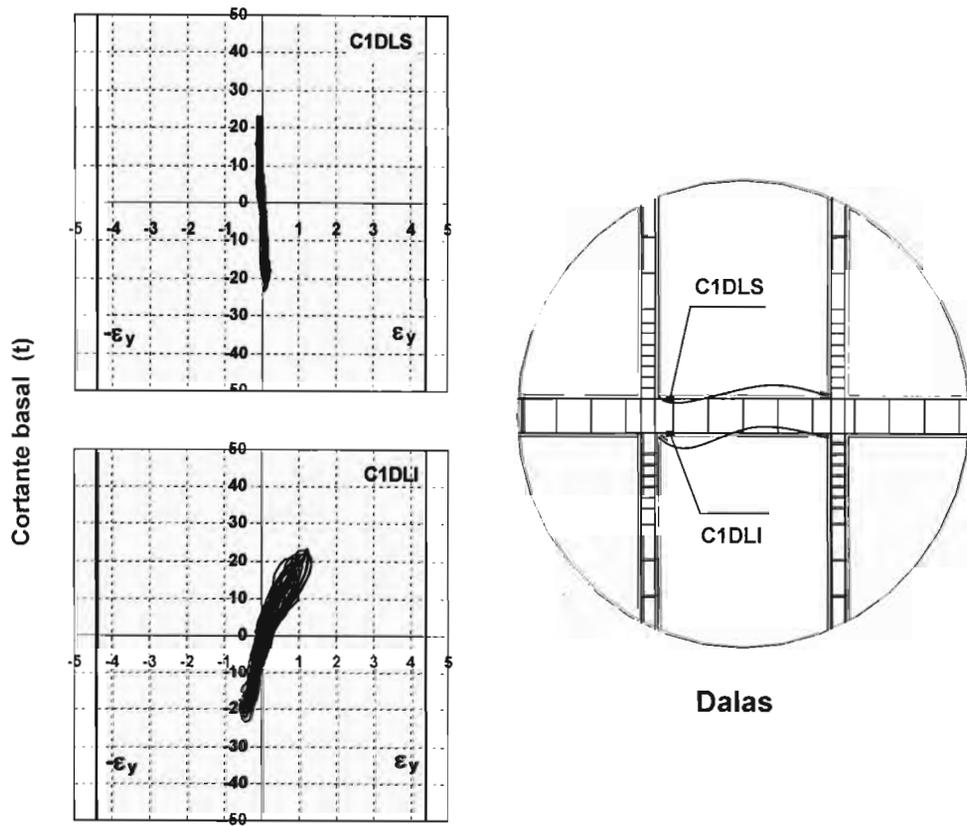
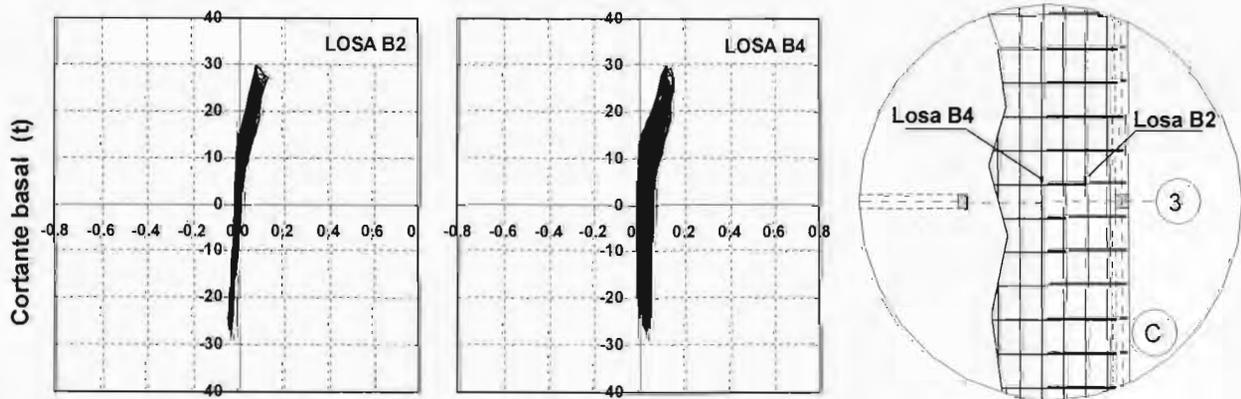


Fig 4.38 – Deformaciones máximas en acero de castillos durante el sismo $M=7.6$ (II)



Deformación (1E-3)



Deformación (1E-3)

Losa

Fig 4.39 – Deformaciones máximas en acero de dalas y losa

4.4.11 Torsión

Para cuantificar la respuesta del modelo en torsión y sus efectos sobre los patrones finales de daño, se calcularon los momentos torsionantes por piso y el acumulado en la base (T_b); para ello, se calcularon las aceleraciones rotacionales (a_θ) como la diferencia entre las señales de aceleración longitudinal (E-O) registradas en cada losa sobre los ejes A y C, divididas por la distancia entre acelerómetros (Chopra, 2001). Por su parte, la masa rotacional (J), se calculó como el producto de la masa y el momento polar de inercia. En la fig. 4.40 se presenta un esquema con la definición de los parámetros que intervienen en el cálculo de la torsión de piso. En la tabla 4.15 se presentan los resultados para el primer piso, obtenidos durante el programa de pruebas. Por comparación se ha incluido la torsión accidental especificada en el RCDF-2004, la cual corresponde a la fuerza cortante de entrepiso en la dirección longitudinal, actuando con una excentricidad desde el centro de cortante teórico del 10% del ancho de la planta.

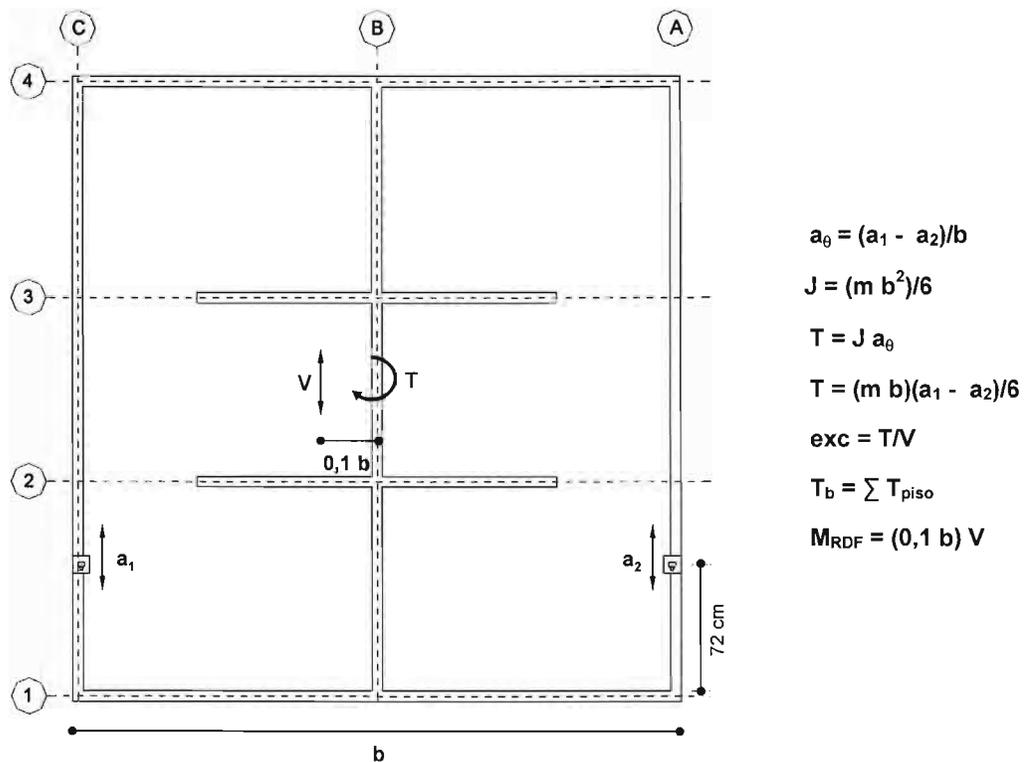


Fig 4.40 – Parámetros empleados para medir la torsión de piso

Tabla 4.15 Torsión registrada durante los ensayos

Ensayo	T_b (t-m)		V_b (t) ¹		T_b RDF (t-m) ²		Excentricidad (m) ³	
M 7.6	2,12	2,39	20,36	-20,84	7,29	-7,46	0,10	-0,11
M 7.8	2,56	2,56	19,25	-22,81	6,89	-8,17	0,13	-0,11
M 8.0 (60%)	3,85	3,57	22,89	-24,79	8,19	-8,88	0,17	-0,14
M 8.3 (60%)	4,15	6,03	25,31	-26,50	9,06	-9,49	0,16	-0,23
M 8.0 (90%)	5,27	5,58	23,97	-25,93	8,58	-9,28	0,22	-0,22
M 8.3 (90%)	4,77	4,83	24,48	-26,27	8,76	-9,41	0,19	-0,18
M 8.3 (100%)	5,14	5,39	25,14	-27,22	9,00	-9,74	0,20	-0,20
M 8.3 (125%)	4,98	5,16	28,94	-30,05	10,36	-10,76	0,17	-0,17
M 7.6	9,65	8,51	23,34	-23,27	8,36	-8,33	0,41	-0,37
M 7.8	6,84	6,39	18,07	-18,45	6,47	-6,60	0,38	0,35
M 8.0	4,70	4,44	14,48	-12,90	5,90	-4,62	0,29	0,34
M 8.3	4,18	4,06	17,92	-16,54	6,42	-5,92	0,23	0,25

¹ Cortante basal máximo.

² Torsión de diseño del RCDF-2004, calculada como el cortante basal multiplicado por un brazo de palanca de 10% b.

³ Excentricidad calculada como la relación entre los valores máximos de T_b y V_b , para cada prueba.

De la tabla es evidente que las torsiones máximas medidas durante los ensayos fueron inferiores a las calculadas con las expresiones del RCDF-2004. A pesar de que la configuración en planta del modelo era simétrica, se observó un incremento en la magnitud de la torsión con la intensidad sísmica hasta que se alcanzó la resistencia del espécimen; este incremento se atribuye a diferencias en el agrietamiento que sufrieron los muros sobres los ejes A y C. Los mayores valores de torsión coinciden con el agrietamiento inclinado de los muros cabeceros (fig 4.14), lo que pone de manifiesto el trabajo de estos elementos para resistir el cortante transversal inducido por la torsión.

Como una manera de observar los cambios en la posición del centro de cortante del primer piso durante los ensayos, se calcularon las historias de excentricidad a partir de la relación entre el torque y el cortante basal (T_b/V_b). En la figura 4.41 se presenta la historia de excentricidades correspondiente al ensayo M=7.6. De la figura es evidente que los valores máximos de la historia de excentricidades exceden por mucho el valor especificado en el RDF-2004. Esto no implica que las especificaciones del reglamento sean deficientes, sino que estos datos deben mirarse con cuidado ya que las mayores excentricidades calculadas corresponden a combinaciones de torsión y cortante basal demasiado bajos, que ocurren incluso, fuera de la fase intensa del movimiento sísmico.

Resultados simulares fueron reportados para edificios instrumentados en California, durante el sismo de Loma Prieta en 1989 (De la llera y Chopra, 1992).

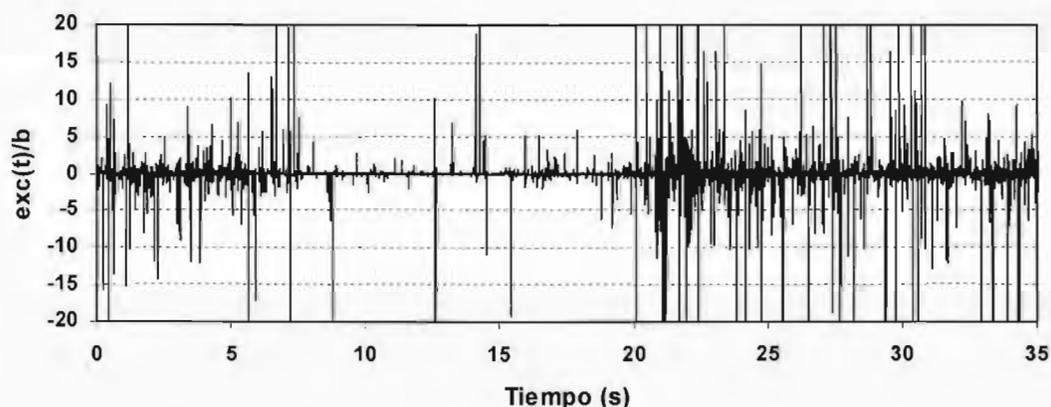


Fig 4.41 – Variación de la excentricidad del primer piso durante la prueba $M = 7.6$

Dado que los resultados encontrados con las historias de excentricidad resultaron incongruentes para el estado de daño observado, las excentricidades para cada prueba fueron calculadas como la relación entre la torsión y el cortante basal máximo. Aunque los valores máximos de T_b y V_b no ocurren en el mismo instante de tiempo, representan la envolvente del comportamiento. En la fig 4.42 se presentan los resultados calculados a partir de los datos experimentales para los modelos M2 y M3.

Resulta evidente de los datos medidos, que el valor de la excentricidad teórica ($10\% b$), especificado por el RCDF-2004 para configuraciones simétricas, resulta adecuado para estructuras de mampostería confinada, aún para estados avanzados del daño, donde el agrietamiento y la degradación de rigidez y resistencia no uniforme entre los diferentes muros, da lugar a efectos considerables de torsión.

Para el modelo M3, a pesar de que se registraron valores máximos de torsión similares a los calculados con las expresiones del reglamento, su efecto dentro del comportamiento global del modelo, fue poco significativo.

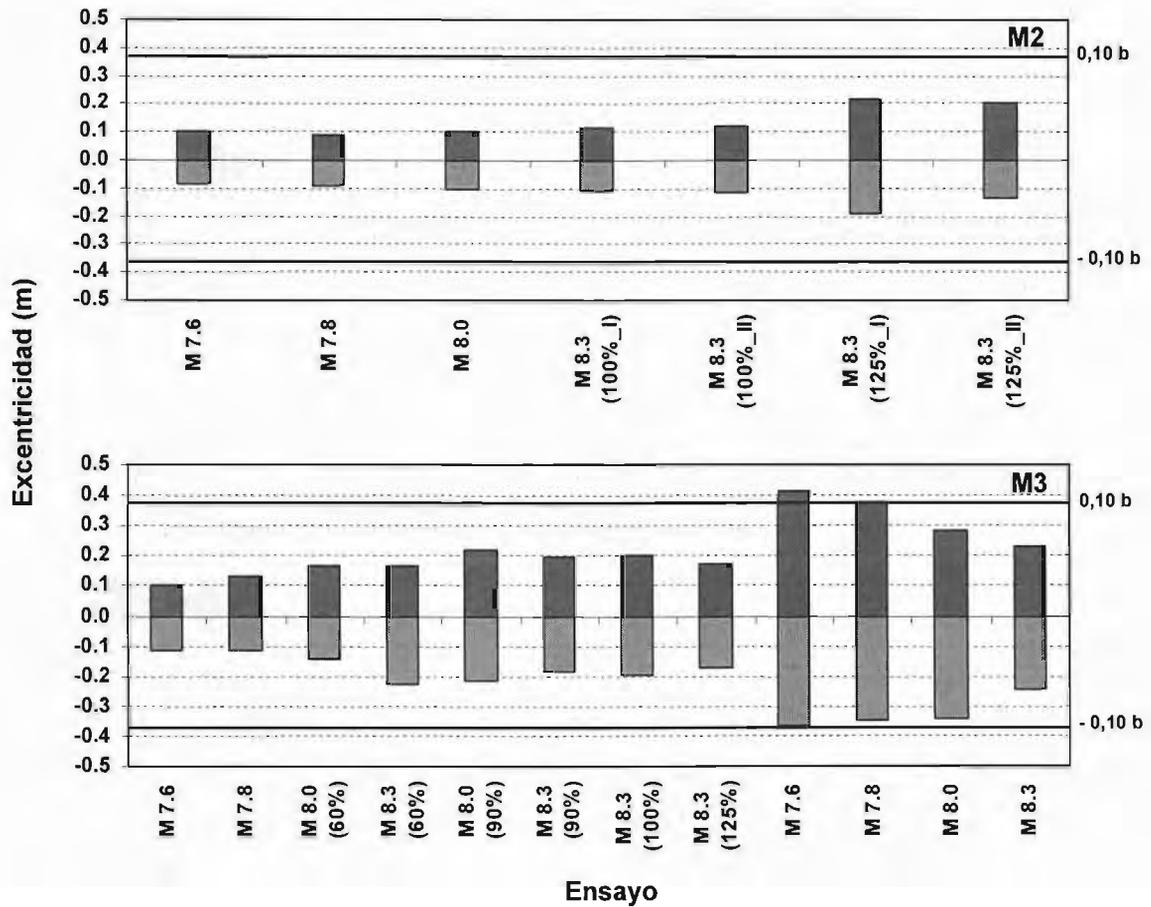


Fig 4.42 – Variación de la excentricidad del primer piso, modelos M2 y M3

Una forma interesante de mirar el problema de torsión consiste en graficar la variación en el tiempo del cortante y el torque basal y a partir de ello, establecer diagramas analíticos de interacción entre esfuerzos de corte y torque de piso, los cuales resultan útiles al momento de diseñar estructuras con planta simétrica (De la llera, 1998). En la fig 4.43 se presentan las graficas correspondientes a los estados límite considerados en los modelo M2 y M3.

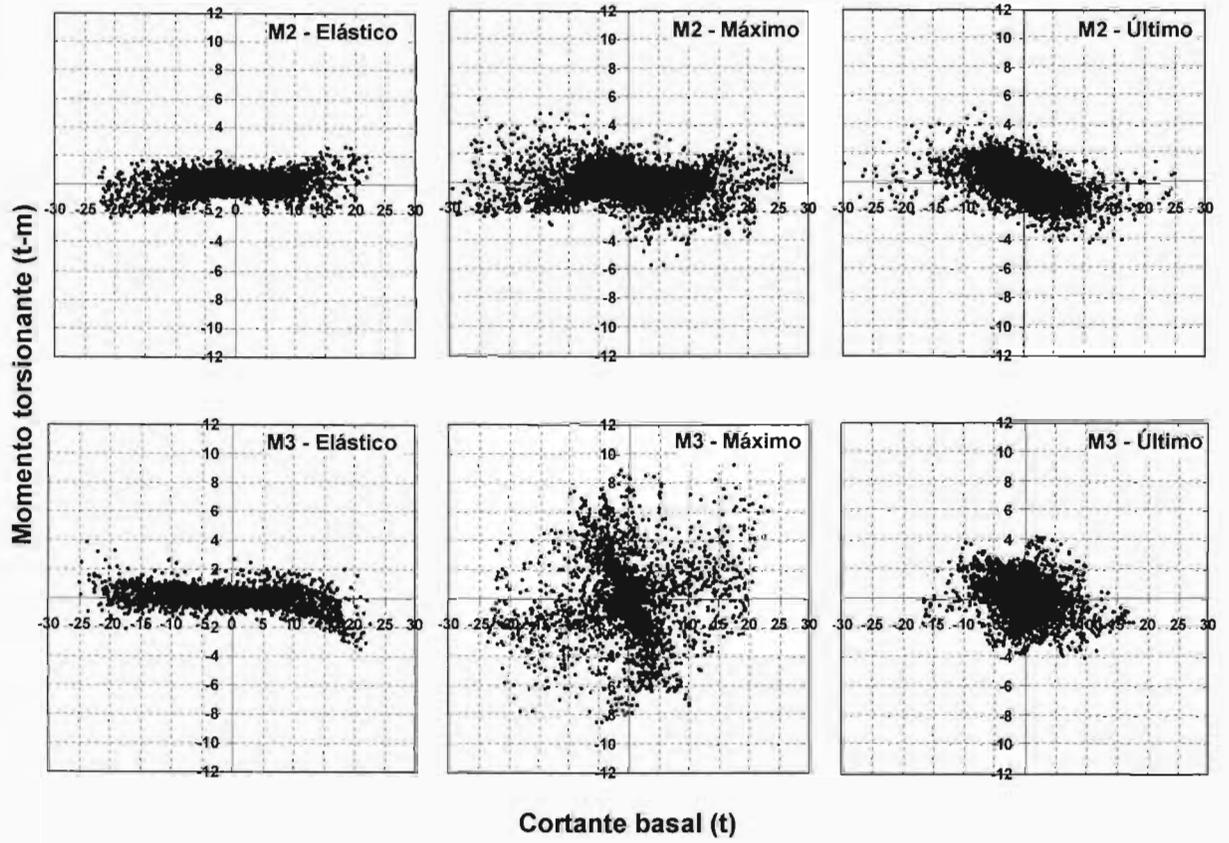


Fig 4.43 – Distribución de cortante y momento torsionante basal, modelos M2 y M3

5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 RESUMEN

Con el propósito de mejorar el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería confinada en México, se viene desarrollando, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, un proyecto de investigación que comprende el ensaye en mesa vibradora de modelos tridimensionales de viviendas a escala reducida de uno, dos, tres y cinco pisos. Los modelos fueron diseñados y construidos conforme a la práctica vigente en el Distrito Federal y representan prototipos comúnmente empleados para viviendas unifamiliares y multifamiliares en la República Mexicana.

El modelo de tres pisos estaba compuesto por muros de mampostería de barro rojo recocido confinados por castillos y dalas, losas macizas de concreto reforzado y una cimentación formada por vigas de concreto reforzado dispuestas sobre una parrilla de perfiles de acero. Los armados en los elementos de concreto corresponden a diseños comúnmente usados en la práctica para proyectos tipo de vivienda. Para representar la carga viva y cargas adicionales que marca el RCDF-2004, se usaron lingotes de plomo distribuidos uniformemente sobre la superficie de la cubierta. Por otra parte, para representar el nivel de esfuerzos en los muros debidos a carga vertical, se usó un sistema de presfuerzo externo compuesto por cables de acero anclados entre la losa de techo y la cimentación. La instrumentación empleada en cada modelo incluyó transductores de desplazamiento, acelerómetros y deformímetros eléctricos integrados por un programa de cómputo especialmente diseñado para el ensaye. Las excitaciones dinámicas reproducidas en la mesa vibradora correspondieron a una serie de acelerogramas sintéticos, simulados a partir de eventos registrados en el Pacífico mexicano, los cuales fueron seleccionados de forma tal, que se alcanzaran estados límite previamente definidos.

De los resultados y observaciones realizadas, se identificaron los mecanismos resistentes y se evaluó el comportamiento estructural en términos de propagación del daño, resistencia, rigidez, capacidad de deformación y disipación de energía.

5.2 CONCLUSIONES

Con base en el comportamiento observado del modelo y el análisis de los resultados, se desarrollaron las siguientes conclusiones:

1. El modelo de similitud simple empleado para el estudio del espécimen ensayado, demostró ser una técnica adecuada para modelar el comportamiento de las estructuras de mampostería confinada ante excitaciones dinámicas, presentando ventajas en comparación con los modelos de similitud completa. El diseño, construcción e instrumentación fueron resueltos con facilidad, empleando materiales y técnicas convencionales.
2. El factor de escala para longitudes (dos), empleado en la construcción del espécimen, así como la adición de masa en las losa y esfuerzos axiales en los muros, resultaron ser adecuados, ya que el comportamiento y los mecanismos de falla reproducidos, fueron muy cercanos a las condiciones reales impuestas por los sismos en las estructuras de mampostería confinada.
3. El empleo de lingotes de plomo distribuidos uniformemente en las losas, mostró ser una técnica adecuada para representar la magnitud de las cargas vivas y de acabados en estructuras reales. Con la distribución de lingotes y el método de fijación empleado se evitó la aparición de fallas por punzonamiento y el incremento en la rigidez a flexión de las losas. Por su parte, el sistema de prefuerzo compuesto por cables delgados de acero, dinamómetros y tensores, no modificó el comportamiento dinámico de los muros, ya que por su flexibilidad no se restringió la capacidad de deformación de los mismos.
4. La inclusión de aditivo superplastificante en las mezclas de concreto, facilitó la colocación y compactación del mismo en los elementos con sección reducida, sin una influencia significativa en la resistencia.
5. El dentado de los tabiques en la conexión muro-castillo, resultó ser adecuado para retrasar la formación de grietas verticales y mantener la integridad de la conexión, ante las deformaciones por flexión de los castillos originadas por la propagación del daño en los muros.

6. La inyección de resina epóxica líquida mostró ser una técnica adecuada para la reparación de muros de mampostería con espesores de grietas inferiores a 0,5 mm.
7. Con excepción de los transductores de desplazamiento de cable (Celesco, PT8510), que modificaron la respuesta medida por las vibraciones propias del cable, la instrumentación colocada fue suficiente para obtener datos confiables sobre la respuesta dinámica del modelo durante las diferentes fases del ensayo.
8. El modelo con su configuración original (densidad de muros de 4,1% y castillos distribuidos uniformemente) y ubicado en zonas de suelo duro o cerca del epicentro, resistió sin daño considerable (estado límite de resistencia), la repetición de sismos con aceleración pico de 2 g (1 g en prototipo). Lo anterior corresponde a la repetición de sismos con magnitud 8.3 registrados en la zona de subducción del Pacífico mexicano, con un periodo de retorno de entre 100 y 300 años.
9. El daño final se concentró en el primer piso, y se caracterizó por la presencia de grietas inclinadas en los muros ubicados en la dirección de análisis, y grietas horizontales en los muros perpendiculares. El primer agrietamiento inclinado se observó para una distorsión del primer piso de 0,23% y un coeficiente sísmico de 1,83 g (prototipo). La resistencia se alcanzó para un coeficiente sísmico de 2,22 g (prototipo) y una distorsión de 0,42%. Al final del ensayo, cuando se modificó la configuración del modelo (densidad de muros de 2,9%), se presentó una falla por entrepiso débil.
10. La resistencia medida durante los ensayos fue mayor en un 30% que la calculada con las prescripciones de las NTCM-2004. Lo anterior sugiere que la resistencia de diseño de estructuras de mampostería confinada calculada según el reglamento resulta conservadora, ya que está asociada con el agrietamiento de los muros sin considerar la reserva de resistencia que existe entre la carga de agrietamiento y la máxima. De acuerdo con resultados experimentales de especímenes ensayados tanto estática como dinámicamente, la reserva de resistencia es del orden del 25% (tabla 4.10).
11. Las distorsiones para el primer agrietamiento y la resistencia registradas durante los ensayos de los modelos dinámicos, fueron mayores en cerca de un 25% y 38% que

- las mismas distorsiones especificadas para estructuras de mampostería confinada en las NTCM-2004, las cuales fueron establecidas a partir de ensayos estáticos. Por lo tanto se sugiere que dichos valores sean incrementados para hacerlos congruentes con los encontrados en ensayos dinámicos.
12. Las deformaciones por cortante controlaron la respuesta del modelo M3 durante gran parte de los ensayos. Las deformaciones por flexión fueron significativas únicamente en la etapa inicial donde se presentaron agrietamientos horizontales en la base de algunos muros. La resistencia se alcanzó cuando se formaron grietas con forma de "X" en los muros robustos. La degradación estuvo caracterizada por la penetración de grietas y pandeo del refuerzo longitudinal en los extremos de los castillos, así como por el aplastamiento de la mampostería y el concreto.
 13. Previo al agrietamiento inclinado de los muros, el comportamiento se caracterizó por ser aproximadamente elástico-lineal, con lazos histeréticos muy cerrados. Después del agrietamiento inclinado, la respuesta fue no lineal con histéresis y reducción progresiva de la resistencia y rigidez con el incremento de la distorsión. Los lazos histeréticos fueron simétricos y estables hasta que se alcanzó la resistencia (distorsiones del orden de 0,40%). Después de este punto, se observó un rápido proceso de degradación caracterizado por la inestabilidad, asimetría y estrangulamiento de los ciclos histeréticos.
 14. Para el estado límite elástico, la distribución de fuerzas en altura siguió aproximadamente una configuración triangular invertida. En contraste, para mayores distorsiones como la asociada con los estados límite de resistencia y último, la distribución se tornó uniforme. Lo anterior, hace pensar que la suposición de distribución triangular de fuerzas en altura, hecha normalmente para estructuras de mampostería, resulta adecuada sólo hasta niveles moderados de distorsión. Para estados límite asociados con un mayor daño deberá emplearse otro tipo de distribución como la parabólica o uniforme.
 15. La degradación de rigidez medida siguió una tendencia de tipo exponencial, donde se observó un mayor deterioro para bajas intensidades sísmicas (distorsiones menores que 0,25%) y disminuyó progresivamente para mayores intensidades. Lo anterior

resulta interesante, para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico basado en el desempeño, ya que las estructuras de mampostería pueden llegar a sufrir pérdidas importantes de rigidez ante sismos moderados (periodo de retorno de entre 25 y 50 años), sino se cuenta con una densidad adecuada de muros en planta baja.

16. Para un mismo nivel de distorsión, la degradación de rigidez en especímenes ensayados estáticamente, es mayor que para aquellos ensayados bajo condiciones dinámicas. Este fenómeno está asociado directamente con la distribución y propagación del daño, el cual es función de la tasa de deformación aplicada al espécimen.
17. La capacidad de deformación del modelo medida a partir del criterio de Park, llevó a un valor mínimo de ductilidad de distorsión en la planta baja de 4,0 y un factor de comportamiento sísmico (Q) de 2,66. Este valor resulta comparable con el propuesto por las NTCM-2004 para estructuras de mampostería confinada, el cual resulta adecuado si se espera que las deformaciones por corte se concentren en la planta baja y dan lugar a la formación de entrepisos débiles.
18. Los periodos de vibración medidos durante los ensayos fueron mayores en un 10% que los obtenidos con las señales de ruido blanco (bajas amplitudes de aceleración). Por otra parte, el incremento en el periodo con el daño siguió una tendencia aproximadamente exponencial. Al relacionar la rigidez equivalente de ciclo con el periodo de vibración, se llegó a una expresión que permite predecir la distorsión máxima alcanzada del modelo a partir del incremento en el periodo.
19. El valor del amortiguamiento para el límite elástico, medido a partir del decremento logarítmico, fue cercano al 5%. Este valor es consistente con los que se consideran normalmente para análisis espectral de estructuras de mampostería. Por otra parte, el incremento en el amortiguamiento con el daño siguió una tendencia aproximadamente lineal y fue cercano al 10% en las etapas finales.
20. La relación energía disipada acumulada y la distorsión, siguió una tendencia aproximadamente trilineal, coincidiendo los puntos de quiebre con los estados límite. Antes del agrietamiento la disipación de energía es casi nula, pero a partir de este

punto crece a una tasa significativa conforme se incrementa el agrietamiento, producto de la fricción en la entrecara de las grietas. La mayor disipación de energía ocurrió en las etapas finales donde el modelo presentaba un daño considerable.

21. Del análisis de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo, se observó que ningún alambre alcanzó la deformación de fluencia. Sin embargo, las mayores deformaciones se registraron en los extremos superior e inferior de los castillos del primer piso, en el instante en que fueron dañados por las grietas diagonales formadas en los muros que dieron lugar al aplastamiento del concreto y el plegamiento de acero de refuerzo. Aunque en los estribos las deformaciones fueron pequeñas, la menor separación de éstos en los extremos de castillos (zonas confinadas), permitieron controlar el daño y evitar una falla por flexión originada por el pandeo del acero longitudinal y la expansión de los muros en su propio plano.
22. Las deformaciones en el refuerzo longitudinal de las dalas fueron del 10% de las registradas en los castillos dando lugar a un daño mínimo. El comportamiento elástico de las dalas de acoplamiento durante la fase experimental fue el resultado de un trabajo conjunto con la losa, la cual funcionó como un patín de compresión que aumentó la capacidad resistente a momento flexionante positivo. Por su parte, en el acero inferior de las losas en la vecindad de las aberturas de puertas, las deformaciones registradas fueron mínimas y estuvieron dominadas por la tensión.
23. A pesar de que la configuración del modelo era simétrica en planta y elevación, se registraron torsiones en las losas de piso. La tasa de incremento en la torsión fue función de la intensidad aplicada y el nivel de daño en la estructura. Aunque la magnitud máxima de ésta fue similar a la calculada según los requerimientos del RCDF, sólo tuvo una influencia significativa en el comportamiento global del modelo hacia el final del programa experimental, donde fue evidente la falla por tensión diagonal de los muros cabeceros.

5.3 RECOMENDACIONES

Con base en los análisis de resultados de los ensayos se establecen las siguientes recomendaciones:

1. Los ensayos en mesa vibradora de estructuras de mampostería confinada de uno, dos y tres pisos, construidos con tabiques de barro rojo recocido, mostraron que la respuesta dinámica difiere de aquella obtenida en ensayos estáticos, principalmente en cuanto a los niveles de distorsión y degradación de la rigidez. Por lo tanto será necesario realizar ensayos dinámicos usando diferentes configuraciones, tipos de piezas y modalidades de refuerzo, con el fin de obtener resultados más cercanos a las condiciones reales impuestas por los sismos sobre este tipo de construcciones, ya que en el país sólo se cuenta con información sobre el comportamiento de muros aislados ante cargas laterales estáticas.
2. Mientras que las deformaciones por flexión fueron importantes en la etapa inicial de los ensayos, las deformaciones por cortante gobernaron la respuesta durante la mayor parte de estos. Es conveniente, por lo tanto considerar la construcción y ensaye del modelo de cinco pisos, a fin de observar los mecanismos de falla y las posibles diferencias y similitudes con los modelos hasta ahora ensayados.
3. De la evidencia experimental es claro que algunas de las prescripciones de las NTCM-2004 para estructuras de mampostería confinada resultan conservadoras, en particular, los valores de resistencia y distorsiones permisibles en estructuras con densidades adecuadas de muros y que cumplen con los requisitos de regularidad en planta y elevación que exige el método simplificado de diseño. En cuanto a la resistencia, los resultados experimentales hacen pensar que el valor de diseño sea incrementado en un 25%, mientras que la distorsión máxima permisible debería ser del orden de 0,0030. Con esto se busca hacer congruente el criterio de falla de las NTCM-2004 para estructuras de mampostería confinada con el estado límite de la resistencia y el daño observado (tabla 4.10); sin embargo, el nivel de daño sería mayor y podría resultar inaceptable para los usuarios o propietarios del inmueble.
4. Para estructuras de mampostería confinada de tres pisos, con densidades moderadas de muros en ambas direcciones, su comportamiento sísmico estará gobernado por las

deformaciones de cortante en el primer piso; por lo tanto, se requiere cumplir estrictamente con las especificaciones de las NTCM-2004 en cuanto a la distribución de elementos de confinamiento y detallado de los mismos. Sin embargo, los requisitos de detallado pueden ser relajados a partir del segundo piso; esto es, usar estribos en los castillos igualmente espaciados en toda la altura.

5. Debe evitarse a toda costa bajas densidades de muros en la planta baja o cambios bruscos de rigidez en la altura. En aquellos casos en donde el proyecto arquitectónico requiera de grandes espacios en la planta baja, por ejemplo para estacionamientos, se sugiere emplear sistemas de muros de concreto reforzado. Igualmente es importante sensibilizar a los propietarios de las repercusiones que tiene en el comportamiento sísmico de su vivienda, las modificaciones en la configuración estructural de los muros, en especial de la planta baja.
6. En cuanto a las metodologías de análisis para determinar la respuesta elástica, se obtienen resultados aceptables al aplicar una distribución uniforme de fuerzas laterales y al modelar los muros de mampostería confinada como columnas anchas equivalentes considerando la inercia de los elementos de concreto reforzado a través del concepto de secciones transformadas. De los resultados se desprende que, para hacer congruente el criterio de resistencia de diseño de las NTCM-2004 con el estado de daño observado experimentalmente se recomienda que en los modelos de columna ancha se trabaje con una rigidez reducida del orden del 30% de la elástica inicial. Esta recomendación sería aún más severa para construcciones desplantadas sobre suelos compresibles, donde es muy probable que se presenten agrietamientos por hundimientos diferenciales; para estos casos se deberá tomar una rigidez reducida hasta de un 40% de la inicial.
7. Con base en la información disponible de los ensayos experimentales se debe iniciar una fase analítica con diferentes grados de refinamiento, que permitan caracterizar la respuesta de este tipo de estructuras para diferentes estados límites de comportamiento, y con ello, establecer procedimientos más racionales de diseño. Uno de esos procedimientos es el diseño basado en el desempeño, en el cual se diseñan las estructuras para que alcancen niveles especificados de desempeño (comportamiento estructural) ante un conjunto dado de fuerzas sísmicas. Una de las

alternativas más viables consiste en relacionar las distorsiones con el daño observado y la funcionalidad o capacidad remanente de la estructura. Igualmente llevarán a la formulación de métodos simplificados de análisis que reflejen de una manera transparente el comportamiento no lineal de este tipo de estructuras. El desarrollo de estos trabajos analíticos, también apoyarán el diseño de futuros programas experimentales.

8. Es recomendable usar las prescripciones de las NTCM-2004 para muros con aberturas (acápito 5.1.3), ya que la presencia de elementos de concreto controlan el agrietamiento y evitan que los muros, generalmente esbeltos, fallen al perderse la estabilidad lateral. Para el caso de castillo de confinamiento en ventanas, todas las deformaciones inelásticas se concentran en los vértices, por lo tanto deberá colocarse estribos a una menor separación en estas zonas. En cuanto a la dala inferior, al igual que en otros ensayos y evaluaciones de viviendas dañadas por sismo, no se observó ningún daño, por lo tanto, se considera innecesaria cuando se cuente con pretiles y con castillos laterales que confinen la abertura.
9. Para retrasar la formación de grietas verticales en la junta castillo-muro, se recomienda las conexiones dentadas o el empleo de barras de acero para incrementar la trabazón entre la mampostería y el concreto, y mantener la integridad del muro aun para estados de daño severo. Para castillos de sección reducida y cuando se usen conexiones dentadas, se recomienda usar concretos con buena fluidez, de tal forma que se evite la formación de bolsas de aire en los castillos. Para ello, es recomendable usar agregados con tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ pulg o emplear aditivo súperplastificante.
10. Al comparar la respuesta medida en el modelo y calculada con las NTCM-2004, se encontró que el nivel de sobrerresistencia de las estructuras de mampostería confinada es del orden de 1,5. También se observó que la distorsión correspondiente al agrietamiento fue de casi dos veces el valor promedio observado en ensayos estáticos, y que la distorsión máxima para el diseño de estructuras de mampostería confinada es de 0,40%. Resulta evidente que los requerimientos actuales de diseño en México son seguros y algo conservadores. Por lo tanto, se justifica la necesidad de reducir el número y complejidad de algunos de los requisitos normativos, en especial cuando las estructuras están desplantadas en suelos blandos como la zona de lago

del Distrito Federal, donde el periodo natural de vibración de la estructura es muy pequeño en comparación con el periodo natural del suelo que hace que las estructuras se comporten como cuerpos rígidos y que las distorsiones que se inducen en los muros de mampostería sean mínimas.

APÉNDICE A – PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presentan los aspectos más relevantes de los ensayos realizados para obtener las propiedades mecánicas de los materiales usados para la construcción del modelo. Se describe la metodología de ensaye y se presentan los resultados obtenidos para los diferentes componentes. Se divide en cuatro secciones que tratan, el mortero, la mampostería, el concreto y el acero de refuerzo.

A.2 MORTERO

Para determinar la resistencia a la compresión del mortero usado en la construcción, se elaboraron cubos de 2,5 cm de arista. Se elaboraron nueve cubos por cada mitad de construcción de los muros sobre los ejes A, B y C, para ser probados cuatro a los 28 días y cinco el día del ensayo del modelo. Los cubos fueron ligeramente pulidos en las superficies de apoyo para garantizar la distribución uniforme de esfuerzos y se ensayaron a compresión simple a una tasa de carga de 1 tf/min, siguiendo los lineamientos de la Norma Mexicana correspondiente (NMX-C061-1976). En la Fig. A.1, se muestran detalles del ensaye de cubos y en la tabla A.1 se presentan los resultados de la resistencia a compresión del mortero, a 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo.



Fig. A.1- Ensayo de cubos de mortero

Tabla A.1 Resultados de ensayos a compresión en cubos

Nivel	Elemento	Edad (días)	Resistencia (kg/cm ²)	Coefficiente de variación (%)	
Primero	Eje A, 1ª mitad	28	193	12	
		254	179	12	
	Eje A, 2ª mitad	27	174	11	
		248	208	30	
	Eje B, 1ª mitad	27	149	8	
		261	94	3	
	Eje B, 2ª mitad	28	171	11	
		252	187	13	
	Eje C, 1ª mitad	28	148	15	
		259	132	5	
	Eje C, 2ª mitad	28	173	10	
		249	206	6	
	Segundo	Eje A, 1ª mitad	62	224	9
			222	208	8
Eje A, 2ª mitad		42	124	5	
		202	134	3	
Eje B, 1ª mitad		64	175	18	
		224	173	17	
Eje B, 2ª mitad		46	200	6	
		206	212	8	
Eje C, 1ª mitad		63	176	15	
		223	161	21	
Eje C, 2ª mitad		43	158	8	
		203	147	8	
Tercero		Eje A, 1ª mitad	27	116	11
			131	134	8
	Eje A, 2ª mitad	31	104	20	
		136	149	15	
	Eje B, 1ª mitad	28	127	12	
		132	128	19	
	Eje B, 2ª mitad	34	146	9	
		139	149	11	
	Eje C, 1ª mitad	26	139	15	
		147	138	4	
	Eje C, 2ª mitad	30	170	13	
		135	178	5	
	M3SRCC	Promedio global	28 -64	170 ¹	28 ¹
			131 - 261	165 ¹	22 ¹

¹ Valores obtenidos del la muestra total de especímenes ensayados.

A.3 MAMPOSTERÍA

A.3.1 Tabiques

Para obtener las características mecánicas de los tabiques, tanto de tamaño prototipo, así como los usados en el modelo, se realizaron ensayos a la compresión simple de un conjunto de piezas elegidas al azar. Las piezas fueron cabeceadas con azufre para asegurar una distribución uniforme de esfuerzos y se ensayaron a compresión simple a una velocidad de carga de 3 tf/min y 10 tf/min, para modelo y prototipo respectivamente (ONNCCE, 1997a). En la Fig. A.2 se presentan detalles del ensayo de los tabiques del modelo. En la tabla A.2 se muestran los resultados de la resistencia a compresión y el peso volumétrico de las piezas.

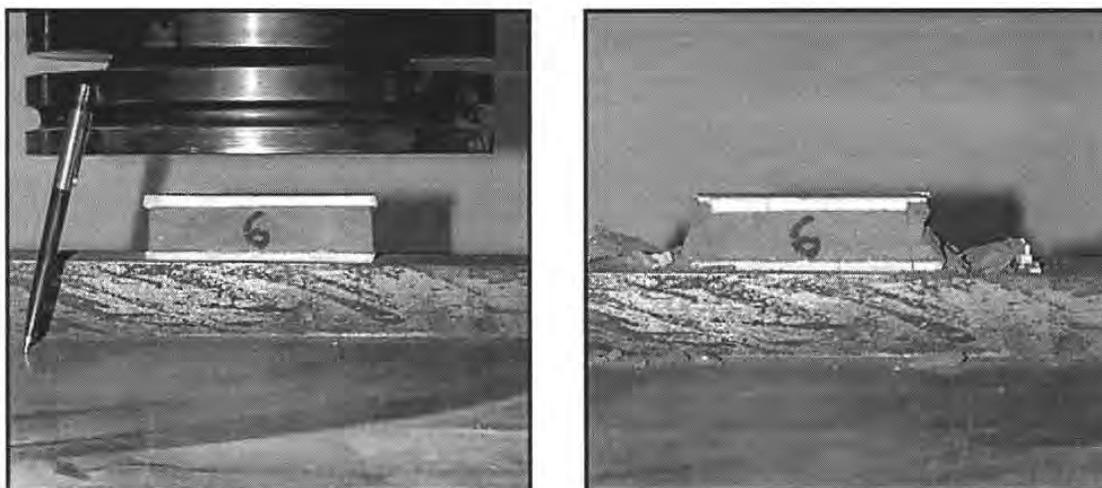


Fig. A.2- Ensayo de tabiques

A.3.2 Pilas y Muretes

Para determinar la resistencia a compresión axial y a compresión diagonal de la mampostería se construyeron pilas y muretes con los mismos materiales usados para la construcción de los muros. Se construyeron seis pilas y seis muretes por cada mitad de construcción de los muros sobre los ejes A, B y C, para ser probados tres a los 28 días y tres el día del ensayo del modelo.

Las pilas estaban formadas por seis piezas sobrepuestas, unidas con juntas de mortero con espesor similar al usado en los muros.

Tabla A.2 - Resultados de ensayos a compresión en tabiques

Pieza	Tabique prototipo			Tabique modelo		
	Dimensiones (cm)	Peso Vol. (kg/cm ³)	Resistencia (kg/cm ²)	Dimensiones (cm)	Peso Vol. (kg/cm ³)	Resistencia (kg/cm ²)
1	5,6x11,8x23,8	1555	115	3,1x5,9x11,9	1524	125
2	5,6x12,8x23,8	1542	115	3,0x5,9x12,0	1499	92
3	5,7x11,8x23,8	1544	116	3,0x6,0x12,1	1496	117
4	5,7x11,8x23,7	1572	126	3,2x5,8x12,0	1619	146
5	5,6x11,8x23,8	1558	107	3,0x6,0x12,0	1570	132
6	5,5x11,8x23,6	1547	109	3,1x5,9x11,9	1567	133
7	5,7x11,9x23,9	1540	96	3,1x5,9x12,0	1582	141
8	5,6x11,8x23,8	1546	110	3,1x6,1x12,2	1525	129
9	5,6x11,8x23,7	1540	116	3,1x6,1x12,2	1495	88
10	5,5x11,7x23,8	1579	127	3,2x5,8x11,9	1528	95
Promedio	5,6x11,8x23,8	1546	114	3,1x5,9x12,0	1541	120
C.V (%)	2	1,2	11	3	2,7	17

Las dimensiones promedio de las pilas fueron de 5,6x11,8x21,4 cm (espesor, base, altura), con lo que la relación de esbeltez (altura-espesor) fue cercana a cuatro de modo que los factores correctivos para la resistencia fueron cercanos a la unidad (Gobierno 2004). Para asegurar una distribución uniforme de los esfuerzos de compresión, los tabiques extremos de las pilas fueron cabeceados con azufre para garantizar una superficie de carga plana y nivelada. Las pilas se ensayaron a compresión axial monótona hasta la falla a una velocidad de 2 tf/min, siguiendo los lineamientos del anteproyecto de norma Mexicana: Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de barro y concreto (ONNCCE, 2005). Para obtener el módulo de elasticidad de la mampostería, las pilas fueron instrumentadas con dos transductores de desplazamiento en su altura (fig. A.3). Los valores del módulo de elasticidad fueron calculados a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas durante los ensayos, mediante el criterio del módulo secante al 40% de la resistencia, como se presenta en la ecuación A.1.

$$E = \frac{s_2 - s_1}{\varepsilon_2 - 0,00005} \quad (\text{A.1})$$

donde: E es el módulo de elasticidad secante;
 ε_2 es la deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo s_2 ;
 s_1 es el esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria de 0,00005; y
 s_2 es el esfuerzo correspondiente al 40% de la carga máxima.

Los valores de resistencia a compresión y módulo de elasticidad de las pilas, a 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo, se presentan en la tabla A.2. En la figura A.5, se presenta una curva característica esfuerzo axial-deformación obtenida del ensayo de las pilas.

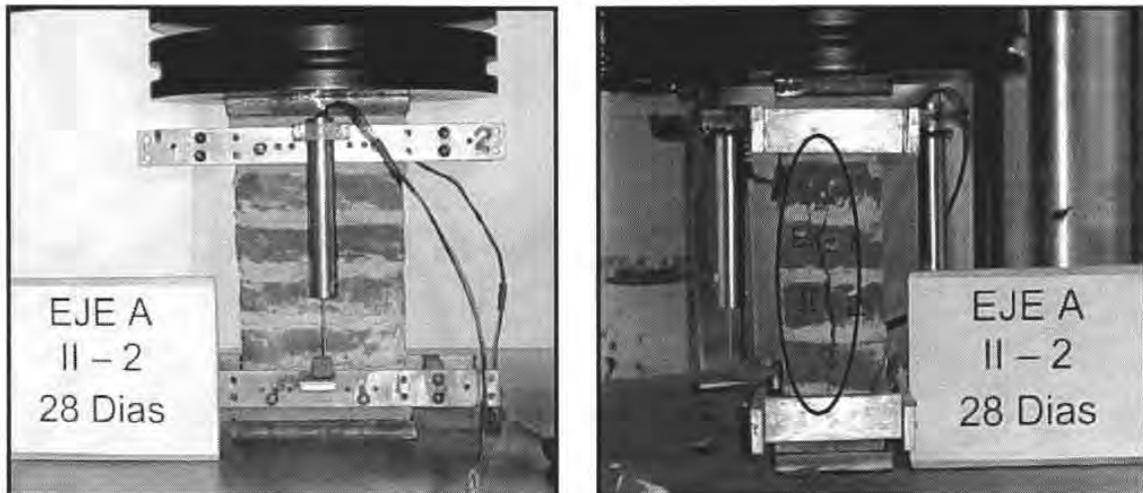


Fig. A.3- Ensayo de pilas

Los muretes, de forma aproximadamente cuadrada, fueron construidos con una pieza y media en la base por cinco hiladas de altura. Las dimensiones promedio fueron de 5,6 x 18,7x18,1 cm (espesor, base, altura). Para asegurar la verticalidad y un buen contacto entre el espécimen y los ángulos de carga que separan al murete de los cabezales de la maquina universal, se colocaron pequeños ángulos de acero (LI 38x6 mm) adheridos con yeso en las esquinas de apoyo de los mismos. Lo anterior, debido a que se ha observado que la variabilidad de los resultados de esta prueba, dependen fuertemente de la verticalidad de los muretes y la uniformidad en la aplicación de la carga.

Para obtener datos sobre la resistencia al cortante (tensión diagonal), los especímenes fueron ensayaron a compresión diagonal monótona hasta la falla a una velocidad de 500 kg/min, siguiendo los lineamientos del anteproyecto de norma Mexicana: Determinación de la resistencia a compresión diagonal y rigidez cortante de muretes de mampostería de barro y concreto (ONNCCE, 2005). Para obtener el módulo de rigidez al corte de la mampostería, los muretes fueron instrumentados con transductores de desplazamiento sobre las diagonales principales (Fig. A.4). Los valores de la rigidez al corte se calcularon a partir de las curvas esfuerzo-deformación angular obtenidas durante los ensayos,

mediante el criterio de la rigidez secante al 40% de la resistencia, similar al empleado en la ecuación A.1, para el módulo de elasticidad. En la tabla A.3, se presentan los resultados para la resistencia a compresión diagonal y rigidez para las series de muretes ensayados a 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo. En la figura A.5, se presenta una curva característica esfuerzo cortante-deformación angular, obtenida del ensayo de muretes.

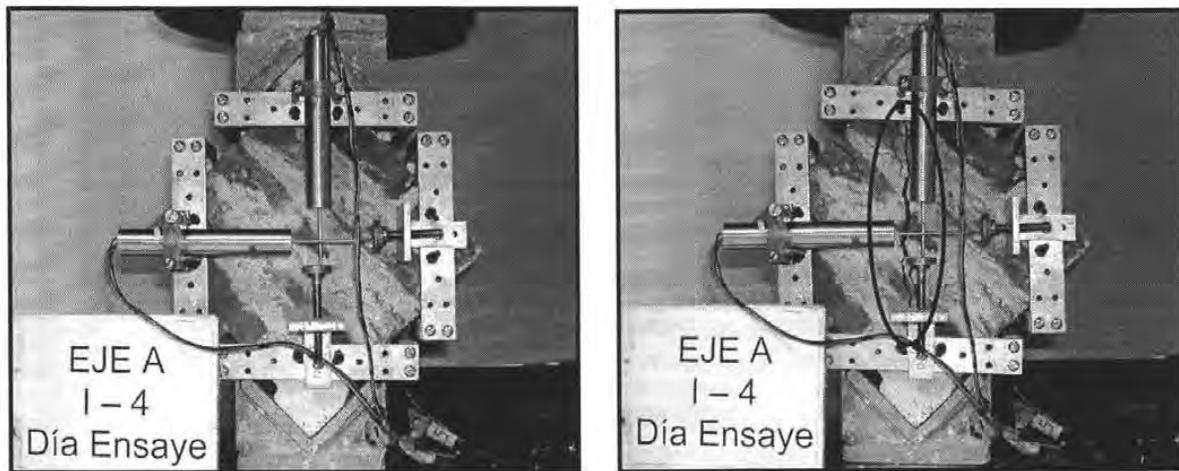


Fig. A.4- Ensayo de muretes

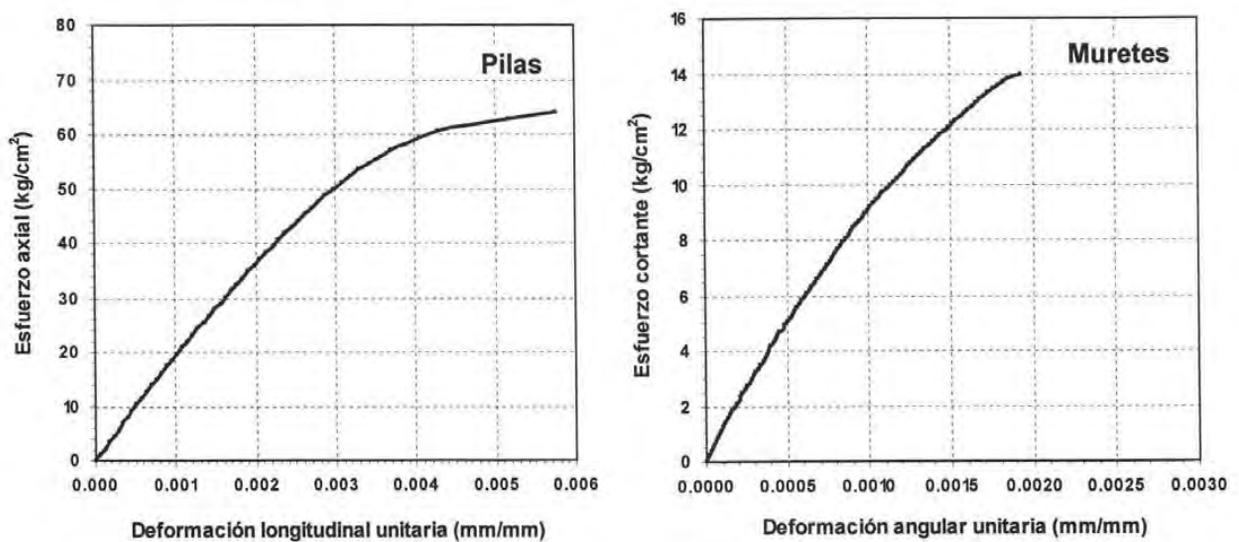


Fig. A.5- Curvas características esfuerzo-deformación en pilas y muretes

Tabla A.3- Resultados de ensayos en pilas de mampostería

Nivel	Elemento	Edad (días)	Compresión (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	ϵ_u
1er. Nivel	Eje A, 1ª mitad	28	73 (7%)	21606 (1%)	0,006
		255	66 (7%)	19111 (25%)	0,006
	Eje A, 2ª mitad	28	64 (1%)	18136 (12%)	0,006
		244	68 (13)	20370 (21%)	0,006
	Eje B, 1ª mitad	27	65 (22%)	16859 (18%)	0,007
		256	68 (7%)	16251 (5%)	0,007
	Eje B, 2ª mitad	29	67 (6%)	18521 (23%)	0,006
		248	66 (8%)	18778 (1%)	0,006
	Eje C, 1ª mitad	29	61 (3%)	18178 (27%)	0,005
		254	65 (6%)	17940 (7%)	0,006
	Eje C, 2ª mitad	28	72 (3%)	24128 (6%)	0,005
		245	70 (13%)	22363 (20%)	0,005
2o. Nivel	Eje A, 1ª mitad	69	65 (3%)	17989 (18%)	0,005
		218	73 (16%)	21037 (20%)	0,006
	Eje A, 2ª mitad	37	71 (2%)	22733 (7%)	0,005
		228	77 (12%)	23325 (8%)	0,005
	Eje B, 1ª mitad	67	66 (10%)	17500 (12%)	0,007
		220	76 (7%)	19770 (6%)	0,006
	Eje B, 2ª mitad	53	67 (14%)	19528 (32%)	0,006
		233	78 (8%)	19471 (22%)	0,006
	Eje C, 1ª mitad	66	67 (3%)	17781 (7%)	0,006
		219	70 (6%)	20507 (7%)	0,005
	Eje C, 2ª mitad	42	63 (13%)	19906 (30%)	0,006
		230	73 (11%)	20882 (19%)	0,006
3er. Nivel	Eje A, 1ª mitad	33	67 (7%)	22309 (14%)	0,005
		128	67 (8%)	21482 (12%)	0,006
	Eje A, 2ª mitad	30	59 (7%)	19972 (8%)	0,005
		123	70 (1%)	20729 (12%)	0,006
	Eje B, 1ª mitad	34	61 (6%)	18073 (5%)	0,006
		128	68 (9%)	20235 (11%)	0,007
	Eje B, 2ª mitad	33	66 (8%)	19262 (17%)	0,006
		119	69 (14%)	19124 (19%)	0,006
	Eje C, 1ª mitad	32	64 (8%)	19770 (8%)	0,005
		127	63 (12%)	17028 (30%)	0,007
	Eje C, 2ª mitad	29	64 (15%)	17434 (20%)	0,007
		115	71 (16%)	21335 (23%)	0,006
M3SRCC	Promedio ¹ global	28 -64	66 (9%)	19451 (18%)	0,006
		115 - 256	70 (10%)	21011 (18%)	0,006

¹ Valores obtenidos de la muestra total de especímenes ensayados.

Tabla A.4 Resultados de ensayos en muretes de mampostería

Nivel	Elemento	Edad (días)	Tensión diagonal (kg/cm ²)	Módulo de Cortante (kg/cm ²)	γ_u	
1er. Nivel	Eje A, 1ª mitad	28	11 (15%)	7908 (30%)	0,0026	
		272	12 (2%)	5244 (35)	0,0025	
	Eje A, 2ª mitad	28	12 (4%)	10551 (10%)	0,0034	
		263	11 (3%)	6708 (24%)	0,0039	
	Eje B, 1ª mitad	27	11 (9%)	8116 (30%)	0,0058	
		275	12 (6%)	9488 (33%)	0,0017	
	Eje B, 2ª mitad	28	11 (6%)	9345 (35%)	0,0023	
		268	12 (3%)	9083 (20%)	0,0017	
	Eje C, 1ª mitad	28	14 (15%)	10825 (5%)	0,0020	
		273	11 (3%)	7879 (2%)	0,0020	
	Eje C, 2ª mitad	28	12 (4%)	9705 (21%)	0,0015	
		264	12 (35%)	6178 (28%)	0,0040	
	2o. Nivel	Eje A, 1ª mitad	75	11 (19%)	12744 (18%)	0,0016
			237	12 (18%)	7432 (22%)	0,0019
Eje A, 2ª mitad		49	15 (7%)	9917 (35%)	0,0028	
		218	13 (10%)	8641 (4%)	0,0019	
Eje B, 1ª mitad		74	12 (13%)	9394 (24%)	0,0024	
		238	15 (5%)	11396 (40%)	0,0048	
Eje B, 2ª mitad		52	15 (12%)	13911 (15%)	0,0027	
		222	13 (9%)	8070 (13%)	0,0020	
Eje C, 1ª mitad		73	12 (8%)	12232 (36%)	0,0030	
		208	13 (16%)	8121 (18%)	0,0023	
Eje C, 2ª mitad		49	14 (18%)	16432 (32%)	0,0030	
		219	14 (15%)	9734 (5%)	0,0018	
3er. Nivel		Eje A, 1ª mitad	33	11 (12%)	9948 (25%)	0,0015
			147	12 (14%)	8438 (21%)	0,0021
	Eje A, 2ª mitad	31	11 (12%)	9598 (18%)	0,0020	
		135	14 (9%)	9172 (12%)	0,0022	
	Eje B, 1ª mitad	35	12 (8%)	10498 (31%)	0,0019	
		148	11 (15%)	6277 (40%)	0,0033	
	Eje B, 2ª mitad	33	11 (13%)	15714 (10%)	0,0014	
		138	13 (3%)	9226 (3%)	0,0018	
	Eje C, 1ª mitad	33	12 (17%)	12235 (34%)	0,0012	
		146	11 (12%)	8395 (6%)	0,0019	
	Eje C, 2ª mitad	30	13 (6%)	12850 (14%)	0,0023	
		135	12 (8%)	8654 (12%)	0,0022	
	M3SRCC	Promedio ¹ global	28 - 75	12 (16%)	11475 (34%)	0,0024
			135 -275	12 (14%)	8330 (28%)	0,0025

¹ Valores obtenidos de la muestra total de especímenes ensayados.

A.4 CONCRETO

Para determinar las resistencias a compresión y a tensión, así como el módulo de elasticidad del concreto usado en la construcción, se elaboraron cilindros de 7,5 cm de diámetro por 15 cm de altura. El muestreo consistió en la elaboración de cilindros para cada una de las etapas de colado: 18 cilindros por cada mitad de construcción de los castillos sobre los ejes A-C, B, y 1-4, y 18 cilindros de las losas y dalas para ser probados a los 28 días y una fecha cercana al día del ensayo del modelo. Todos los especímenes fueron curados y almacenados bajo las mismas condiciones ambientales que el modelo.

Para obtener datos sobre la resistencia a compresión del concreto, los cilindros se ensayaron bajo carga axial monótona a una velocidad de 5 tf/min, siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-083-1997-ONNCE (ONNCE, 1997b). Los cilindros fueron cabeceados con azufre para garantizar una superficie de contacto plana y nivelada. Para determinar el módulo de elasticidad, los cilindros fueron instrumentados con dos transductores de desplazamiento a lo largo de su altura. Los cilindros fueron cargados con una serie de precargas para asegurar una distribución uniforme de esfuerzos en la carga final. Los valores del módulo de elasticidad fueron calculados a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas durante los ensayos, mediante el módulo secante al 40% de la resistencia siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-128-1997-ONNCE (ONNCE, 1997c). En la Fig. A.6, se muestran detalles del ensaye de cilindros a compresión y en la tabla A.5, se presentan los resultados de la resistencia a compresión del concreto, a 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo.

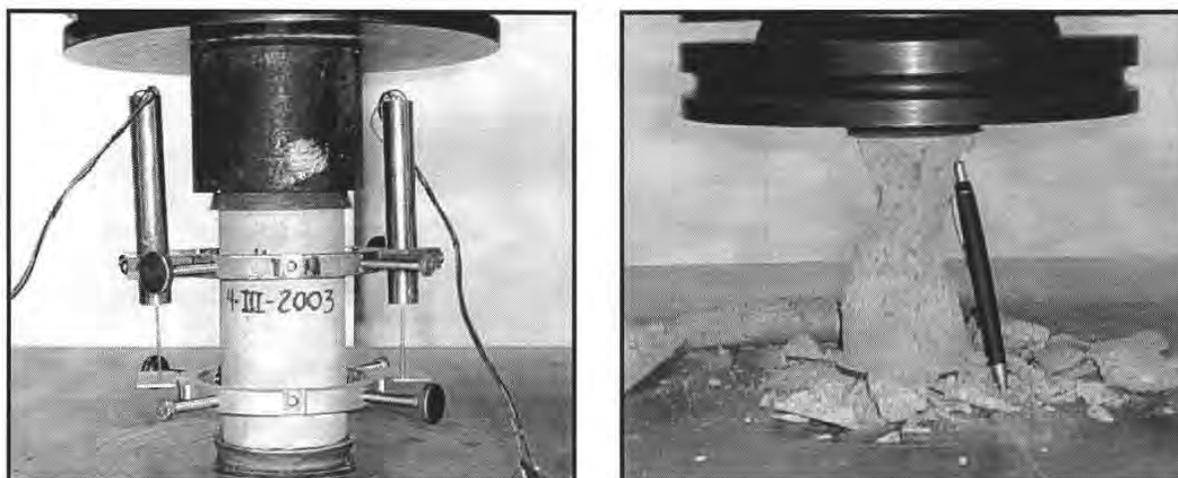
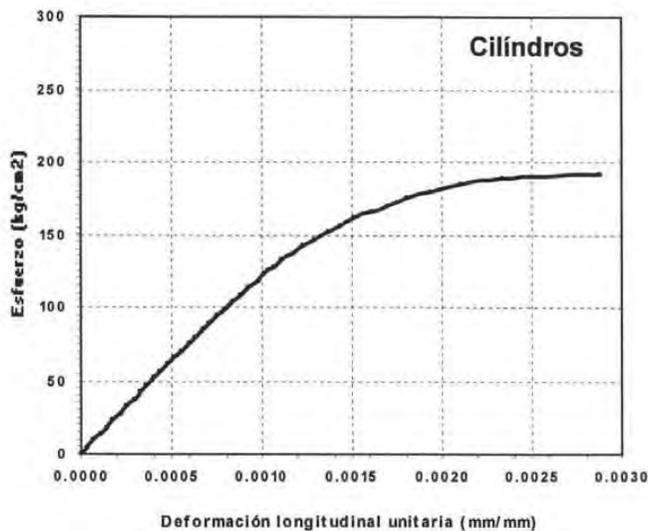


Fig. A.6- Ensayo de cilindros a compresión axial

En la figura A.6, se presenta una curva característica esfuerzo axial - deformación, obtenida del ensayo de cilindros



$$E = \frac{s_2 - s_1}{\varepsilon_2 - 0,00005}$$

Fig. A.7- Curva características esfuerzo-deformación en cilindros de concreto

Para obtener datos sobre la resistencia a tensión del concreto, los cilindros se ensayaron a carga diametral monótona (prueba brasileña) a una velocidad de 2 tf/min, siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-163-1986 (SECOFI, 1986). En la Fig. A.8, se muestran detalles del ensayo de cilindros a compresión diametral y en la tabla A.5 se presentan los resultados de la resistencia a tensión, a 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo.

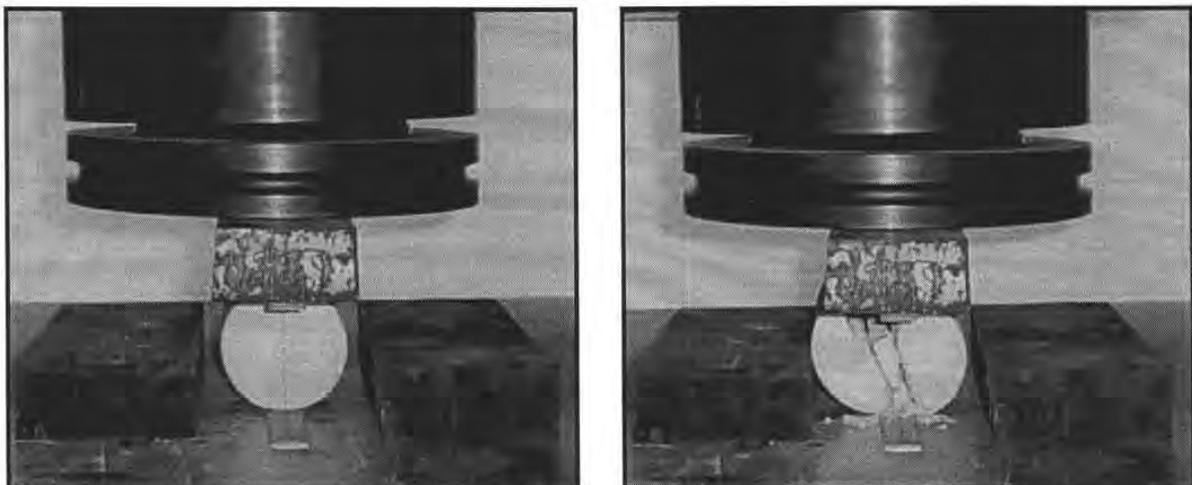


Fig. A.8- Ensayo de cilindros a tensión (compresión diametral)

Tabla A.5 Resultados de ensayos en cilindros de concreto

Nivel	Elemento	Edad (días)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Resistencia a tensión (kg/cm ²)
1er. Nivel	Dala de cimentación	28	300 (2%)	157740 (1%)	-
		240	338 (7%)	168540 (6%)	-
	Castillos ejes A y C, 1ª mitad	28	213 (6%)	156276 (4%)	20 (4%)
		241	231 (7%)	179927 (7%)	18 (8%)
	Castillos ejes A y C, 2ª mitad	28	247 (4%)	166793 (1%)	24 (7%)
		232	264 (2%)	187776 (4%)	23 (5%)
	Castillos eje B, 1ª mitad	28	252 (3%)	176802 (1%)	20 (3%)
		245	269 (5%)	175359 (4%)	20 (6%)
	Castillos eje B, 2ª mitad	30	205 (6%)	165033 (7%)	22 (5%)
		234	220 (5%)	161775 (4%)	20 (7%)
	Castillos ejes 1 y 4, 1ª mitad	28	223 (4%)	159566 (2%)	20 (8%)
		242	215 (9%)	171134 (4%)	21 (12%)
	Castillos ejes 1 y 4, 2ª mitad	29	222 (6%)	163167 (4%)	22 (12%)
		236	232 (3%)	170769 (5%)	21 (7%)
Dala y losa	69	243 (6%)	176425 (2%)	-	
	223	238 (4%)	185883 (2%)	20 (10%)	
2do. Nivel	Castillos ejes A y C, 1ª mitad	44	194 (4%)	161759 (6%)	18 (6%)
		198	188 (11%)	155807 (9%)	16 (20%)
	Castillos ejes A y C, 2ª mitad	28	183 (4%)	151286 (3%)	16 (5%)
		170	176 (3%)	157830 (5%)	20 (2%)
	Castillos eje B, 1ª mitad	44	214 (10%)	186705 (8%)	22 (17%)
		202	216 (11%)	163325 (10%)	17 (22%)
	Castillos eje B, 2ª mitad	28	174 (3%)	154447 (3%)	14 (6%)
		173	164 (8%)	151365 (7%)	14 (6%)
	Castillos ejes 1 y 4, 1ª mitad	43	219 (8%)	169965 (5%)	22 (13%)
		200	212 (8%)	160851 (6%)	17 (6%)
	Castillos ejes 1 y 4, 2ª mitad	29	212 (9%)	155664 (5%)	19 (9%)
		172	203 (11%)	163900 (4%)	19 (21%)
Dala y losa	28	235 (8%)	182401 (12%)	-	
	155	219 (10%)	173852 (10%)	25 (15%)	
3er. Nivel	Castillos ejes A y C, 1ª mitad	28	272 (3%)	182544 (2%)	24 (8%)
		116	261 (4%)	176769 (1%)	22 (7%)
	Castillos ejes A y C, 2ª mitad	28	207 (9%)	173806 (6%)	19 (4%)
		105	218 (9%)	181390 (7%)	22 (18%)
	Castillos eje B, 1ª mitad	28	243 (12%)	183146 (9%)	20 (4%)
		118	238 (9%)	187542 (4%)	26 (6%)
	Castillos eje B, 2ª mitad	28	219 (5%)	183334 (4%)	21 (10%)
		108	231 (4%)	171604 (3%)	22 (8%)
	Castillos ejes 1 y 4, 1ª mitad	28	205 (6%)	158143 (4%)	20 (10%)
		117	204 (12%)	169730 (8%)	20 (14%)
	Castillos ejes 1 y 4, 2ª mitad	28	188 (9%)	178482 (8%)	18 (14%)
		104	208 (10%)	187818 (7%)	19 (20%)
Dala y losa	28	241 (18%)	171763 (16%)	18 (5%)	
	95	224 (21%)	15490 (14%)	-	

A.5 ACERO DE REFUERZO

Para determinar las características esfuerzo-deformación de los aceros usados en la construcción del modelo, se ensayaron probetas de 60 cm de longitud. Como se mencionó en la sección de materiales, los alambres fueron sometidos a un proceso de tratamiento térmico. Para obtener datos sobre la resistencia a tensión y las características de deformabilidad, se ensayaron diferentes probetas por cada tipo de acero utilizado. Los alambres fueron ensayados en una máquina universal a tensión monótona hasta la ruptura siguiendo los lineamientos de la norma NMX-B-006-1988 (SECOFI, 1988). Para medir las deformaciones, los alambres fueron instrumentados con dos transductores de desplazamiento fijados a las varillas por medio de un dispositivo mecánico (Fig. A.9). La carga se aplicó a una velocidad de 0,5 tf/min y se usó un sistema de adquisición de datos para registrar la carga y la deformación. Con los valores registrados para cada una de las probetas se graficó la curva esfuerzo-deformación tanto para los alambres originales, como aquellos con tratamiento térmico (Figs. A.10 y A.11). Dado que las curvas esfuerzo-deformación no mostraron un punto de fluencia bien definido, los valores de la resistencia, y deformación de fluencia (f_y y ϵ_y), se determinaron como el punto de intersección con la curva σ - ϵ , de una recta que pasa por el punto de deformación de 0,002 y que tiene una pendiente igual a la de la tangente inicial a la curva. En la tabla A.6, se presentan las características mecánicas de los alambres ensayados.

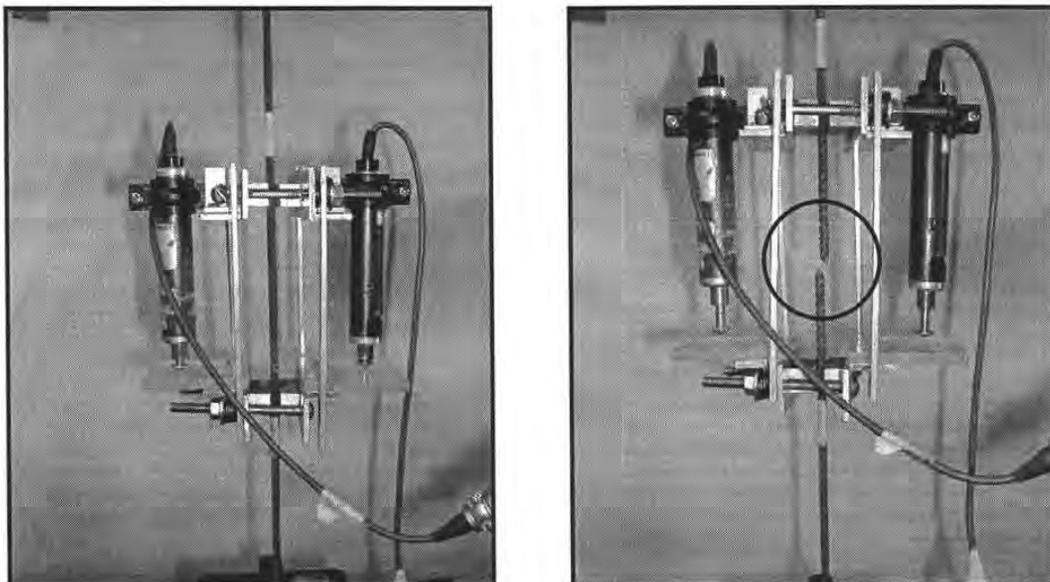


Fig. A.9- Ensayo de alambres a Tensión

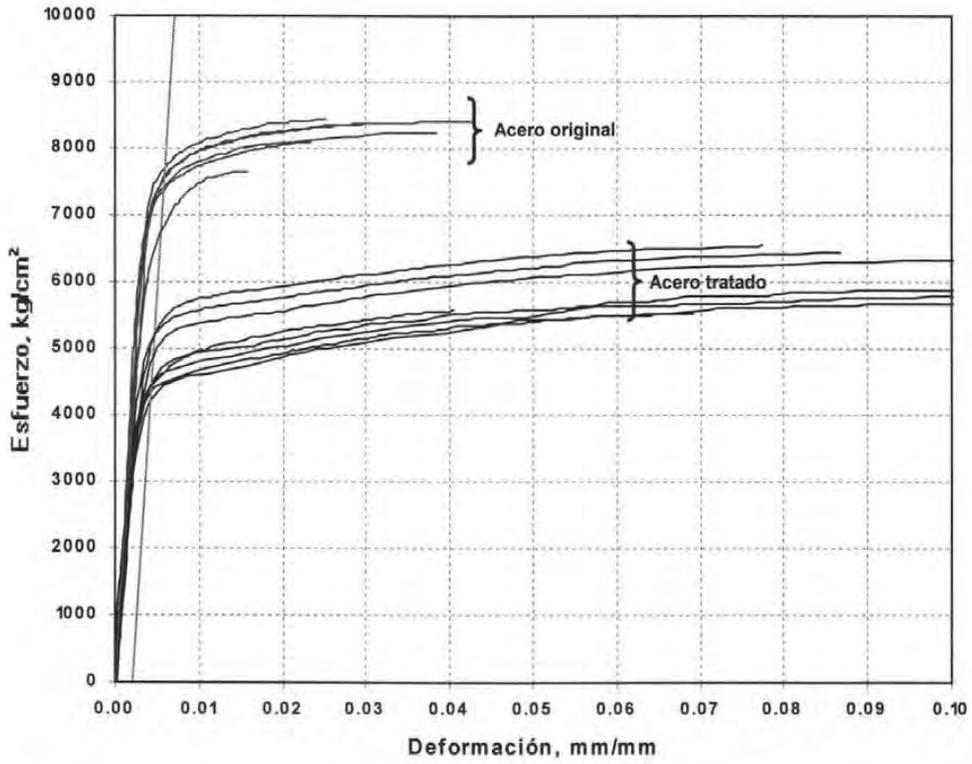


Fig. A.10- Curvas esfuerzo-deformación para alambres $\phi = 3/16$ pulg”

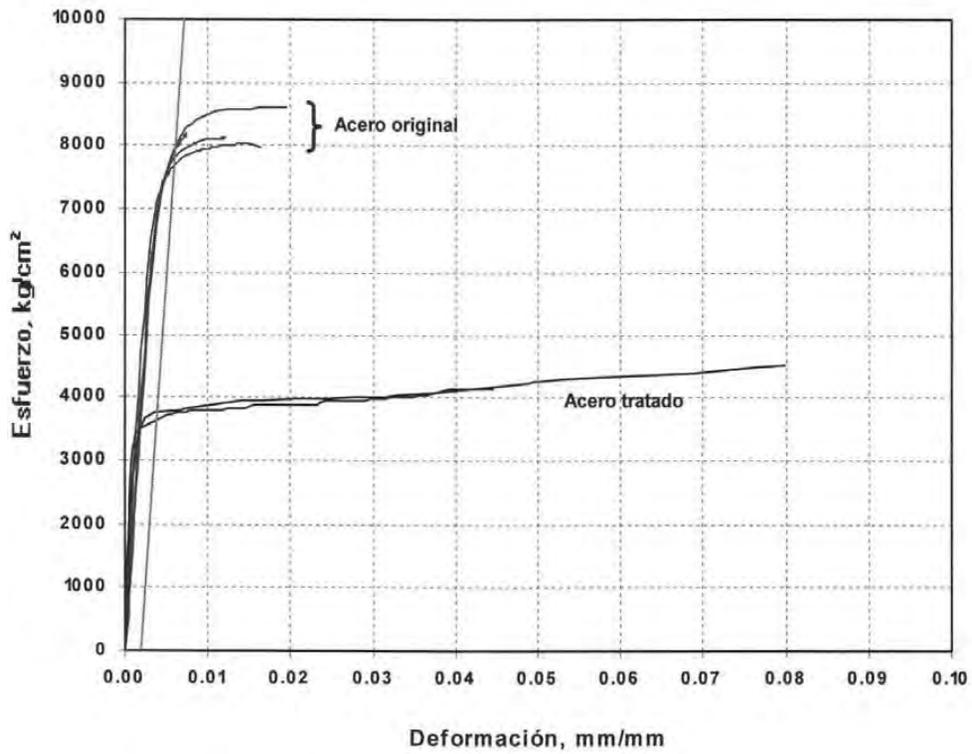


Fig. A.11- Curvas esfuerzo-deformación para acero $\phi = 1/8$ pulg

Tabla A.6 – Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Alambre	f_y (kg/cm²)	f_u (kg/cm²)	ϵ_y (mm/mm)	ϵ_u (mm/mm)
Diámetro 1/8 pulg (original)	8040	8601	0,0062	0,0195
Diámetro 1/8 pulg (original)	7837	8134	0,0061	0,0117
Diámetro 1/8 pulg (original)	7707	8033	0,0060	0,0164
Diámetro 1/8 pulg (original)	7928	8197	0,0060	0,0075
Diámetro 1/8 pulg (tratado)	3630	4143	0,0039	0,0445
Diámetro 1/8 pulg (tratado)	3648	4496	0,0042	0,0798
Diámetro 3/16 pulg (original)	7342	8100	0,0056	0,0233
Diámetro 3/16 pulg (original)	7702	8437	0,0058	0,0252
Diámetro 3/16 pulg (original)	7567	8403	0,0059	0,0427
Diámetro 3/16 pulg (original)	7547	8381	0,0057	0,0319
Diámetro 3/16 pulg (original)	7501	8235	0,0065	0,0383
Diámetro 3/16 pulg (original)	6710	7651	0,0053	0,0157
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4448	5877	0,0042	0,1329
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4199	5681	0,0041	0,1246
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4393	5529	0,0045	0,0692
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4415	5810	0,0043	0,1259
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	5209	6433	0,0047	0,0867
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4868	6321	0,0044	0,1077
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	5218	6545	0,0047	0,0774
Diámetro 3/16 pulg (tratado)	4422	5574	0,0042	0,0405

BIBLIOGRAFÍA

Arias A. (1970), "A measured of earthquake intensity", Seismic Design of Nuclear Power Plants, MIT press, Cambridge, Massachusetts, pp 438-483.

Aguilar G., Meli R., Diaz R. y Vázquez del Mercado R. (1996), "Influence of horizontal reinforcement on behavior of confined masonry walls", Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 1380.

Alcocer S. M. y Meli R. (1995), "Test program on the seismic behavior of confined masonry structures", The Masonry Society Journal, Vol 13, No 2, febrero, pp 68-76.

Alcocer S. M., Pineda J.A, Ruiz J. y Zepeda J.A. (1996), "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh", Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 1471.

Alcocer S. M., Pineda J.A., Ruiz J. Zepeda J.A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muro de tabique perforado y multiperforado de arcilla", Memorias, XI Congreso nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México, pp 587-596.

Alcocer S. M. y Murià D. (1997), "La nueva mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México", Informe final proyecto 6539, preparado para el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología

Alcocer S.M., Murià D., y Peña J.I. (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Series del Instituto de Ingeniería No. 616, Universidad Nacional Autónoma de México.

Alcocer S.M., Arias J.G., Vázquez A. y Mendoza M.A. (2000), "Respuesta sísmica de viviendas de Mampostería en México", Informe de avance año 2000, preparado para el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

Alcocer S.M., Arias J.G., Vázquez A. (2004), "response assessment of mexican confined masonry structures through shaking table tests", Memorias, Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 2130.

Alcocer S.M., Arias J.G. y Flores L.E. (2004), "Some developments on performance-based seismic design of masonry structures", International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Bled, Eslovenia, Junio.

Barragán, R. (2005), "Ensayo de una vivienda a escala de dos niveles de mampostería confinada", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Calvi M., Kingsley R. y Magenes G. (1996), "Testing of masonry structures for seismic assessment", Earthquake Spectra, Vol 12, No 1, pp 145-162.

Chopra A. K. (2001), "Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering", segunda edición, Prentice Hall, New Jersey, pp 844.

De la llera J.C. y Chopra A.K. (1992), "Evaluation of code accidental-torsion provisions using earthquake records from three nominally symmetric-plan buildings", Reporte No. UBC/EERC-92/09, Universidad de Berkeley, California, Julio, 162 pp.

Departamento del Distrito Federal (1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del D.F.

Departamento del Distrito Federal (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del D.F.

Departamento del Distrito Federal (1989), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F.

Durán R. y Miranda E. (1995), "Respuesta sísmica de edificios de mampostería desplantados en suelo blando", Cuaderno de investigación No. 23, CENAPED, 118 pp.

Esteva L. (1966), "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", Memorias, International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and structural Element RILEM, México D.F.

Flores L.E. y Alcocer S.M. (1996), "Calculated response of confined masonry structures", Memorias, Eleventh World Conf. on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 1830.

Flores L.E, Mendoza J. y Reyes C. (2004), "Ensayes de muros de mampostería con y sin refuerzo alrededor de las aberturas" ,Memorias, XIV Congreso nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.

Flores L.E, Ríos M. y Reyes C. (2004), "Rehabilitación con malla y mortero de muros de mampostería con aberturas", Memorias, XIV Congreso nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México, Noviembre.

Gallegos H. y Casabonne C. (1995), "Pruebas cíclicas de tres tipos diferentes de muros de albañilería ", Memorias, XIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina, Tomo I.

García L.E. y Yamín L.E. (1990), "Bases regionales para elaborar códigos de vivienda sismoresistente de bajo costo", Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, Informe final, Bogotá, Colombia.

Gobierno del Distrito Federal (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 64 pp.

Gobierno del Distrito Federal (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 49 pp.

Guerrero C.A. (2003), "Comportamiento sísmico de viviendas de mampostería", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Habibullah A. (2002), "ETABS, Extended three dimensional analysis of building systems, nolinear version 8.11", Computer and Structures, Berkeley, Cal.

Harris H.G y Sabnis G.M. (1999), "Structural modeling and experimental techniques", segunda edición, CRC Press, Florida, 789 pp.

Hernández O. y Meli R. (1976), "Modalidades del refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería" Publicación No. 382, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 35 pp.

liba M., Kato H., Goto T y Mizuno H. (1992). "Cyclic loading test of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World", Memorias, Tenth World Conf. on Earthquake Engineering, Madrid, España, Vol 6, pp 3569-3544.

liba M., Kato H., Goto T. y Mizuno H. (1996). "Shaking table test on seismic performance of confined masonry", Memorias, Eleventh World Conf. on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 659.

Instituto Americano del Concreto (1984), "Models of concrete structures state of the art", Reported by ACI Commnittee 444.

Krawinkler H. y Moncarz P.D. (1982), "Similitude requirements for dynamics models", Pub SP-73, Instituto Americano del Concreto, pp 1-22.

Langhaar H. L. (1951), "Dimensional analysis and theory of models", John Wiley, New York.

Lazares F. (2003), "Respuesta sísmica y posible comportamiento no lineal del suelo en la ciudad de Acapulco", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Marinilli A. y Castilla E. (2004), "Experimental evaluation of confined masonry walls with several confining-columns" Memorias, Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 2129.

Meli R. y Salgado G. (1969), "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral 2do informe" Publicación No. 352, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 141 pp.

Meli R. (1990), "Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería, la práctica actual y el comportamiento observado", Revista Ingeniería Sísmica, septiembre-diciembre, pp 7-28

Meli R. (1992), "Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, DDF", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, enero, 119 pp.

Meli R. (2000), "Diseño Estructural", segunda edición, Limusa, México, 582 pp.

Moroni M.O., Astroza M. y Tavonatti S. (1994), "Nonlinear models for shear failure in confined masonry walls", The Masonry Society Journal, Vol 12, No 3, febrero, pp 72-78.

Newmark N.M. y Hall W.Y. (1982), "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, 103 pp.

ONNCCE (1997a), "Norma Mexicana NMX C-404: -Bloques, tabiques o ladrillos y tabicónes para uso estructural- Especificaciones y métodos de prueba", México.

ONNCCE (1997b), "Norma Mexicana NMX C-083: -Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto", México.

ONNCCE (1997c), "Norma Mexicana NMX C-128: -Concreto sometido a compresión- Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", México.

ONNCCE (2005), "Anteproyecto de norma Mexicana: Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas y resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes de mampostería de barro y concreto", México, XX pp.

Ordaz M. y Arboleda J. (1993). "Instructivo para los programas Simfi2 y Genbet3", Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, 6 pp.

Ordaz M. y Montoya E. (2003). "Programa para computadora Degtra A4, ver. 4.07". Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

Ordaz M. y Montoya E. (1996). "Programa para computadora Riesgo Sísmico en México, RSM". Instituto de Ingeniería, Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

Paulson T.J. y Abrams D.P. (1990), "Correlation between static and dynamic response of model masonry structures", Earthquake Spectra, Vol 6, No 3, Agosto, pp 573-591.

Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, New York, 744 pp.

Preece B. W. y Davies J.D. (1964), Models for structural concrete, Parsons Ltda, Londres, Gran Bretaña.

San Bartolomé A. (1994), Construcciones de albañilería - comportamiento sísmico y diseño estructural, primera edición, Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica de Perú, 228 pp.

Sánchez T.A. (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", Tesis de Maestría, División de estudios de posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, julio.

Sandoval H.E. (2005), "Envolvente de resistencia lateral de piso en estructuras de mampostería confinada", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, febrero.

SECOFI (1976), "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", DGN, México.

SECOFI (1986), "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto", DGN, México.

SECOFI (1988), "Varillas corrugadas y lisas de acero procedente de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto", DGN, México.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1997). "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", México

Tomazevic M. y Velechovsky T. (1992), "Some aspects of testing small-scale masonry building model on simple earthquake simulator", Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol 21, marzo, pp 945-963.

Tomazevic M., Klemenc I., Petrovic L. y Lutman M. (1996a). "Seismic behavior of confined masonry buildings", National Building and Civil Engineering Institute, part one, Ljubljana, Eslovenia, 235 pp.

Tomazevic M., Klemenc I., Petrovic L. y Lutman M. (1996b). "Seismic behavior of confined masonry buildings", National Building and Civil Engineering Institute, part two, Ljubljana, Eslovenia, 302 pp.

Tomazevic M. (1999), "Earthquake-resistant design of masonry building, Vol 1, Imperial College Press, Londres, 268 pp.

Tomazevic M., Bosiljkov V. y Weiss P. (2004), "Structural behavior factor for masonry structures". Memorias, Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 2642.

Toranzo-Dianderas L., Restrepo J., Carr A. y Mander J. (2004), "Rocking confined masonry walls with hysteretic energy dissipators and shake-table validation. Memorias, Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 248.

Vázquez A. (2005), "Ensaye experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensaye en mesa vibradora", Tesis de Maestría, Posgrado de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Yáñez F., Astroza M., Holmberg A. y Ogaz O. (2004), "Behavior of confined masonry shear walls with large openings". Memorias, Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 3438.

Yoshimura K., Kikuchi K., Okamoto T. y Sánchez T. (1996). "Effect of vertical and horizontal wall reinforcement on seismic behavior of Confined Masonry", Memorias, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 191.

Yoshimura K., Kikuchi K., Kuroki M., Nonaka H., Kim K., Wangdi R. y Oshikata A. (2004a). "Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls", Memorias Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 1597.

Yoshimura K., Kikuchi K., Kuroki M., Nonaka H., Kim K., Wangdi R. y Oshikata A. (2004b). "Experimental study of effects of height of lateral forces, column reinforcement and wall reinforcements on seismic behavior of confined masonry walls", Memorias Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 1870.

Yu E., Whang D., Venugopal R., Steward J y Wallace J. (2004). "Force-vibration testing of buildings using the linear shaker seismic simulator (LSSS) testing method", Memorias, Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 2206.

Zabala C., Honma C., Gibu P., Gallardo J. y Huaco G. (2004). "Full scale on line test on two story masonry building using handmade bricks", Memorias Thirteenth World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 288.