

0116110
2e.j.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA**



**“Comportamiento de estructuras de mampostería
confinada sujetas a cargas laterales”**

TESIS PRESENTADA POR: TOMÁS ALBERTO SÁNCHEZ PÉREZ

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO

DE MAESTRO EN INGENIERÍA

(ESTRUCTURAS)

DIRECTOR DE TESIS: DR. SERGIO M. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO

Ciudad Universitaria, julio de 1998

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

264324



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*A mi esposa Emy,
Por su gran apoyo y comprensión*

*A Paola y Brenda,
Por el incomparable esplendor
de su sonrisa y alegría de vivir*

*A mi padre, y
a la memoria de mis Seres Queridos[®]
Para compartir con ustedes la
conclusión de un esfuerzo que iniciamos juntos*

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 INFORMACIÓN EXPERIMENTAL	3
1.3 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	13
1.4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	20
1.4.1 Mampostería sin refuerzo.....	20
1.4.2 Estructuras de mampostería confinada	21
1.4.3 Estructuras de mampostería con refuerzo interior	22
1.4.4 Muros diafragma	23
1.4.5 Factores adicionales que influyen en un comportamiento sísmico inadecuado.....	24
1.5 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL	24
2. PRIMERA FASE DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL	27
2.1 INTRODUCCIÓN	27
2.2 ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	27
2.2.1 Aspectos básicos sobre el comportamiento sísmico de muros acoplados	28
2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MODELOS	33
2.4 DIMENSIONES, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS	35
2.5 DISPOSITIVO E HISTORIA DE CARGA	41
2.6 INSTRUMENTACIÓN Y ADQUISICIÓN DE DATOS	43
2.7 RESULTADOS EXPERIMENTALES	45
2.7.1 Patrones de agrietamiento	45
2.7.2 Comportamiento histerético	49

2.7.3	Degradación de rigidez y disipación de energía	54
2.8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	56
3.	SEGUNDA FASE DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
3.1	INTRODUCCIÓN.....	59
3.2	ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	60
3.3	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MODELOS	60
3.4	DISPOSITIVO E HISTORIA DE CARGA.....	66
3.5	INSTRUMENTACIÓN Y ADQUISICIÓN DE DATOS	66
3.6	RESULTADOS EXPERIMENTALES	68
3.6.1	Patrones de agrietamiento	68
3.6.2	Comportamiento histerético	71
3.6.3	Envolturas de respuesta	75
3.6.4	Degradación de rigidez y disipación de energía	76
3.7	CONCLUSIONES	79
4.	FASE III DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL: EL MODELO TRIDIMENSIONAL ..	81
4.1	INTRODUCCIÓN.....	81
4.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MODELO 3D	82
4.3	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL MODELO 3D	84
4.3.1	Criterios de diseño y comportamiento esperado.....	84
4.3.2	Proceso constructivo.....	89
4.4	DISPOSITIVO DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN	95
4.4.1	Dispositivo de carga.....	95
4.4.2	Instrumentación.....	97
4.4.3	Sistema de adquisición de datos.....	100
4.5	PROCEDIMIENTO DE PRUEBA	101
4.5.1	Ensayes de vibración ambiental y vibración libre.....	101
4.5.2	Calibración de modelos matemáticos	104
4.5.3	Ensaye destructivo.....	109

5. RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL MODELO 3D	112
5.1 INTRODUCCIÓN.....	112
5.2 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS	112
5.2.1 Etapa controlada por carga	113
5.2.2 Etapa controlada por desplazamiento	119
5.2.3 Consideraciones sobre el estado final de daño.....	132
5.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	136
5.4 DEGRADACION DE RIGIDEZ	143
5.4.1 Ensaye de vibración ambiental.....	145
5.5 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DUCTILIDAD.....	147
5.6 DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	150
5.6.1 Disipación de energía	150
5.6.2 Amortiguamiento viscoso equivalente	151
5.7 ANÁLISIS DE ROTACIONES Y CURVATURAS	153
5.8 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS EN EL ACERO	159
5.8.1 Deformímetros en el acero longitudinal de las dalas	159
5.8.2 Deformímetros en el acero de la losa.....	160
5.8.3 Deformímetros en los castillos.....	162
5.9 ANÁLISIS DE ROSETAS DE DEFORMACIÓN	165
5.10 COMPONENTES DE DEFORMACIÓN LATERAL.....	173
5.10.1 Antecedentes.....	173
5.10.2 Deformaciones angulares de los tableros	176
6. COMPARACIÓN DE COMPORTAMIENTO ENTRE EL MODELO 3D Y EL MODELO WBW.....	180
6.1 INTRODUCCIÓN.....	180
6.2 PARÁMETROS GENERALES DE RESPUESTA	180
6.2.1 Modo de falla	181
6.2.2 Efecto del momento y carga axial en la resistencia al cortante de 3D y WBW.....	185

6.2.3	Envolventes de respuesta, capacidad de deformación y deterioro de rigidez	189
6.2.4	Energía disipada acumulada por los modelos	190
6.3	MECANISMOS RESISTENTES A CORTANTE	192
6.3.1	Generalidades.....	192
6.3.2	Mecanismos resistentes a cortante en los casos de estudio.	194
7.	CONCLUSIONES	196
7.1	RESUMEN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL	196
7.2	CONCLUSIONES DEL ENSAYE DEL MODELO 3D	197
7.3	RECOMENDACIONES	203
7.4	INVESTIGACIONES FUTURAS	205
	APÉNDICE. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS.....	208
A.1	INTRODUCCIÓN.....	208
A.2	PROPIEDADES MECÁNICAS	208
A.2.1	Acero de refuerzo	208
A.2.2	Concreto	210
A.2.3	Mortero	213
A.2.4	Mampostería	214
8.	BIBLIOGRAFÍA	217

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Las estructuras de mampostería se han construido en diversas partes del mundo desde hace miles de años. Generalmente, tanto para la fabricación de piezas como para la construcción, se utilizan procedimientos artesanales, sin tener necesariamente un conocimiento profundo de su comportamiento estructural. En los países industrializados, el interés en las construcciones de mampostería decreció notablemente desde inicios de siglo hasta la actualidad. Este hecho, se debió principalmente a la disponibilidad y popularidad de nuevos materiales como el acero y el concreto, que destacaron por su versatilidad y economía para muchos tipos de proyectos. Sin embargo, en las últimas décadas, se ha hecho evidente un nuevo interés en las estructuras de mampostería a través de diversos estudios y programas de investigación, principalmente en países en donde la construcción de viviendas se sigue sustentando en la utilización de la mampostería. Por otro lado, el actual desarrollo y mejoramiento de procesos industriales, han permitido fabricar piezas con mejores características y propiedades mecánicas que las de tipo artesanal, siendo incluso, objeto de control de calidad.

En nuestro medio, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTM, ref 1), clasifican a los muros, con una función estructural, en una de las categorías siguientes:

a) Muros diafragma. Se trata de elementos que están rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural de acero o de concreto, al que proporcionan rigidez ante cargas laterales al actuar como diafragma. La función del marco es resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar al muro.

b) Muros confinados. Se considera como el sistema más utilizado en nuestro medio, principalmente en zonas sísmicas. El sistema consiste en rodear perimetralmente al muro con elementos de concreto reforzado (castillos y dalas) de secciones transversales pequeñas con el fin de proporcionar a éste un confinamiento que se ha visto, mejora su ductilidad y le permite soportar repeticiones de carga sin un deterioro excesivo (ref 2). Las dimensiones transversales de los castillos y dalas varían entre los países; en México, el ancho de los castillos y dalas es, por lo general, igual al espesor del muro. El peralte típico de castillos y dalas es de 15 y 25 cm, respectivamente.

c) Muros con refuerzo interior. Se trata de muros que han sido provistos de refuerzo vertical y horizontal o solamente horizontal, utilizando para ello piezas especiales con huecos o hendiduras que permiten alojar el refuerzo y colar los huecos con mortero o lechada de elevada fluidez. Este es el sistema de mampostería más conocido y utilizado en otros países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda e Italia entre otros.

d) Muros sin refuerzo. Es el tipo más antiguo de mampostería que existe. Los ejemplos más comunes son las construcciones tradicionales de adobe de barro o las mamposterías de piedra. En ambos casos, el único sistema de liga o amarre entre los muros consiste en el cuatrapeo de las piezas en las esquinas. En las zonas rurales de México, por ejemplo, aún existen y se sigue construyendo viviendas de adobe.

Las piezas utilizadas para mampostería, cambian en cuanto a tipos y propiedades mecánicas. La materia prima utilizada para su elaboración puede ser concreto o arcilla, y el proceso de fabricación de piezas cambia en cuanto a su nivel de refinamiento. En México, por ejemplo, la fabricación de piezas de arcilla de barro recocido continúa siendo de tipo artesanal, y sin establecer un control de calidad adecuado. Por otro lado, la producción industrializada de piezas de arcilla extruída ha demostrado uniformidad y homogeneidad en cuanto a propiedades mecánicas y dimensionales.

En México, así como en otros países de Centro y Sudamérica (Chile, Perú, Argentina, Colombia, Guatemala, etc.), Grecia, Turquía y Eslovenia, las construcciones a base de muros de mampostería confinada de baja y mediana altura son muy populares, y son principalmente destinadas a vivienda. Entre las ventajas que se obtienen con el empleo de muros de mampostería se pueden mencionar las siguientes:

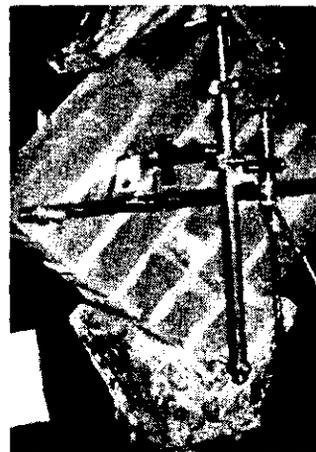
- 1) Los muros cumplen diversas funciones, ya que a la vez que son elementos divisorios con características acústicas y térmicas adecuadas, pueden resistir cargas verticales y/o laterales.
- 2) Su construcción no requiere de equipo elaborado y costoso ni de una mano de obra muy especializada.

Como principales desventajas del sistema se pueden mencionar su baja resistencia a la tensión y su poca capacidad de admitir deformaciones en su plano, lo que obliga al empleo de refuerzo vertical para resistir las tensiones por flexión. Aun cuando tradicionalmente en Japón, Estados Unidos de América y Nueva Zelanda no se utiliza la mampostería con tanta frecuencia como los países latinoamericanos, recientemente han prestado especial atención en conocer su comportamiento sísmico. Para ello han llevado a cabo programas de investigación analíticos y experimentales a nivel de materiales, elementos y estructuras completas (refs 3 y 4).

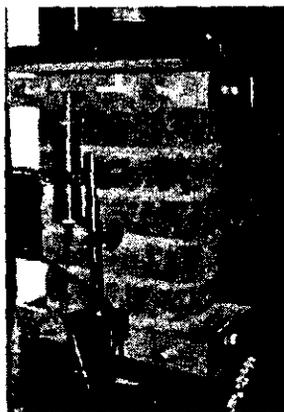
1.2. INFORMACIÓN EXPERIMENTAL.

En México, los primeros trabajos documentados de investigación experimental sobre mampostería datan de la década de los 60. Desde entonces, se han realizado numerosos estudios sobre las propiedades mecánicas y el comportamiento de la mampostería bajo diferentes solicitaciones de carga. Para ello, un extenso programa experimental a cargo del Instituto de Ingeniería de la UNAM fue desarrollado de manera casi ininterrumpida hasta 1980.

Al principio interesó determinar las propiedades básicas de la mampostería mediante el desarrollo de ensayos estándar en laboratorio. Por ejemplo, ensayos de compresión diagonal en muretes para obtener el esfuerzo cortante resistente (v), o ensayos de compresión en pilas para obtener la resistencia a la compresión de la mampostería (f_m). Quizás uno de los estudios más relevantes sobre la determinación de las propiedades índice de la mampostería es el de la ref 5 (fig 1.1).



- a) Ensayo de compresión diagonal en muretes (la longitud de los muretes deberá ser al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza, y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud; ref 1)



- b) Ensayo de compresión simple en pilas (las pilas se forman por lo menos con 3 piezas sobrepuestas, la relación altura / espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5 y se ensayarán a la edad de 28 días; ref 1)

Fig 1.1 Ensayos estándar para la determinación de las propiedades mecánicas básicas de la mampostería

Para este estudio, se realizaron muestreos de la producción de piezas para mampostería destinadas a la construcción con el fin de estudiar estadísticamente la variación de las propiedades de piezas entre diferentes lotes de una misma planta, y entre distintos fabricantes. Además, con las piezas muestreadas se realizaron ensayos de compresión en pilas con morteros de uso común. Se obtuvieron así, índices de los valores medios de la resistencia para distintos materiales y la relación estadística entre las propiedades determinadas en las pilas con las de las piezas y morteros que las componen.

La investigación experimental en tableros cuadrados de mampostería construidos a escala y a tamaño natural, inició con ensayos mediante el control estático de cargas verticales y laterales monotónicamente crecientes, así como de sus combinaciones. Posteriormente, se propuso la necesidad de incorporar en los estudios, ensayos ante cargas laterales reversibles, aún cuando no de carácter dinámico, para estudiar el comportamiento y modos de falla de los especímenes. En este contexto, interesó conocer la capacidad de la mampostería para absorber y disipar la energía introducida por el sismo y amortiguar el movimiento inducido, así como la degradación de rigidez y resistencia debido a la alternación de carga. El nivel de conocimiento sobre las propiedades y comportamiento de la mampostería alcanzado hasta este momento (1972), condujo a una normatividad congruente con la evidencia experimental y criterios probabilistas modernos, para el diseño y construcción de estructuras de este tipo (ref 6).

Aunque se planteó la necesidad de realizar ensayos dinámicos en la mampostería, no se justificó tal nivel de refinamiento. En primer lugar porque los resultados de pruebas de carácter pseudoestático realizadas hasta entonces eran bastante comparables con los resultados de complejos ensayos dinámicos realizados en otros países (ref 7). En segundo término porque se carecía de las instalaciones y del equipo idóneo para desarrollar investigación experimental de esta magnitud.

Posteriormente, las investigaciones se enfocaron a estudiar experimentalmente opciones para mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería manteniendo su factibilidad técnica y económica. Los objetivos esenciales de estos ensayos de laboratorio fueron mejorar la ductilidad de los muros, y reducir el deterioro de la rigidez y de la resistencia ante el efecto de cargas alternadas. De esta manera se ensayaron diversos tipos de materiales con diferentes modalidades de refuerzo interior [ref 8]. Por ejemplo, en mampostería con piezas huecas reforzadas en su interior, se encontró que la adición de alambres de refuerzo de alta resistencia y pequeño diámetro, distribuidas horizontalmente en las juntas, aumenta la resistencia (un 30% en promedio) y restringe la propagación del agrietamiento, reduciendo el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo, colocado en muros de piezas macizas, produjo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en todo el muro y evitó las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente.

Es conveniente apuntar que la gran mayoría de los trabajos experimentales desarrollados hasta hace algunos años utilizaban modelos de mampostería a escala. En algunos casos, los especímenes fueron construidos a escala natural, aunque con la desventaja de que sólo eran tableros aislados y en su mayoría con una relación de aspecto igual a uno. Recientemente se planteó la necesidad de determinar de manera confiable, mediante ensayos a escala natural, la respuesta sísmica de la mampostería. Para ello, se propusieron variantes respecto a los sistemas tradicionales de ensayos, considerando a la mampostería no como un panel aislado sujeto a diferentes sollicitaciones, sino como parte de todo un sistema estructural. Para esto, se pensó en involucrar variables experimentales como las siguientes: a) diferentes grados de acoplamiento a flexión en sistemas de muros; b) la interacción con otros elementos, como mochetas, pretilas y aberturas; c) el efecto tridimensional que ofrece un diafragma rígido de piso y muros transversales, y d) evaluar la efectividad de diferentes métodos de reparación en mampostería.

En México, a raíz de los sismos de 1985, y como resultado de un convenio de cooperación técnica con el gobierno del Japón surge, en 1990, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Dicho Centro cuenta con un excelente equipamiento en su área de Ingeniería Estructural y Geotecnia que permite llevar a cabo estudios experimentales de estructuras a tamaño natural, como los planteados anteriormente. A continuación, se describen brevemente las características del Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) del CENAPRED, considerado como el mayor de su tipo en América Latina:

- a) Un muro de reacción de concreto reforzado de 8.4 m de anchura, 9.2 m de altura y 2.5 m de espesor. El muro fue diseñado para resistir una fuerza cortante máxima de 400 t y un momento flexionante en la base de 2000 t-m. Para aplicar cargas horizontales, los gatos hidráulicos, estáticos o dinámicos se apoyan en el muro a la altura deseada utilizando perforaciones del mismo para tal fin.
- b) Una losa de reacción de concreto presforzado, para aplicar las reacciones verticales a los especímenes. Sus dimensiones en planta son de 8.4 m x 15 m, y cuenta en su parte inferior con cuatro corredores que permiten anclar a la losa las estructuras que se ensayan. El espesor de la losa en las zonas de corredores es de 85 cm, y en las zonas macizas el peralte es de 3 m. La resistencia de la losa es de 200 t/m².
- c) Cuarto de control del equiposeudodinámico. Se encuentra equipado con una estación de trabajo VAX-VMS, y una consola de control que forma parte del equipo MTS. Este sistema permite realizar ensayos pseudodinámicos y pruebas cuasiestáticas controladas por computadora.
- d) Área destinada a ensayos de materiales. Cuenta con una máquina universal de 100 t de capacidad, y del equipo necesario para obtener las propiedades mecánicas de los materiales que se utilizan en la construcción de los especímenes.

Una visión general del estado del arte de la mampostería en otros países, indica que durante la última década ha habido una acelerada investigación analítica y experimental. Lo anterior ha contribuido a que el conocimiento sobre su comportamiento sísmico se haya incrementado notablemente. Como resultado, los códigos actuales para el diseño de la mampostería, están respaldados por criterios más refinados y precisos, y por lo tanto menos burdos que los de antaño.

En la (ref 9) se describen las principales investigaciones que sobre mampostería han realizado diferentes países americanos. Aún cuando en dicha referencia pueden consultarse con detalle los objetivos de las investigaciones (las variables estudiadas y los principales resultados), a continuación se presentan los aspectos que se consideran más relevantes de dicho trabajo en cuanto a materiales, y efectos de las cargas laterales y verticales en el comportamiento de muros de mampostería. Con todo esto se pretende complementar la información de tipo experimental presentada hasta el momento en este apartado.

Con respecto de los materiales constituyentes de la mampostería se puede mencionar lo siguiente:

los estudios sobre la resistencia a la compresión de piezas de mampostería, sugieren que en Latinoamérica la resistencia de piezas sólidas de barro hechas a mano depende de las materias primas usadas para la fabricación y no sólo del proceso mismo de fabricación.

Sobre la contribución del mortero, los estudios han señalado que sus propiedades mecánicas afectan en última instancia solamente a las deformaciones totales de la mampostería, y a su capacidad de carga vertical, lo cual influye en su resistencia a la tensión diagonal. Asimismo, no hay una relación directa entre la resistencia a la compresión del mortero y la correspondiente de la mampostería.

Típicamente el comportamiento esfuerzo axial-deformación (σ - ϵ) de la mampostería ha sido estudiado mediante ensayos de prismas con relación altura/espesor de pieza que varía entre 2 y 5, sometidos a compresión. Los resultados indican que la resistencia a la compresión del prisma depende primeramente de la resistencia a la compresión de la pieza, y en menor medida de la resistencia a la compresión del mortero utilizado. El módulo de elasticidad secante (E) aumenta conforme se incrementa la resistencia del prisma. Las relaciones obtenidas experimentalmente entre E y el esfuerzo a la compresión del prisma (f'_m) para piezas de arcilla y de concreto son, de $450f'_m$ y $600f'_m$ respectivamente.

Como un índice de la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería, se utilizan ensayos de compresión diagonal en muretes. Las resistencias menores han ocurrido para piezas huecas y para morteros con muy bajos contenidos de cemento. Las deformaciones de cortante en el momento de la falla son típicamente de 0.0006, independientemente del tipo de mortero y del tipo de la pieza.

La comparación entre el módulo de rigidez al cortante G obtenido de estas pruebas y el módulo E obtenido de ensayos de prismas a compresión, varía de 0.1 para piezas de alta resistencia a 0.3 para piezas de baja resistencia. El modo de falla puede ocurrir a lo largo de las juntas del mortero siguiendo un mecanismo de Coulomb. Este se puede expresar matemáticamente como $v = u + f\sigma$, siendo u el esfuerzo de adherencia, f el coeficiente de fricción y σ el esfuerzo de compresión aplicado perpendicularmente a la junta. Cuando el modo de falla es gobernado por agrietamiento a través de las piezas se ha propuesto que la resistencia sea proporcional a $\sqrt{f'_m}$.

También, se ha estudiado el efecto en la resistencia de la inclinación de la carga, con respecto a las juntas de mortero. Se obtuvo que la mampostería debe considerarse como un material anisótropo en términos de resistencia.

Estudios realizados sobre el comportamiento bajo cargas laterales de la mampostería sin refuerzo señalaron que: el esfuerzo cortante de agrietamiento en la mampostería, sin carga axial, puede estimarse como una función de la resistencia a la compresión f'_m y de la relación de aspecto del muro (M/VL). De esta manera: $V_{cr0} = (3.5 - 1.75 M/VL) \sqrt{f'_m}$ para piezas huecas de concreto; $V_{cr0} = (4.2 - 1.75 M/VL) \sqrt{f'_m}$ para piezas huecas de arcilla. Además, la resistencia al agrietamiento aumenta conforme aumente el esfuerzo axial de compresión σ en la forma siguiente: $V_{cr} = [V_{cr0}^2 + (V_{cr0} \sigma / 1.5)]^{0.5}$ (ref 10).

Con respecto del efecto de las cargas verticales, se observó lo siguiente:

- a) La rigidez lateral no se afecta por la presencia de la carga axial.
- b) Las cargas axiales incrementan la carga máxima y la de agrietamiento por flexión.
- c) La resistencia al corte v puede estimarse con la expresión: $v = 3.94 + 0.32\sigma$.

Para el estudio del comportamiento de la mampostería confinada bajo cargas laterales, se ha aceptado considerar como carga última a aquella que produce el primer agrietamiento diagonal en un muro, en lugar de aquella que se registre como máximo (ref 11). Las razones que justifican este criterio son las siguientes:

- 1) Para muros similares, la carga de agrietamiento es menos variable que las cargas máximas.
- 2) Dado que la carga de agrietamiento (V_{agr}) no es afectada por el refuerzo del muro, es más fácil predecir V_{agr} que la carga máxima (V_{max}) ya que esta última depende no sólo del refuerzo, sino también de otros factores.
- 3) Aún cuando un muro bajo carga monótona puede resistir carga lateral creciente después del primer agrietamiento, el mismo muro cargado cíclicamente no podrá resistir tales incrementos de carga posteriores al agrietamiento.

Ensayes realizados a muros construidos a escala natural bajo cargas de compresión diagonal (ref 11), mostraron que las máximas resistencias por cortante dependieron del tipo de pieza, principalmente para aquellas con superficies rugosas o en piezas huecas con mortero colado en las celdas (creando una llave de cortante).

Ante la acción de cargas cíclicas reversibles, el comportamiento del muro es elástico hasta el primer agrietamiento, a partir del cual hay una caída de la rigidez y resistencia con degradaciones mayores, en cuanto más elevados sean los desplazamientos laterales. El proceso de degradación depende del modo de falla, tipo de pieza, carga vertical y tipo de sistema estructural. Para fallas por flexión, el deterioro es pequeño hasta distorsiones laterales de 0.3%. En distorsiones del 1% el aplastamiento y desprendimiento del concreto en los extremos de castillos contribuye a la caída de la rigidez y resistencia. Aún cuando las cargas verticales reducen la ductilidad del muro, también influyen positivamente reduciendo la tasa de degradación (ref 11).

La contribución de los castillos en la carga de agrietamiento es en general despreciable (por las dimensiones usuales en el sistema tradicional en México). Por otra parte, el efecto de los castillos en la resistencia es muy variable y difícil de predecir, sin embargo tienen un importante efecto en la reserva de capacidad, ductilidad y estabilidad de los elementos después del agrietamiento (ref 11). En la misma referencia se ha sugerido diseñar los castillos para resistir la mitad de la carga lateral para obtener una mayor ganancia en ductilidad del muro confinado.

Otros estudios experimentales en mampostería confinada han demostrado lo siguiente (ref 9):

- a) Que una gran cantidad de acero transversal en los extremos de los castillos, producen un comportamiento más estable, y

b) Dado que la relación de la carga al primer agrietamiento diagonal a la resistencia varía de 0.6 a 1, se considera más apropiado utilizar a la carga del primer agrietamiento como valor de diseño.

En otros casos se estudió la influencia de incorporar una dala medianera como opción de refuerzo horizontal en un tablero de mampostería confinada. Los resultados mostraron que la falla ocurrió cuando el panel sobre la dala deslizó sobre ésta causando el aplastamiento del concreto y desprendimiento del mismo en la conexión entre el castillo y dicha dala medianera. Por consiguiente, el uso de este sistema de refuerzo no es recomendado (ref 12).

Para el estudio del efecto de las cargas axiales, se ensayaron en laboratorio varios muros ante carga lateral, manteniendo constante diferentes niveles de esfuerzos axiales (de 1.5 a 10 kg/cm²). En todos los casos, la carga vertical incrementó la resistencia lateral de los muros con respecto de aquellos ensayados sin esfuerzo vertical. Según estos resultados, la carga de agrietamiento, considerando la contribución de las cargas verticales, puede estimarse como $V = V_{agr} + 0.4W$, donde W es la fuerza vertical aplicada (ref 11).

La relación de aspecto de muros puede definirse no sólo como la relación altura h a longitud L del muro, sino que se puede expresar también en términos adimensionales, con la relación M/VL , en donde M y V son el momento y cortante actuantes en la sección transversal crítica del muro. Para muros aislados en voladizo M/VL y h/L son iguales; sin embargo, en sistemas de muros acoplados, estas relaciones difieren entre sí. La investigación experimental ha mostrado que para los muros en voladizo con las mayores relaciones M/VL , las deformaciones por flexión dominan el comportamiento y, además, reducen la resistencia al corte del muro (ref 9).

Para concluir con este apartado, es conveniente mencionar que actualmente, se desarrollan en otros países programas de investigación bastante ambiciosos. Cabe mencionar, a manera de ejemplo, la investigación experimental conjunta entre Japón y los Estados Unidos de América, en la que se han destinado recientemente cuantiosos recursos para el ensayo de edificios de mampostería de mediana altura (de cuatro a siete niveles) a escala natural. Para ello, se ha utilizado un impresionante laboratorio de ensayos sísmicos de Tsukuba, Japón cuyas dimensiones permiten ensayar un edificio de hasta 400 m² de área en planta por 25 m de altura (equivalente a ocho niveles), y el laboratorio de la Universidad de California en San Diego, EUA, en donde se puede ensayar una construcción de hasta cinco niveles.

1.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Las recomendaciones para el diseño de estructuras de mampostería han sido, tradicionalmente, muy someras, basadas en procedimientos simples y burdos de revisión de esfuerzos, con factores de seguridad muy altos. De lo expuesto en el punto anterior, es claro que los extensos estudios a la fecha, sobre las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, han permitido elaborar normas de diseño más precisas y detalladas. Un ejemplo de ello son las últimas dos versiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTM) del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref 1). En el caso de las NTM del Reglamento de Construcciones de 1976, éstas marcaron un cambio radical con respecto de la práctica de diseño anterior. Se presentan en un formato de diseño moderno, basado en las propiedades mecánicas del material y en resultados experimentales, así como en la evidencia del comportamiento de estructuras reales. Dichas normas sirvieron de modelo para la elaboración de recomendaciones y reglamentos sobre mampostería en otros países (ref 13).

A raíz de los sismos de 1985, se obtuvieron en el Distrito Federal, registros de movimientos del terreno con aceleraciones mayores a las previstas por el reglamento en vigor (RDF-76). Esto condujo, a que en las Normas de Emergencia de 1985 y posteriormente en el Código de la versión de 1987, se incrementaran los coeficientes sísmicos y se modificaran los otros factores que inciden en la resistencia estructural, tales como factores de reducción de resistencia y requisitos de detallado del acero de refuerzo, entre otros. Como consecuencia, para cumplir con estas disposiciones, es necesario satisfacer una demanda más elevada de resistencia sísmica y, por ende, generalmente de desplazamientos laterales.

En el caso de estructuras de mampostería, los cambios no afectan prácticamente a proyectos de viviendas de uno o dos pisos que tengan cantidades suficientes de muros en ambas direcciones. Sin embargo, para edificios de mediana altura (de cuatro o más niveles), las disposiciones en vigor a partir de 1987 hacen necesario introducir, en los proyectos tipo de vivienda multifamiliar, modificaciones sustanciales que incrementen su capacidad sísmica.

A continuación se exponen brevemente los principales aspectos reglamentarios propuestos por las NTM del Reglamento de Construcciones en vigor (ref 1).

a) Filosofía general

El procedimiento de diseño del Código se basa en un formato de diseño por resistencia o de estados límite, que es el adoptado por el reglamento. La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas se deberá considerar que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y, se debe emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan. Las normas imponen requisitos geométricos y de refuerzo para los distintos tipos de muros de mampostería, y solicitan revisar la seguridad ante los distintos estados límite.

b) Materiales

Para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería, tales como su resistencia al corte y a la compresión, se establecen procedimientos de ensaye relativamente simples (fig 1.1). Para los casos en los que no se determinan las resistencias en el laboratorio, se proporcionan valores específicos para los materiales de empleo más común; los esfuerzos característicos propuestos representan el percentil 98, que significa que existe un 98% de probabilidad de que la resistencia tal sea superior o igual al valor señalado.

c) Carga vertical

Para el análisis por cargas verticales se pide que la estructura cumpla con los requisitos 1 a 3 que se explican en este inciso, para evitar la aparición de momentos flexionantes importantes o efectos de esbeltez significativos.

Para el cálculo de la carga vertical resistente se utiliza la expresión

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad (1.1)$$

en donde:

P_R = carga vertical resistente;

F_R = 0.6 para muros confinados o reforzados de acuerdo con las secciones 3.3 ó 3.4 de la ref 1;

F_R = 0.3 para muros no reforzados;

F_E = factor de reducción por excentricidad y esbeltez, que podrá tomarse como 0.7 para muros interiores y como 0.6 para muros extremos, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- 1) Las deformaciones en los extremos del muro, en la dirección normal a su plano, están restringidas por el sistema de piso u otros elementos.
- 2) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada, ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- 3) La relación altura/espesor del muro no excede de 20.

Cuando no se cumplan las condiciones anteriores, F_E se determinará como el menor valor que se obtenga entre los valores descritos y el que resulte de la ecuación siguiente:

$$F_E = \left[1 - \frac{2e'}{t}\right] \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right] \quad (1.2)$$

en donde:

e' = excentricidad debida a la carga vertical más una excentricidad accidental igual a $t/24$;

t = espesor del muro;

H' = altura efectiva del muro;

f^*_m = esfuerzo de diseño a compresión de la mampostería; y

A_T = área de la sección transversal del muro.

Las cargas verticales que actúan sobre los muros se pueden determinar mediante una bajada de cargas por áreas tributarias. La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería, f^*_m , permitidos por las NTM en la forma siguiente:

Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con las cuantías mínimas de refuerzo descritos en la sección 3.4 de las NTM ($\rho_h + \rho_v > 0.002$ y además: $\rho_h, \rho_v > 0.0007$), f^*_m se podrá incrementar en un 25 por ciento, pero no en más de 7 kg/cm^2 . Y para muros confinados, cuyas dalas y castillos cumplan con los requisitos de resistencia de materiales, con cuantías mínimas y separaciones de estribos especificadas en el inicio 3.3 de las NTM, f^*_m se podrá incrementar en 4 kg/cm^2 .

El análisis riguroso de estructuras a base de muros de mampostería ante cargas laterales y verticales es complejo, por tratarse de arreglos tridimensionales que no se

prestan fácilmente a la subdivisión en marcos bidimensionales. Además, la heterogeneidad en las propiedades mecánicas de los materiales componentes y su elevada anisotropía, obligan al empleo de simplificaciones, lo que permite modelar este tipo de estructuras de una manera confiable con las herramientas de cómputo actualmente disponibles (ref 14).

d) Análisis y resistencia ante cargas laterales. El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales, se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Es recomendable que la estructuración de muros de carga de mampostería, cumpla con los requisitos del inciso 4.1.3 de las NTM (ref 1) para que sea aplicable el método simplificado de diseño sísmico. Con esto se podrá verificar, además, el diseño realizado con análisis más refinados realizados con programas de computadora. Los requisitos del inciso citado se pueden resumir como sigue:

1. El 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica en planta.
2. La relación longitud a ancho de la planta del edificio no excede de 2.
3. La relación altura a la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5, y la altura del edificio no excede los 13 m.

Para aplicar el método simplificado, el reglamento especifica hacer caso omiso al cálculo de los desplazamientos horizontales, efectos de torsión y momentos de volteo. Se asume que los muros se deforman por cortante únicamente y que el esfuerzo cortante último se alcanza en todos los muros, lo que supone que tienen la suficiente capacidad de deformación para redistribuir los esfuerzos. Se solicita revisar únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros, sea cuando menos igual a la fuerza cortante actuante en dicho piso. Lo anterior asume

una distribución uniforme de esfuerzos cortantes. Por lo tanto, el cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal.

Para los muros que tengan una relación de esbeltez $h/L > 1.33$, se deberá reducir su resistencia al corte, al multiplicar su capacidad por el factor F_i definido en la ecuación 1.3.

$$F_i = (1.33 L / H)^2 < 1 \quad (1.3)$$

Según el reglamento, la resistencia a cargas laterales de un muro se deberá revisar para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente por momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

La fuerza cortante resistente se determina mediante la ecuación 1.4a o 1.4b, según sea aplicable

$$V_R = F_R (0.85 v^* A_T), \text{ para muros diafragma} \quad (1.4a)$$

$$V_R = F_R(0.5 v^* A_T + 0.3P) < 1.5 F_R v^* A_T, \text{ otros muros} \quad (1.4b)$$

en donde:

$F_R = 0.7$ para muros confinados, con refuerzo interior, o muros diafragma;

$F_R = 0.4$ para muros no confinados ni reforzados;

v^* = esfuerzo cortante promedio de diseño;

A_T = área de la sección transversal del muro;

P = carga vertical que actúa sobre el muro.

Las NTM permiten que cuando se coloque refuerzo horizontal en muros confinados o reforzados interiormente, cumpliendo con las características y cuantías mínimas especificadas en la sección 3.3 y 3.4 de las NTM respectivamente, se podrá incrementar en un 25 por ciento la fuerza cortante resistente calculada con la

ecuación 1.4a o 1.4b, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente:

$$p_h = 0.0002 v^* \left(1 + \frac{0.2P}{v^* A_T}\right) \frac{4200}{f_y} \quad (1.5)$$

Además, cuando se emplee acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia nominal mayor de 4200 kg/cm², las cuantías de refuerzo mencionadas podrán reducirse multiplicándolas por 4200/f_y (ver ecuación 1.5).

Para revisar la resistencia a flexión o flexocompresión en el plano del muro debido a las cargas laterales, se pueden utilizar las ecuaciones 1.6 y 1.7 que se basan en las hipótesis siguientes, las cuales asumen que el criterio para el cálculo de la capacidad en flexocompresión de elementos de concreto reforzado (C/R) es válido para la mampostería:

- a) La distribución de deformaciones longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente.
- c) Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- d) La sección falla cuando se alcanza en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión, igual a 0.003.
- e) A menos que con ensayos de pilas se determine la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla. Finalmente, los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando al momento resistente por el segundo término de la ecuación 1.2, es decir:

$$(1 - (H'/30t)^2).$$

Para flexión simple, el momento resistente M_o se calcula como:

$$M_o = F_R A_s f_y d' \quad (1.6)$$

en donde

$F_R = 0.8$ si $P_u < P_R / 3$; en caso contrario $F_R = 0.6$;

A_s = área del acero colocado en el extremo del muro;

f_y = esfuerzo de fluencia especificado del acero vertical del muro; y

d' = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

Si hubiera carga axial sobre el muro, el momento resistente M_R se calculará de acuerdo con la ecuación 1.7a o 1.7b.

$$M_R = M_o + 0.3 P_u d; \text{ si } P_u < P_R / 3 \quad (1.7a)$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d)(1 - P_u / P_R); \text{ si } P_u > P_R / 3 \quad (1.7b)$$

en donde:

P_u = carga axial total sobre el muro;

d = peralte efectivo del refuerzo de tensión; y

P_R = resistencia a la compresión axial (ecuación 1.1).

1.4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

1.4.1 Mampostería sin refuerzo

La experiencia en muchas construcciones de adobe y de mampostería no reforzada señala un comportamiento sísmico deficiente. Las principales causas que contribuyen a su mal comportamiento son: a) baja resistencia a la tensión del adobe y baja adherencia con los morteros de lodo; b) liga inadecuada entre los muros transversales, aún si se cuatrapean las piezas, y entre los sistemas de piso o techo y los muros ya que, por lo general, los primeros se apoyan simplemente en los muros sin ningún tipo de conector en la junta; c) deterioro de la mampostería por un alto grado de intemperismo; d) aberturas en forma de puertas o ventanas sin refuerzo en el perímetro; e) elevados pesos sobre los muros provenientes de sistemas de piso y techo que se traducen en elevadas fuerzas sísmicas. Este tipo de construcciones se debe evitar en zonas sísmicas; o, en su caso, mejorar su comportamiento sísmico por medio de algún refuerzo que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros (ref 2). En la fig 1.2 se muestra un tipo de falla común en estructuras de mampostería sin refuerzo, debido al sismo de Northridge, California en enero de 1994.

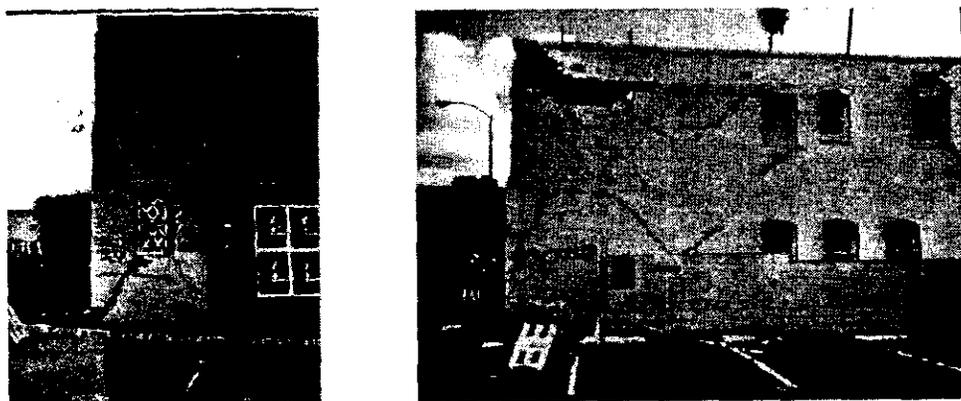


Fig 1.2 Fallas típicas por tensión diagonal en la mampostería sin refuerzo (sismo de Northridge, California, enero de 1994)

1.4.2 Estructuras de mampostería confinada

En lo que concierne a construcciones de mampostería confinada, se puede decir que su comportamiento observado en sismos ha sido satisfactorio. La contribución de los elementos confinantes de *concreto reforzado* es importante en cuanto a que provee al tablero de una mayor capacidad de deformación y de una liga muy efectiva con los elementos adyacentes y con el sistema de piso. A pesar de que el confinamiento evita la falla frágil del muro, no evita la posibilidad de agrietamientos diagonales, ya que la resistencia a tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de dadas y castillos (ref 2). Una solución para incrementar la resistencia a cortante de la mampostería confinada es mediante el uso de refuerzo horizontal en las juntas o de mallas electrosoldadas de acero adosadas sobre el tablero con grapas y un aplanado de mortero de recubrimiento (ref 2).

1.4.3 Estructuras de mampostería con refuerzo interior

Un procedimiento constructivo muy utilizado en otros países, aunque no tan popular en nuestro medio, es la mampostería con piezas huecas y refuerzo interior. El proceso constructivo resulta más elaborado y detallado que el sistema tradicional de mampostería confinada, ya que se deben cuidar el correcto llenado o colado de los huecos, así como la correcta colocación del refuerzo interior. En la práctica se argumenta que es difícil la supervisión de su construcción, lo que ha contribuido a una mala reputación del sistema en México. Respecto a su comportamiento sísmico en México puede decirse que ha sido defectuoso, en general, debido a falta de supervisión durante el proceso constructivo. Otras de las desventajas observadas son:

- a) Fallas locales de las piezas huecas por desprendimiento de sus paredes.
- b) La liga entre distintas piezas es menos efectiva.
- c) Se requieren altas cantidades de refuerzo para asegurar un buen comportamiento.

Sin embargo, este procedimiento tiene la ventaja, con respecto del sistema tradicional de mampostería confinada, de que el refuerzo incrementa su resistencia y reduce el agrietamiento a anchuras pequeñas. Por tanto, su capacidad de *deformación se incrementa* y la tasa de deterioro del muro disminuye. Desde un punto de vista *arquitectónico el muro puede quedar aparente*, es decir, no requiere de un acabado adicional.

Es interesante mencionar que en países como Japón, Nueva Zelanda y Estados Unidos el sistema constructivo consiste en llenar completamente los huecos de todas las piezas. Por lo general, las piezas usadas son bloques de concreto. Utilizan un mortero con elevada fluidez y se refuerzan con altas cuantías de acero horizontal y vertical, *creando prácticamente un muro monolítico de concreto*, con lo cual se obtiene un incremento en la *resistencia* y un comportamiento más dúctil, con respecto del de las mamposterías no reforzada y la confinada.

1.4.4 Muros diafragma

El caso de los muros diafragma que se ligan a la estructura principal (rellenando crujeías en marcos de acero o de concreto) merece una atención especial, ya que incrementan la rigidez de la misma alterando la distribución de fuerzas entre los distintos elementos resistentes. Su distribución asimétrica en planta es muy desfavorable. *La evidencia de su comportamiento durante sismos pasados son fallas y agrietamientos*, principalmente por no considerarse como elementos estructurales en el diseño, debido a la incompatibilidad entre la flexibilidad de la estructura principal y la propia de la mampostería. En la fig 1.3 se muestra el funcionamiento de un muro diafragma que tiende a deformarse por cortante dentro de un marco que lo tiende a hacer por flexión. La incompatibilidad de deformaciones a desplazamientos laterales elevados lleva a la formación de un mecanismo resistente caracterizado por un puntal diagonal a *compresión*. Dicho puntal interactúa con los elementos de confinamiento, produciéndose *esfuerzos de contacto elevados* que deben tomarse en cuenta para reforzar por cortante la sección crítica de la viga y columna de confinamiento (fig 1.3).

Existen ventajas y desventajas al desligar este tipo de muros de los marcos: por ejemplo, aún cuando no alteran la distribución de fuerzas, sus detalles son difíciles de lograr en campo sin una supervisión estricta y utilización de materiales flexibles adecuados en la unión del marco y del muro, además de que conducen a edificios que pueden ser bastante flexibles. Es muy probable que durante el sismo de 1985, algunos edificios no hayan tenido mayores daños y hasta el colapso, debido a la participación de muros diafragma como una fuente de resistencia adicional y de disipación de energía.

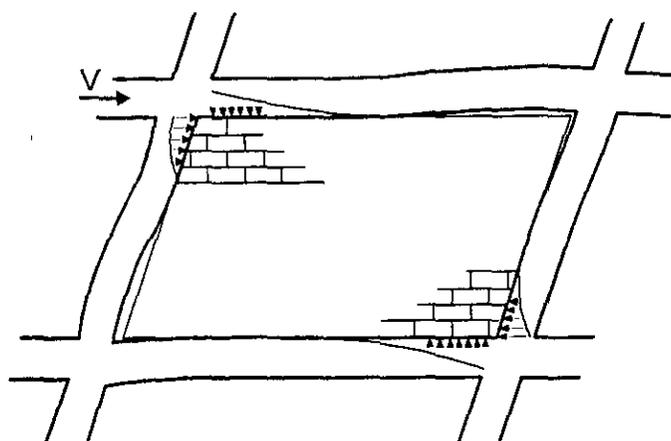


Fig 1.3 Interacción entre un muro diafragma y el marco que lo rodea

1.4.5 Factores adicionales que influyen en un comportamiento sísmico inadecuado

Finalmente, también se han identificado otros factores que contribuyeron a que estructuras de mampostería de bloque o de tabique con o sin refuerzo (principalmente en viviendas), hayan mostrado un mal comportamiento durante eventos sísmicos pasados, tales como los siguientes: hundimientos diferenciales previos a sismos, distribución asimétrica de los muros en planta o elevación, y escasez de éstos en alguna dirección.

Sobre este último aspecto (densidad de muros menor que la requerida), se debe recordar que la resistencia sísmica de un edificio de muros de carga es directamente proporcional al área total de muros. Además, como la fuerza sísmica depende de la

masa y ésta es, en general, proporcional al área total en planta de la construcción, puede definirse como un índice de la seguridad sísmica a la *densidad de muros*; es decir, a la relación entre el área transversal efectiva de muros y el área total en planta de la construcción. La densidad mínima de muros se deriva entonces de la igualación de las fuerzas cortantes actuantes y resistentes. La experiencia obtenida durante sismos intensos, indica que existe una *relación directa* entre el nivel de daño en edificios de mampostería de mediana altura y la *densidad de muros* existente (ref 14).

1.5 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como se explicó en el inciso 1.3, los requisitos de diseño sísmico del Reglamento de Construcciones para el D. F. en vigor (ref 15) son más severos que los anteriores. Este hecho repercute inevitablemente en los proyectos tipo convencionales para vivienda económica multifamiliar, ya que se requiere de modificaciones sustanciales para cumplir con las nuevas disposiciones.

Por el carácter repetitivo de los proyectos de vivienda, y por el elevado número de edificios similares que se tienen que construir, principalmente en zonas de alto peligro sísmico del país, se considera relevante contar con una verificación experimental de su seguridad. Para ello es necesario realizar ensayos de sistemas completos y a escala natural, que permitan verificar el nivel de seguridad sísmica de proyectos actuales de vivienda de bajo costo. Estas actividades podrán conducir, si se considera conveniente, a futuras modificaciones de los sistemas actuales de diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Con base en lo antes expuesto, se definió el siguiente objetivo general del trabajo experimental: estudiar el comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales mediante ensayos de tipo cuasi-estático. Los especímenes a escala natural, serían diseñados y construidos con base en los lineamientos que

especifica el Reglamento de Construcciones del D. F. en vigor (RDF-93). Para llevar a cabo este objetivo, se plantearon diferentes fases del programa experimental.

En las primeras dos fases, se construyeron cinco modelos con sistemas de muros con diferentes relaciones de aspecto y diferentes parámetros experimentales de estudio, como se explicará con más detalle en los capítulos siguientes. El objetivo de la fase I fue el estudio del efecto de diferentes grados de acoplamiento en el comportamiento de estructuras de mampostería confinada ante cargas laterales. En la fase II se estudió la influencia de la adición de diferentes tipos de refuerzo horizontal en las juntas de mortero. En la fase III, se evaluó el comportamiento ante cargas laterales de una estructura tridimensional de dos niveles, para conocer con mayor detalle la interacción entre muros y diafragmas rígidos de piso.

El tema principal de este trabajo es presentar los resultados obtenidos en la fase III del programa experimental. En los capítulos 2 y 3 se ha incluido como antecedente, la descripción de los principales resultados de las fases I y II, respectivamente. En el capítulo 4 se presenta la fase III del programa experimental. En éste, se describe el diseño, construcción, instrumentación y procedimiento de prueba del modelo tridimensional. El capítulo 5 contiene los resultados experimentales obtenidos, el comportamiento observado y análisis de resultados experimentales, a partir del procesamiento de la información registrada. En el capítulo 6 se compara la respuesta del modelo tridimensional con aquella obtenida de un modelo plano de un nivel ensayado en la fase I. El capítulo 7, de conclusiones, retoma las principales lecciones obtenidas de este estudio experimental planteando algunas implicaciones prácticas derivadas del mismo. Finalmente, en el capítulo 8 se presenta la bibliografía consultada.

CAPITULO 2. PRIMERA FASE DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe la primera fase del programa experimental. Se presentan los principales resultados de los ensayos realizados a tres sistemas de muros acoplados de mampostería confinada. Dichos resultados evalúan el efecto del grado de acoplamiento en la resistencia, rigidez y en las capacidades de disipación de energía y de deformación de los modelos. Finalmente, se apuntan las conclusiones más relevantes de esta etapa del programa.

2.2 ESPECÍMENES DE PRUEBA

En esta primera etapa de trabajo experimental se construyeron y ensayaron tres modelos a escala natural, compuestos por dos muros de mampostería confinada y ligados entre sí con diferentes condiciones de acoplamiento. La variable de estudio fue, por lo tanto, la influencia de dicho acoplamiento en el comportamiento ante cargas laterales de la mampostería confinada. Los modelos intentan representar una porción del sistema estructural de planta baja de una construcción típica de mampostería confinada de unos cuatro niveles de altura (fig 2.1). Aunque en términos simples se puede definir como "acoplamiento" al tipo de liga usado entre los dos muros que componen al modelo de prueba, mismo que se refleja en la forma de la abertura que se define entre ellos, es conveniente recordar los aspectos básicos sobre el efecto de las cargas inducidas por los sismos en el acoplamiento de muros.



Fig 2.1 Porción del sistema estructural estudiado de una construcción típica de mampostería.

2.2.1 Aspectos básicos sobre el comportamiento sísmico de muros acoplados

Los aspectos arquitectónicos y funcionales de una construcción demandan la presencia de ventanas, puertas y ductos de servicio a través de aberturas en los muros. Un ejemplo típico lo constituye el núcleo rígido que aloja escaleras y elevadores en edificios altos, en donde las puertas de acceso atraviesan los muros. Los muros, a cada lado de las aberturas se pueden interconectar mediante vigas, a menudo cortas y muy peraltadas. Se acostumbra referirse a estos muros como *acoplados por las vigas* (fig 2.2a). El sistema de acoplamiento consiste de un conjunto de vigas cortas, que transmite fuerzas cortantes de un muro a otro; por ende, dichas vigas de acoplamiento estarán sujetas a flexión y cortante. Cuando la relación claro/peralte de estas vigas es pequeña (menor que dos), las deformaciones por cortante son muy significativas. Por otra parte, el momento de volteo generado por la acción de cargas laterales externas, se debe resistir en cualquier sección transversal horizontal a través de la estructura del muro de cortante (fig 2.2b). La expresión correspondiente del equilibrio es :

$$M_0 = M_1 + M_2 + IT \quad (2.1)$$

donde

M_0 = momento externo total;

M_1, M_2 = momentos internos generados en los muros 1 y 2;

- T = fuerza axial inducida en los muros; tensión en el muro 1 y compresión en el muro 2 de la fig 2.2a;
- I = distancia entre centroides de los dos muros.

La fuerza axial en los muros resulta de la acumulación de las fuerzas cortantes a través del sistema de acoplamiento de las vigas. A mayor rigidez del sistema de acoplamiento con relación a los muros, mayor eficiencia del acoplamiento, mayores las fuerzas inducidas a cortante vertical en las vigas, y mayor la fuerza axial en los muros. Es claro que es más eficiente resistir el momento externo predominantemente mediante fuerzas internas T que operen con un brazo de palanca grande I , que mediante componentes internas M_1 y M_2 de momento. Las vigas de acoplamiento muy poco peraltadas, muestran su baja eficiencia para contribuir con la generación del par interno IT ; el caso límite, cuando $IT=0$, sucede cuando todo el momento externo es resistido por flexión en los muros en voladizo, mediante sus componentes M_1 y M_2 , ante el nulo acoplamiento proporcionado por las vigas.

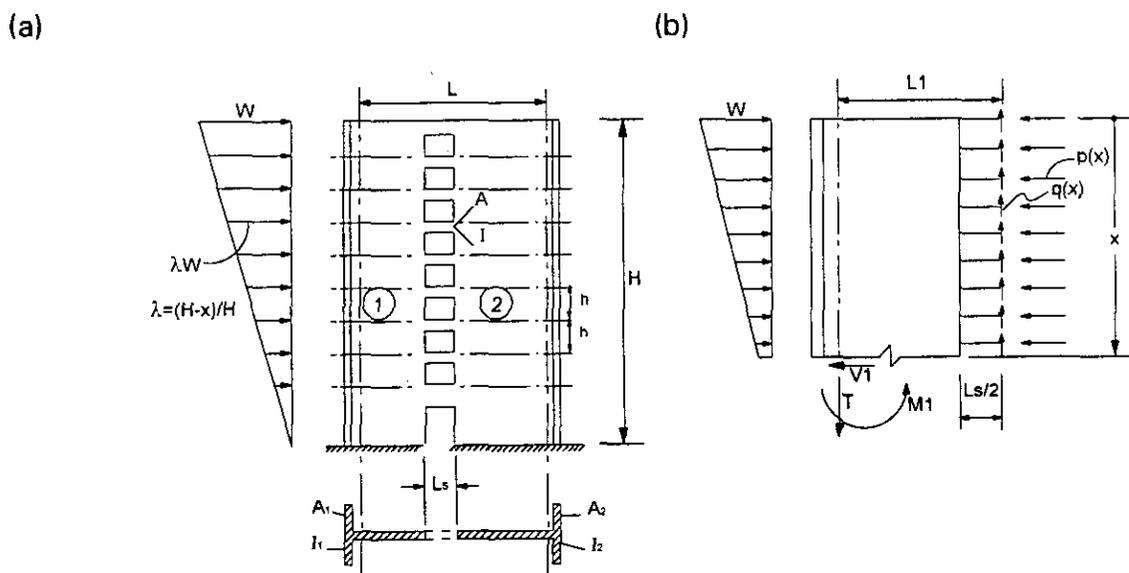


Fig 2.2 Muros acoplados por las vigas y elementos mecánicos a través de la estructura del muro de cortante (ref 22).

Por otra parte, la resistencia de dos muros acoplados, sujetos a cargas laterales, se alcanza cuando se forma un mecanismo de colapso. Para ello se requieren dos articulaciones plásticas en cada viga de acoplamiento que limitan su habilidad de aceptar cortante adicional. También se necesita desarrollar una articulación plástica en cada uno de los muros, normalmente en su base, para completar el mecanismo. La secuencia de formación de articulaciones dependerá de la resistencia y rigidez relativas de los componentes. El comportamiento de algunos muros acoplados ante sismos severos indica que todas o casi todas las vigas de acoplamiento fallan antes de lograrse la resistencia máxima de los muros acoplados. Sin embargo, es posible que en algunas estructuras la resistencia máxima de los muros se agote antes de que se formen articulaciones en las vigas de acoplamiento.

En la ref 16 se clasifican a los muros de mampostería con refuerzo interior en tres tipos, dependiendo de la manera en que resisten las fuerzas inducidas por los sismos:

- a) Muros en voladizo.
- b) Muros acoplados con plastificación de los tableros o de las mochetas adyacentes a las aberturas.
- c) Muros acoplados con plastificación del sistema de piso.

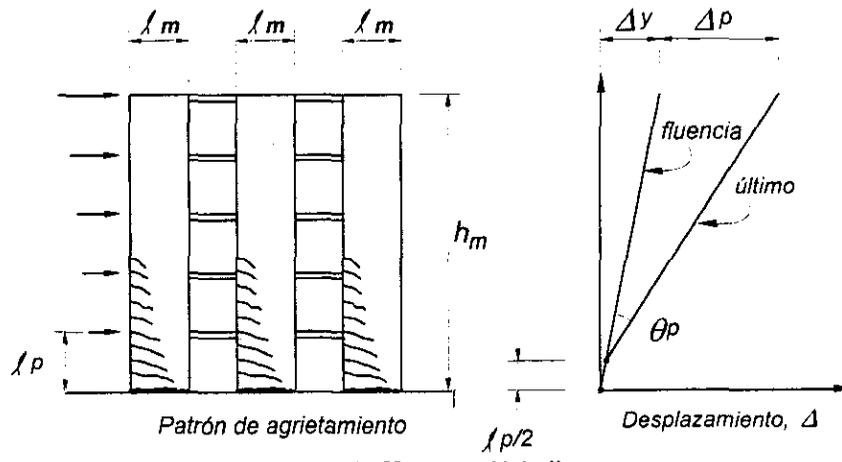
En el primer caso (fig 2.3a), las cargas laterales son resistidas predominantemente mediante deformaciones por flexión de los muros, de modo que la energía se puede disipar en articulaciones plásticas en la base de cada muro, donde se concentran las rotaciones plásticas. Para lograr una disipación estable de energía, las articulaciones deben ser adecuadamente detalladas. Para que los muros trabajen en voladizo se necesita que el acoplamiento entre ellos sea débil, lo que implica que la viga equivalente con la que participa el sistema de piso, sea flexible.

Como se dijo en un principio, las construcciones de mampostería tienen generalmente muros de fachada provistos de aberturas en forma de puertas o

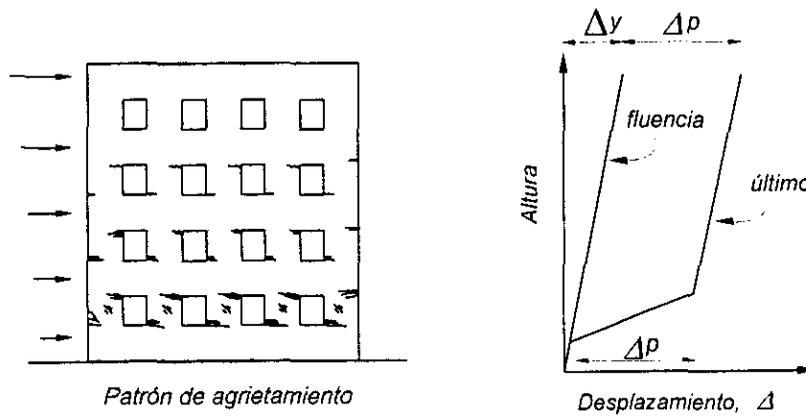
ventanas (fig 2.3). Ante cargas laterales, la plastificación puede ocurrir en las mochetas adyacentes a las aberturas (elementos verticales) o en el sistema dala-pretil (elementos horizontales). El primer caso es el más común y se caracteriza por una concentración del desplazamiento en las mochetas (y por tanto de daño), ya sea debido a flexión o cortante en un nivel, generalmente en la planta baja (fig 2.3b). Para este tipo de comportamiento se puede demostrar que la capacidad de deformación requerida es, en la mayoría de los casos, difícil de obtener físicamente aun para ductilidades de desplazamiento moderadas (ref 16). Por tanto, en el diseño de este sistema se deben permitir bajos desplazamientos.

En ocasiones, las proporciones de las aberturas en los muros de mampostería son tales que el sistema de piso (o losa más pretil, si éste existe) es más débil que las mochetas (fig 2.3c). Aunque esta configuración estructural ha sido empleada exitosamente en estructuras de concreto reforzado, la fragilidad de la mampostería limita su aplicación, en particular si los elementos de acoplamiento son de mampostería (pretil). El rápido deterioro de la resistencia y rigidez del acoplamiento conduce a un incremento de momentos cuyas magnitudes tienden a las obtenidas en muros en voladizo. La consideración del grado de acoplamiento en el análisis, y su consecuente impacto en los momentos de diseño son importantes.

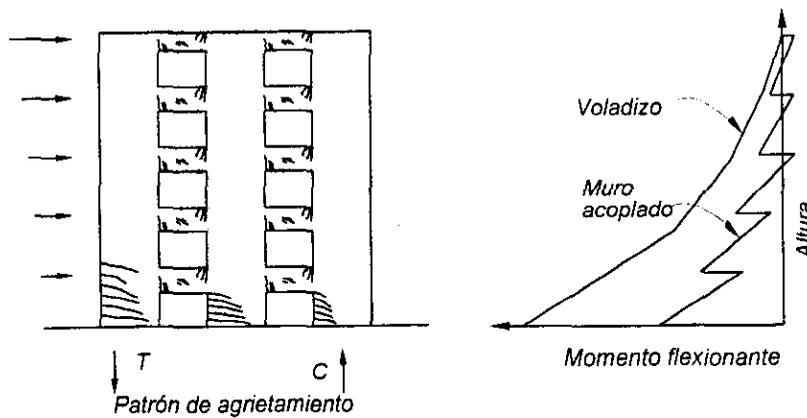
Como se ilustra en la fig 2.3c, la distribución de momentos flexionantes en la altura del muro depende directamente del grado de acoplamiento supuesto en el análisis. Si las capacidades a flexión de los muros se determinaron suponiendo un trabajo de muros acoplados y éste no existe en la realidad, el incremento de momento en las bases de los muros al trabajar en voladizo no podrá ser resistido. Por lo tanto, es indispensable evaluar experimentalmente el efecto del grado de acoplamiento en el comportamiento de muros de mampostería confinada.



a) Muros en Voladizo



b) Muros acoplados con plastificación de elementos verticales



c) Muros acoplados con plastificación del sistema de piso / trabes

Fig 2.3 Clasificación de muros según su participación en la resistencia ante cargas laterales (ref 16)

2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MODELOS

Los especímenes consistieron de dos muros de mampostería de tabique rojo recocido confinados por castillos y una dala superior de concreto reforzado (C/R). Además, contaron con una losa, también de C/R de 1.2 m de anchura. La variable experimental de estudio fue el grado de acoplamiento entre los muros, es decir, la relación entre el momento flexionante M y la fuerza cortante V ; este cociente se expresa como M/VL , donde L es la longitud del muro.

En el primer modelo, denominado W-W, los muros únicamente se conectaron por medio de dos varillas de acero de alta resistencia ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$), que transmitían la fuerza lateral entre los muros (fig 2.4a). En este modelo, que prácticamente no tuvo acoplamiento, las relaciones M/VL de los muros eran iguales a 1.5 y 1.0.

Para el segundo modelo, denominado WBW, se utilizó como elemento de liga entre ambos muros un sistema continuo dala-losa de concreto colado en sitio. De esta manera, entre los muros hubo una abertura con forma de puerta (fig 2.4b) y, por tanto, con menor M/VL .

El tercer modelo (WWW), además de tener la continuidad de la dala y losa como en el caso anterior, fue provisto con pretilos de tabique en la parte superior de la losa y en la parte inferior entre ambos muros, por lo que tuvo un grado de acoplamiento mayor. Los pretilos así dispuestos, definieron una abertura con forma de ventana (fig 2.4c). Mediante la colocación del pretil superior se intentó simular las condiciones de frontera que se tendrían si existiera un piso superior.

En la misma fig 2.4 se observa que los tres modelos tienen mochetas perpendiculares en sus extremos. La presencia de estos elementos cumplió dos funciones simultáneas: a la vez que favorecieron la estabilidad del espécimen durante

los ensayos, evitando fallas fuera del plano, simulamos la contribución que tendría en la rigidez lateral del espécimen, un ancho efectivo de seis veces el espesor del muro (6t) por la presencia de muros perpendiculares, tal como se recomienda en la ref 17 para considerar este efecto en un análisis ante cargas laterales. Todos los modelos fueron contruidos por el mismo albañil, siguiendo la práctica constructiva tradicional para muros de mampostería.

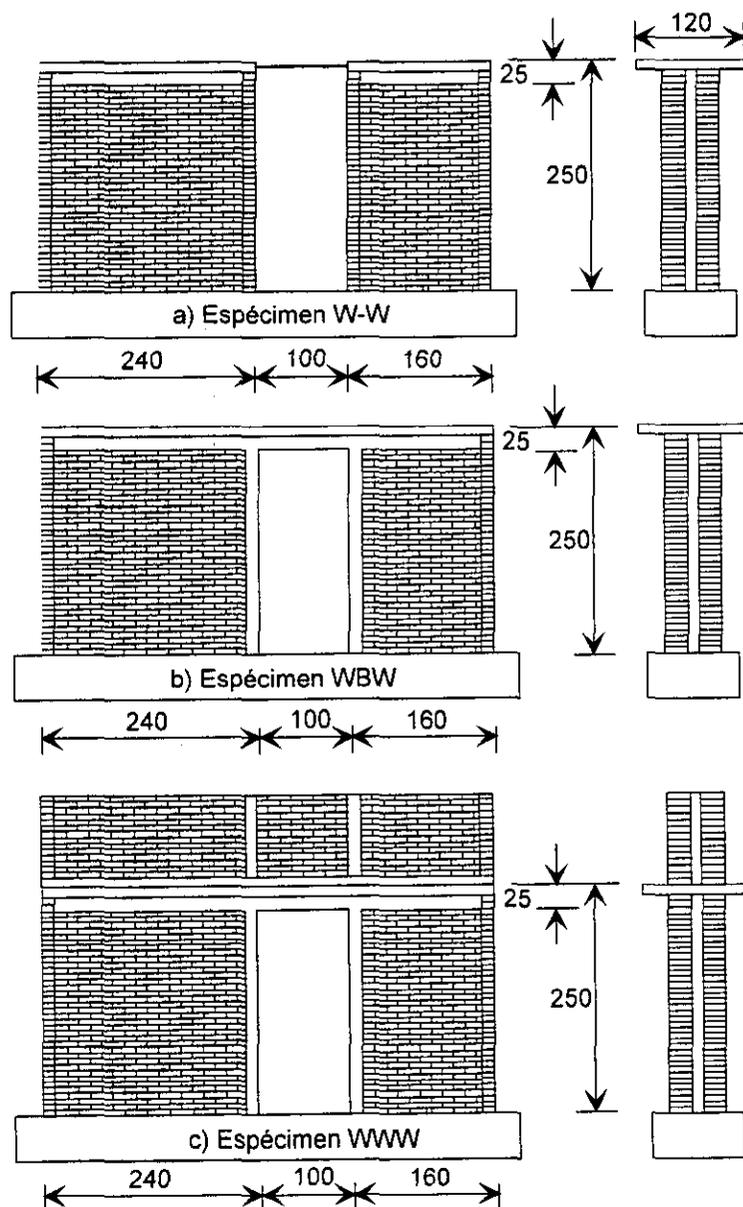


Fig 2.4 Dimensiones de los modelos de prueba

2.4 DIMENSIONES, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

Las dimensiones de los modelos se muestran en la fig 2.4. La altura de entrepiso de 2.5 m corresponde al valor típico usado para proyectos de vivienda en México. Las longitudes de los tableros fueron seleccionadas de manera que generaran diferentes relaciones de aspecto, para estudiar su influencia en el comportamiento ante cargas laterales de los modelos. Las relaciones de aspecto seleccionadas fueron de 1 y 1.5, y corresponden a longitudes de muros de 2.40 m y 1.60 m, respectivamente.

El diseño de los especímenes siguió las especificaciones del RDF-93 y de sus NTM (refs 15 y 1, respectivamente). En la fig 2.5 se muestran los detalles de los armados de los modelos. Los armados, que fueron los mismos para los tres modelos, corresponden a diseños típicos utilizados en la práctica para proyectos de vivienda.

Para el refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas se utilizaron barras corrugadas con un esfuerzo nominal de fluencia igual a 4200 kg/cm². Para los estribos se empleó alambroón del #2 con esfuerzo nominal de fluencia de 3000 kg/cm².

Los castillos, con sección de 15 x 12.5 cm, se armaron longitudinalmente con cuatro barras del #3; dichas barras se remataron con ganchos a 90° en el nudo castillo-dala. Los estribos se habilitaron con ganchos a 135° y se separaron a cada 20 cm, excepto en los extremos donde se colocaron cinco estribos a cada 7 cm. La menor separación de los estribos en los extremos de los castillos obedece a que ensayos de laboratorio de muros de mampostería confinada con esta modalidad de refuerzo (ref 8) han evidenciado un comportamiento más estable y dúctil, con respecto de cuando la separación en toda la altura del elemento es igual a 20 cm. En la unión castillo-dala no se suspendieron los estribos del castillo, siguiendo las recomendaciones de detallado para las zonas del nudo columna-viga que especifican

las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (ref 18). La sección de la dala fue de 12.5 x 25 cm; se reforzó longitudinalmente con cuatro barras del #4, y transversalmente con estribos lisos del #2 a cada 20 cm rematados por ganchos a 135°.

El armado de la losa consistió de bastones transversales del #4 separados a cada 20 cm, y en el sentido largo de barras del #3 separadas también a cada 20 cm. Las losas se construyeron con un espesor de 10 cm y una anchura de 1.2 m.

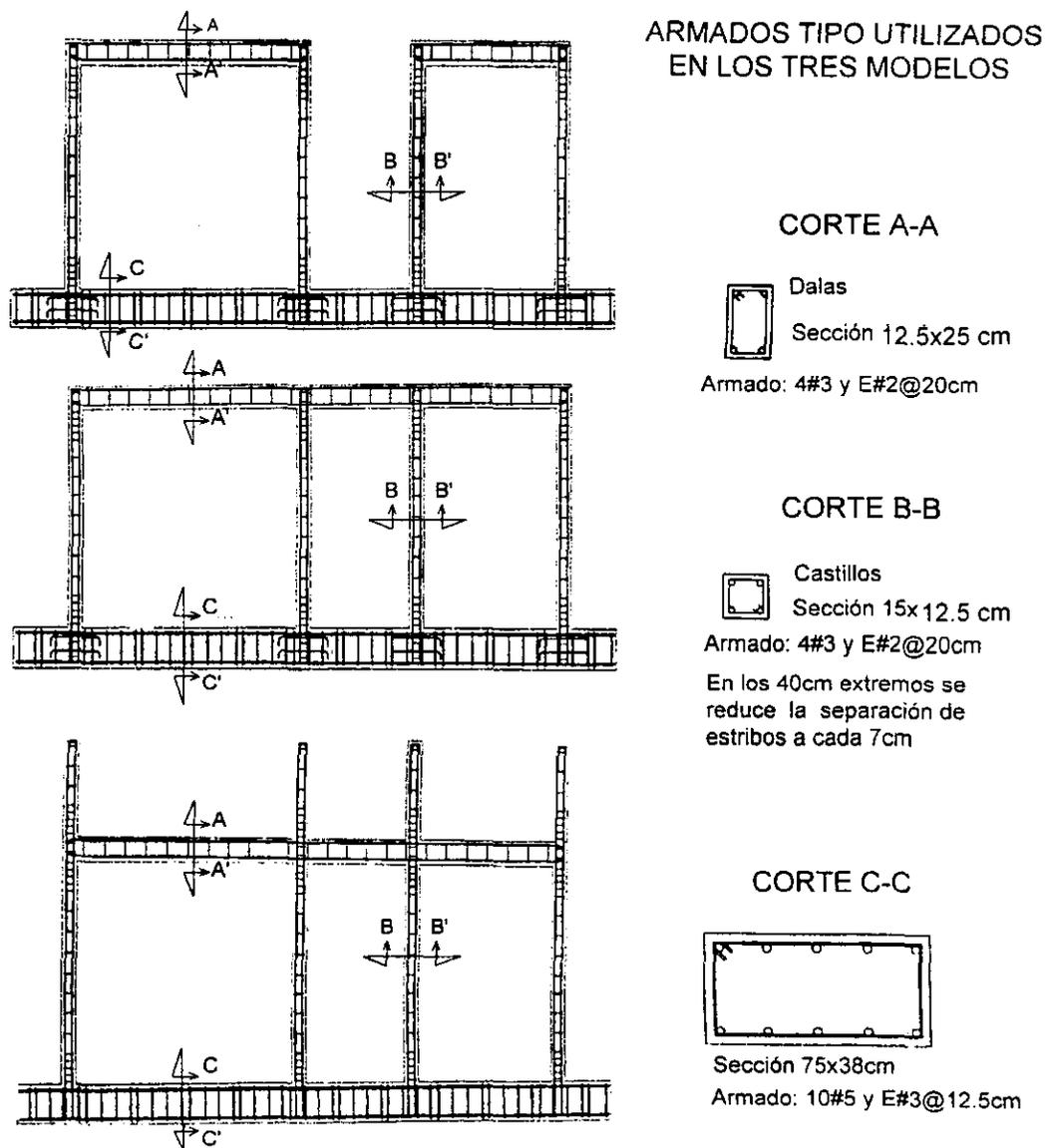


Fig 2.5a Armado de los especímenes

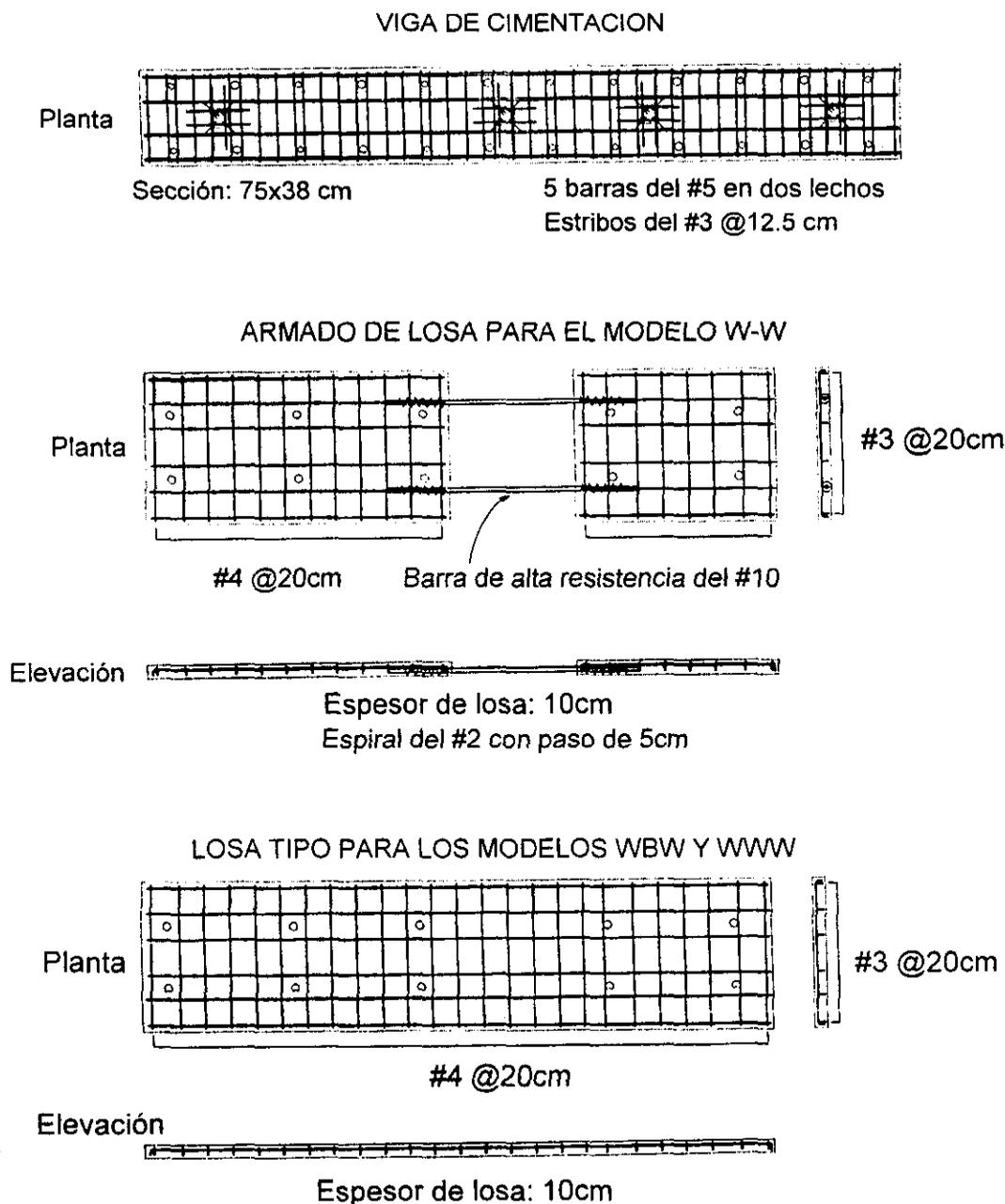


Fig 2.5 (continuación) Armado de losas y viga de cimentación

El concreto utilizado para los castillos, dala y losa se diseñó con una resistencia a la compresión de 200 kg/cm², un revenimiento de 10 cm, y fue elaborado en el laboratorio utilizando cemento portland normal tipo I. El tamaño máximo de agregado usado fue de 12 mm, para asegurar que el concreto fluyera a través de las secciones

tan reducidas de los castillos, ayudando además a que la compactación del concreto se realizara en forma eficiente. Las vigas de cimentación de C/R, también fueron coladas *in situ*, pero utilizando concreto premezclado con una resistencia de diseño de 350 kg/cm^2 y un revenimiento de 10 cm. Se tomaron muestras de concreto durante los diferentes colados realizados, con el fin de obtener a diferentes edades su resistencia a la compresión y verificar la resistencia de diseño. En el Apéndice se presentan algunos datos adicionales acerca de los materiales utilizados en la construcción de los modelos.

Para unir los tabiques, se empleó un mortero con relación volumétrica cemento:arena de 1:4. La cantidad de agua utilizada fue la necesaria para que el mortero fuera manejable. El mortero elaborado de esta manera correspondió a uno del tipo I, según la ref 1. Se tomaron muestras cúbicas de mortero para conocer su resistencia a la compresión. La resistencia promedio obtenida del ensaye de cubos de 5 cm de arista fue de 160 kg/cm^2 . Para obtener las propiedades mecánicas de la mampostería (resistencia al corte y a la compresión) se construyeron muretes y pilas, respectivamente, con los mismos materiales empleados para la construcción de los modelos. La resistencia promedio a la compresión de la mampostería fue de 50 kg/cm^2 para los tres modelos, mientras que la resistencia promedio a tensión diagonal de la mampostería fue de 10 kg/cm^2 . En las tablas 2.1 a 2.3 se presentan las propiedades mecánicas promedio de los materiales de construcción utilizados.

Tabla 2.1 Resistencia a la compresión de cilindros de concreto

ELEMENTO	MODELO		
	W-W	WBW	WWW
Viga de cimentación	260 ¹ (135) ²	425 (128)	325 (135)
Castillos	275 (141)	165 (95)	135 (75)
Losa	490 (103)	365 (82)	360 (55)

¹ Resistencia a la compresión de cilindros, kg/cm^2

² Edad del concreto al momento del ensaye del modelo, en días

Tabla 2.2 Resistencia promedio del mortero y mampostería

CONCEPTO	MODELO		
	W-W	WBW	WWW
MORTERO Resistencia a compresión ¹	190 (107) ²	150 (86)	140 (59)
MAMPOSTERÍA Resistencia a compresión ³	48	53	53
MAMPOSTERÍA Resistencia al corte ⁴	10	10	10

- ¹ btenida del ensaye de cubos de 5 cm de arista. Según la ref 1, el mortero tipo I tiene una resistencia a la compresión de 120 kg/cm².
- ² Edad promedio del mortero al momento del ensaye del modelo, en días.
- ³ Obtenida del ensaye de pilas. De acuerdo a la ref 1, la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, f'_m , es de 15 kg/cm².
- ⁴ Resistencia obtenida de la prueba de muretes. Según la ref 1, la resistencia al cortante de diseño de la mampostería v' es de 3.5 kg/cm².

Tabla 2.3 Resistencia del acero de refuerzo

Varilla #	f_y [kg/cm ²]	f_u [kg/cm ²]	Alargamiento en 200 mm [%]
2	2810	4890	19.7
3	4610	7450	12.4
4	4320	6905	16.1

Los muros se construyeron en dos etapas. Primero se construyeron la mitad de los muros con sus mochetas y se colaron los castillos hasta esa altura dejando una junta fría. Después se construyó la segunda mitad del muro y de mochetas, y se realizó el colado de la mitad superior de castillos después de haber picado la junta fría para mejorar la trabazón o adherencia entre ambos concretos (fig 2.6). Durante la construcción de los muros, se saturó el tabique antes de su pegado como lo indica la ref 1. Por último, se armaron la dala y la losa, y se procedió al colado de estos elementos (fig 2.7).

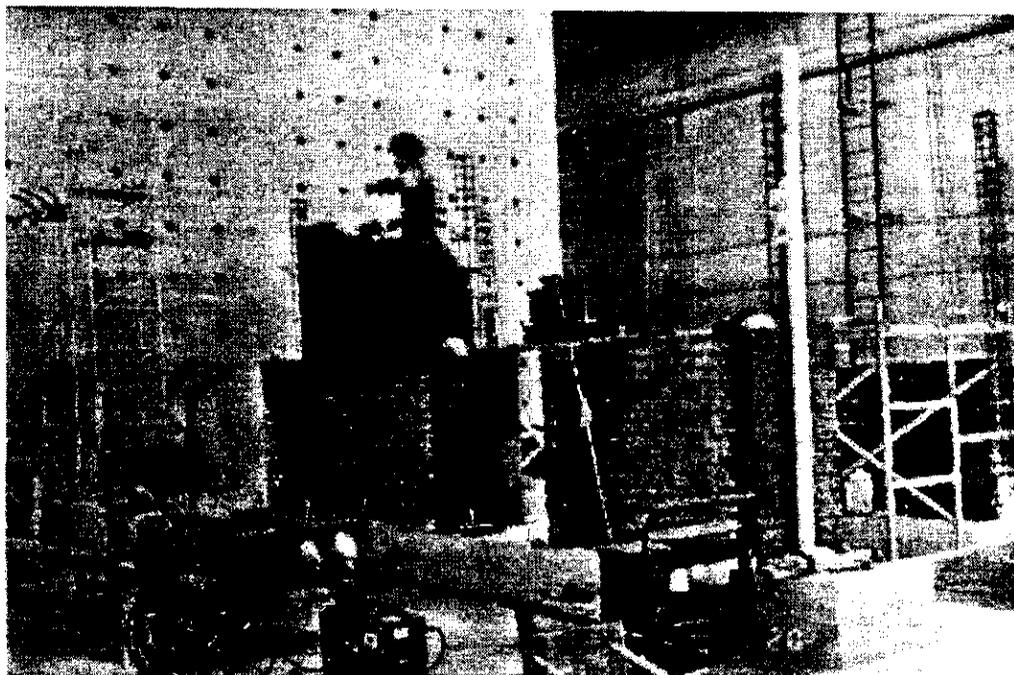


Fig 2.6 Construcción de la segunda mitad de muros

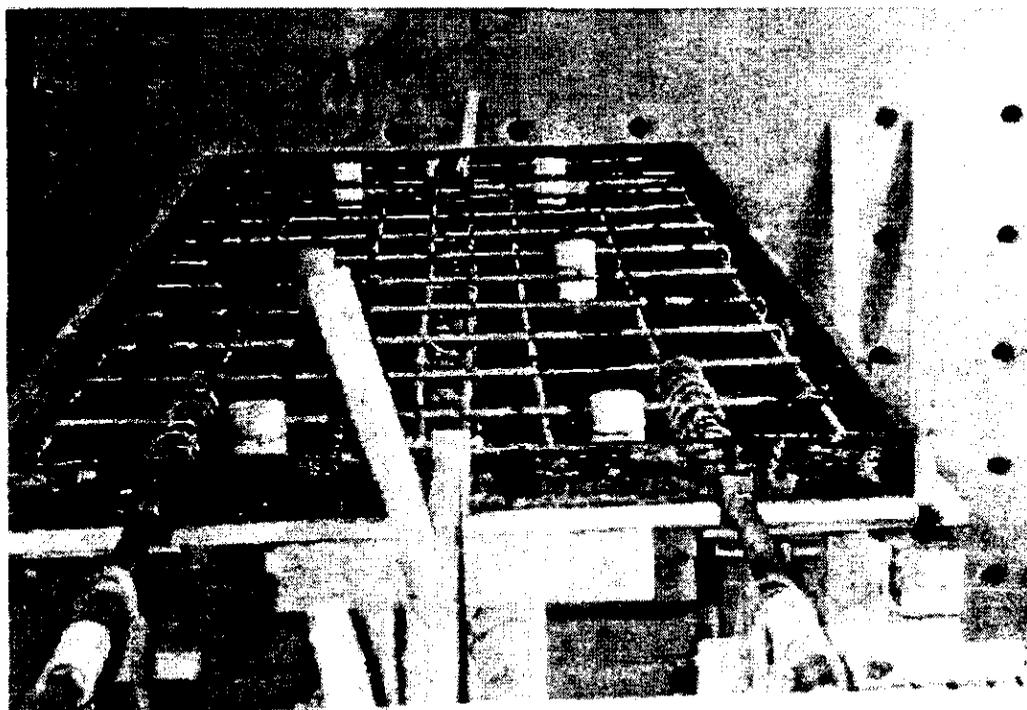


Fig 2.7 Armado de la losa del modelo W-W

2.5 DISPOSITIVO E HISTORIA DE CARGA

En la fig 2.8 se muestra el dispositivo de carga para el modelo W-W. Para los modelos WBW y WWW se utilizó el mismo arreglo. La carga lateral fue aplicada mediante un gato hidráulico de doble acción con capacidad de 50 t. Para simular los efectos de esfuerzos verticales producidos por cargas gravitacionales se empleó el dispositivo mostrado en la fig 2.9. Para transmitir la carga aplicada por los gatos hidráulicos verticales a la losa de reacción, se usaron yugos metálicos y barras de acero de alta resistencia. En los puntos de descarga de los gatos verticales sobre la losa, se colocaron articulaciones con el fin de evitar variaciones en el esfuerzo vertical aplicado producidas por la rotación del muro. El esfuerzo vertical aplicado fue de 5 kg/cm^2 , y se mantuvo constante durante la prueba. El nivel de carga vertical puede considerarse como típico de edificios de vivienda económica de cuatro o cinco niveles (ref 19).

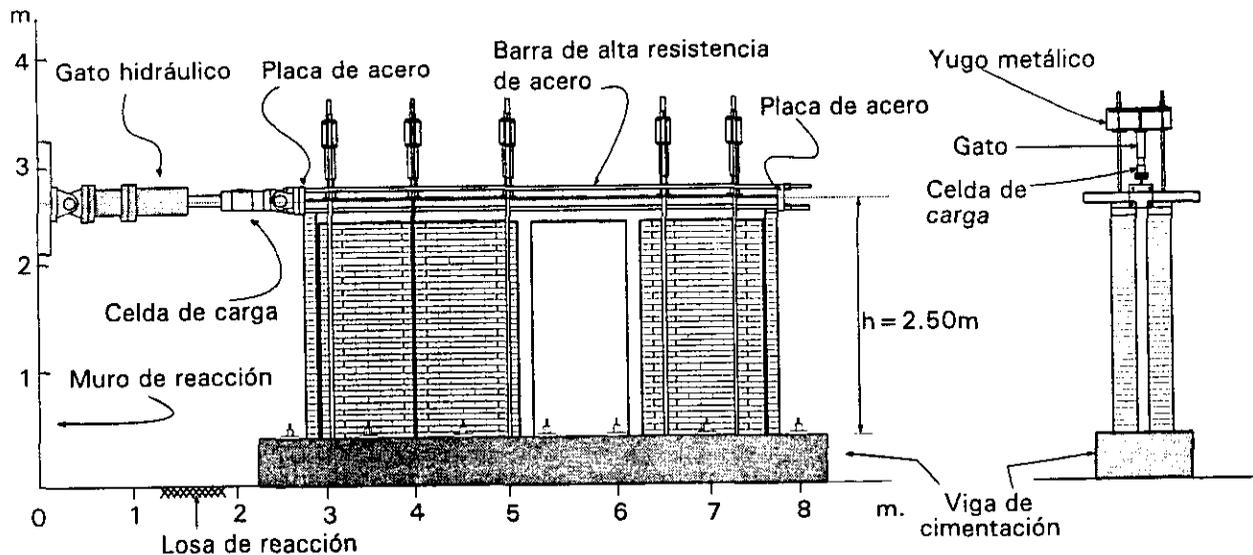


Fig 2.8 Dispositivo de carga

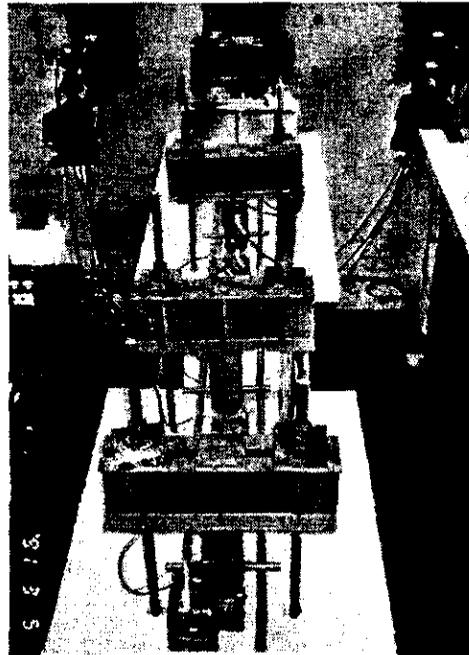


Fig 2.9 Dispositivo de carga vertical

Los especímenes fueron ensayados mediante la aplicación de cargas laterales cíclicas. En cada ciclo se aplicaron varios niveles o incrementos de carga. La historia de carga aplicada fue similar para los tres modelos y constó de dos etapas. En la primera fase, la prueba fue controlada por carga. Es decir, se aplicaron ciclos regidos por una carga lateral máxima predeterminada, la cual se iba incrementando hasta que se produjera la primera grieta diagonal en algún tablero de mampostería. En la segunda etapa, después del agrietamiento diagonal inicial, la prueba fue controlada por *distorsión lateral*¹. Así, se aplicaron ciclos a niveles de deformación lateral previamente programados. En la fig 2.10 se muestra como ejemplo, la historia de carga aplicada al modelo W-W.

¹ Para los fines de este trabajo, se define como distorsión lateral a la relación que existe entre el desplazamiento lateral del modelo, registrado por un transductor ubicado en un extremo de la losa, y la altura de dicho instrumento medida a partir de la viga de cimentación.

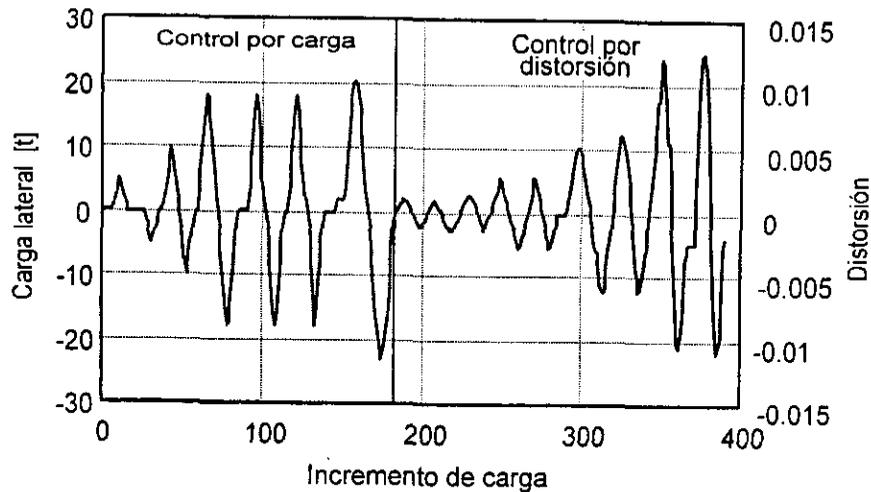


Fig 2.10 Historia de carga para el modelo W-W

2.6 INSTRUMENTACIÓN Y LECTURA DE DATOS

Los modelos fueron densamente instrumentados respetando un arreglo similar para los tres especímenes con fines de comparación. Se utilizaron transductores eléctricos de deformación, de desplazamiento y de carga. La instrumentación fue diseñada para medir simultáneamente la respuesta del modelo en diversos puntos. Por ejemplo, utilizando los micrómetros instalados sobre las diagonales de los muros, es posible medir las deformaciones angulares de los mismos. Con los transductores ubicados sobre la dala y con aquellos instalados a lo largo de los castillos, es posible conocer las curvaturas y rotaciones de algunas secciones en particular. En la fig 2.11 se muestra como ejemplo, la posición de los deformímetros en el acero de refuerzo longitudinal y transversal del modelo WBW. La disposición de los transductores de desplazamiento para el mismo modelo aparece en la fig 2.12. Para la lectura de los datos de la prueba, se utilizó un equipo automático controlado por una computadora personal. Durante el ensaye también se realizó un monitoreo contínuo de algunos canales necesarios para el control del mismo. Paralelamente se dibujó en pantalla y en tiempo real, la curva histerética del modelo.

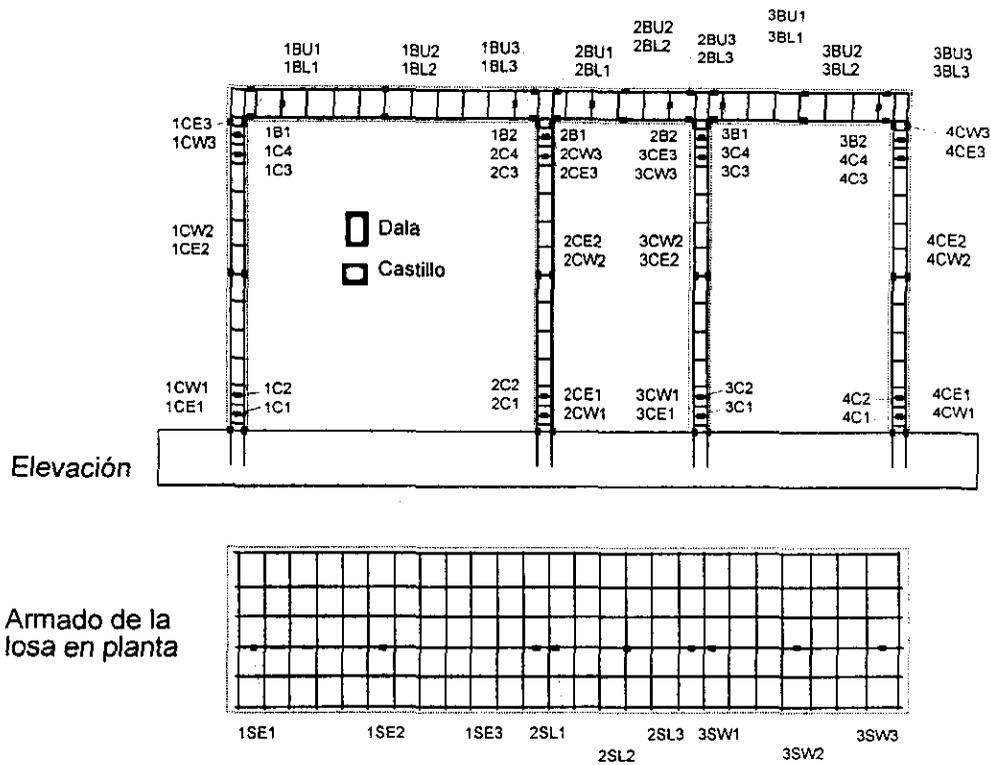


Fig 2.11 Posición de los deformímetros para el modelo WBW

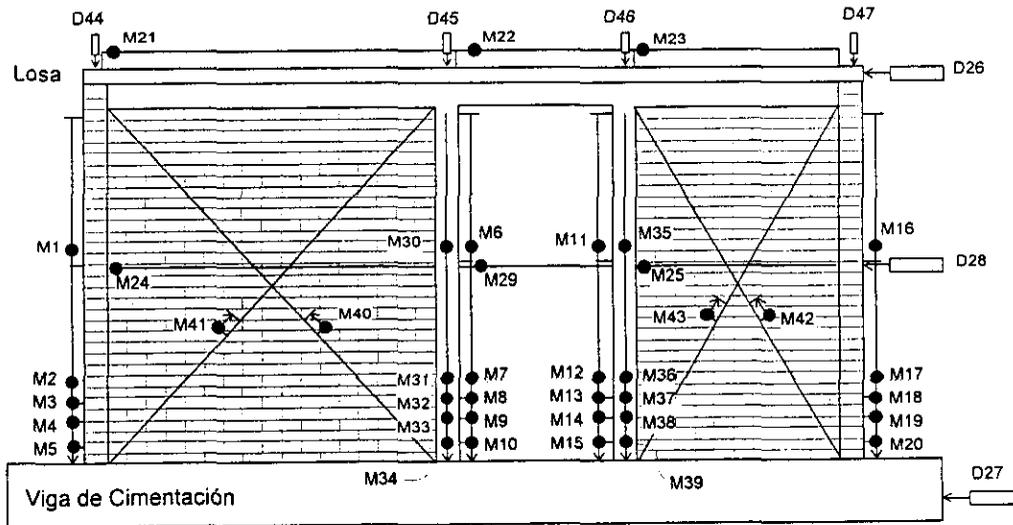


Fig 2.12 Posición de los transductores de desplazamiento para el modelo WBW

2.7 RESULTADOS EXPERIMENTALES

2.7.1 Patrones de Agrietamiento

En la fig 2.13 se muestran los patrones finales de agrietamiento de cada modelo. Se observa que el daño estuvo dominado por grietas debidas a tensión diagonal en ambos sentidos. Las primeras grietas inclinadas aparecieron cerca de las esquinas de los muros y se propagaron hasta la parte central de los mismos. Los niveles de carga y deformación en el momento en que ocurrió el primer agrietamiento de la mampostería, tanto para carga positiva como negativa, se muestran en la tabla 2.4. Aun cuando las cargas de agrietamiento son similares en los tres casos, no lo son las distorsiones correspondientes. Para los modelos W-W y WBW los valores de distorsión fluctúan entre 0.10% y 0.12%, mientras que para el modelo WWW las primeras grietas inclinadas ocurrieron con valores de 0.05% a 0.07% de distorsión. Con excepción del primer modelo, que mostró una distribución bastante uniforme del agrietamiento en ambos muros (debida probablemente a deformaciones importantes por flexión), los muros de los modelos restantes mostraron una o dos grietas principales en cada diagonal en forma de X, quedando otras zonas prácticamente sin daño importante.

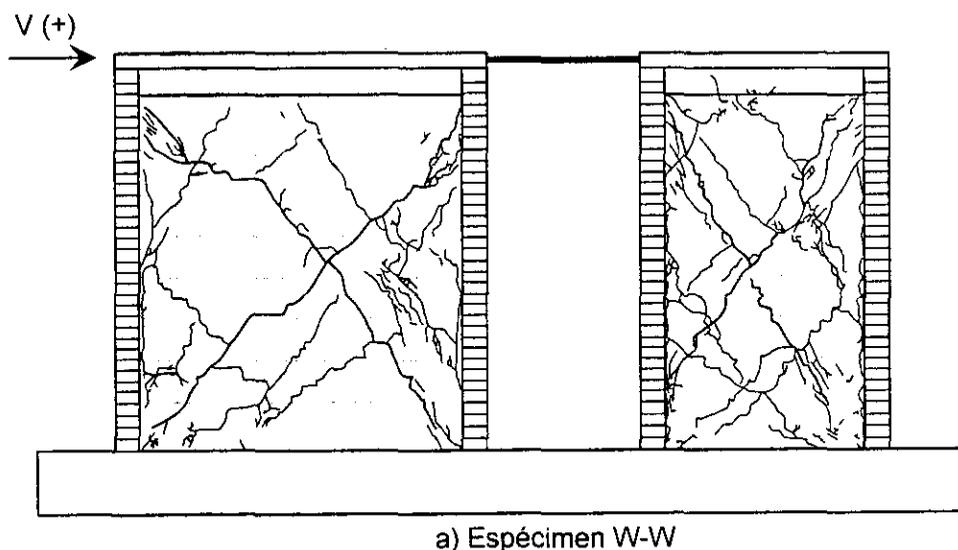
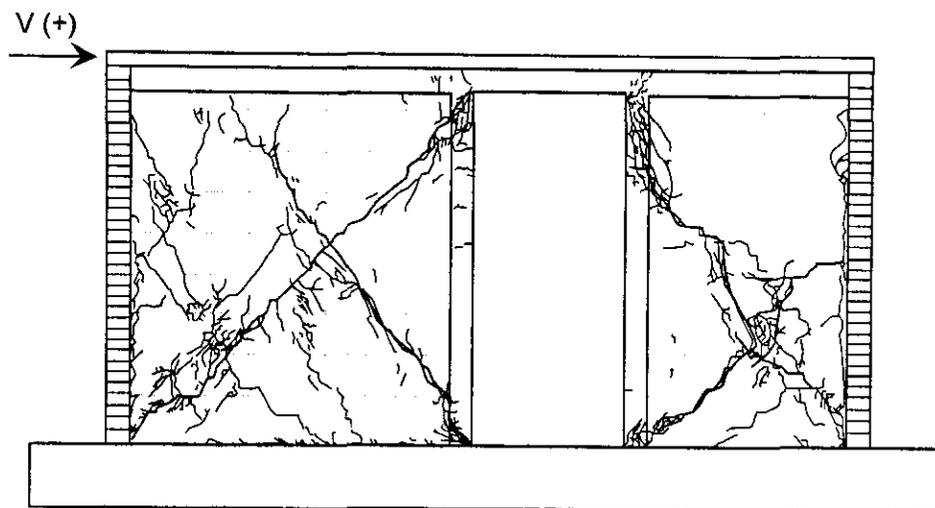
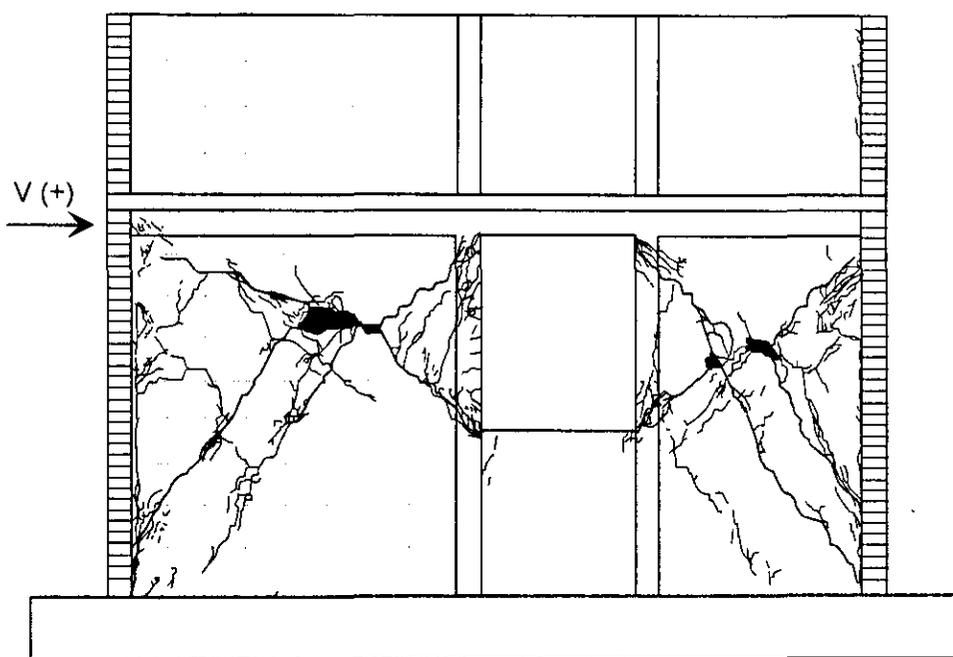


Fig 2.13 Patrón final de agrietamiento. Modelo W-W



b) Espécimen WBW



c) Espécimen WWW

Fig 2.13 (Continuación). Patrón final de agrietamiento.
Modelos WBW y WWW

Tabla 2.4 Cortantes de Entrepiso de Diseño y Medidos

Modelo	$V_{u,RDF} 1^1$	$V_u 3^3$ (t)	Cortantes de entrepiso medidos [t]					
			Ciclos positivos			Ciclos negativos		
			$V_{agr} 4^4$ (t)	$V_{max} 5^5$ (t)	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDF}} 6$ $[\frac{V_{agr}}{V_{u,RDF}}] 7$	$V_{agr} 8^4$ (t)	$V_{max} 9^5$ (t)	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDF}} 11$ $[\frac{V_{agr}}{V_{u,RDF}}]$
W-W	14.9 [22.1]	22.0 (0.17)	20.5 (0.1)	28.7 (0.6)	1.93 [1.38]	22.0 (0.12)	30.6 (0.54)	2.06 [1.48]
WBW	14.9 [22.1]	24.5 (0.18)	25.1 (0.12)	27.7 (0.6)	1.87 [1.68]	25.1 (0.12)	25.5 (0.15)	1.71 [1.68]
WWW	14.9 [22.1]	23.5 (0.17)	21.6 (0.07)	25.9 (0.16)	1.74 [1.45]	18.2 (0.05)	28.5 (0.31)	1.92 [1.22]

¹ Cortante calculado según la ref 1, usando las dimensiones reales de los modelos.

² Igual que el anterior, pero utilizando resistencias de los materiales obtenidas experimentalmente al momento del ensaye.

³ Cortante de fluencia correspondiente a la lectura de fluencia registrada en los deformímetros. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a la fluencia.

⁴ Cortante medido al inicio del agrietamiento inclinado. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a la cargas de agrietamiento de los modelos.

⁵ Cortante máximo medido. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a esta carga máxima.

En todos los casos se observó que las grietas se propagaron atravesando los tabiques, y en muy pocos casos siguieron las juntas de mortero en forma escalonada. Esto indica que la resistencia a la tensión de los tabiques fue menor que la adherencia entre el mortero y tabique. Dicha adherencia fue posiblemente incrementada por el nivel de carga vertical aplicado. En los ciclos posteriores a la formación del agrietamiento en X, se generó un mecanismo de deslizamiento de bloques de mampostería. Es decir, el bloque situado arriba de la grieta diagonal deslizó con respecto del bloque inferior, causando el desconchamiento y aplastamiento de los tabiques en los cruces de estas grietas diagonales (fig 2.14). Los castillos, tanto interiores como exteriores, exhibieron algunas grietas horizontales distribuidas en la altura. Esto se debe a que una vez agrietada la mampostería, los muros se expanden en su plano deformando al castillo en curvatura simple. La articulación de los castillos

en sus extremos, causada por la penetración de las fisuras diagonales, impide la recuperación de la vertical de los castillos. En los tres modelos se observó al final de los ensayos algunas grietas verticales en la entrecara del muro y los castillos extremos. Este fenómeno refuerza la recomendación, seguida frecuentemente en la práctica, de dentar los muros para lograr una mejor trabazón entre el muro y el castillo, garantizando de este modo una adecuada transmisión de fuerzas. En ninguno de los modelos se identificó algún agrietamiento en el sistema de piso.

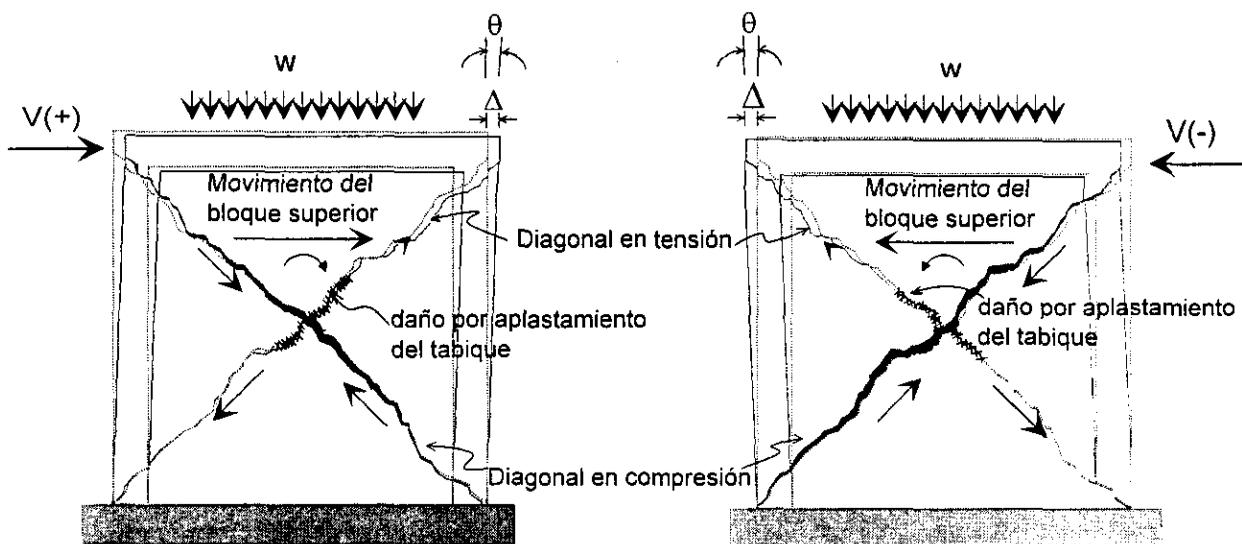


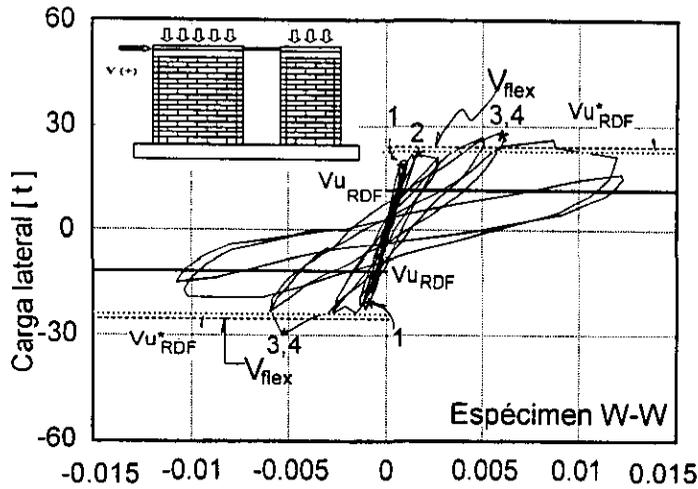
Fig 2.14 Mecanismo de deslizamiento entre bloques de mampostería

La influencia del grado de acoplamiento (M/VL) en los patrones de agrietamiento puede observarse al comparar las figuras correspondientes a los modelos WBW y WWW. En WWW, los castillos adyacentes a la abertura quedaron flexionados en curvatura doble, debido a la elevada rigidez de los elementos de acoplamiento. En este modelo la presencia del pretil inferior, generó un problema de columna corta al rigidizar no sólo a los castillos intermedios, sino también a los tableros de mampostería. Con ello, se propició una degradación por cortante mayor para este modelo comparada con la que tenían los otros modelos para las mismas

distorsiones. Este hecho explica en parte el que WWW haya alcanzado los primeros agrietamientos diagonales a distorsiones de casi la mitad de aquéllas medidas para los otros modelos. Las grietas principales diagonales se iniciaron desde las esquinas de las aberturas hacia las esquinas diagonalmente opuestas. Es interesante señalar que los pretilos del tercer modelo no se agrietaron. En los modelos WBW y WWW, las grietas diagonales principales penetraron en los castillos que delimitaban la abertura. El daño fue especialmente notable hacia los últimos ciclos de la prueba, en donde se observaron grandes deformaciones de las barras de los castillos. Los daños fueron característicos de articulaciones plásticas. Los castillos extremos de los tres modelos mostraron únicamente algunas grietas por flexión distribuidas en su altura.

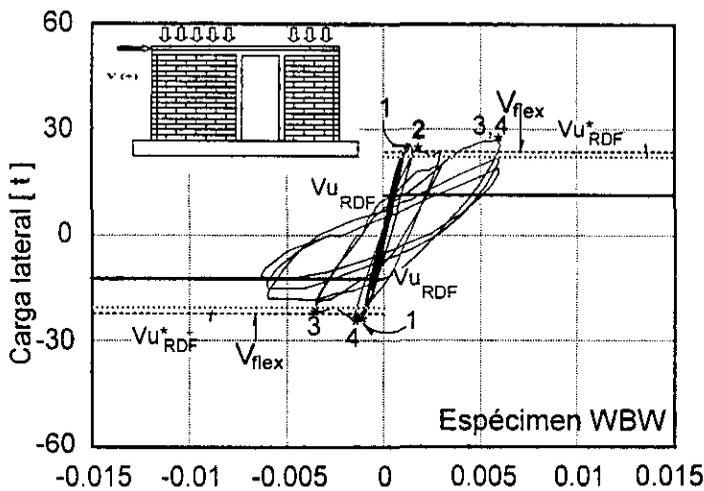
2.7.2 Comportamiento Histerético

En la fig 2.15 se muestra el comportamiento histerético de cada modelo. En la misma se han indicado los eventos más importantes que ocurrieron durante los ensayos, así como las resistencias teóricas ($V_{u,RDF}$) y ($V^*_{u,RDF}$) predichas por las NTM (ref 1) y obtenidas con la ecuación 1.4. Para el cálculo de $V_{u,RDF}$, se utilizaron las resistencias de diseño propuestas por la misma referencia, mientras que para el cálculo de $V^*_{u,RDF}$ se consideraron las resistencias obtenidas experimentalmente (ver tabla 2.2). Es conveniente recordar que la ecuación 1.4 fue calibrada para predecir la carga de agrietamiento diagonal del muro; por tanto, las normas de mampostería consideran a la carga de agrietamiento diagonal como la resistencia última al corte. Se observa que el valor de $V_{u,RDF}$ es el mismo para los tres modelos, ya que no considera el efecto del grado de acoplamiento. En las gráficas de la fig 2.15 también se señala el valor del cortante asociado a una posible falla por flexión, denotado por V_{flex} , que fue calculado con las ecuaciones 1.6 y 1.7 tomadas de la ref 5. Cabe mencionar que V_{flex} es 1.6 veces mayor que $V_{u,RDF}$, de manera que el modo de falla esperado era por cortante. En todos los cálculos se consideró el efecto de la carga vertical aplicada, las dimensiones reales de los modelos, y un $F_R = 1.0$.



Notación:

- 1.- Primer agrietamiento diagonal
- 2.- Primera fluencia del acero de refuerzo
- 3.- Agrietamiento en "x"
- 4.- Cortante máximo (V_{max} .)



$V_{u,RDF}$ y $V_{u,RDF}^*$: resistencias que predicen las NTM (ref 1), calculadas a su vez, con las resistencias teórica y experimental de los materiales, respectivamente.

V_{flex} : cortante asociado a la falla por flexión calculado con las resistencias de diseño de acuerdo con la misma ref 1.

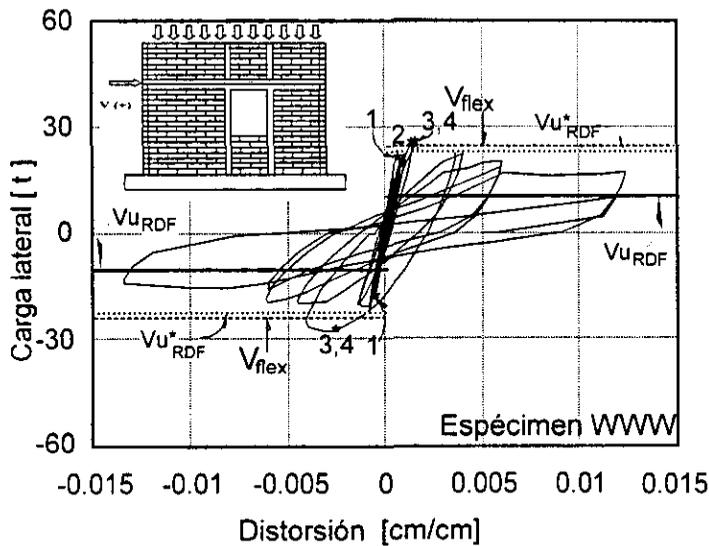


Fig 2.15 Respuesta histerética de los modelos

Los lazos histeréticos fueron característicos de muros de mampostería confinada, en los cuales durante los ciclos previos al primer agrietamiento diagonal, los modelos exhibieron una respuesta simétrica y elástica-lineal, no obstante el poco fisuramiento por flexión de los castillos. En la etapa de comportamiento no lineal se observó un mayor deterioro de resistencia y rigidez en los ciclos negativos. Este fenómeno se atribuye al daño producido en los semiciclos positivos, y al daño en el tablero cuadrado que para cargas laterales negativas, aumentaba su rigidez por una mayor compresión. En todos los casos se observó que después de que ocurrió el agrietamiento diagonal inicial, los modelos resistieron fuerzas cortantes mayores. Esto es atribuido a la reserva de capacidad existente en los modelos, hasta la formación completa de las grietas en forma de X. Los lazos de histéresis de los modelos muestran poco estrangulamiento cerca del origen. Los ciclos exhibieron buena disipación de energía para ciclos con distorsiones de hasta 0.6%, lo que se explica por el deslizamiento relativo de los bloques, la fricción desarrollada, el aplastamiento de los tabiques y la fluencia del refuerzo de los castillos. Aunque los elementos de confinamiento no contribuyen sensiblemente a aumentar la resistencia, participan de manera decisiva para garantizar un comportamiento estable de este tipo de estructuras.

Para los tres modelos, los cortantes de agrietamiento y los máximos medidos fueron superiores a la resistencia teórica predicha por el RDF-93. Cuando se calculó dicha resistencia utilizando las resistencias experimentales de los materiales, se obtuvo una aproximación razonable de los cortantes máximos medidos. En la fig 2.15 se observa que a pesar de que se rebasó el valor teórico del cortante asociado a la falla por flexión (V_{flex}), el modo de falla fue por corte, tal como se describió en la sección 2.7.1. En la Tabla 2.4 se presentan los cortantes de diseño, de agrietamiento y los máximos medidos experimentalmente.

Es importante destacar que para casi todos los ciclos posteriores al primer agrietamiento, la resistencia alcanzada fue igual o mayor que la capacidad teórica

$V_{u,RDF}$. Esto indica la buena capacidad de deformación de los modelos para mantener una carga superior a la resistencia de diseño, aun a distorsiones elevadas. En la Tabla 2.5 se muestra, como una medida de la ductilidad de desplazamiento μ , la relación R_u/R_{agr} . En este caso R_{agr} es la distorsión asociada con el primer agrietamiento inclinado, y R_u es la distorsión máxima del modelo correspondiente a un cortante mayor o igual que $V_{u,RDF}$. Los valores de μ para cortantes positivos están comprendidos entre 5 y 10, mientras que para cargas negativas los valores fluctúan entre 3 y 8, sin haber una correspondencia clara entre μ y el grado de acoplamiento.

Tabla 2.5 Medidas de ductilidad de desplazamiento μ , en función de la distorsión al primer agrietamiento diagonal.

Modelo	R_u (%)		R_{agr} (%)		$\mu = R_u/R_{agr}$	
	V(+)	V(-)	V(+)	V(-)	V(+)	V(-)
W-W	1.00	0.60	0.10	0.12	10	5
WBW	0.60	0.35	0.12	0.12	5	2.9
WWW	0.40	0.41	0.07	0.05	5.7	8.2

A partir de estos valores, y con base en el comportamiento observado, puede decirse que para estructuras de este tipo un valor máximo de distorsión de 0.0035 se considera adecuado para asegurar un comportamiento estable en cuanto a su capacidad resistente ante carga lateral. Sin embargo, para estos niveles de distorsión, estructuras de este tipo pierden casi un 80 por ciento de su rigidez inicial; hecho poco afortunado para fines de diseño (ver inciso 2.7.3 y fig 2.17).

Las envolventes de respuesta de los ciclos positivos se presentan en la fig 2.16. Las curvas correspondientes a los ciclos negativos (que no se presentan) muestran un comportamiento similar. En las curvas se identifican el primer

agrietamiento diagonal y la primera fluencia que se obtuvo de las lecturas de los deformímetros eléctricos instalados en el acero de refuerzo de los elementos. Se observa que el tipo de acoplamiento en los modelos tuvo un efecto significativo en la rigidez inicial. Para ilustrar lo anterior se calculó la rigidez secante para el primer ciclo con carga máxima a 18 t, encontrándose que la rigidez de WWW fue mayor que la de WBW y W-W en un 53% y 68%, respectivamente. En la gráfica se muestra la rigidez calculada para cada espécimen con un modelo de columna ancha en el que se usaron propiedades de la sección completa y las propiedades medidas de los materiales. Los resultados calculados muestran buena concordancia con los valores medidos.

Es interesante observar que la primera fluencia ocurrió casi a la misma distorsión para los tres modelos (0.17%), no así la carga máxima, que para los primeros modelos (W-W y WBW), sucedió a una distorsión del 0.6%, mientras que para WWW sucedió a 0.3%, lo cual es consistente con su mayor rigidez. Es interesante observar que para distorsiones mayores al 0.4%, el modelo WWW muestra un deterioro mayor en resistencia que W-W y WBW. Lo anterior sugiere utilizar menores valores de distorsión admisible en estructuras similares a WWW, en las que su mayor rigidez se atribuya a la presencia de pretilos.

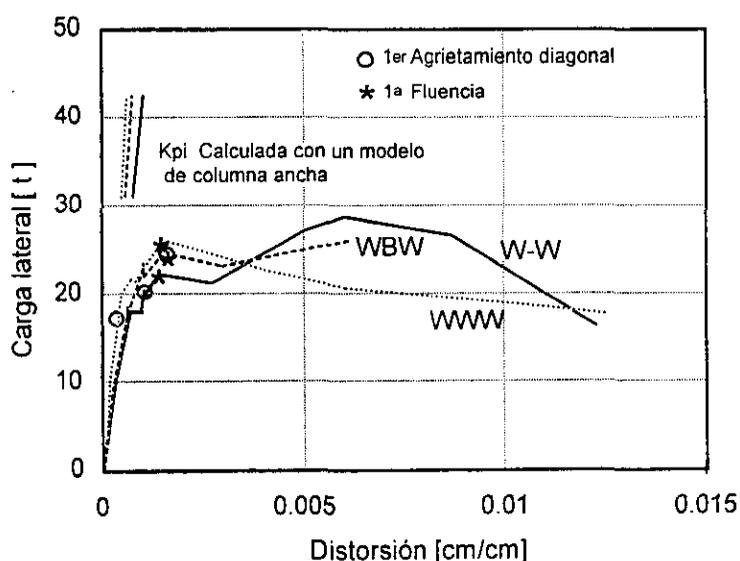


Fig 2.16 *Envolturas de respuesta para ciclos positivos*

2.7.3 Degradación de rigidez y disipación de energía

La degradación de rigidez en los modelos se estudió empleando el concepto de rigidez de ciclo, que se define gráficamente en la fig 2.17. Se presentan las curvas de degradación de rigidez contra la distorsión para los tres modelos. Resulta interesante observar que en los tres casos, la tendencia de degradación es muy parecida, y sigue una función parabólica. Se observa un mayor deterioro de la rigidez para las primeras etapas de carga que para los últimos ciclos. Este efecto se atribuye en primer lugar al agrietamiento horizontal en los castillos (por flexión) y al acomodo de tabiques; en segundo término, la degradación de rigidez es atribuida al agrietamiento y aplastamiento de los muros y los castillos. En la misma figura se indica el momento en que sucede el primer agrietamiento inclinado en la mampostería. Resulta interesante observar que en promedio, los tres modelos pierden un 40% de su rigidez inicial tan sólo con la primer grieta diagonal. Aunque la rigidez de los modelos decayó al aplicar ciclos a la misma deformación, el mayor deterioro fue generado por los ciclos en que se alcanzaban por primera vez distorsiones mayores. Por último conviene retomar el hecho de que, para fines de diseño, las estructuras con muros de mampostería que no satisfacen los requisitos del Método simplificado de análisis sísmico, deberán de considerar la elevada fragilidad del material, que produce altas pérdidas de rigidez con niveles bajos de desplazamiento, comparados con los que comúnmente se utilizan para estructuras de otro tipo (0.6% y 1.2%).

En la fig 2.18. se muestra la energía disipada y acumulada de cada uno de los modelos. Dicha energía se evaluó mediante el cálculo del área contenida dentro de cada ciclo histerético. En los tres modelos se observa una tendencia muy parecida de disipación de energía, principalmente durante los primeros ciclos de carga hasta una distorsión del 0.3%. En general, estos ciclos correspondieron a la etapa elástica y a los primeros agrietamientos. Para los ciclos posteriores, cuando sucedió la formación completa del agrietamiento diagonal en X, las curvas de energía muestran un crecimiento acelerado que se explica por el alto nivel de daño que mostraron los modelos hacia el final de la prueba, el deslizamiento relativo de los bloques, el

aplastamiento de los tabiques y castillos, así como por la fluencia del acero de refuerzo. Finalmente, se puede decir que las características de disipación de energía de los especímenes con diferentes relaciones M/VL fueron muy similares.

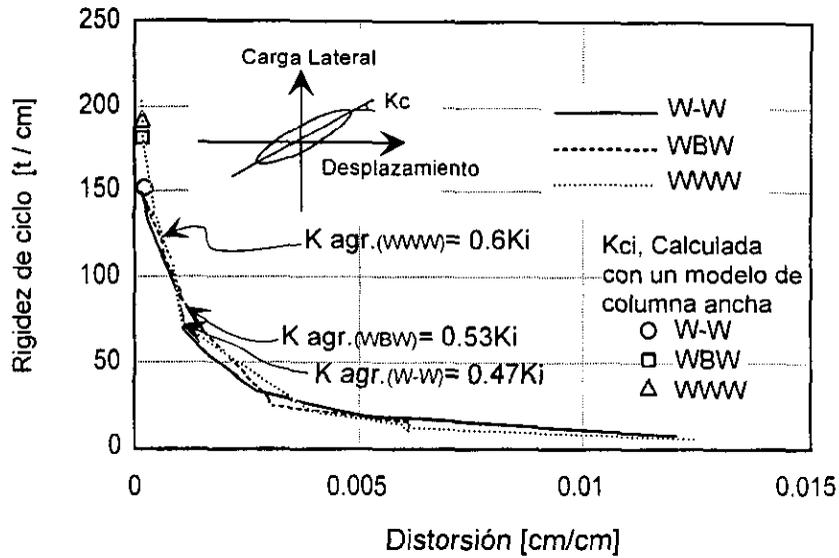


Fig 2.17 Degradación de rigidez de los modelos

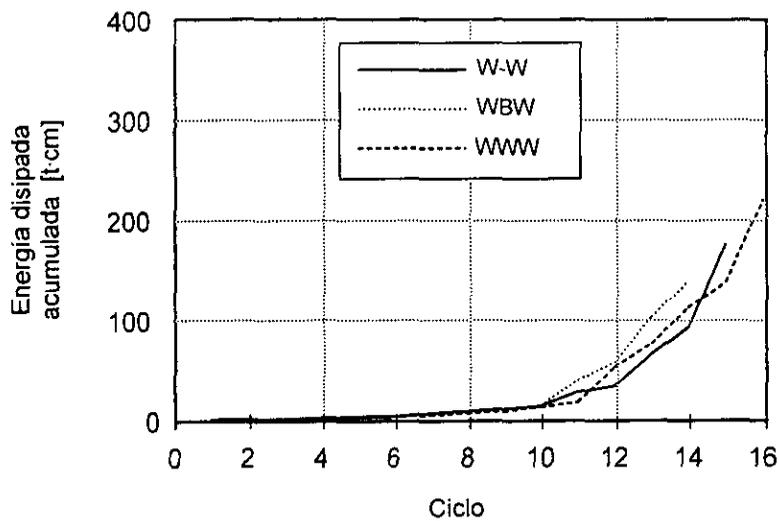


Fig 2.18 Disipación de energía de los tres modelos

2.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los resultados obtenidos en los ensayos realizados en esta primera etapa del programa experimental, se desarrollaron las siguientes conclusiones (ref 20).

1. La relación M/VL claramente afectó el patrón de agrietamiento. Sin embargo, el modo de falla fue dominado por deformaciones al corte en los muros de mampostería y no fue modificado por el grado de acoplamiento.

2. Los cortantes de entrepiso, y las distorsiones correspondientes al primer agrietamiento diagonal fueron similares en los tres modelos y, por tanto, independientes de las características de acoplamiento de cada uno de ellos. La ecuación de las NTM (ref 1) utilizada para predecir la carga de agrietamiento tomando en cuenta las resistencias de los materiales, mostró una excelente correlación con los valores medidos (ver fig 2.15)

3. Las tres estructuras alcanzaron fuerzas cortantes máximas comparables, independientemente del grado de acoplamiento. Sin embargo, éste influyó en la distorsión a la cual se registró el cortante máximo. La resistencia de los modelos fue en promedio 187% mayor que la calculada usando las NTM (ref 1) con un factor de reducción de resistencia de 1.0, utilizando las resistencias de diseño de los materiales. Por lo tanto, no conviene estimar la resistencia máxima de la mampostería usando dicha expresión, ya que resulta ser muy conservadora para este caso al haber sido calibrada esta ecuación para predecir V_{agr} y no V_{max} .

4. Aunque la relación M/VL tuvo un efecto significativo en la rigidez inicial de los modelos, la tendencia en la degradación de rigidez durante la prueba fue similar para todos los modelos. La rigidez de las estructuras decayó en forma más rápida al inicio del ensaye, y disminuyó progresivamente con la aplicación de mayores distorsiones.

5. La energía disipada comienza a ser importante una vez que se incursiona en la etapa inelástica de comportamiento, aumentando de forma acelerada hasta el final de la prueba. El grado de acoplamiento no tuvo efecto en las características de disipación de energía.

6. Los ciclos de comportamiento histerético fueron estables hasta distorsiones de 0.006, que resulta ser un valor bajo comparado con el característico de estructuras de concreto reforzado detalladas adecuadamente. Para este nivel de desplazamientos, la zona reforzada con estribos a baja separación tuvo un desempeño aceptable.

7. Las características de la respuesta observada de estructuras de mampostería confinada, llevan a concluir que no se justifican reducciones importantes en las ordenadas espectrales elásticas.

Recomendaciones.

Con base en los resultados de esta fase experimental, se presentan las siguientes recomendaciones.

1. El modelo de columna ancha se puede utilizar para estimar la rigidez elástica de estructuras de mampostería confinada.

2. Puesto que las evidencias de daño en construcciones de mampostería de tres pisos o más indican que la planta baja es la más vulnerable y que la falla es por corte, se debe poner especial atención al dimensionamiento, refuerzo y detallado de los elementos confinantes, especialmente en muros de planta baja y de niveles inferiores.

3. Se recomienda reforzar los extremos de los castillos con estribos colocados a cada hilada o a $d_c/2$ en una longitud de $3d_c$, donde d_c es el peralte del castillo. Con

este refuerzo se pretende aumentar el confinamiento del concreto en esta zona del castillo y mejorar su ductilidad.

4. En muros con ventanas, los castillos deben reforzarse según la recomendación anterior, en las esquinas de la abertura, para evitar la generación de columnas cortas.

5. Se recomienda dentar los muros en sus extremos para incrementar la trabazón de los tabiques del tablero con el concreto de los castillos.

6. En un análisis refinado, se deberá considerar que las mayores pérdidas de rigidez ocurren con los primeros agrietamientos diagonales de la mampostería a distorsiones sumamente bajas (del orden de 0.05% a 0.12%). Se recomienda, por lo tanto, limitar la distorsión y considerar además una rigidez degradada cuando se excedan estos valores según el comportamiento de los casos estudiados mostrado en la fig 2.17.

CAPÍTULO 3. SEGUNDA FASE DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUCCIÓN

La observación de los daños en los modelos de la primera fase experimental sugirió que, si se coloca refuerzo horizontal en las juntas de mortero, se pueda lograr una distribución más uniforme del agrietamiento en el tablero, se incremente la resistencia de la estructura y, tal vez, se mejoren sus capacidades de deformación y de disipación de energía. Por tanto, el uso del refuerzo horizontal resultaría atractivo mientras no se altere substancialmente el costo ni el sistema constructivo tradicional.

Los ensayos realizados en muros de mampostería *construidos con tabiques macizos de arcilla del tipo industrializado* empleando diferentes cuantías de refuerzo horizontal indicaron lo siguiente (ref 9): 1) los muros con acero horizontal mostraron una mayor capacidad de deformación que aquéllos sin refuerzo; 2) el daño estuvo dominado por grietas diagonales de cortante que finalmente penetraron a los castillos; 3) fue despreciable el incremento de la resistencia al cortante de los muros con refuerzo horizontal.

El efecto del acero horizontal alojado en las juntas también ha sido evaluado experimentalmente con muros de tabique hueco y de bloque de concreto (ref 21). Los resultados indicaron que la carga de agrietamiento y la rigidez inicial no dependen de la cuantía de acero horizontal, y que el comportamiento post-fisuramiento es función del tipo y cuantía del refuerzo.

Considerando que no existe evidencia experimental del comportamiento ante cargas laterales alternadas de muros de tabique de barro artesanal reforzados horizontalmente, la segunda fase del trabajo experimental en CENAPRED se orientó para estudiar la influencia en el comportamiento sísmico de la adición de dos tipos de

refuerzo entre las hiladas de los muros, especialmente en lo que se refiere a resistencia y así como a capacidades de deformación y de disipación de energía.

En este capítulo se describen los modelos correspondientes a esta fase, haciendo énfasis en las diferencias con el modelo WBW (ver capítulo 2), que se tomó como modelo de control ya que no fue reforzado horizontalmente. Se presentan los principales resultados de los ensayos y las conclusiones desarrolladas.

3.2 ESPECÍMENES DE PRUEBA

Los modelos consistieron de dos muros de tabique rojo recocido confinados por castillos y con un sistema de dala-losa en la parte superior que definió una abertura en forma de puerta. La variable del estudio fue el tipo de refuerzo horizontal colocado entre las hiladas de tabique.

En el primer modelo, designado como WBW-E, se empleó escalerilla como refuerzo horizontal. La escalerilla es un refuerzo prefabricado de alta resistencia compuesto por dos alambres longitudinales calibre 10 (de 3.4 mm de diámetro), separados por alambres transversales soldados a los primeros. El segundo modelo, WBW-B se reforzó con alambres corrugados laminados en frío de 5/32" de diámetro. El modelo de control, sin refuerzo horizontal, fue el WBW que se discutió en el capítulo anterior.

3.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS MODELOS

Los modelos WBW-E y WBW-B tuvieron la misma geometría, dimensiones, armados y proceso constructivo general que el espécimen de control WBW. La única diferencia entre ellos fue el tipo y cuantía de refuerzo horizontal. Por tanto, en la

descripción siguiente sólo se indican las diferencias con respecto de lo explicado en las secciones 2.2.1 y 2.2.2 del capítulo anterior.

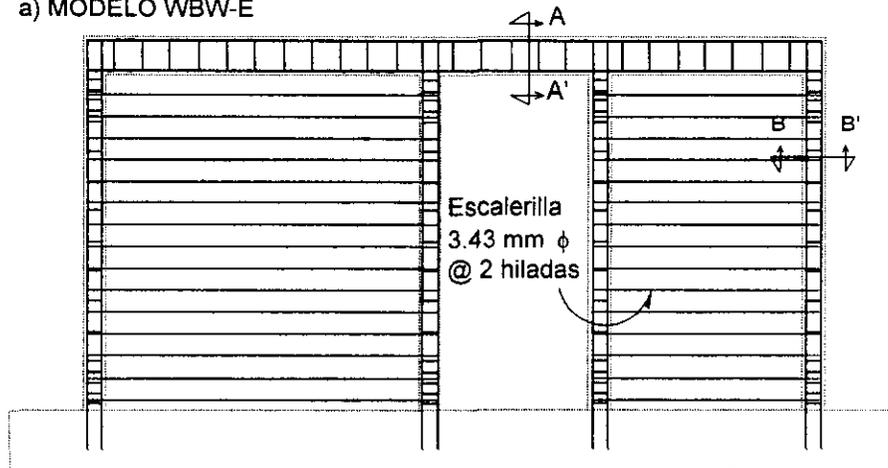
En la fig 3.1 (a) y (b) se presentan los armados de los modelos. El refuerzo horizontal del primer modelo (WBW-E) consistió en escalerilla de alambre estirado en frío calibre 10 (3.43 mm de diámetro), colocada a cada dos hiladas en toda la altura del tablero. Los alambres de la escalerilla tienen un esfuerzo nominal de fluencia de 5,000 kg/cm². El ancho nominal de la escalerilla, correspondiente a la separación de los alambres longitudinales, fue de 10.5 cm. La separación entre los alambres transversales fue de 40 cm. En la fabricación de la escalerilla, los alambres transversales se sueldan a los longitudinales mediante resistencia eléctrica (sin material de aporte). Durante el proceso no se aplica ningún tratamiento térmico especial. El segundo modelo (WBW-B) se reforzó horizontalmente con dos alambres corrugados de 5/32" (3.97 mm) de diámetro, con un esfuerzo nominal de fluencia de 6,000 kg/cm². En este caso, el refuerzo horizontal se dispuso a cada tres hiladas.

El refuerzo horizontal de las estructuras WBW-E y WBW-B se calculó para resistir 25 t de fuerza cortante, que fue la carga de agrietamiento diagonal inicial en el modelo WBW. En el cálculo se supuso que todos los alambres alcanzarían un esfuerzo igual al nominal de fluencia. En la sección 1.3 de este trabajo se señaló que las NTM permiten incrementar en un 25% la resistencia ante carga lateral de la mampostería si se coloca refuerzo horizontal, siempre que la cuantía de refuerzo no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión 1.5.

En el modelo WBW-E la escalerilla se colocó a cada dos hiladas con una cuantía de refuerzo igual a 0.091%. La cuantía mínima de las Normas, basada en un esfuerzo cortante de diseño igual a 3.5 kg/cm² y un $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$, es igual a 0.076%. En el espécimen WBW-B se colocaron dos alambres corrugados a cada tres hiladas. La cuantía de refuerzo, calculada según las dimensiones y propiedades nominales, fue igual a 0.106%. En este caso la cuantía mínima del refuerzo horizontal para un $f_y =$

6000 kg/cm² es de 0.063%. El refuerzo horizontal en los modelos WBW-E y WBW-B fue continuo a lo largo de los muros y se ancló con ganchos de 180° alrededor de las varillas longitudinales externas de los castillos (fig 3.2).

a) MODELO WBW-E

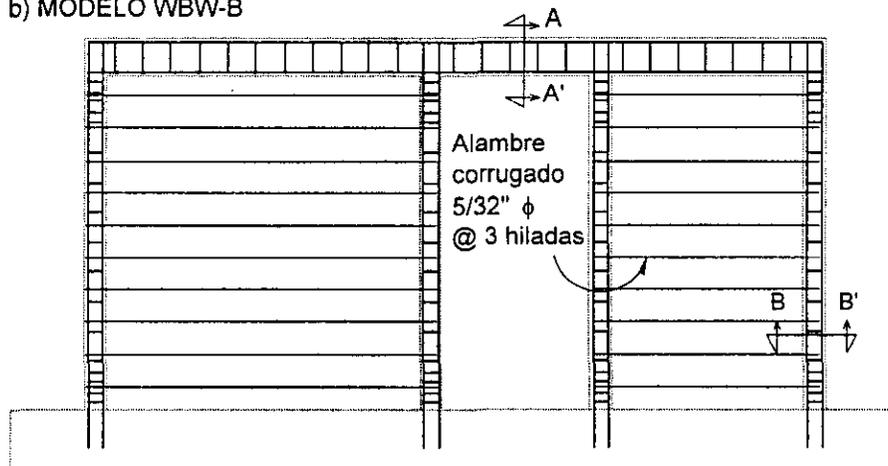


CORTE A-A'

Dala 
 12.5 x 25 cm
 4 #4 E # 2 @ 20 cm

CORTE B-B'

b) MODELO WBW-B



Castillo 
 12.5 x 15 cm
 4 # 3 E # 2 @ 20 cm
 En los 40 cm de los extremos se reduce la separación de estribos @ 7 cm

c) LOSA TIPO PARA LOS TRES MODELOS

Espesor = 10 cm

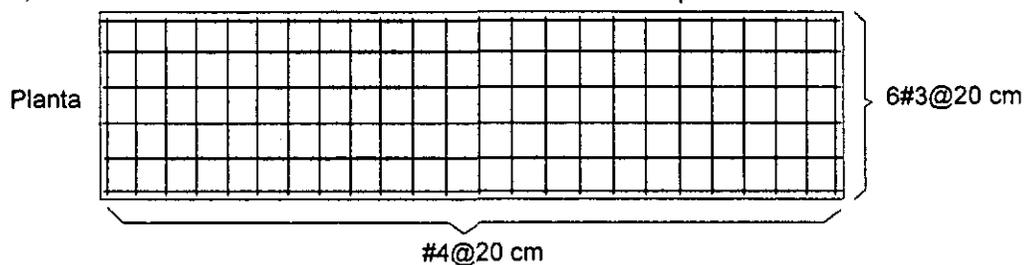


Fig 3.1 Armado de los modelos

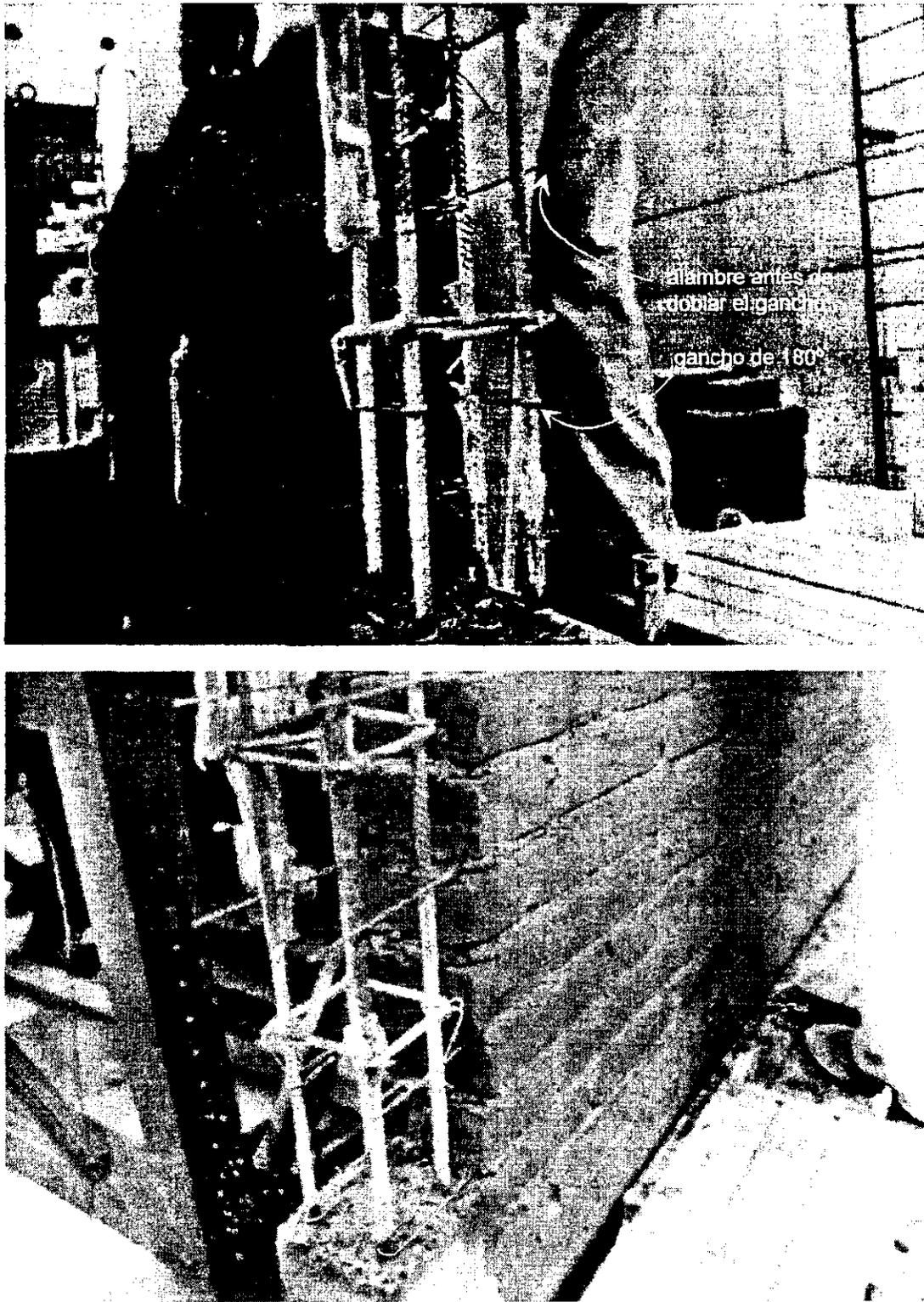


Fig 3.2 Detalle del anclaje y proceso constructivo con refuerzo horizontal

Los muros fueron desplantados sobre vigas de cimentación de concreto reforzado, y la secuencia de construcción de los muros fue la misma que la seguida en WBW. Para WBW-E y WBW-B se usaron las mismas vigas empleadas en la primera fase experimental. Por tanto, las varillas longitudinales de los castillos se anclaron mediante barrenos rellenos con resina epóxica y con una profundidad mínima de 20 cm. Durante los ensayos el comportamiento de los anclajes a la cimentación fue satisfactorio.

El refuerzo horizontal de los muros se colocó directamente sobre la hilada inferior, se cubrió con el mortero de la junta, y se colocó la hilada superior. El refuerzo horizontal se cortó de manera que se extendiera 8 cm del eje de las varillas exteriores de los castillos para anclarlo con un gancho horizontal de 180° hacia el centro del castillo de acuerdo con la ref 18. No se identificó ningún problema constructivo con la escalerilla; sin embargo, fue necesario corregir la posición de los alambres corrugados sobre las hiladas de WBW-B, debido a su alta flexibilidad.

En las tablas 3.1 y 3.2 se resumen las resistencias promedio a la compresión y al corte del concreto, mortero y mampostería. Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo se presentan en la tabla 3.3. Es importante mencionar el pequeño alargamiento observado en el ensaye a tensión del acero de refuerzo horizontal en comparación con el alargamiento de acero de refuerzo con $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. En el Apéndice 1 se presentan datos adicionales de los materiales utilizados en la construcción de los modelos.

Tabla 3.1 Resistencia media a la compresión de cilindros de concreto

ELEMENTO	MODELO		
	WBW	WBW-E	WBW-B
Castillos	165 ¹ (95) ²	220 (60)	220 (61)
Dala y Losa	365 (82)	285 (50)	240 (57)

¹ Resistencia a la compresión de cilindros, kg/cm^2 .

² Edad del concreto en el momento del ensaye del modelo, días.

Tabla 3.2. Resistencia media del mortero y de la mampostería

CONCEPTO	MODELO		
	WBW	WBW-E	WBW-B
MORTERO. Resistencia a la compresión ¹	150 (86)	89 (46)	87 (47)
MAMPOSTERÍA. Resistencia a la compresión, (f'_m) ²	39 (38)	49 (34)	33 (35)
MAMPOSTERÍA. Resistencia al corte, (v') ³	6.7	4.3	5.0

- ¹ Obtenida del ensaye de cubos de 5 cm de arista. Según la ref 1, el mortero tipo I tiene una resistencia a la compresión de 120 kg/cm².
- ² Obtenida del ensaye de pilas. De acuerdo a la ref 1, la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, f'_m , es de 15 kg/cm².
- ³ Resistencia calculada de muretes. Según la ref 1, la resistencia al cortante de diseño de la mampostería, v' , es de 3.5 kg/cm².

Tabla 3.3 Resistencia promedio del acero de refuerzo

Barra No.	f_y [kg/cm ²]	ϵ_y	f_u [kg/cm ²]	Alargamiento ⁵ [%]
3.43 mm Φ ¹	4890	.005	6675	3.3
5/32 pulg Φ ²	6620	.006	7250	3.6
2 ³	2810	.002	4890	19.7
3 ⁴	4560	.002	7350	12.9
4 ⁴	4350	.002	7015	14.1

¹ Armadura electrosoldada (escalerilla)

² Alambres corrugados grado 60, laminados en frío

³ Alambrón

⁴ Barra corrugada laminada en caliente

⁵ Alargamiento medido en 200 mm

3.4 DISPOSITIVO E HISTORIA DE CARGA

El dispositivo de carga fue el mismo que se utilizó durante la primera fase (ver sección 2.3 del capítulo 2).

Respecto de la historia de carga, se aplicó la misma para facilitar la comparación de respuestas entre el modelo de control WBW, y las de WBW-E y WBW-B.

3.5 INSTRUMENTACIÓN Y LECTURA DE DATOS

Análogamente a WBW, los modelos de esta fase se instrumentaron densamente con transductores eléctricos de deformación, desplazamiento y de carga.

En la fig 3.3 se presenta, como ejemplo, la ubicación de los deformímetros eléctricos para el modelo WBW-E. El refuerzo horizontal de los muros se instrumentó con deformímetros para evaluar su contribución a la resistencia y su efecto en el agrietamiento diagonal del panel de mampostería. La disposición de los transductores de desplazamiento se muestra en la fig 3.4. Para WBW-B se utilizó una disposición similar.

Para la lectura de datos durante el ensaye, se empleó el sistema descrito en la sección 2.6.

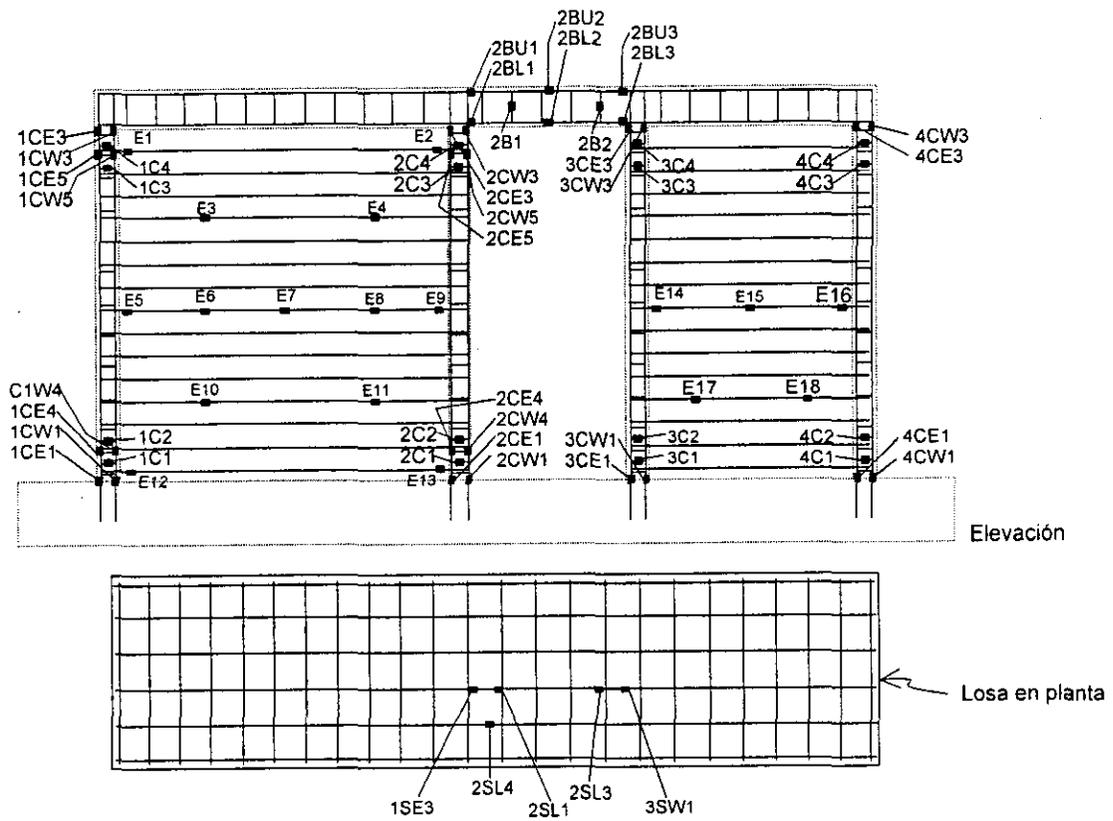


Fig 3.3 Posición de los deformímetros en el modelo WBW-E

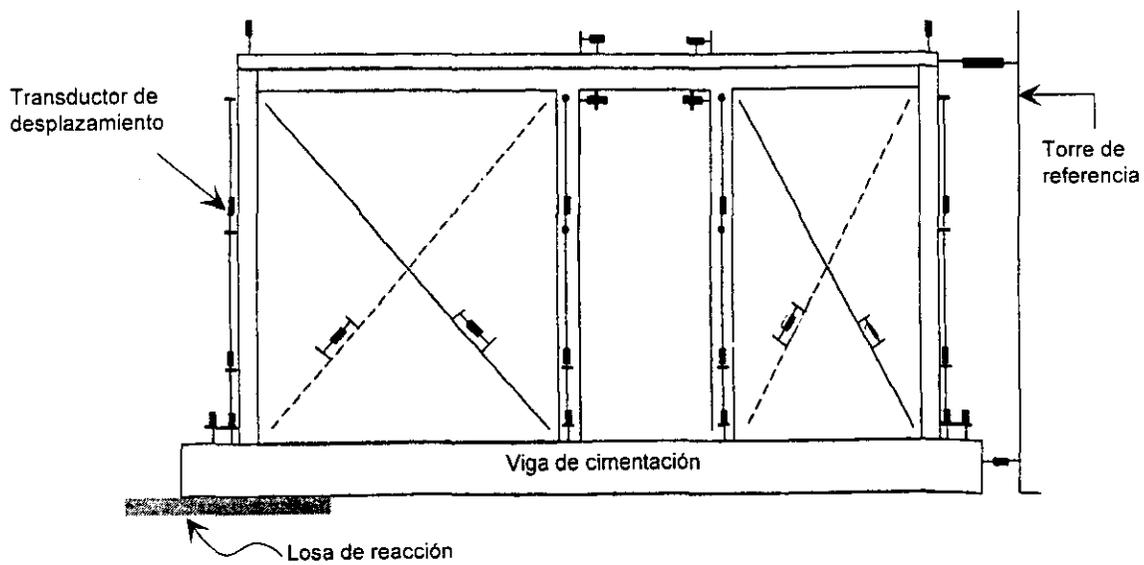


Fig 3.4 Posición de los transductores de desplazamiento para los modelos WBW-E y WBW-B.

3.6 RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.6.1 Patrones de Agrietamiento

En la fig 3.5 se muestran los patrones finales de agrietamiento para los modelos WBW, WBW-E y WBW-B. En general, la secuencia del agrietamiento para el espécimen reforzado con escalerilla (WBW-E) fue similar a la de WBW descrita en la sección 2.5.1 del capítulo 2. Aunque la presencia de la escalerilla no alteró la ocurrencia de un agrietamiento similar al de WBW, se observaron grietas horizontales en la base de los muros y de los castillos, inclusive hasta la mitad de su altura. Las fisuras horizontales en los castillos también indican la expansión del muro en su plano, lo que sucede después del agrietamiento inclinado. Desde etapas tempranas del ensaye ($R=0.25\%$) aparecieron grietas por flexión en la dala y losa. A una distorsión de 0.6% , los alambres de la escalerilla se fracturaron causando que las grietas diagonales en X se formaran completamente y que penetraran en los castillos de la puerta. Las roturas de la escalerilla ocurrieron en una reacción en cadena, provocando un aumento en el ancho de las grietas inclinadas de los tableros de mampostería (ver fig 3.6).

A pesar de que en WBW-E se identificaron grietas asociadas a deformaciones por flexión, la similitud de la configuración final del daño con la de WBW, sugiere que las deformaciones por corte gobernaron la respuesta del modelo. Al inspeccionar las fracturas de la escalerilla se observó que en todos los casos las fallas se presentaron en los puntos de soldadura sin que hubiera reducción de la sección transversal del alambre (ver flechas en la fig 6). Cabe mencionar que en la fabricación de escalerillas, no existe ningún tratamiento especial para evitar que en estas zonas se cree un punto frágil por efecto de la soldadura.

El daño observado en el modelo WBW-B estuvo dominado principalmente por grietas inclinadas. Sin embargo, cuando se alcanzó una distorsión de 0.18% aparecieron algunas grietas horizontales en la base de los tableros y en las caras de

los castillos, asociadas con deformaciones por flexión y con deformaciones debidas a la expansión del muro. Además, al igual que en WBW-E, el modelo WBW-B mostró agrietamientos por flexión en la dala y losa con anchuras de grietas menor a 0.15 mm. La aparición de estas fisuras ocurrió a una distorsión cercana al 0.3%.

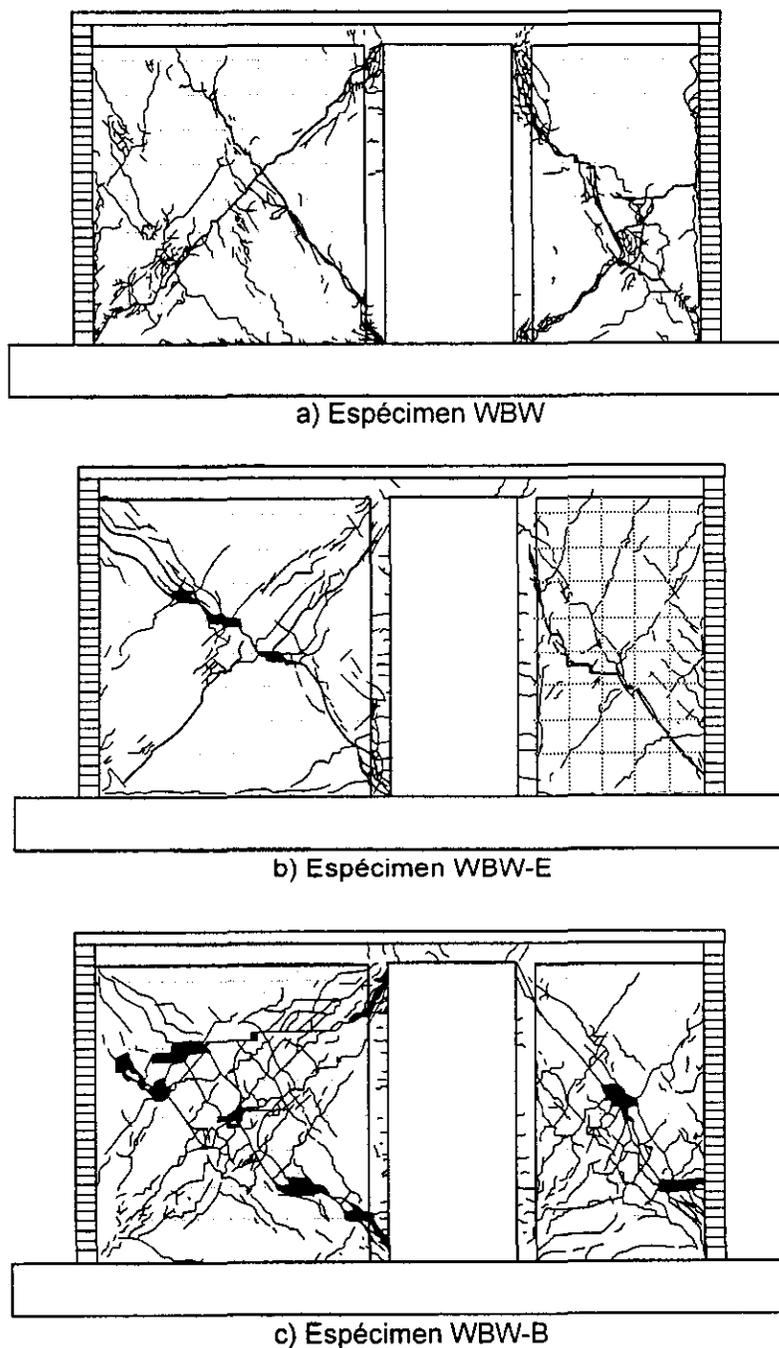


Fig 3.5 Patrones finales de agrietamiento



Fig 3.6 Detalles de fracturas de escalerilla

Una diferencia notable en cuanto a la distribución del daño de WBW-B en comparación con WBW-E y WBW fue que para WBW-B ambos muros exhibieron un agrietamiento inclinado distribuido más uniformemente en el tablero (ver figs 3.5 y 3.7).

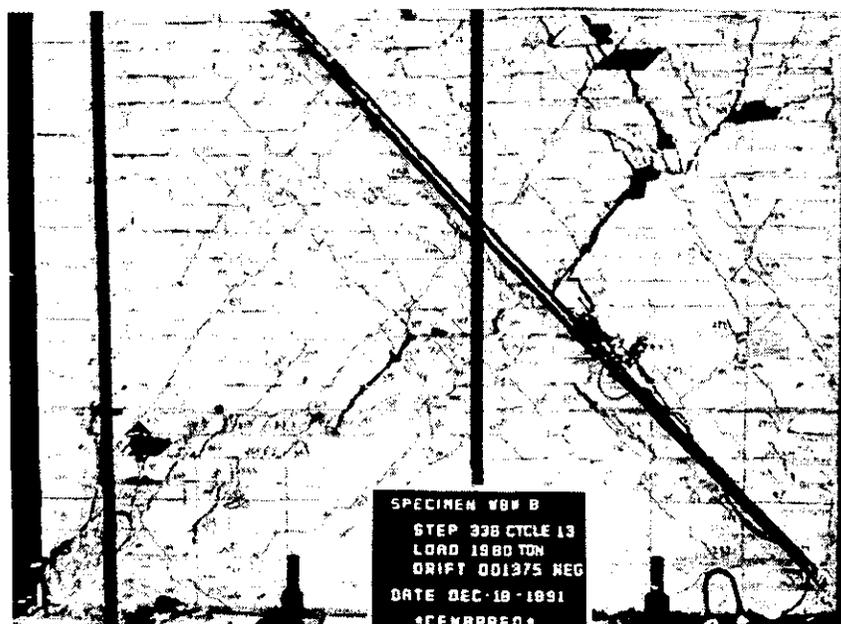


Fig 3.7 Agrietamiento de WBW-B en el ciclo 13 a una distorsión de 1.38%

La efectividad de los alambres corrugados para controlar y distribuir mejor el daño se observó cuando para ciclos a la misma deformación, la anchura de las grietas inclinadas de WBW-B fue menor que el de WBW-E.

Durante el último ciclo, a niveles de deformación del 1.2%, los alambres corrugados se fracturaron en una reacción en cadena, abriéndose inmediatamente grietas diagonales que penetraron hacia los castillos. La inspección realizada a los alambres corrugados en sus puntos de fractura indicó que, a diferencia de la escalera, los alambres exhibieron mayores deformaciones plásticas con reducción de su sección transversal en los puntos de falla, como ocurre en fallas de tipo dúctil del acero.

En la Tabla 3.4 se muestran los niveles de carga lateral y deformación para diferentes etapas de los ensayos: primer agrietamiento diagonal, primera fluencia y resistencia máxima, tanto para cargas positivas como negativas de los tres modelos. Nuevamente se observa, como en la primer fase experimental, que aun cuando las cargas de agrietamiento son similares en los tres casos, no lo son las distorsiones correspondientes.

3.6.2 Comportamiento Histerético

En la fig 3.8 se presentan las curvas histeréticas de los modelos WBW, WBW-E y WBW-B. En ellas se han marcado las resistencias teóricas $V_{u,RDF}$ y $V^*_{u,RDF}$ (definidas en la sección 2.7.2), así como algunos eventos de interés. Es importante mencionar que en el cálculo de las resistencias antes mencionadas se aplicó el factor de 1.25, que considera el incremento en la resistencia al corte de un muro por efecto del refuerzo horizontal, siempre que $\rho > \rho_{min}$ de acuerdo con lo expuesto en la sección 1.3. Las gráficas se presentan a la misma escala para facilitar su comparación.

Tabla 3.4 Cortantes de entrepiso de diseño y medidos

Modelo	$V_{u,RDF}^1$ $[V_{u,RDF}^*]^2$ [t]	Cortantes de entrepiso medidos [t]						
		V_y^3 [t]	Ciclos positivos			Ciclos negativos		
			V_{ogr}^4 [t]	V_{max}^5 [t]	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDF}}$ $[\frac{V_{ogr}}{V_{u,RDF}}]$	V_{agr}^4 [t]	V_{max}^5 [t]	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDF}}$ $[\frac{V_{ogr}}{V_{u,RDF}}]$
WBW	14.9 [22.1]	24.5 (0.18)	25.1 (0.12)	27.7 (0.6)	1.87 [1.68]	25.1 (0.12)	25.5 (0.15)	1.71 [1.68]
WBW-E	18.6 [21.0]	25.2 (0.12)	26.2 (0.13)	31.3 (0.22)	1.68 [1.41]	27.7 (0.18)	34.2 (0.50)	1.84 [1.49]
WBW-B	18.6 [24.8]	31.7 (0.25)	27.4 (0.18)	46.8 (0.74)	2.52 [1.47]	27.0 (0.14)	41.1 (0.60)	2.21 [1.45]

¹ Cortante calculado según la ref 1, usando las dimensiones reales de los modelos.

² Igual que 1, pero utilizando resistencias de los materiales obtenidas experimentalmente.

³ Cortante de fluencia correspondiente a la lectura de fluencia registrada en los deformímetros. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a la fluencia.

⁴ Medido al inicio del agrietamiento inclinado. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a las cargas de agrietamiento de los modelos.

⁵ Cortante máximo medido. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a esta carga máxima.

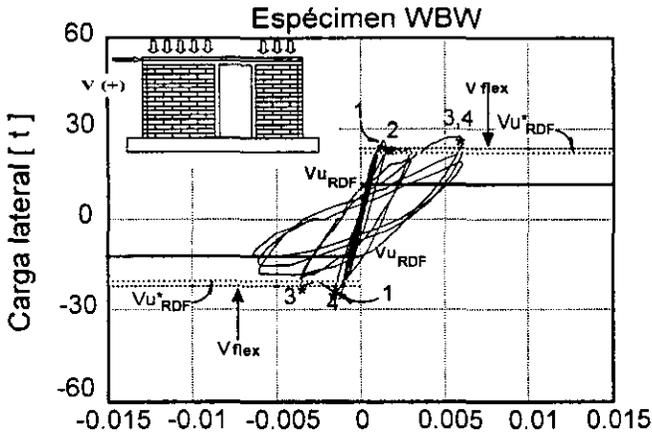
Nota: En el cálculo de $V_{u,RDF}$ y $V_{u,RDF}^*$ para WBW-E y WBW-B se aplicó el factor de 1.25, que considera el incremento en la resistencia al corte de los muros con refuerzo horizontal.

Los lazos de histéresis de WBW-E fueron simétricos, estables y muy similares a los de WBW, discutidos en 2.7.2. Se observa que los ciclos anteriores al agrietamiento inclinado muestran histéresis, contrastando con el comportamiento elástico lineal de WBW hasta antes del primer agrietamiento. La histéresis en estos ciclos se atribuye al agrietamiento horizontal observado en los castillos y en la base del muro, debido a las deformaciones por flexión. Por otro lado, la capacidad del modelo fue superior a la predicha por las NTM (ref 1) en un 75% cuando se

consideran las resistencias de diseño propuestas por las normas, y en un 55% cuando se consideran las resistencias experimentales de los materiales. Las cargas laterales aplicadas fueron mayores que las resistencias calculadas hasta el primer ciclo a una distorsión de 0.6%. En los ciclos posteriores se observa una degradación de resistencia asociada a la fractura del alambre de las escalerillas. La gran semejanza en los lazos histeréticos de WBW y WBW-E señala que la escalerilla no tuvo un efecto importante en el comportamiento.

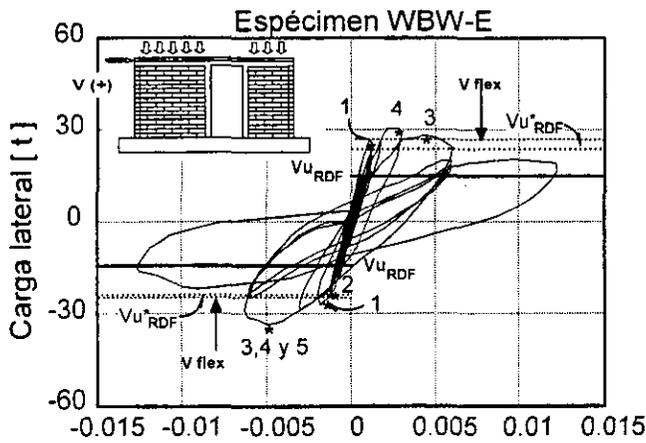
Los lazos histeréticos del modelo WBW-B, también mostraron una etapa de preagrietamiento, con ciclos no lineales asociados a deformaciones por flexión. A diferencia de los otros modelos, WBW-B alcanzó una resistencia de 45 t (49% superior a la de WBW-E y 65% mayor que la de WBW). Puesto que las resistencias del concreto y la mampostería son comparables en ambos modelos con refuerzo horizontal (véanse tablas 3.1 y 3.2), la diferencia en la resistencia de WBW-B se atribuye a la participación de los alambres corrugados del refuerzo horizontal.

En los ciclos comprendidos hasta una distorsión de 0.6%, las curvas son estables, simétricas y muestran una buena capacidad de disipación de energía. Ésta, se atribuye a la plastificación del acero horizontal, al aplastamiento de los tabiques y a la fricción. La capacidad máxima de WBW-B se alcanzó para una distorsión cercana al 0.75%; para ese momento, los alambres corrugados se fracturaron y se abrió una grieta diagonal principal de gran anchura. Finalmente, el modo de falla fue similar al de WBW y WBW-E. Comparando el comportamiento de los tres modelos, se concluye que los alambres corrugados fueron efectivos para aumentar la resistencia y mejorar la distribución del daño en los muros y capacidad de deformación.



Notación:

- 1.- Primer agrietamiento diagonal
- 2.- Primera fluencia del acero de refuerzo
- 3.- Agrietamiento en "x"
- 4.- Cortante máximo (Vmax.)



- 5.- Fractura del refuerzo horizontal

$V_{u,RDF}$ y $V^*_{u,RDF}$: Capacidades teórica y experimental que predicen las NTM (ref 1)

V_{flex} : Cortante asociado a la falla por flexión calculado con las resistencias de diseño, de acuerdo con la misma ref 1

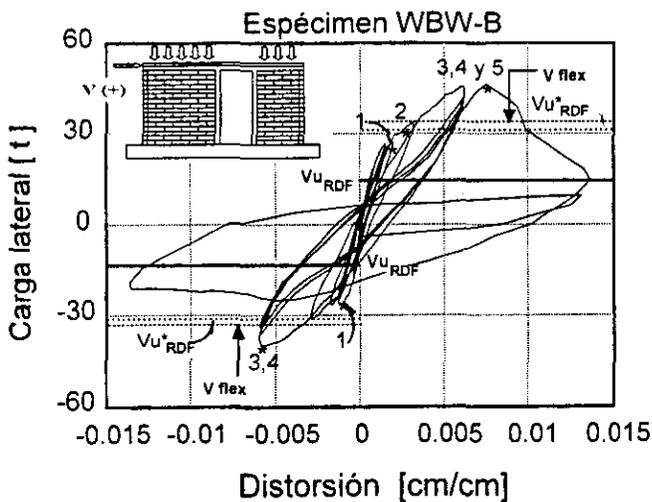


Fig 3.8 Comportamiento histerético de los modelos

3.6.3 Envolventes de Respuesta

Las envolventes de respuesta de los ciclos positivos se presentan en la fig 3.9. Las envolventes correspondientes a los ciclos negativos (que no se presentan) mostraron un comportamiento similar. En las curvas se identifica el primer agrietamiento inclinado y la primera fluencia registrada en los deformímetros eléctricos, instalados en el acero de refuerzo. En los tres modelos la primera fluencia se registró en la base de los castillos, ocurriendo antes del primer agrietamiento sólo para WBW-E. Se observa que la cantidad y el tipo de refuerzo horizontal no tuvieron ningún efecto significativo en la rigidez inicial de los modelos. Esto es consistente con lo observado en muros de concreto reforzado con diferentes cuantías de refuerzo horizontal y vertical (ref 22). El cálculo de la rigidez teórica de los especímenes, realizado mediante modelos matemáticos empleando el concepto de columna ancha, predice con bastante aproximación (menor del 10% de la real) la rigidez real de los modelos (ref 23). Se observa que los modelos con refuerzo horizontal resistieron mayores cargas que WBW para la misma distorsión. Aunque el uso de alambres corrugados incrementó notablemente la resistencia, el deterioro de la misma para distorsiones superiores a 0.6% fue abrupto, incluso para WBW-E; por tanto, el diseño de este tipo de estructuras reforzadas debe considerar distorsiones menores que dicho valor. En la ref 23 se tomaron como base las envolventes de respuesta para calcular los valores de ductilidad equivalente y los factores de comportamiento sísmico (Q) para los 3 modelos. Se determinaron valores de Q iguales a 2.6, 4.8 y 4.7 para WBW, WBW-E y WBW-B, respectivamente. Por lo tanto, el uso de refuerzo horizontal permitió mejorar la capacidad de deformación, en promedio, en un 82% con respecto de la desarrollada por el modelo de control.

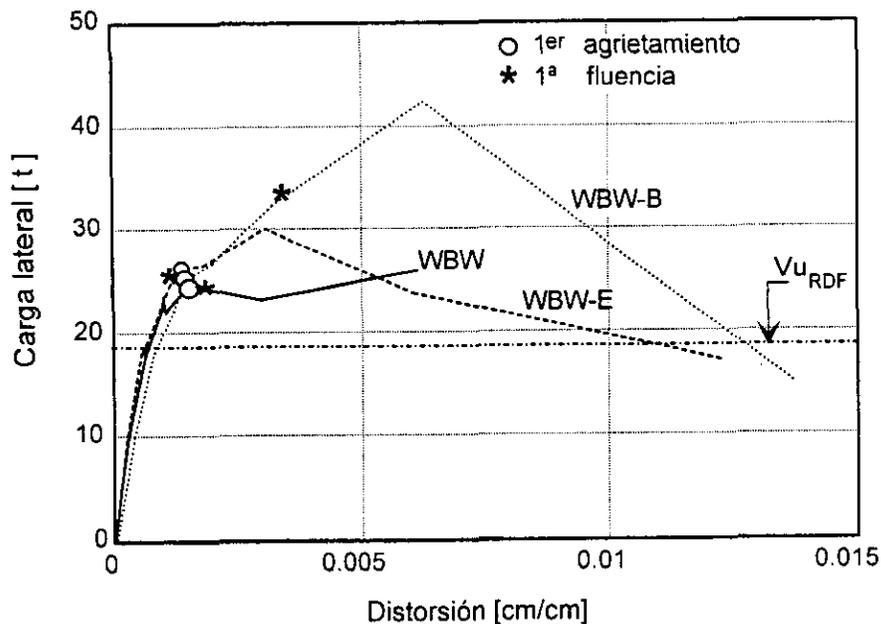


Fig 3.9 Envolventes de respuesta de los modelos de la fase II

3.6.4 Degradación de Rigidez y Disipación de Energía

Al emplear el concepto de rigidez de ciclo definido en la fig 2.17 (ver sección 2.7.3 del capítulo 2) se calculó la degradación de rigidez de los modelos (fig 3.10). Se observa que, independientemente del tipo de refuerzo horizontal, las curvas son similares. El deterioro de la rigidez es más acelerado durante las primeras etapas de carga hasta una distorsión cercana al 0.3%, lo cual se explica por el fisuramiento a flexión de los muros, dalas y losa (sólo para WBW-E y WBW-B), así como por el primer agrietamiento diagonal de los muros y un posible acomodo de tabiques. En la fig 3.10 se ha indicado también el primer agrietamiento inclinado en la mampostería. Para ese instante, los modelos tienen, en promedio, un 40% de su rigidez inicial. Se observa que al aplicar ciclos a distorsiones mayores del 0.3%, la rigidez disminuye más lentamente. En la tabla 3.5 se muestra, para cada modelo, la tasa de deterioro de la rigidez lateral con respecto de la rigidez inicial k_0 para diferentes niveles de distorsión. En general, WBW-B muestra las mayores relaciones de k/k_0 , lo que sugiere un desempeño más favorable de este modelo en cuanto al deterioro de k_0 con respecto del observado en los otros modelos. De los resultados presentados se

concluye que la cuantía y el tipo de refuerzo horizontal no tuvieron ningún efecto en la rigidez inicial de los modelos, y que la tendencia de deterioro de la misma durante los ensayos fue menor en el modelo reforzado con alambres corrugados.

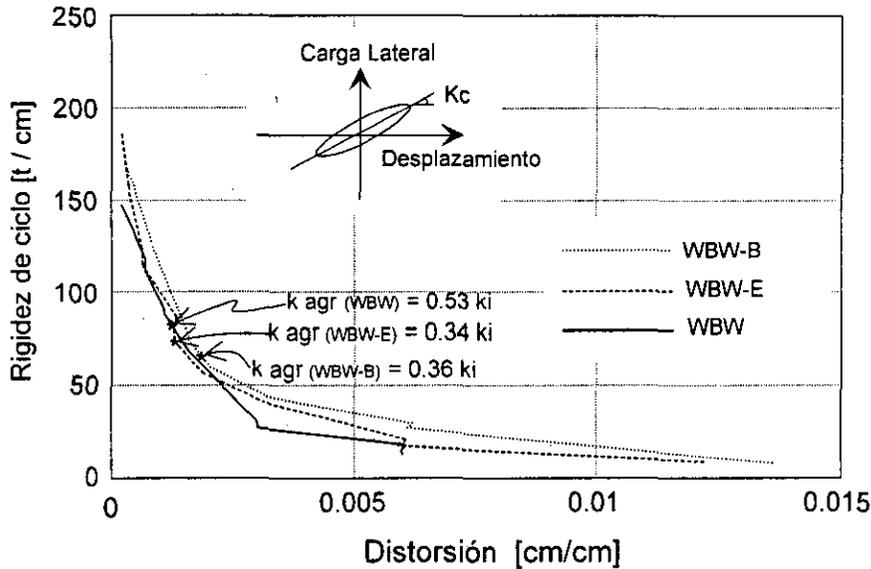


Fig 3.10 Degradación de rigidez de los modelos de la fase II

Tabla 3.5 Tasa de deterioro de la rigidez inicial para diferentes niveles de distorsión

Modelo	Degradación de rigidez con respecto de la rigidez inicial (k/k_0)			
	R= 0.1%	R= 0.3%	R= 0.6%	R= 1.2%
WBW	0.60	0.22	0.12	---
WBW-E	0.53	0.21	0.10	0.03
WBW-B	0.59	0.26	0.15	0.08

La energía disipada total y acumulada por cada uno de los modelos durante los ensayos se muestra en la fig 3.11. La energía se calculó como el área encerrada por los ciclos de la curva carga lateral-desplazamiento. Se observa una tendencia similar de disipación de energía para todos los modelos, principalmente durante los nueve primeros ciclos de carga (hasta distorsiones de 0.4%). Los especímenes con refuerzo

horizontal disiparon más energía que WBW. En particular WBW-B disipó el doble de energía que los otros modelos, fenómeno atribuido a la plastificación del refuerzo horizontal del muro y del vertical de los castillos.

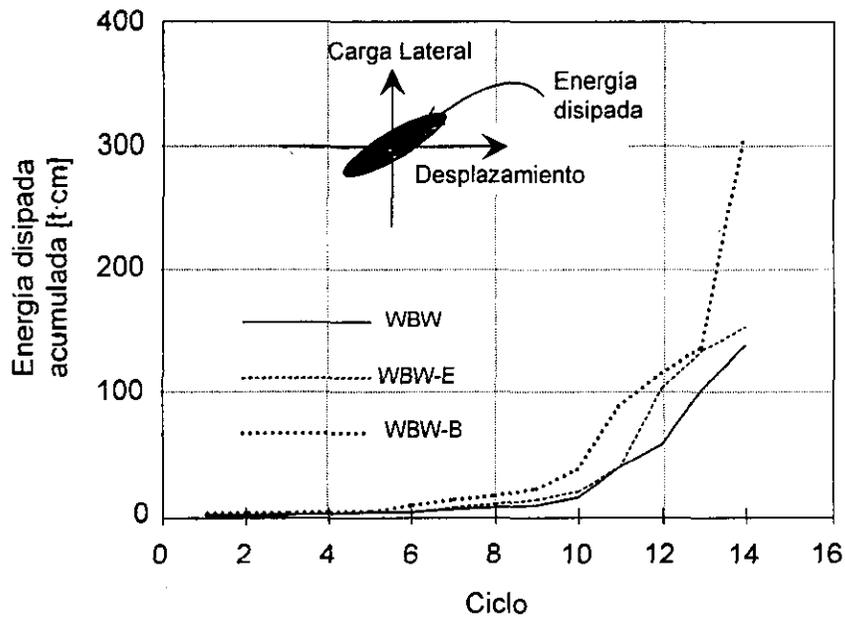


Fig 3.11 Energía disipada por los especímenes de la fase II

3.7 CONCLUSIONES

De la respuesta de los modelos antes expuestos se desarrollaron las siguientes conclusiones:

1. El uso de escalerillas como refuerzo horizontal no modificó el modo de falla del modelo. Las deformaciones al corte gobernaron la respuesta de la estructura.
2. Debido a que las escalerillas exhibieron fallas frágiles en los puntos de soldadura, se considera necesario reemplazar los alambres transversales por conectores mecánicos o grapas.
3. El refuerzo horizontal con alambres corrugados permitió lograr una distribución más uniforme del agrietamiento diagonal en los tableros de mampostería. En ciclos a distorsiones moderadas, la respuesta estuvo asociada a un comportamiento dúctil. A grandes distorsiones, las deformaciones por corte dominaron la respuesta.
4. El uso de escalerillas no incrementó en forma importante la capacidad del modelo; sin embargo, con las barras corrugadas se logró incrementar en casi 70% la resistencia con respecto de la del modelo de control. En todos los casos, la capacidad teórica fue inferior a la obtenida experimentalmente.
5. La cantidad y tipo de refuerzo horizontal no tuvieron un efecto significativo en la rigidez inicial de los modelos. La tendencia en la degradación de rigidez durante el ensaye fue similar para WBW y WBW-E; para WBW-B se tuvo el menor deterioro de k_0 durante el ensaye.
6. Aunque los modelos reforzados horizontalmente mostraron buena capacidad de deformación con respecto de la mostrada por WBW, y mantuvieron su resistencia arriba de la resistencia teórica, el abrupto deterioro en la estructura así como su

pérdida de rigidez y resistencia, sugieren limitar las deformaciones laterales de estructuras con refuerzo horizontal a valores menores del 0.6%.

7. A partir de los factores de comportamiento sísmico Q , obtenidos de la ref 23, se tiene que para los modelos reforzados, Q fue en promedio 80% mayor que el Q del modelo de control, lo cual indica un aumento de su capacidad de deformación.

CAPÍTULO 4. FASE III DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL: EL MODELO TRIDIMENSIONAL

4.1 INTRODUCCIÓN

Al considerar los objetivos y alcances generales expuestos en la sección 1.5, relativos a la investigación experimental sobre mampostería confinada y con base en los resultados obtenidos en las primeras dos fases presentadas con anterioridad, se decidió en la fase III, la construcción de una estructura tridimensional de mampostería confinada, de dos niveles y a escala natural, que cumpliera los siguientes objetivos particulares:

- 1) Avanzar en México en el conocimiento y desarrollo de ensayos de laboratorio de estructuras de varios grados de libertad.
- 2) Estudiar el efecto de la construcción tridimensional (muros ortogonales y diafragmas rígidos de piso) en el comportamiento de sistemas de muros de mampostería confinada.
- 3) Estudiar la variación de las propiedades dinámicas de este tipo de estructuras con diferentes niveles de daño, y calibrar diferentes modelos analíticos a partir de la evidencia real de comportamiento observado.
- 4) Evaluar la importancia de las deformaciones a flexión en el comportamiento, para estudiar algunas de las hipótesis comúnmente empleadas en el análisis y diseño de estructuras de mampostería.
- 5) Evaluar la factibilidad de extrapolar los resultados obtenidos en ensayos de componentes para explicar el comportamiento de estructuras completas.

En este capítulo se describe la geometría, el criterio de diseño, la secuencia de construcción, la instrumentación, el sistema de aplicación de carga y los procedimientos de prueba del modelo tridimensional. Al final se proponen algunos

modelos matemáticos que intentan reproducir el comportamiento elástico de la estructura, considerando los resultados de pruebas de vibración ambiental.

El modelo tridimensional (3D), fue construido y ensayado en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MODELO 3D

Aunque los modelos ensayados en las Fases I y II del programa experimental (capítulos 2 y 3) fueron estructuras a escala real, diseñadas y construidas según la normatividad vigente, éstos sólo intentaron representar un componente, de planta baja, de una construcción típica para vivienda. Sin embargo, para estudiar el comportamiento tridimensional de una estructura de varios grados de libertad, se decidió la construcción y ensaye de un modelo de dos niveles, tomando como base la geometría de los modelos WBW, WBW-E y WBW-B.

En la fig 4.1 se presentan las dimensiones del modelo 3D. El modelo consistió de dos sistemas de muros de mampostería paralelos a la dirección de carga y unidos en sus extremos por muros perpendiculares, a los que se denominará muros cabeceros. La presencia de los muros cabeceros obedece principalmente a dos aspectos:

- 1.- Construir un modelo de laboratorio lo más realista posible, para evaluar entre otros aspectos, la participación ante cargas laterales de muros perpendiculares que confinan a castillos de esquina.
- 2.- Limitar el desarrollo de posibles torsiones en planta generadas por alguno(s) de los siguientes factores: a) aplicación excéntrica accidental de las cargas laterales respecto del centro de torsión del modelo; b) construcción asimétrica, tanto en la geometría como en las propiedades mecánicas de los materiales; y c) daños asimétricos en los muros.

Aunque los factores a) y b) se tomaron en cuenta durante el diseño y construcción del modelo, la participación de los muros cabeceros fue decisiva para minimizar los efectos de torsión provenientes de cualquiera de estos factores accidentales (véase sección 5.2).

El sistema estructural en ambos niveles lo constituían muros de carga de mampostería de tabique rojo recocido confinados por dalas y castillos. El sistema de piso constaba de losas macizas de concreto reforzado coladas monolíticamente con las dalas de cerramiento. El sistema de muros en la dirección longitudinal (dirección de aplicación de carga), definía una abertura en forma de puerta de un metro de ancho. El grado de acoplamiento o relación M/VL de dichos muros, era el mismo que tuvo el modelo WBW de la Fase I.

Las dimensiones del modelo 3D fueron 5.5 m de altura, 5.0 m de longitud y 3.7 m de ancho. Por estas características, el modelo 3D es el espécimen más grande que ha sido ensayado en un laboratorio en América Latina.

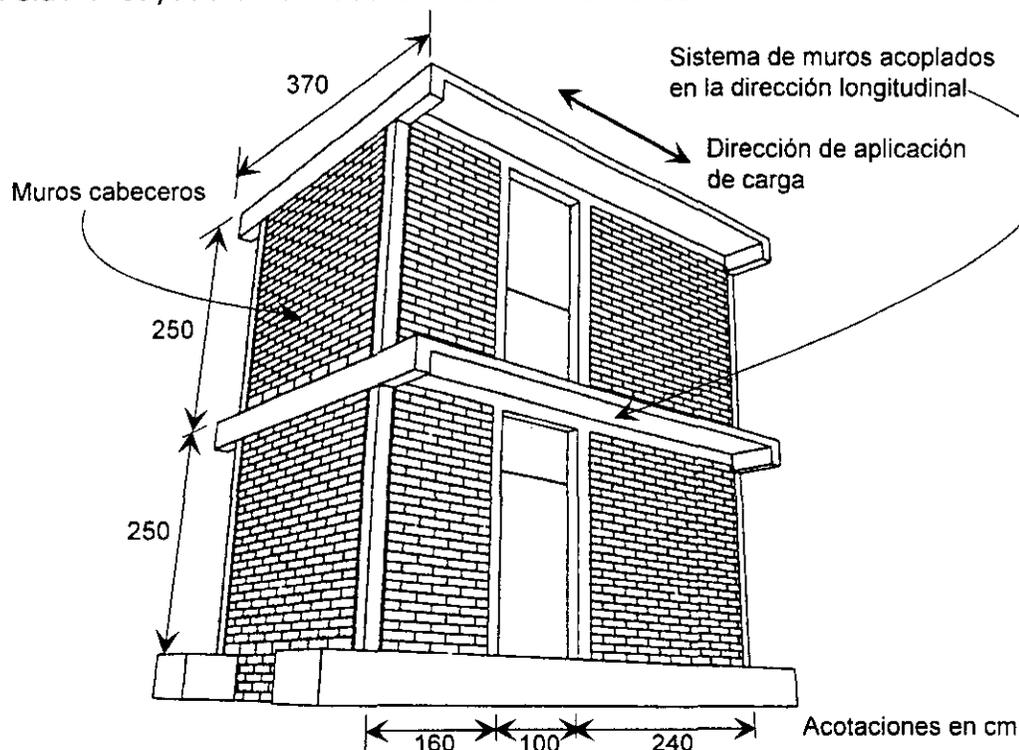


Fig 4.1 Geometría y dimensiones del modelo 3D (perspectiva)

4.3 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL MODELO 3D

4.3.1 Criterios de diseño y comportamiento esperado

El diseño del modelo tridimensional, así como el detallado de sus elementos, se hicieron siguiendo los requisitos que marca el RDF-93 y sus NTM (refs 15 y 1, respectivamente). Las dimensiones y detalles de los castillos, dalas, losas y paneles de mampostería fueron las mismas que las utilizadas en el modelo WBW (ver sección 2.2.1 y fig 2.1).

En las figs 4.2 y 4.3 se presentan los detalles de los armados del modelo 3D. En la tabla 4.1 se indican las cuantías de refuerzo utilizadas en los distintos elementos del modelo. Los armados corresponden a diseños típicos utilizados en la práctica para proyectos de vivienda de interés social.

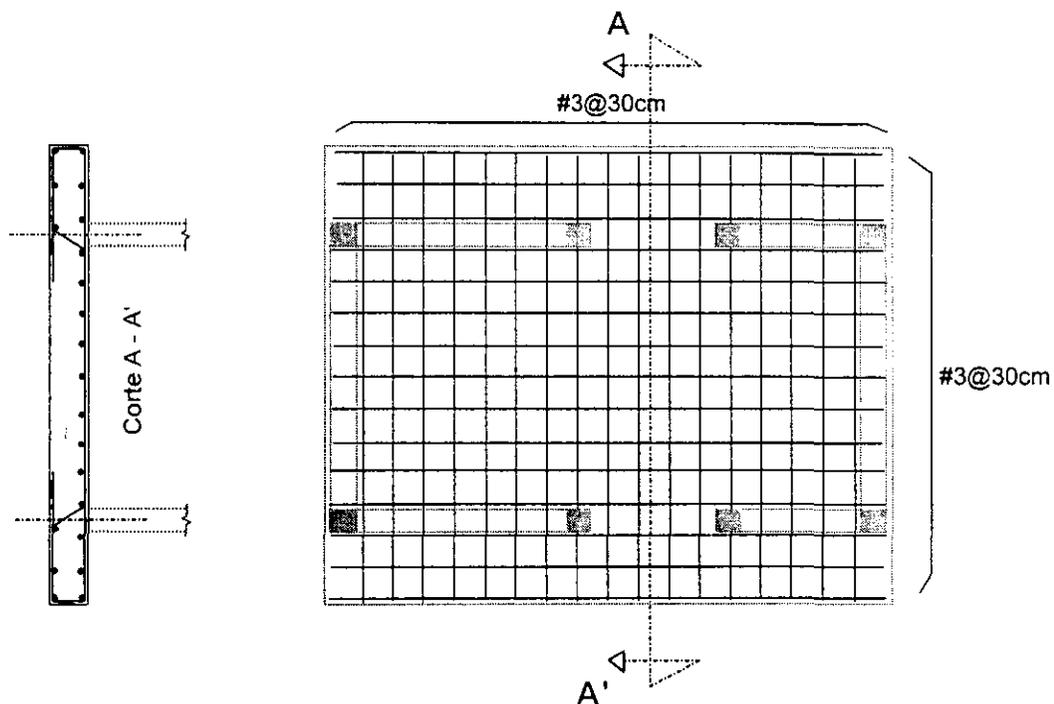


Fig 4.2 Armado de las losas del primero y segundo nivel

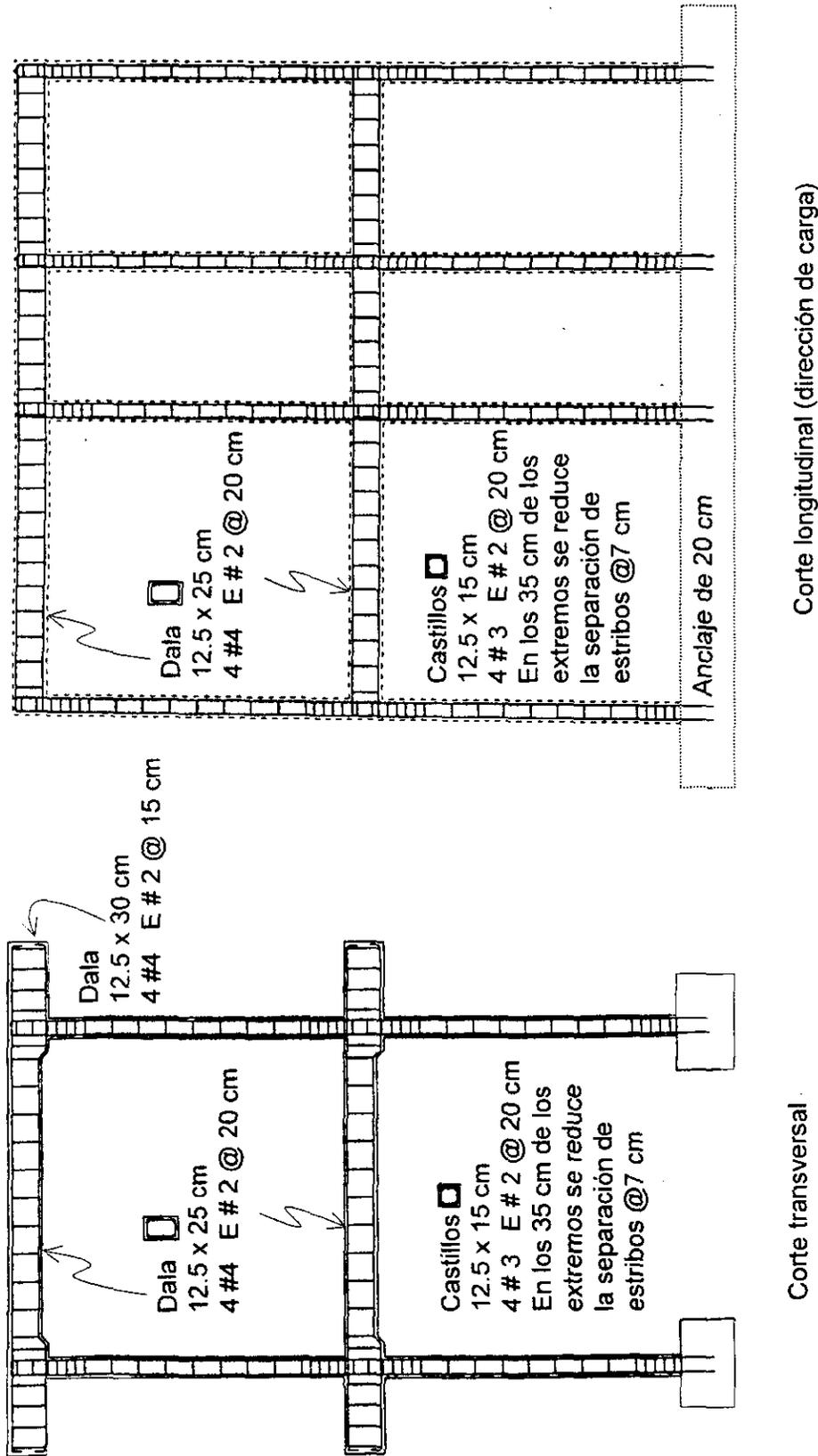


Fig 4.3 Refuerzo de castillos y dadas

Tabla 4.1 Cuantías de refuerzo del modelo 3D

Castillo		Dala		Losa	
Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal As(+) y As(-)	Transversal As(+) y As(-)
4 varillas #3 (1.51%)	Estribos #2 @ 20 cm, 5 Estribos #2 @7 cm en extremos	4 varillas #4 (0.81%)	Estribos #2 @ 20 cm	varillas #3 @30 cm (0.25%)	varillas #3 @30 cm (0.25%)

El concreto utilizado para los castillos fue elaborado en el laboratorio y se diseñó con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 y un revenimiento de 10 cm. Para su elaboración se utilizó gravilla con un tamaño máximo de agregado (TMA) de 12 mm, de manera que permitiera colocar y compactar el concreto con mayor facilidad. La losa se diseñó para trabajar en dos direcciones, considerando una carga de servicio uniformemente distribuida igual a 570 kg/m^2 . Esta densidad de carga considera, además de la carga muerta, la carga viva correspondiente a construcciones destinadas para casa - habitación. El espesor nominal de la losa fue de 10 cm, y se reforzó con varillas del #3 en ambos sentidos separadas a cada 30 cm, tanto para momento positivo como negativo. Las losas se colaron monolíticamente con las dalas perimetrales de apoyo con concreto premezclado con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , un TMA de 19 mm, y un revenimiento de 10 cm.

Para determinar el modo de falla del modelo durante el ensaye, se evaluó en primer término la resistencia por cortante mediante la expresión 1.4b presentada en la sección 1.3. En ella se consideró un esfuerzo cortante de diseño (v') de la mampostería de 3.5 kg/cm^2 . Este valor corresponde a tabique rojo recocido pegado con un mortero tipo I, cuya resistencia mínima a la compresión es de 125 kg/cm^2 . Para la misma expresión se consideró un esfuerzo vertical de 5 kg/cm^2 sobre los muros del primer nivel. El valor de la carga vertical es típico para edificios de cuatro o cinco niveles de altura (ref 19). El cálculo de la resistencia se hizo solamente para el

primer entrepiso, ya que es en donde el cortante es mayor. El cortante basal V_B asociado al modo de falla por cortante, suponiendo una distribución de fuerzas laterales triangular invertida, se indica en la tabla 4.2.

Posteriormente, se evaluó la resistencia a la flexocompresión de los muros del primer nivel considerando la contribución del acero de refuerzo de los castillos extremos de acuerdo con las ecuaciones 1.6 y 1.7 de la sección 1.3. En este caso también se consideró el efecto, sobre la resistencia a la flexión, de la carga axial de compresión sobre el muro. Los cálculos de la resistencia al cortante y a la flexión del modelo 3D utilizaron valores unitarios para los factores de reducción de resistencia (es decir $F_R = 1$). Una vez determinada la resistencia al corte (V_R) y a la flexión (M_R) del modelo, se procedió a obtener por estática, el valor de las fuerzas laterales F_1 y F_2 con distribución triangular invertida, tales que generaran un momento en la base igual a M_R . El cortante basal correspondiente ($F_1 + F_2$) se comparó con el cortante resistente V_R , encontrándose de esta manera el modo de falla dominante.

En la Tabla 4.2 se presentan los valores de los cortantes basales (V_B) asociados a cada modo de falla, así como los valores de cortante y momento resistentes de la estructura. En efecto, el cortante para la falla al corte (29.7 t) es 26% menor que el correspondiente a la falla por flexión (37.9 t). Al comparar los cortantes basales correspondientes a los modos de falla por cortante y flexión, es claro que el modo de falla esperado era por cortante. Destaca el hecho de que la expresión para calcular la resistencia nominal por corte no considera el efecto de la flexión en la resistencia, como en el caso del concreto reforzado (ref 18).

Tabla 4.2 Cortantes basales y momentos asociados a los posibles modos de falla

Falla por cortante ¹		Falla por flexión ¹		Resistencia teórica ²
Distribución triangular de fuerzas	Cortante y momento basal	Distribución triangular de fuerzas	Cortante y momento basal	
19.8 t ----- >	$V_B = 29.7 \text{ t}$	25.2 t ----- >	$V_B = 37.8 \text{ t}$	$V_R = 29.5 \text{ t}$
9.9 t ---- >	$M_{B,E} = 17.6 \text{ t-m}$		$M_{B,E} = 22.8 \text{ t-m}$	$M_{R,E} = 30.4 \text{ t-m}$
	$M_{B,O} = 10.4 \text{ t-m}$			

¹ Calculada a partir de las resistencias teóricas propuestas por el RDF-93.

² Calculadas según el RDF-93, pero considerando las resistencias medidas de los materiales.

$V_B = F_1 + F_2$; siendo $F_2 = 2F_1$ (distribución triangular de fuerzas)

$M_{B,E}$ y $M_{B,O}$ son los momentos flexionantes en la base de los muros este (E) y oeste (O), respectivamente.

Para determinar la rigidez elástica, la estructura 3D se modeló matemáticamente. En el modelo empleado, se asignó a cada elemento (castillo, dala y muro) sus propiedades geométricas de momento de inercia, área axial y área de cortante calculadas a partir de sus dimensiones nominales. En el modelo matemático, los muros de mampostería se consideraron como "columnas anchas", concentrando sus propiedades en una columna ubicada en el eje de simetría de dichos muros. Las vigas que unen a esta columna equivalente con los castillos laterales se consideraron con rigidez infinita a la flexión. Los módulos de elasticidad empleados se calcularon según el RDF-93 como $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$ para los elementos de concreto (ref 18) y $E_m = 600f'_m$ para los muros de mampostería (ref 1). Cabe mencionar que la expresión para el cálculo de E_c corresponde a un concreto clase 2 (según la clasificación de la ref 18) debido a que en la práctica las edificaciones utilizadas para vivienda son diseñadas y construidas con concretos de este tipo. Por otro lado, las resistencias a la compresión f'_c y f'_m se tomaron como valores de diseño, aunque posteriormente se obtendrían en forma experimental.

La contribución de la losa a la rigidez de la viga se tomó en cuenta considerando un ancho de volado de patín de 4t hacia cada lado de la viga, tal como se recomienda en la ref 17. Además, todas las secciones de los elementos se consideraron como no agrietadas. La rigidez lateral calculada de acuerdo al modelo descrito anteriormente fue de 40 t/cm.

En el apartado 4.5.2 de este capítulo se discuten consideraciones más refinadas para el modelo matemático que toman en cuenta las dimensiones y resistencias reales de los distintos elementos de la estructura.

4.3.2 Proceso Constructivo

Siempre se utilizó la misma mano de obra durante la construcción del modelo (un maestro albañil y un peón), para tener así una mayor homogeneidad en la calidad de la construcción. El proceso constructivo fue supervisado continuamente para evitar discrepancias con el proyecto original; y se considera que fue consistente con la práctica actual en estructuras de mampostería confinada.

La cimentación del modelo consistió de dos vigas de C/R ancladas a la losa de reacción del laboratorio mediante barras de acero de alta resistencia del No. 10. Cada barra fue postensada con una fuerza de 30 t. Las barras longitudinales de los castillos se anclaron en las vigas de cimentación con resina epóxica con barrenos de 19 mm de diámetro perforados previamente. La profundidad mínima de los barrenos fue de 20 cm. Para garantizar una adecuada adherencia entre el concreto y la resina se limpió el barreno de polvo con una aspiradora. Para asegurar una mayor adherencia entre el muro de mampostería y la cimentación, se picó la cara superior de la viga dejando rugosidades con profundidades máximas de 0.5 cm a lo largo y ancho del muro.

El tabique de barro recocido utilizado en 3D, provino de la zona de Chalco, Estado de México. Las piezas, con dimensiones promedio de 6.3 x 12.5 x 24 cm,

mostraron, en general, un cocido uniforme. Antes de su colocación, las piezas fueron saturadas. Los tabiques se unieron con un mortero de cemento - arena con proporción volumétrica 1:3 empleando cemento Portland normal tipo I. La cantidad de agua añadida fue la necesaria para obtener un mortero trabajable, de manera que no fue medida. En los extremos de los muros los tabiques se dentaron para asegurar una trabazón adecuada con el concreto de los castillos.

La construcción de los muros se realizó en dos etapas. Primero, se construyeron hasta la mitad de su altura (1.2 m) y se coló la primera mitad de los castillos. Posteriormente, se levantaron los muros hasta la totalidad de su altura en ese nivel y se coló la segunda mitad de castillos (figs 4.4 y 4.5). La construcción del segundo nivel siguió el mismo proceso descrito anteriormente. El concreto de los castillos se diseñó para una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 y un revenimiento de 10 cm. El TMA utilizado fue de 12 mm. El concreto fue elaborado en laboratorio bajo los procedimientos de diseño de mezclas de la ref 24. Para evitar cambios en el contenido de humedad de los agregados, éstos se guardaron en cubetas de plástico selladas hasta el momento de su utilización.

El colado de las losas de piso se realizó monolíticamente con sus dalas perimetrales, utilizando un concreto premezclado de 250 kg/cm^2 de resistencia de diseño, con tamaño máximo de agregado de 19 mm.

Tanto en el colado de castillos como en el de dalas y losas, se utilizaron vibradores portátiles eléctricos para compactar el concreto, eliminando posibles paquetes de aire. Las losas fueron cubiertas con plástico, y se curaron rociándoles agua durante una semana.

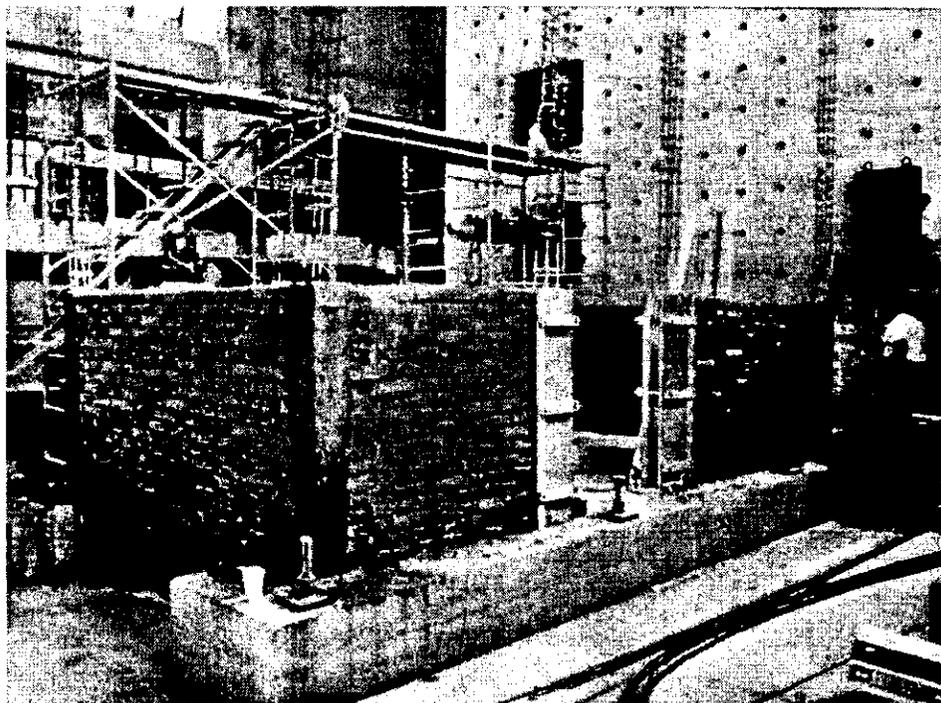


Fig 4.4 Primera etapa en la construcción de muros del nivel 1

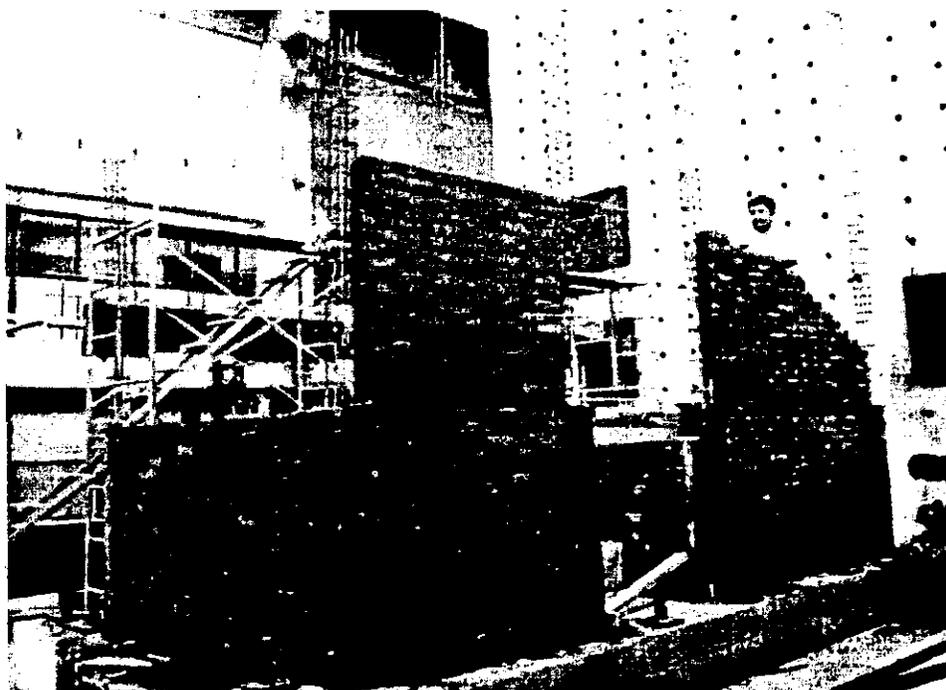


Fig 4.5 Construcción de la segunda mitad de muros del nivel 1

Para obtener las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del modelo 3D y para verificar su calidad, se tomaron muestras cúbicas de mortero, cilíndricas de concreto, probetas de acero, y se construyeron pilas y muretes de mampostería (fig 4.6). Los cilindros muestreados se curaron de la misma manera que los elementos correspondientes. En las tablas 4.3 a 4.6 se resumen las propiedades mecánicas de los materiales obtenidas bajo los lineamientos de las normas NMX, ASTM, y especificaciones sobre mampostería y concreto del RDF-93 (refs 1, 18, 25, 26 y 27).



Fig 4.6 Muestreo de materiales usados durante la construcción

Tabla 4.3 Resistencias a la compresión de cilindros de concreto

Elemento	Resistencia promedio	Módulo de elasticidad (t/cm ²)	
		Experimental ³	Teórico ⁴
Castillos del primer nivel	220 ¹ (154) ²	141.6	118.7
Castillos del segundo nivel	212 (104)	141.3	116.5
Dala y losa del primer nivel	354 (124)	156.8	150.5
Dala y losa del segundo nivel	324 (78)	134.1	144.0

¹ Resistencia a la compresión de cilindros, kg/cm².

² Edad del concreto al momento del ensaye del modelo, días.

³ Obtenido como el módulo secante de las curvas esfuerzo-deformación de cilindros para el 50% de la resistencia .

⁴ Calculado según ref 18 como $E = 8000\sqrt{f'c}$ para concreto clase II.

Tabla 4.4 Resistencias promedio del mortero

Tipo de prueba	Esfuerzo [kg/cm ²]
Resistencia a la compresión ¹	135
Resistencia a la tensión por flexión ²	9

¹ Obtenida del ensaye de cubos de 5 cm de arista. Según la ref 1, el mortero utilizado se clasifica como tipo 1 ya que su resistencia a la compresión es mayor que 125 kg/cm².

² Obtenida del ensaye de prismas de 4x4x16 cm de acuerdo con las recomendaciones de la ref 27.

Tabla 4.5 Resistencias promedio de la mampostería

Tipo de prueba	Esfuerzo [kg/cm ²]	Módulos "E" o "G" [kg/cm ²]		Módulo teórico . Experimental
		Teórico ³	Experimental ⁴	
Resistencia a la compresión ¹	$\bar{f}_m = 54$ $f'_m = 38$	E = 22800	E = 15240	1.50
Resistencia al cortante ²	$\bar{v} = 6.0$ $v' = 3.4$	G = 6840	G = 9290	0.74

- ¹ Obtenida del ensaye de pilas. De acuerdo con la ref 1, la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, f'_m es de 15 kg/cm².
- ² Obtenida del ensaye de compresión diagonal de muretes. Nótese que el elevado coeficiente de variación (de 30%) determinó que v^* fuera menor que 3.5 kg/cm², valor recomendado por la ref 1 como resistencia al cortante de diseño de la mampostería.
- ³ Los valores teóricos del módulo de elasticidad, E, y del módulo de rigidez al cortante, G, se obtuvieron según la ref 1 como $E = 600f'_m$ y $G = 0.3E$.
- ⁴ Los valores experimentales de E y G se obtuvieron como módulos secantes (para el 50% de la resistencia) de las gráficas esfuerzo - deformación de pilas y esfuerzo cortante-deformación angular de muretes, respectivamente.

Tabla 4.6 Resistencias promedio del acero de refuerzo

Denominación de la barra	f_y [kg/cm ²]	f_u [kg/cm ²]	Alargamiento ² (%)
No. 2 (alambrón)	2710 ¹	4860	24.4
No. 3	4750	7500	11.5
No. 4	4400	7160	14.4

- ¹ Debido a que en la curva esfuerzo-deformación ($f-\epsilon$) del alambraón no está definido claramente el punto de fluencia, f_y se determinó a partir de la intersección, con la curva $f-\epsilon$, de una recta que pasa por $\epsilon = 0.002$ y que tiene la misma pendiente que la rigidez elástica inicial.
- ² El alargamiento mínimo especificado por la norma NMX B6 (ref 28) para barras del No.2 grado 30 es de 11%, y para barras del No. 3 y 4 grado 42 es de 9%.

4.4 DISPOSITIVO DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN

4.4.1 Dispositivo de carga

Para la aplicación de cargas laterales se utilizaron cuatro gatos hidráulicos de doble acción, es decir, que pueden resistir tensiones y compresiones. El efecto reversible de las cargas laterales se simuló transmitiendo las fuerzas al extremo opuesto del modelo con placas de acero ubicadas en este extremo y unidas a los gatos por medio de barras de acero grado 105 ($f_y = 7380 \text{ kg/cm}^2$) de 32 mm de diámetro. De esta manera, cuando los gatos estaban en compresión (empujando el modelo), la carga se aplicó en el lado Este hacia el Oeste. Por el contrario, cuando se jaló al modelo, la carga se aplicó en el lado Oeste en sentido Oeste - Este, como se esquematiza en la fig 4.7. Se colocaron dos gatos con capacidad de 50 t en el primer nivel, y dos de 100 t en el segundo nivel. El control de los gatos de 100 t se hizo con una bomba hidráulica de tipo eléctrico, y el de los de 50 t con una bomba de tipo manual.

El efecto de las cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) se simuló con seis gatos hidráulicos con capacidad máxima de 50 t cada uno, colocados sobre la losa del segundo nivel. Estos gatos se controlaron con una misma bomba eléctrica. Durante el ensaye se procuró mantener la misma descarga de 6 t en cada uno de ellos. Esta fuerza, sumada al peso propio de la estructura, equivale a un esfuerzo vertical constante en los muros del primer nivel de 5 kg/cm^2 . Este valor de esfuerzo en planta baja corresponde a un valor típico para construcciones similares de unos cuatro o cinco niveles (ref 32).

Para aplicar la carga vertical se utilizó un dispositivo consistente en un puente rígido de acero y barras de acero de alta resistencia ancladas a la losa de reacción. Estas barras atravesaron las losas del primer y segundo nivel, utilizando ductos preparados en las losas para tal fin. Cabe mencionar, que en los puntos de descarga de los gatos verticales sobre los canales de distribución de carga se colocaron

articulaciones para evitar incremento de carga axial por efecto de la rotación del muro, además de que facilitaron mantener la carga vertical constante ante desplazamientos laterales o posibles rotaciones de la losa del segundo nivel. Con el fin de uniformar las cargas verticales puntuales sobre los muros, se colocaron entre los gatos y la losa, dos canales de acero unidos espalda con espalda con una longitud igual a la de los muros (fig 4.7).

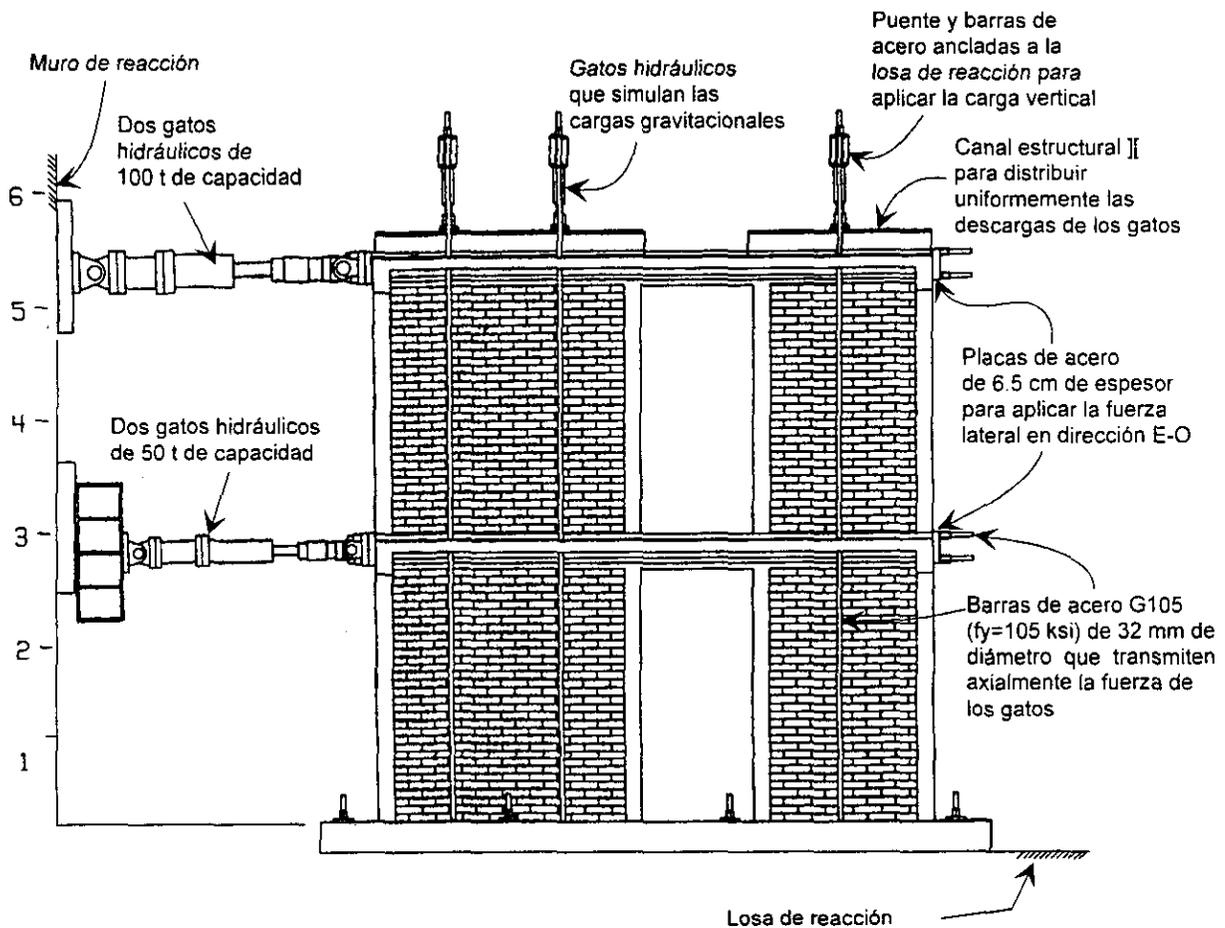


Fig 4.7 Dispositivo de carga en la dirección longitudinal del modelo 3D

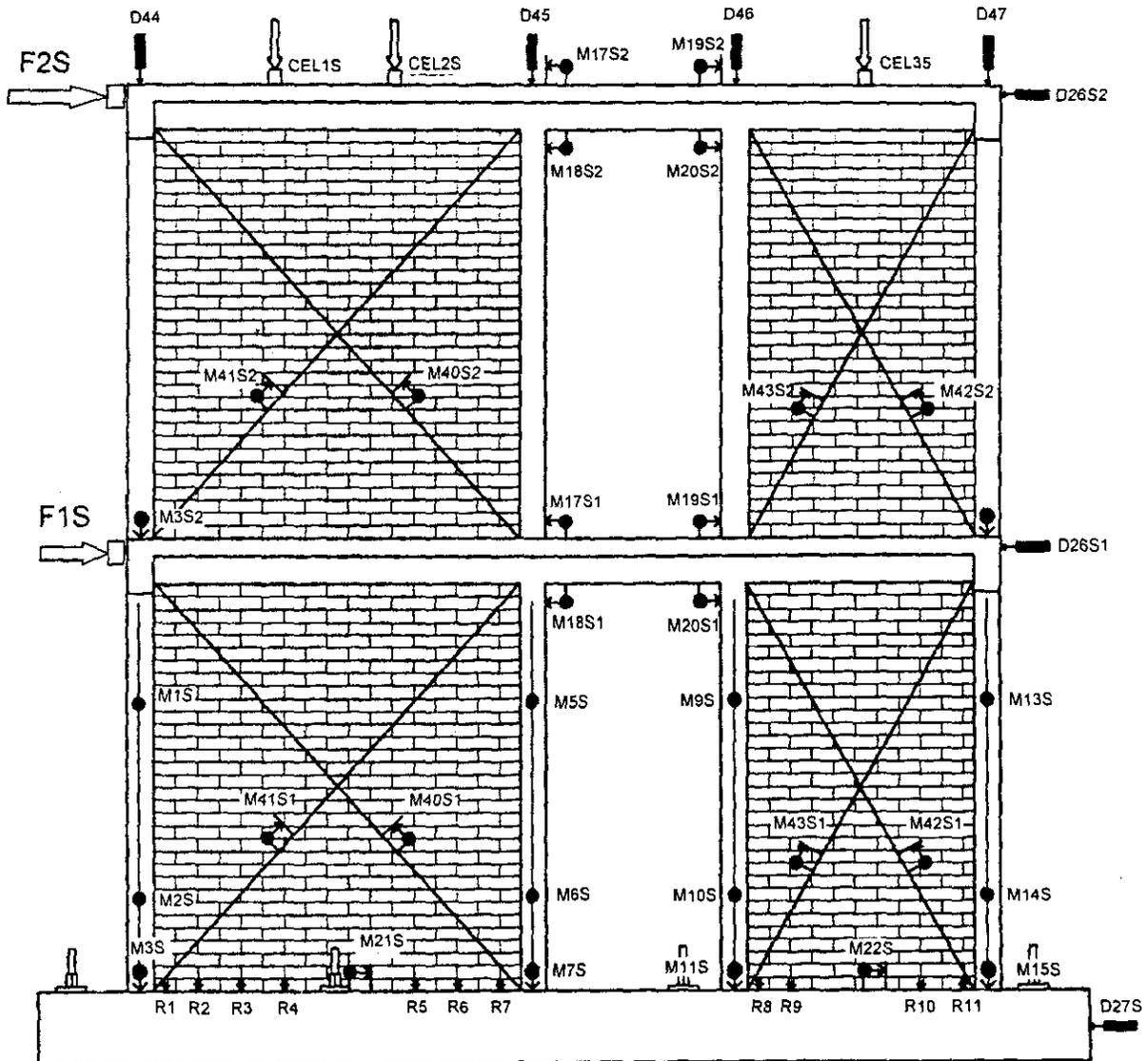
4.4.2 Instrumentación

El modelo fue instrumentado con 159 sensores, para estudiar su comportamiento global y local en puntos de interés. La instrumentación se diseñó para obtener los datos experimentales necesarios para verificar los criterios de análisis y diseño. En la fig 4.8 se presenta la instrumentación de las losas y de los muros del lado Sur que fueron los más instrumentados. La instrumentación del lado Norte (no mostrada) consistió de diagonales en los muros del primer nivel, y de transductores de desplazamiento para medir la rotación de los muros y dalas de este nivel.

Se utilizaron celdas de carga para monitorear y registrar la distribución de las fuerzas aplicadas por todos los gatos. Se utilizaron transductores de desplazamiento para conocer los desplazamientos laterales de la estructura, deslizamientos entre los muros y las vigas de cimentación, rotaciones de las dalas de acoplamiento, curvaturas y deformaciones de los tableros de mampostería. Para conocer las deformaciones internas de castillos, dalas y losas se usaron deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo. En las varillas longitudinales de los castillos, los sensores se colocaron a nivel del desplante de los muros y en una sección 5 cm arriba del desplante, con la finalidad de estudiar la propagación de la fluencia. En forma similar, las varillas longitudinales de las dalas se instrumentaron en algunas zonas donde potencialmente podrían ocurrir plastificaciones (como son los extremos de la dala de acoplamiento sobre el dintel de la puerta). Por su parte, el acero longitudinal de la losa se instrumentó con deformímetros adheridos a cuatro barras contiguas en una sección de 1 m de anchura como se muestra en la fig 4.8. Con ello se conocería la distribución de deformaciones en la losa a partir del eje del muro, lo que permitiría evaluar la participación de la losa en la resistencia a flexión de la viga de acoplamiento.

Se colocaron deformímetros eléctricos sobre la cara lateral de algunos tabiques de la primera hilada de los muros Sur. Estos deformímetros se dispusieron en rosetas

a 45° con el objeto de estimar la inclinación y magnitud de los puntales de compresión en la mampostería.



Notación:

-  Celdas de carga
-  Transductores de desplazamiento
-  * Deformímetros en la mampostería

Fig 4.8 Instrumentación del modelo 3D (cara sur)

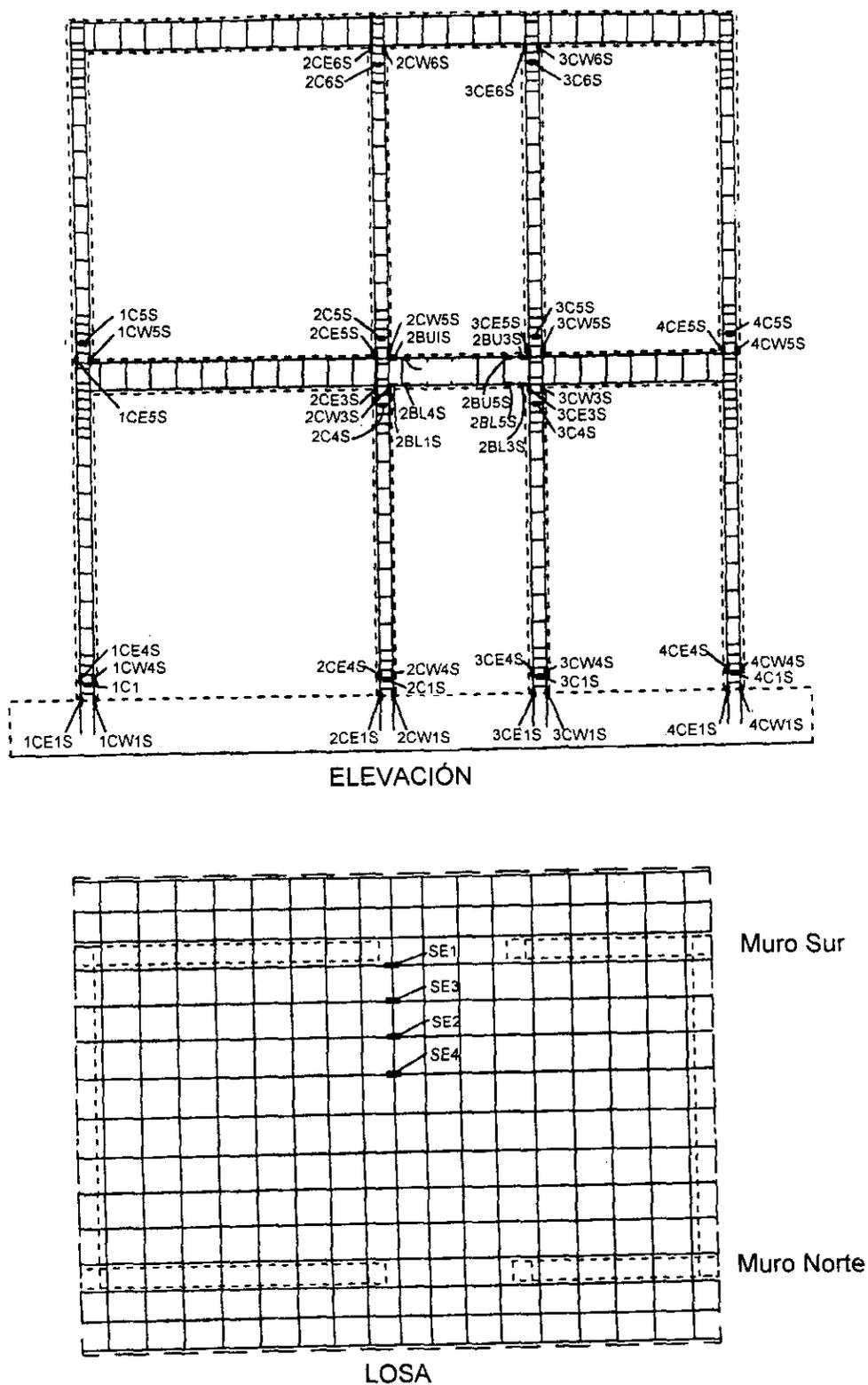


Fig 4.8 (continuación) Instrumentación del modelo 3D

4.4.3 Sistema de Lectura de Datos

Para la lectura de datos de los 159 canales se utilizó un sistema automático controlado por una computadora personal (fig 4.9). Por seguridad, se respaldó la información almacenada en cada sesión de trabajo y se organizó al final del ensaye en hojas de cálculo para su reducción y análisis. Para controlar eficientemente el ensaye, se monitorearon 10 canales en tiempo real, tanto a las cargas (horizontales y verticales) como a los desplazamientos horizontales aplicados a ambos niveles. Por otra parte, se siguió paso a paso la respuesta del modelo en cuatro gráficas desplegadas en la pantalla de la computadora. En las primeras tres se graficaron el cortante de cada entrepiso contra su distorsión correspondiente, es decir (V_1-R_1) y (V_2-R_2), así como el cortante basal contra la distorsión total (V_B-R_T). De esta manera se siguió con bastante precisión el comportamiento histerético de cada nivel, y el global de la estructura. La última gráfica, sirvió para distinguir si ocurrían torsiones en el modelo al graficar los desplazamientos horizontales Norte y Sur medidos en los extremos de las losas.

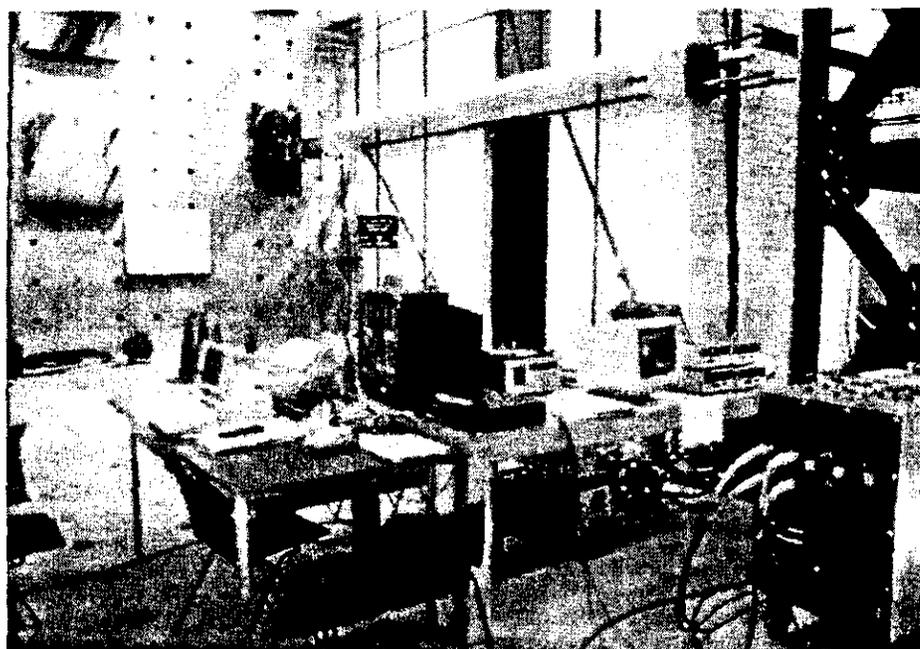


Fig 4.9 Sistema de lectura de datos

4.5 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

4.5.1 Ensayes de vibración ambiental y vibración libre

El objetivo de estas pruebas fue determinar experimentalmente las propiedades dinámicas (frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento) del modelo 3D antes y después del ensaye destructivo. Esta información permitiría tener una idea del nivel de degradación de la rigidez lateral a raíz del daño de la estructura. Por otra parte, estas pruebas permitirían la calibración de un modelo matemático elástico del espécimen.

Las pruebas de vibración ambiental consisten en medir las vibraciones en una estructura producidas por sollicitaciones ambientales (como el tránsito vehicular, peatonal, viento, etc.) utilizando acelerómetros de alta sensibilidad (fig 4.10). Las señales captadas se transmiten a unos acondicionadores donde las señales se amplifican y se filtran, a fin de alcanzar un nivel de señal adecuado. Posteriormente la señal acondicionada es enviada a un analizador de espectros, el cual procesa la señal emitida por los acelerómetros mediante la Transformada de Fourier, lo cual permite obtener los espectros de potencia, función de transferencia (en fase y amplitud), y la coherencia correspondiente de las señales. A través de una tarjeta de adquisición, la información procesada en el analizador de espectros es transferida a una microcomputadora y almacenada en discos para su posterior análisis y procesamiento.

La localización de los sensores se muestra en la fig 4.11. Para medir las vibraciones en dirección longitudinal o transversal sólo se rotaron los acelerómetros. La excitación del modelo para las pruebas de vibración libre, se logró jalando el modelo con una cuerda atada a la losa del segundo nivel. Para el cálculo del amortiguamiento viscoso de la estructura, se aplicó el concepto del decremento logarítmico (ref 29). las pruebas de vibración del modelo 3D se hicieron con la colaboración del Instituto de Ingeniería de la UNAM. La metodología y equipos empleados se discuten en la ref 30.

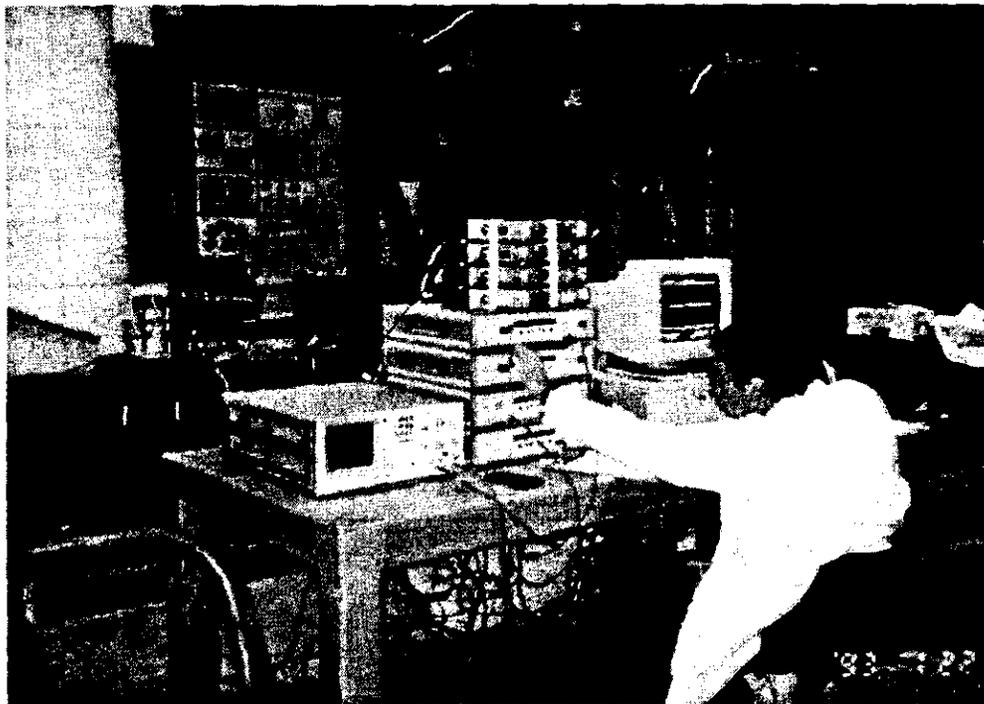


Fig 4.10 Equipo de medición y registro utilizado en las pruebas de vibración ambiental

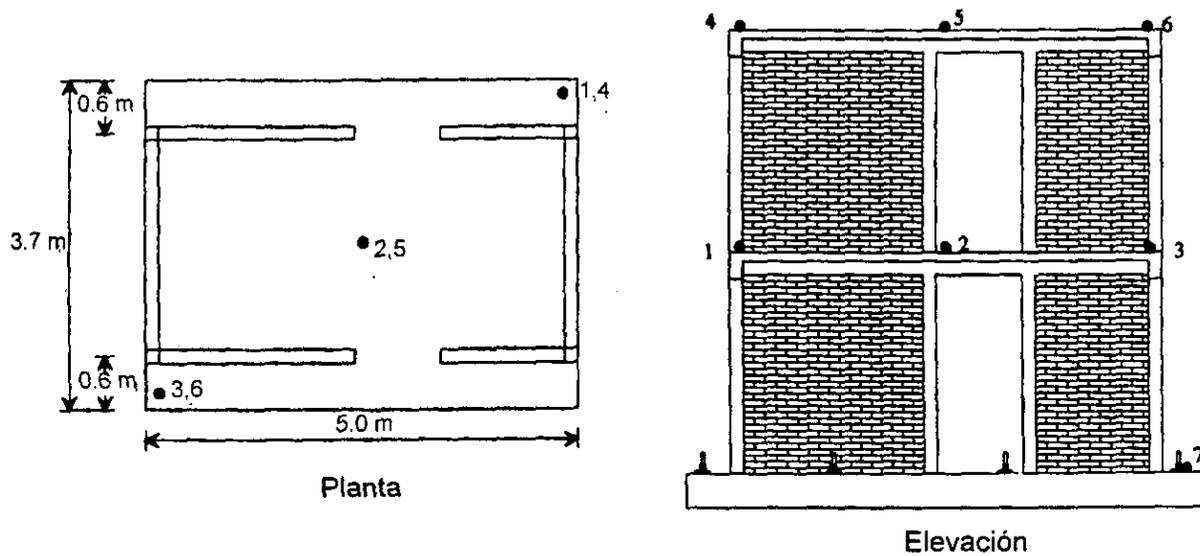


Fig 4.11 Posición de acelerómetros en las pruebas de vibración ambiental

Del análisis de la información, producto de este tipo de pruebas antes del ensaye destructivo del modelo, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 4.7 y fig 4.12. Se observa una mayor flexibilidad del espécimen en dirección transversal. También se observa que los amortiguamientos viscosos fueron menores que los que teóricamente se consideran para el análisis espectral de este tipo de estructuras con muros de mampostería (del orden del 5 al 10% del amortiguamiento crítico). Finalmente, se obtuvo la relación de periodos de vibración a número de niveles (T/n) del espécimen 3D. Se obtuvieron valores de 0.033 y 0.039 para la dirección longitudinal y transversal respectivamente. Estos valores son muy cercanos a los obtenidos por el Instituto de Ingeniería para edificios reales de mampostería confinada construidos en terreno firme (ref 31).

Tabla 4.7 Resultados de las pruebas de vibración ambiental antes del ensaye destructivo

Dirección	Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Amortiguamiento (%)
Longitudinal	1	15.4	0.065	2.2
	2	51.3	0.020	----
Transversal	1	13.1	0.077	2.7
	2	40.0	0.025	----
Torsión	1	23.2	0.043	4.8

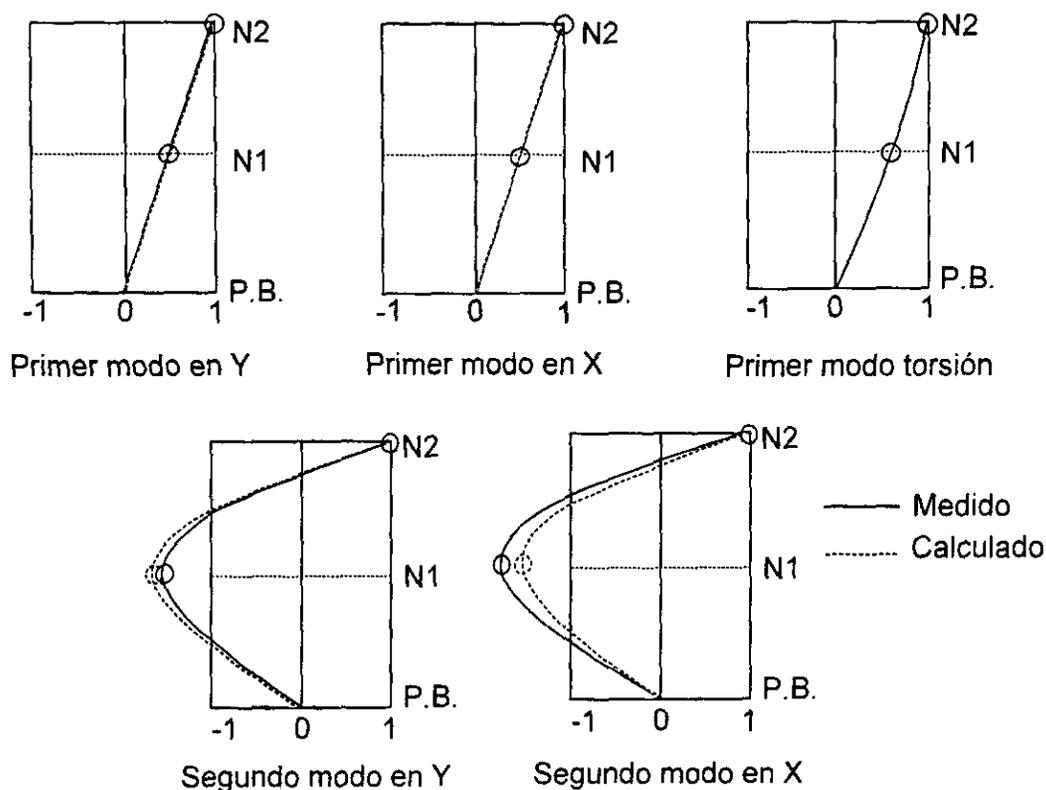


Fig 4.12 Formas modales del espécimen 3D

4.5.2 Calibración de modelos matemáticos

En términos generales, la modelación rigurosa de estructuras resueltas a base de muros de mampostería resulta compleja en comparación con aquella para estructuras a base de marcos. Esta consideración se basa en la elevada heterogeneidad de los materiales componentes y en la dificultad de modelar correctamente los arreglos tridimensionales que comúnmente se presentan (ref 14). Por otra parte, al utilizar los programas actuales de cómputo es posible resolver modelos bastante refinados para analizar este tipo de estructuras. En lo que respecta al espécimen 3D, y tomando en cuenta que se obtuvieron experimentalmente las propiedades de sus materiales, así como sus frecuencias y formas modales, se procedió a modelarlo matemáticamente para valorar la aplicabilidad de algunas idealizaciones que comúnmente se hacen en este tipo de estructuras. Para ello se utilizó un programa de cómputo comercial (ref 32).

En términos generales, el programa empleado puede realizar análisis tridimensionales estáticos y dinámicos a partir de la matriz global de rigideces de la estructura, considerando tres grados de libertad por nivel (dos desplazamientos laterales y un giro alrededor de un eje vertical). En la matriz de masas, a los desplazamientos laterales les corresponde la masa traslacional del nivel de que se trate; y, al giro alrededor del eje vertical, le corresponde la inercia rotacional de la masa con respecto a dicho eje.

Se admiten diversas condiciones de carga que pueden combinarse con las de sismo ya sea con una distribución de fuerzas laterales, una historia en el tiempo de aceleraciones del terreno o bien con un espectro de aceleraciones. El programa también ofrece la opción de calcular las frecuencias y formas modales. Para el análisis, se puede asumir que el edificio está formado por subestructuras, como por ejemplo marcos que a su vez se componen de elementos estructurales (columnas, vigas, muros y diagonales). Se consideran los sistemas de piso como diafragmas infinitamente rígidos en su plano, que conectan a todos los marcos en un nivel dado. Se puede incluir en el análisis los efectos de zona rígida en los nudos, así como los efectos de segundo orden ($P-\Delta$). Conviene mencionar que las últimas versiones del programa contienen ayudas útiles para la generación de archivos, así como para la modelación de elementos, incluyendo la animación de la estructura vibrando en algún modo en particular. En la fig 4.13 se muestran las deformadas del modelo matemático del espécimen 3D.

Para modelar matemáticamente el espécimen 3D se utilizaron las dimensiones reales de los elementos y las propiedades mecánicas obtenidas experimentalmente. De los análisis efectuados interesó conocer los periodos de vibración, formas modales y distorsiones de entrepiso para evaluar la rigidez del modelo.

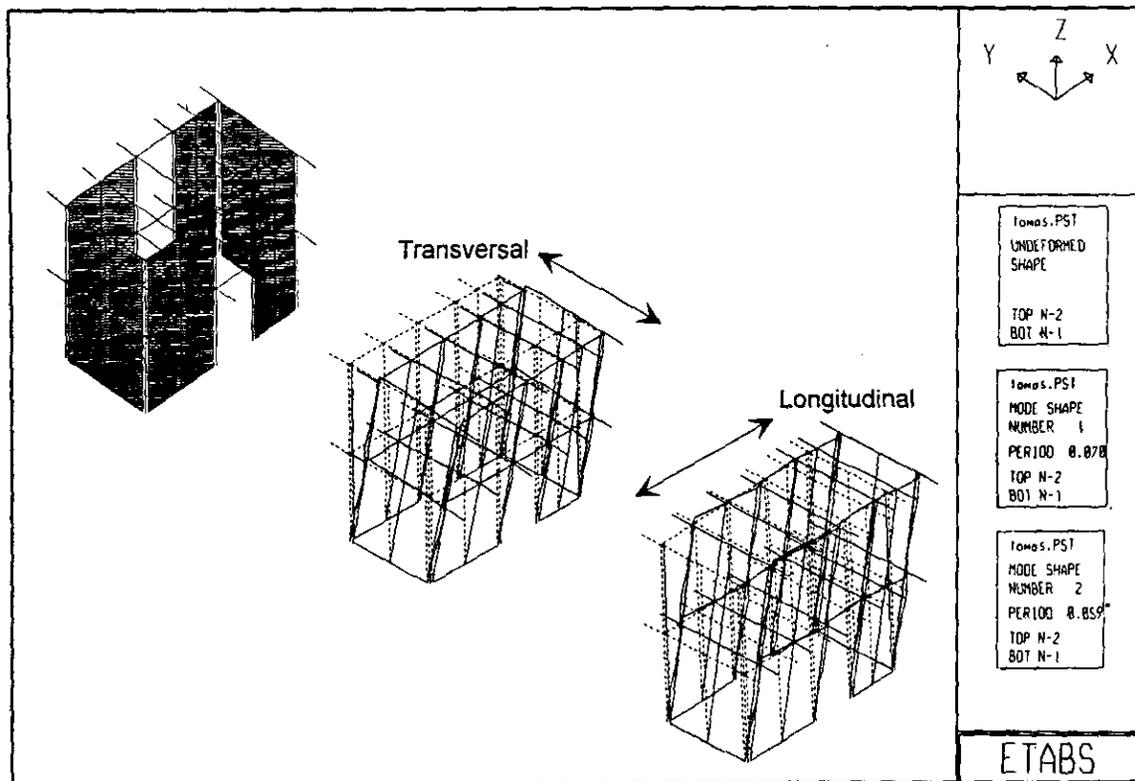


Fig 4.13 Deformadas del modelo matemático del espécimen 3D

El primer modelo considerado se denominó 3DCA, y suponía que los muros de mampostería se pueden modelar como columnas anchas según se ha descrito en la sección 4.3.1. Los castillos se modelaron como elementos de concreto independientes de las columnas anchas, y se conectaron a éstas con elementos viga a los que se asignó una rigidez infinita a la flexión. Por su parte, las vigas sobre el dintel de la puerta, de un metro de longitud, se modelaron con sus propiedades reales de inercia. En un segundo modelo, llamado 3DST, se utilizaron secciones transformadas, además del concepto de columna ancha. Aquí, las secciones de concreto de los castillos se transformaron a mampostería mediante la relación modular "n". La relación de los módulos de elasticidad obtenidos experimentalmente fue $n = E_c/E_m = 6.2$. Finalmente, se consideró un tercer modelo analítico, llamado 3DP, en el que se usaron "elementos panel" para idealizar a los muros de mampostería. En términos generales, la utilización del elemento panel es especialmente eficiente para representar muros diafragma o muros de relleno que se

deforman por corte y que llenan crujías de marcos cuya respuesta está controlada por deformaciones de flexión. Sin embargo, en el programa se puede asumir que estos elementos pertenecen a estructuras dominadas por deformaciones de corte, como es el caso de la mampostería confinada. Para ello, se asume que la inercia a flexión del panel es igual a cero y el programa sólo considerará deformaciones por cortante en dicho elemento. El uso de este artificio es justificable si se recuerda que en todos los especímenes planos de un nivel, las deformaciones por corte determinaron el modo de falla dominante (incisos 2.5 y 3.5 de este trabajo). Cabe recordar que en los tres modelos 3DCA, 3DST y 3DP, la porción de la viga ubicada sobre el muro de mampostería tenía una rigidez infinita a la flexión. Se consideró que estas zonas rígidas terminaron en el paño exterior de los castillos interiores (fig 4.14). También, se tomó en cuenta la contribución del patín de la losa a la rigidez de la viga, aplicando el ancho equivalente recomendado en la ref 17 y se consideraron las secciones de los elementos como no agrietadas.

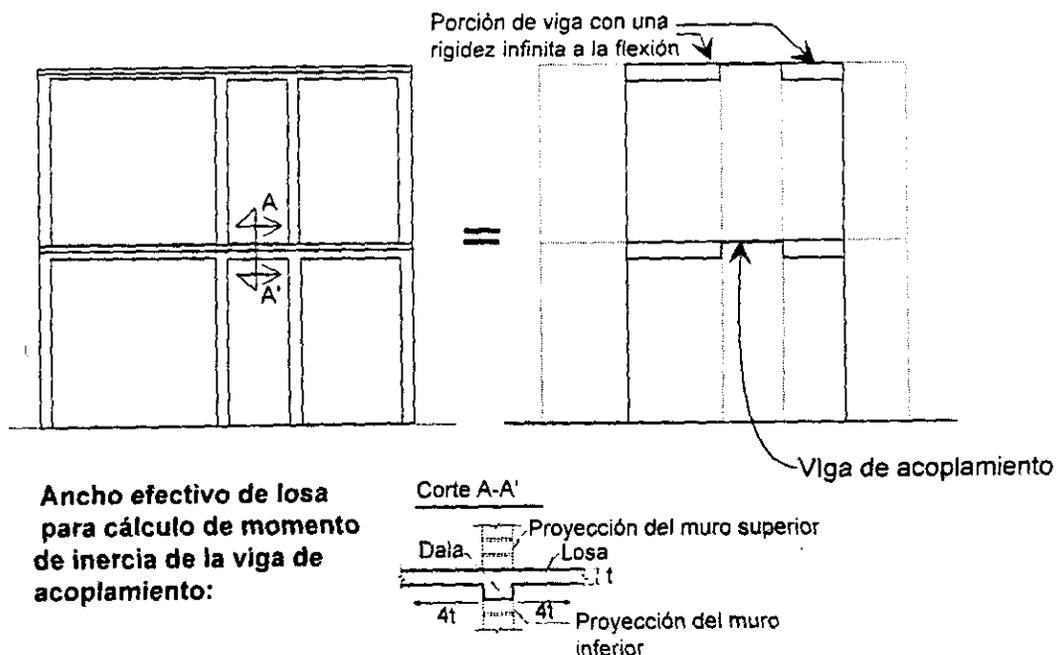


Fig 4.14 Consideraciones para la modelación matemática del espécimen 3D

Para cada modelo se hizo un análisis estático y se calcularon los modos y frecuencias de la estructura. Los resultados se presentan en las tablas 4.7 y 4.8. Se observa que los resultados de los modelos de sección transformada (3DST) y del elemento pánel (3DP) son bastante aproximados a los valores medidos. Lo anterior señala la validez de las suposiciones utilizadas para representar analíticamente a este tipo de estructuras. Al considerar al modelo 3DST como el más representativo de la estructura real, se graficaron sus formas modales junto a aquéllas obtenidas en las pruebas de vibración ambiental (fig 4.12). Posteriormente, con fines comparativos, se volvió a analizar el modelo analítico 3DST, pero ahora reemplazando las propiedades de los materiales obtenidas experimentalmente por las propiedades teóricas de módulos de elasticidad que propone el reglamento (RDF-93). Los resultados de este análisis, aparecen en las mismas tablas 4.8 y 4.9 bajo el encabezado 3DST-RDF. Es interesante observar que el modelo 3DST-RDF es 74% más flexible que el modelo con propiedades experimentales (3DST). Lo anterior hace pensar en general, en una subestimación de la rigidez real de este tipo de estructuras. Por tanto, como los periodos de vibración en estructuras de este tipo son muy cortos, se espera que para zonas de terreno blando el diseño sísmico sea más conservador. Por el contrario, para estructuras diseñadas con base en los espectros típicos de terrenos firmes, en donde las respuestas máximas ocurren a muy bajos periodos de vibración, cabe la posibilidad de estar subdiseñando este tipo de estructuras.

Para este segundo caso, se puede deducir que si las fuerzas que se introducen realmente en la estructura son capaces de producir incipientes agrietamientos en los muros, este hecho sería suficiente para degradar la rigidez inicial hasta en un 40% (véanse secciones 3.6.4 y 5.4). En estas condiciones, la respuesta de la estructura disminuiría, y, paradójicamente, hasta este momento la estructura real representaría mejor al modelo teórico planteado en el diseño.

Tabla 4.8 Periodos de vibración medidos y calculados antes del ensaye destructivo

Dirección	Modo	Periodo (s)				
		Medido (ver tabla 4.7)	Calculado			
			3DCA	3DST	3DST-RDF	3DP
Longitudinal	1	0.065	0.085 (1.31) ¹	0.067 (1.03)	0.092 (1.42)	0.073 (1.12)
	2	0.020	0.032 (1.60)	0.024 (1.20)	0.036 (1.80)	0.024 (1.20)
Transversal	1	0.077	0.098 (1.27)	0.081 (1.05)	0.116 (1.51)	0.083 (1.08)
	2	0.025	0.035 (1.40)	0.027 (1.08)	0.044 (1.76)	0.028 (1.12)
Torsión	1	0.043	0.059 (1.37)	0.048 (1.12)	0.066 (1.53)	0.049 (1.14)

¹ Los valores entre paréntesis indican la relación entre T calculado y T medido

Tabla 4.9 Rigideces medidas y calculadas para el modelo 3D

Rigidez medida	Rigidez calculada (t/cm)			
	3DCA	3DST	3DST-RDF	3DP
100.4	68.0	106.1	60.7	93.2

4.5.3 Ensaye destructivo

El ensaye destructivo se realizó en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, y su duración fue de una semana. Para dicho ensaye la carga lateral se aplicó en forma estática, manteniendo una distribución triangular invertida en la altura de la estructura hasta que ocurrió el primer agrietamiento inclinado en la mampostería. Esta distribución de fuerzas se basa en el hecho de que las aceleraciones relativas generadas en una estructura bajo una excitación sísmica, son

nulas en la base y máximas en la azotea. El programa de carga se ilustra en la fig 4.15 en donde se observa que el ensaye fue dividido en dos etapas. En la primera etapa el ensaye se controló por carga, limitando el cortante basal hasta llegar a valores predeterminados. Se aplicaron tres ciclos: uno a 10 t, otro a 20 t y uno a 36 t. Esta parte del programa de carga fue similar al de ensaye del modelo WBW (ref 20), para permitir la comparación en los especímenes. La segunda etapa del ensaye se inició una vez que ocurrió el agrietamiento inclinado inicial de la mampostería. A partir de aquí la prueba se controló por distorsión total. En este trabajo, se define a la distorsión total como el cociente del desplazamiento lateral promedio del segundo nivel entre la altura de los sensores medida desde las vigas de cimentación. Para el control de la prueba por desplazamiento, se aplicó una distribución de fuerzas laterales de tipo triangular, tal que produjera el desplazamiento de azotea predeterminado.

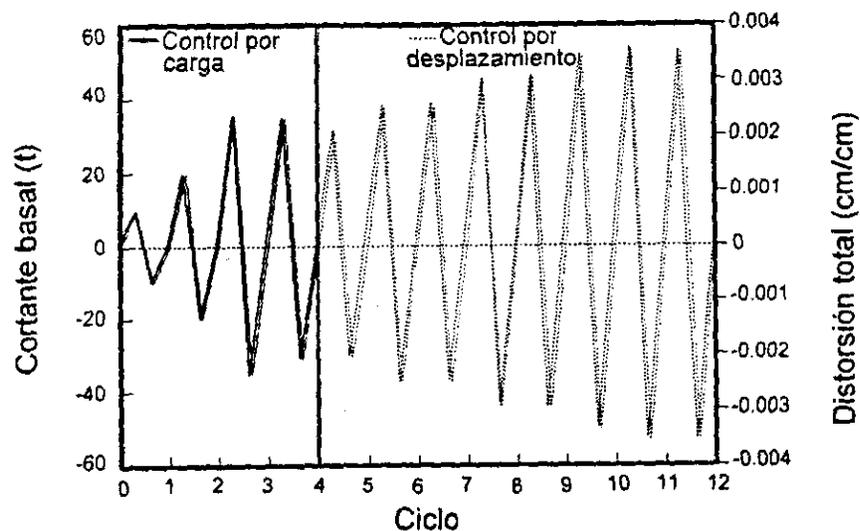


Fig 4.15 Historia de carga y control del ensaye

En la etapa controlada por desplazamiento (distorsión) se aplicaron nueve ciclos con máximos monótonamente crecientes. Se aplicaron dos ciclos a la misma distorsión para evaluar la estabilidad del comportamiento. La máxima distorsión total

aplicada fue de 0.36%, que correspondió a una distorsión de 0.53% en el primer nivel. Después del ciclo 12, el ensaye se interrumpió para no producir un daño tal que impidiera la rehabilitación del modelo posteriormente. Sin embargo, los niveles máximos de desplazamiento a los que se sometió el espécimen 3D pueden considerarse como excesivos para este tipo de estructuras.

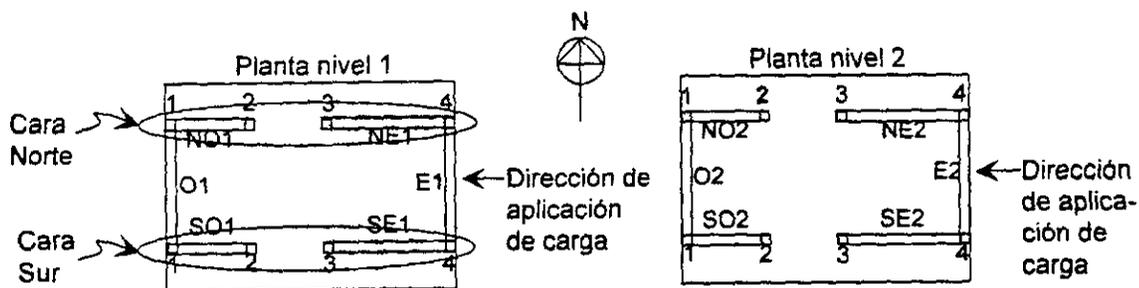
CAPÍTULO 5. RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL MODELO 3D

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe la secuencia de daño durante la prueba, y se presentan los patrones de agrietamiento más representativos de las diferentes etapas del ensayo. Posteriormente, se discute la respuesta global del modelo en términos de su comportamiento histerético, pérdida de rigidez, energía disipada durante la prueba y componentes de deformación. Finalmente, se analiza el comportamiento local de algunos elementos de interés, a partir de los registros de deformímetros, y se explica en función de resistencia, capacidad de deformación y del daño observado.

5.2 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS DURANTE EL ENSAYE DESTRUCTIVO

Para la descripción de los daños se hará referencia a la nomenclatura presentada en la fig 5.1 así como a los dibujos del agrietamiento que se muestran de las figs 5.3 a 5.15.



Notas:

Los muros SE1, NE1, SE2 y NE2 tenían una relación de aspecto (alto/largo) igual a 1.0

Los muros SO1, NO1, SO2 y NO2 tenían una relación de aspecto igual a 1.5

Los muros E1, E2, O1 y O2 eran transversales a la dirección de aplicación de la carga

Fig 5.1 Nomenclatura para la identificación de elementos

5.2.1 Etapa Controlada por Carga

Como se explicó en la sección 4.5.3, la fase controlada por carga constó de tres ciclos, y corresponde a la parte sombreada de la tabla 5.1. En dicha tabla se pueden identificar los valores máximos de cortante basal y distorsiones alcanzados en cada semiciclo, positivo o negativo. Las distorsiones¹ calculadas, según se indica en la fig 5.2, fueron multiplicadas por 100 para presentarlas, por facilidad, en porcentaje. En lo que sigue se hace una descripción detallada de los daños observados en cada ciclo de carga.

Tabla 5.1 Cortantes basales y distorsiones máximas durante el ensaye

Ciclo	Paso	V_B [t]	R_1 [%]	R_2 [%]	R_T [%]
+1	8	9.9	0.020	0.019	0.020
-1	20	-10.1	-0.012	-0.021	-0.017
+2	36	19.8	0.044	0.049	0.046
-2	55	-19.9	-0.040	-0.050	-0.045
+3	78	35.7	0.144	0.136	0.140
-3	106	-35.4	-0.178	-0.148	-0.163
+4	137	34.6	0.200	0.150	0.175
-4	160	-31.3	-0.203	-0.143	-0.173
+5	181	34.4	0.229	0.184	0.206
-5	205	-34.4	-0.248	-0.164	-0.206
+6	231	38.0	0.292	0.214	0.253
-6	252	-38.9	-0.307	-0.192	-0.249
+7	275	37.4	0.301	0.212	0.256
-7	292	-36.1	-0.315	-0.187	-0.250
+8	315	$V_{B\text{ MAX}} = 42.2$	0.357	0.238	0.297
-8	335	$V_{B\text{ MAX}} = -38.9$	-0.388	-0.201	-0.294
+9	353	37.2	0.384	0.230	0.306
-9	372	-38.2	-0.406	-0.193	-0.298

¹ Para los fines de este informe, se definió como "distorsión 1 o R1" al desplazamiento lateral promedio medido en la losa del primer nivel dividido entre la altura de los sensores (medida desde la viga de cimentación). El término "distorsión 2 o R2" se definió como el cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales del nivel 2 y el nivel 1, y la altura de entrepiso del segundo nivel. Finalmente, se le llamó "distorsión total o RT" a la relación entre el desplazamiento lateral promedio registrado en la losa del segundo nivel (azotea), y la altura total del modelo, medida desde la viga de cimentación hasta los sensores correspondientes.

Tabla 5.1 Cortantes basales y distorsiones máximas durante el ensaye (Continuación)

Ciclo	Paso	V_B [t]	R_1 [%]	R_2 [%]	R_T [%]
+10	391	34.2	0.468	0.219	0.342
-10	405	-35.2	-0.495	-0.178	-0.335
+11	418	31.3	0.514	0.206	0.358
-11	428	-33.2	-0.545	-0.169	-0.355
+12	439	32.3	0.498	0.212	0.354
-12	451	-33.1	-0.549	-0.168	-0.357

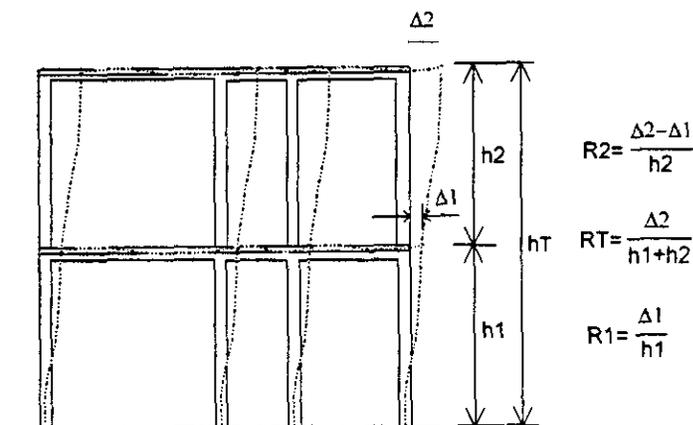


Fig 5.2 Definición de distorsión de entrepiso y total

Con la aplicación del primer ciclo aparecieron las primeras grietas horizontales en los castillos extremos (#1 y #4) del segundo nivel. Estas grietas se concentraron en la mitad superior de los castillos sin penetrar a la mampostería. Durante el segundo ciclo se formaron grietas debidas a flexión en las uniones castillo-dala de acoplamiento, es decir, en las esquinas superiores de la abertura con forma de puerta en el primer nivel. Se observaron también grietas horizontales en los castillos extremos (#1 y #4) del primer nivel. En el castillo #1 de la cara Norte, el agrietamiento se extendió horizontalmente hacia el muro cabecero E1 a través de la junta mortero-tabique. El patrón de agrietamiento hasta el final del ciclo 2 se presenta en la fig 5.3.

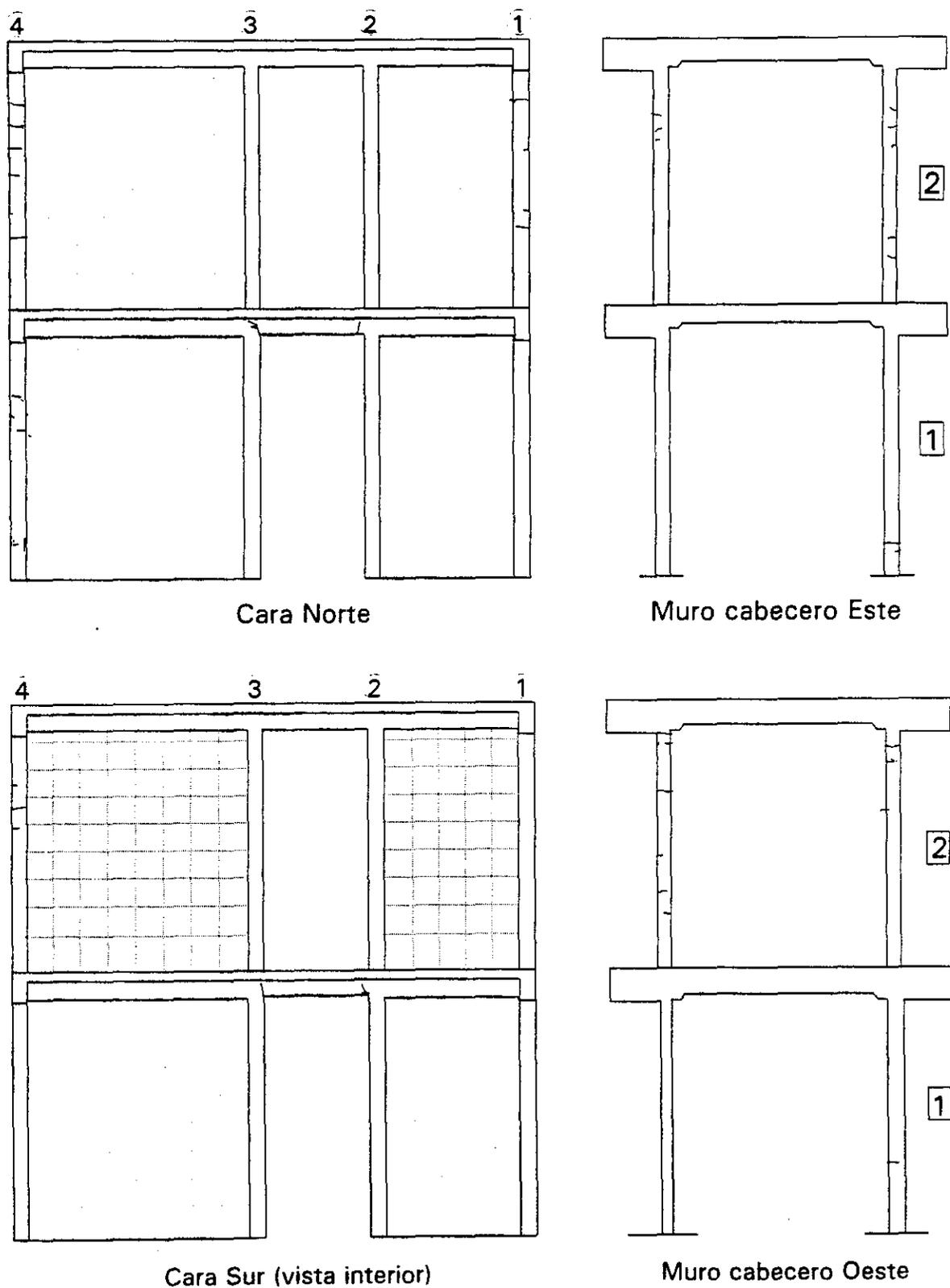


Fig 5.3 Patrones de daño al final del ciclo 2 ($R_T=0.05\%$, $R_R=0.04\%$)

Durante el tercer ciclo se identificaron las primeras grietas inclinadas en la mampostería del primer nivel. El cortante basal de agrietamiento fue de 34.4 t; correspondió a una distorsión total de 0.13%, y a una distorsión del primer nivel de 0.12% (igual que WBW). Aunque el daño en la mampostería se inició en la cara Norte del modelo, al término del ciclo ambas caras mostraron grietas inclinadas en ambos sentidos, atravesando los tabiques o siguiendo las juntas del mortero indistintamente. En todos los castillos del primer nivel continuaron los agrietamientos horizontales. También se identificaron aumentos de los ya existentes en las dalas de acoplamiento (fig 5.4). En este ciclo también se identificó el primer agrietamiento de las losas; éste ocurrió inmediatamente arriba del paño libre de los castillos #2 y propagándose en dirección Norte-Sur en la anchura de la losa. En la fig 5.5 se muestran los agrietamientos de las losas de ambos niveles al finalizar el ciclo 3. Las grietas se formaron en ambas caras de las losas y se extendieron hasta casi la mitad del claro entre los muros en la dirección de carga. Las grietas más largas coincidieron con el paño libre de los castillos #2.

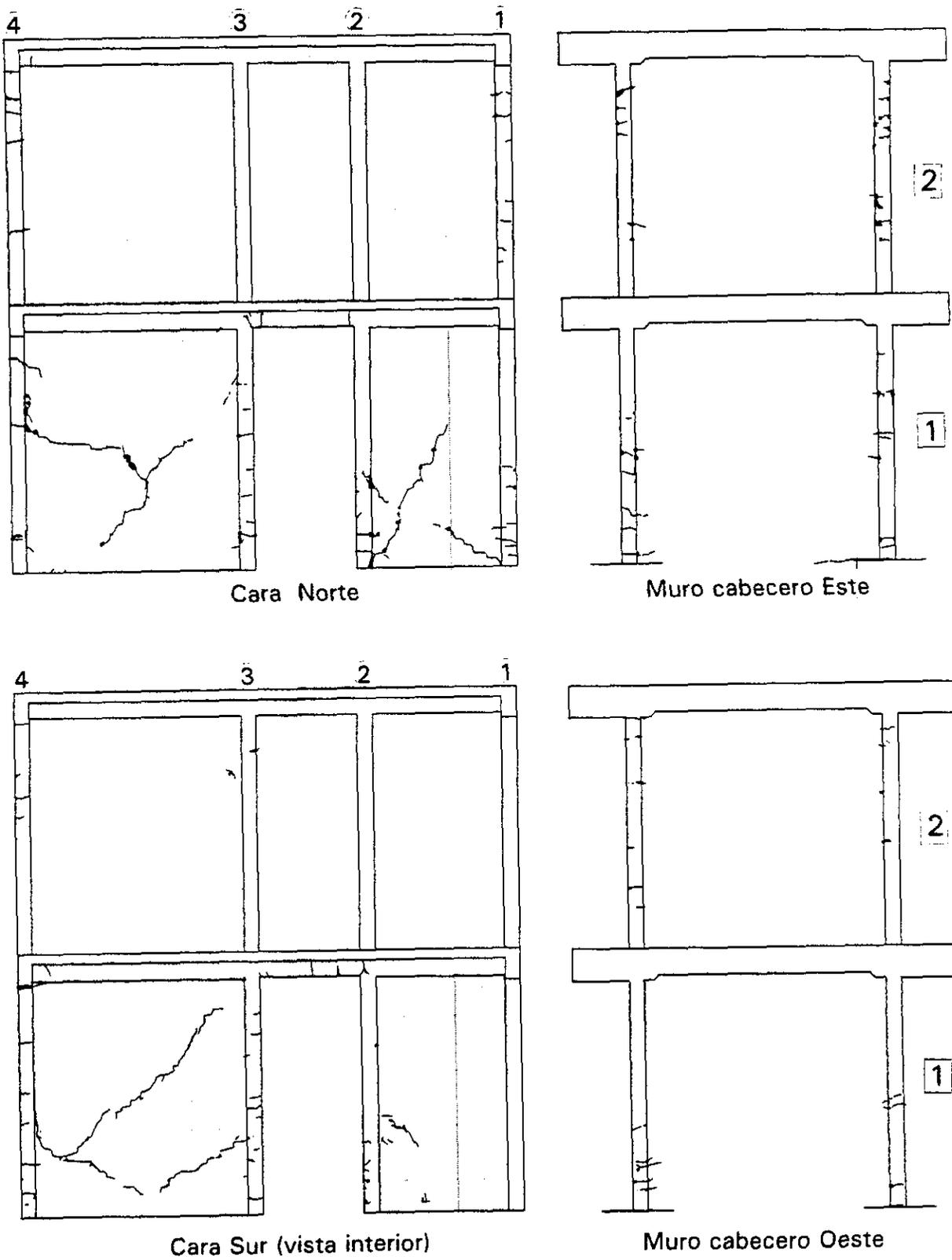
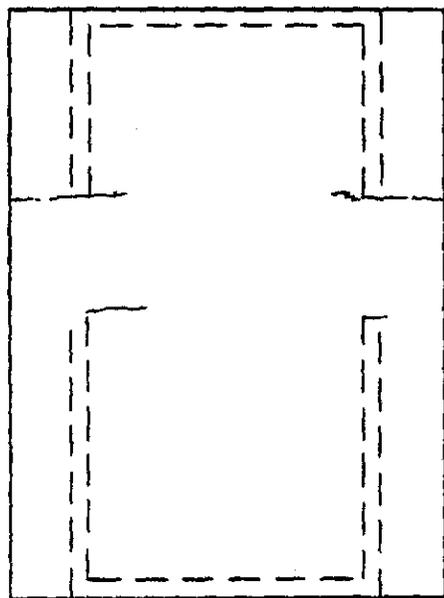
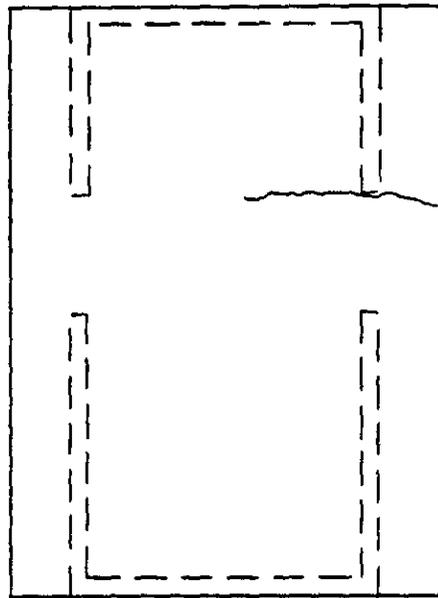


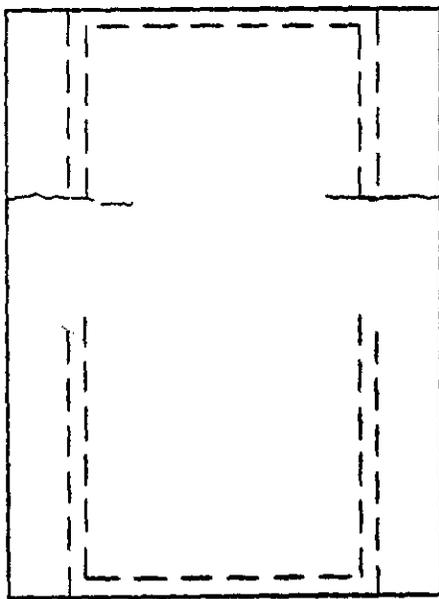
Fig 5.4 Patrones de daño al final del ciclo 3 ($R_T=0.14\%$, $R_1=0.14\%$)



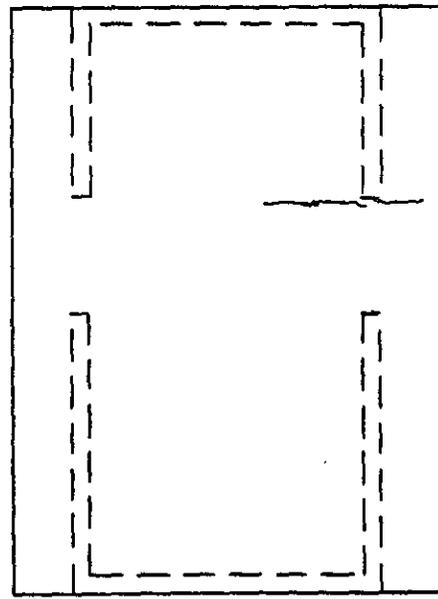
Nivel 1 Cara inferior



Nivel 2 Cara inferior



Nivel 1 Cara superior



Nivel 2 Cara superior

Fig 5.5 Patrones de daño en losas al final del ciclo 3 ($R_T=0.14\%$, $R_1=0.14\%$)

5.2.2 Etapa Controlada por desplazamiento

A partir del cuarto ciclo, el ensaye fue controlado en función del desplazamiento total del modelo. Es decir, aunque las fuerzas laterales se continuaron aplicando siguiendo una distribución triangular invertida, la distorsión total del modelo limitó los valores máximos de los ciclos de carga.

Durante el cuarto ciclo, en el primer nivel se observó la extensión de grietas por tensión diagonal en la mampostería y la formación de nuevas grietas diagonales en los muros NO1 y SO1. En este ciclo ocurrió el inicio de la penetración del agrietamiento inclinado a los extremos de los castillos #2 y #3 de este nivel. En el segundo nivel, el muro NE2 experimentó los primeros agrietamientos en la mampostería en forma sensiblemente vertical. La inclinación de estas grietas sugiere que, a pesar de que se trató de evitar la concentración puntual de las cargas verticales con una viga de acero que distribuyera la carga, no se evitó la generación de esfuerzos elevados en la esquina más débil que es la que coincide con la abertura del modelo. En la fig 5.6 se muestra, mediante un modelo de puntales y tensores (ref 33), la clara correspondencia entre las trayectorias de los esfuerzos generados por la carga vertical y la inclinación de las grietas observadas.

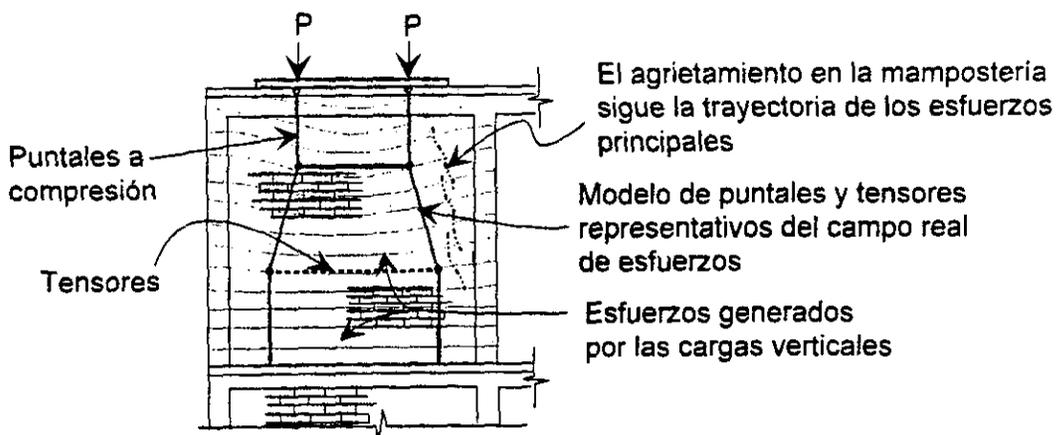


Fig 5.6 Modelo teórico que explica el agrietamiento observado en la mampostería en el nivel 2

Con respecto de los muros cabeceros, se observó que los del primer nivel tuvieron un mayor número de grietas horizontales, atribuidas a la tensión por la flexión en la dirección de la carga (fuera de su plano), que los muros del segundo nivel, principalmente en la parte media de su altura (fig 5.7). En la losa del nivel 1, se extendieron las grietas transversales en toda su anchura, mientras que en el segundo nivel sólo se identificaron un par de nuevas grietas por flexión arriba de los castillos #2 (ver fig 5.8).

Al término del ciclo 5 se observaron los siguientes cambios en los patrones de daños: los castillos 2, 3 y 4 de las caras Norte y Sur del primer nivel incrementaron el número y anchura de sus grietas horizontales. En algunos casos, las grietas horizontales en los castillos #4 se propagaron a la cara Este, y penetraron por las juntas de mortero a la mampostería del muro cabecero. Con excepción del muro SE1, en todos los restantes se formaron completamente los agrietamientos principales en forma de "X". No se identificaron nuevas grietas en la dala. En el segundo nivel, únicamente se observó agrietamiento en el muro SE2 en forma sensiblemente vertical, cerca de la esquina superior derecha, que se atribuye a la misma razón expuesta para el muro NE2 en el ciclo anterior (fig 5.6). En el muro cabecero E1 algunas grietas horizontales ya existentes aumentaron su longitud, mientras que en el muro cabecero O1 aparecieron las primeras grietas horizontales con longitudes de 30 a 40 cm, siguiendo trayectorias inclinadas (ver fig 5.9). Las grietas sobre la losa del nivel 1, arriba de los castillos #2, se extendieron a toda su anchura en sus caras superior e inferior. En la losa del segundo nivel, se identificó la extensión de las grietas sobre los castillos #2 y #3, llegando casi a cruzar la losa en toda su anchura, principalmente por su cara superior.

En los ciclos 6 y 7 se llevó al modelo a un mismo valor máximo de distorsión total igual a 0.25%. El daño observado en estos ciclos se refiere principalmente a la cara Norte del primer nivel, donde las grietas diagonales penetraron a los castillos 2, 3 y 4 en sus extremos. También se formaron nuevas grietas horizontales en los

castillos #2 y #4 en ambas caras del modelo, y hubo en general, muy poca propagación de grietas por tensión diagonal en la mampostería. Sin embargo, se observó el crecimiento en la anchura de las grietas principales, llegando a valores cercanos a los 4 mm.

En las figs 5.11 y 5.12 se presentan los patrones de daños obtenidos hasta el ciclo 8. Cabe mencionar que fue en este ciclo cuando el modelo alcanzó su resistencia (carga máxima) en cada dirección (ver tabla 5.1). Cuando se alcanzó la distorsión máxima de 0.3% con carga positiva, se registró el primer aplastamiento del concreto en la parte superior del castillo #2 de la cara Norte. Particularmente en este ciclo, se observó daño generalizado por cortante en los extremos de los castillos del primer nivel, especialmente en los castillos #2 y #3 que limitan la abertura. Continuó la formación de grietas horizontales en los castillos del primer nivel de manera uniforme en toda la altura (fig 5.11), y aparecieron nuevas grietas por efectos de flexión en la dala de acoplamiento de la cara Sur. Las grietas por tensión diagonal siguieron concentrándose en la mampostería del primer nivel. Con respecto de los muros cabeceros, el E1 exhibió bastantes grietas nuevas, algunas horizontales y otras inclinadas, que, en forma de escalera, se desarrollaron a través de las juntas del mortero (fig 5.11). Con respecto de las losas, solamente se observó para el segundo nivel, la formación de tres grietas pequeñas sobre el volado Norte en dirección N-S. Dichas fisuras estaban alineadas con los gatos verticales que simulan las cargas gravitacionales, y probablemente se deban a un efecto de la concentración de la carga. Estas fisuras permanecieron casi sin cambio el resto del ensaye, con una anchura pequeña (0.15 mm).

Es importante mencionar que desde este ciclo se reportó dificultad para mantener constante la carga vertical, aun para pequeñas deformaciones laterales del modelo.

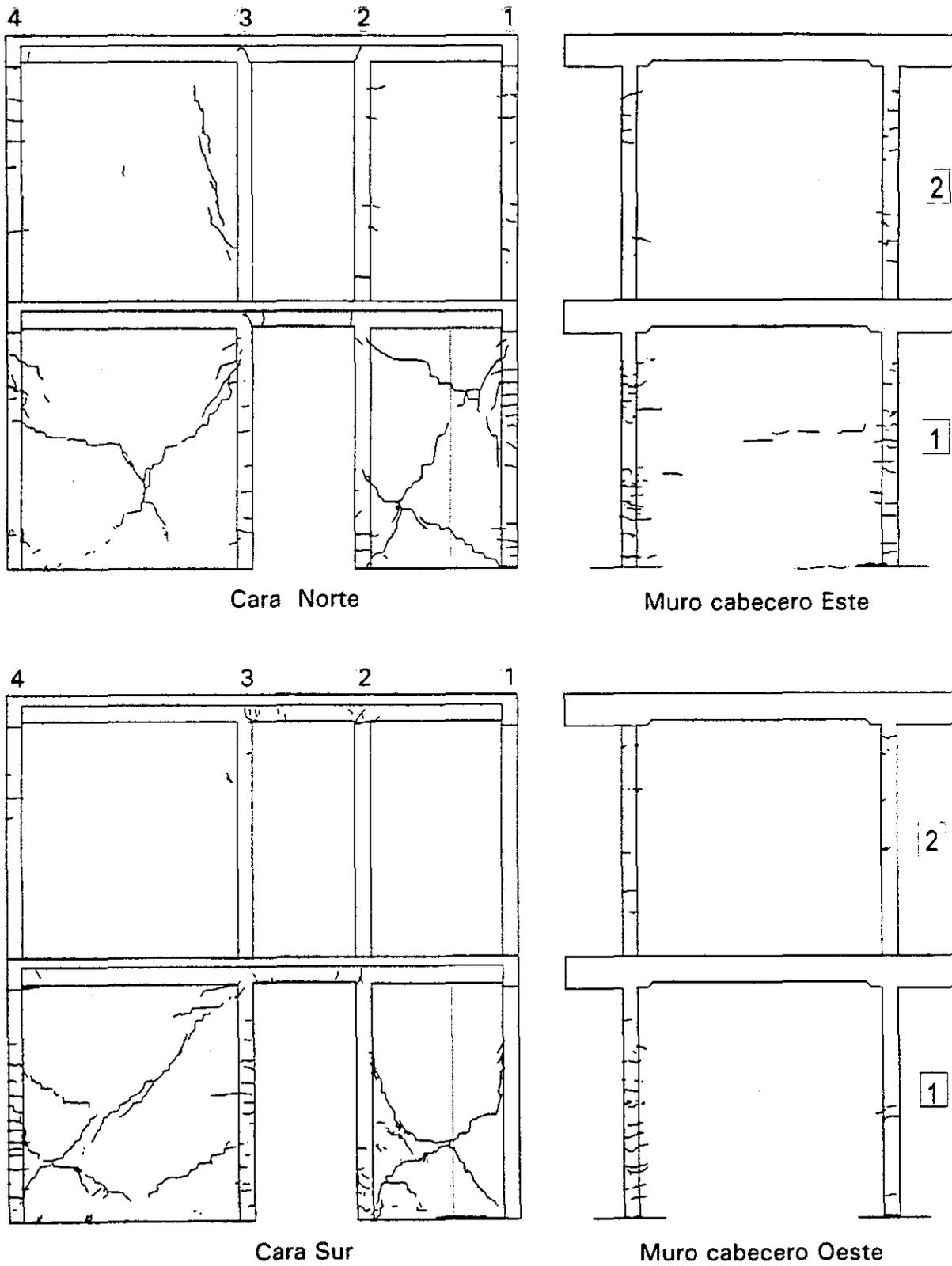


Fig 5.7 Patrones de daño al final del ciclo 4 ($R_T=0.17\%$, $R_1=0.20\%$)

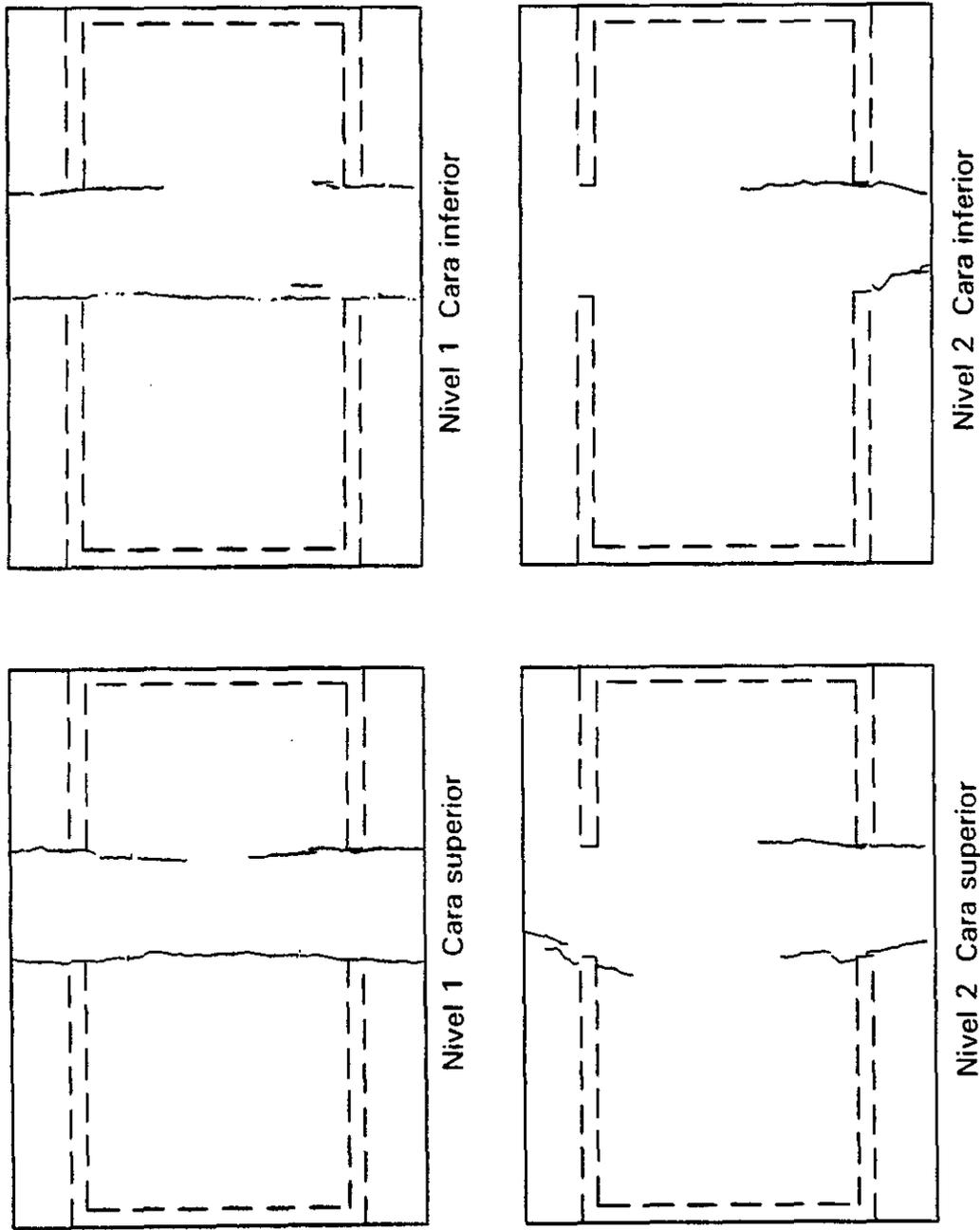


Fig 5.8 Patrones de daño en losas al final del ciclo 4 ($R_T = 0.17\%$, $R_1 = 0.20\%$)

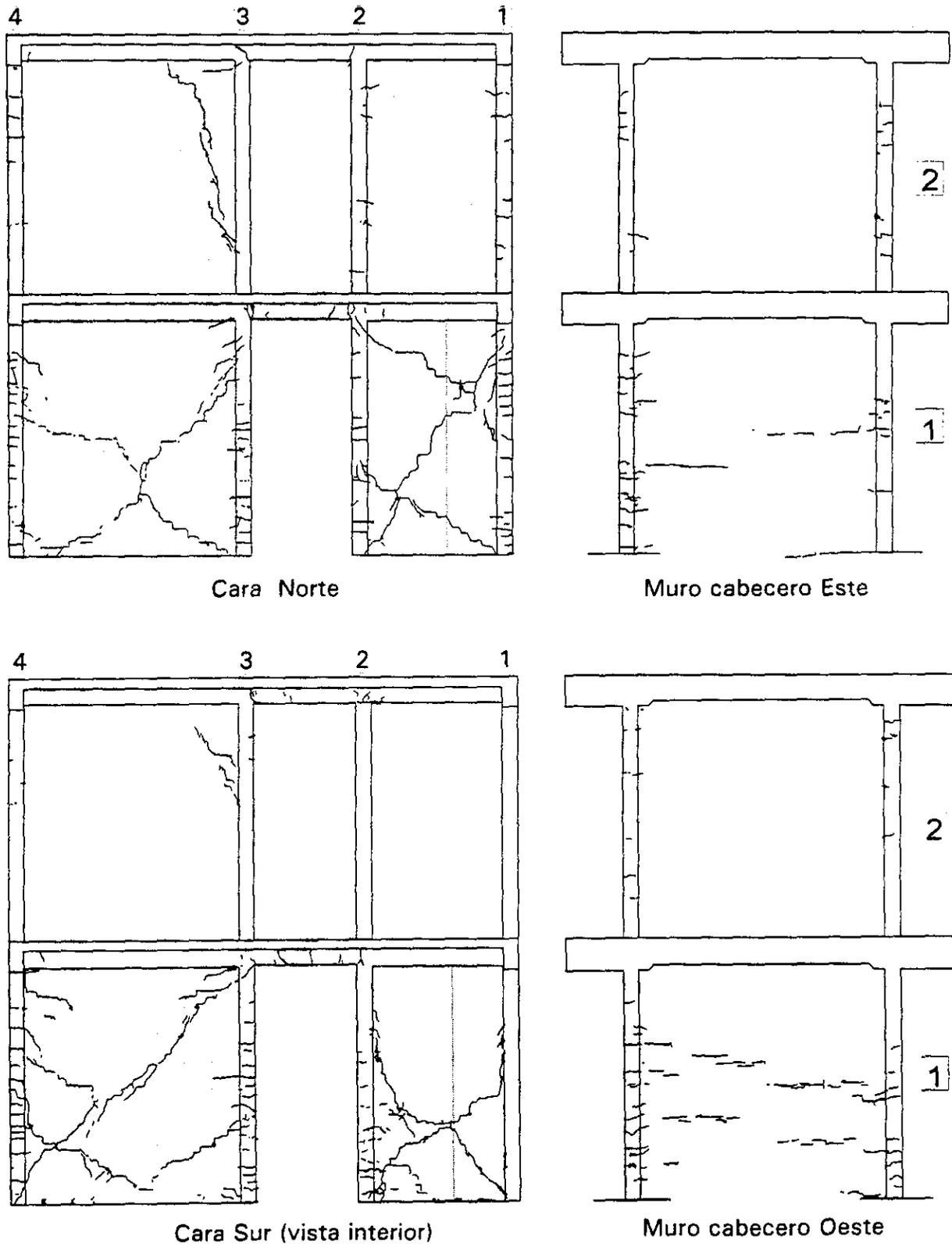
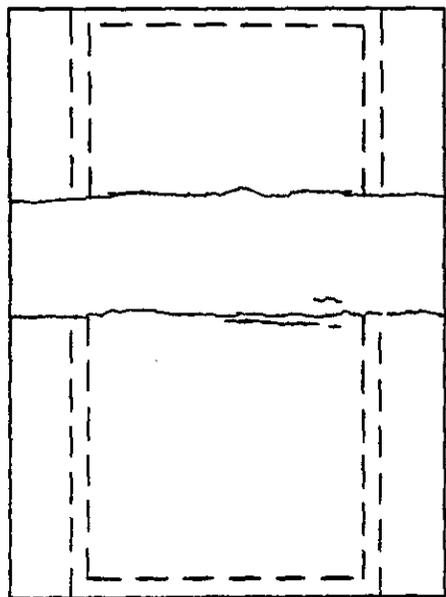
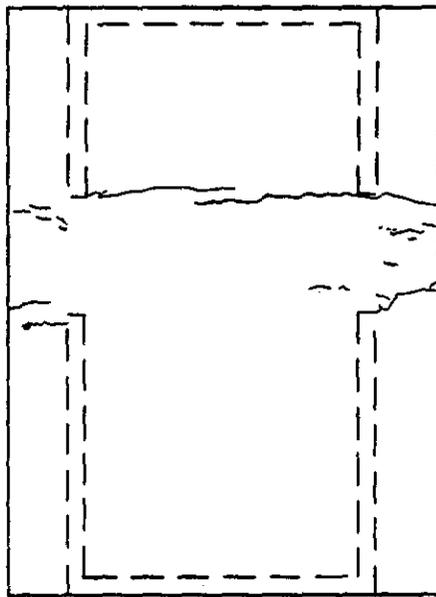


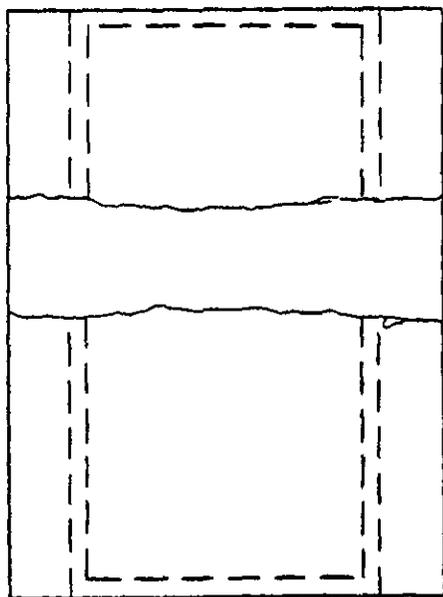
Fig 5.9 Patrones de daño al final del ciclo 5 ($R_T=0.21\%$, $R_1=0.23\%$)



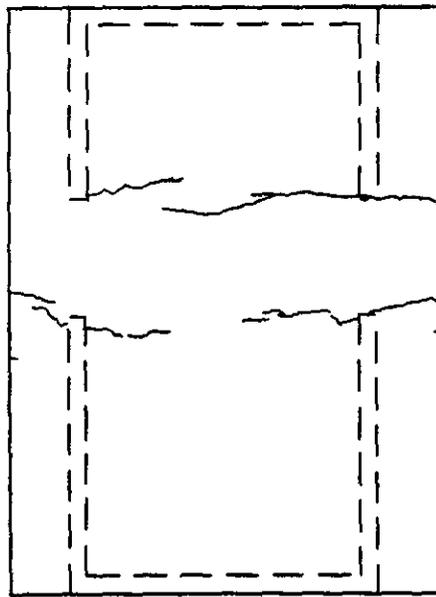
Nivel 1 Cara inferior



Nivel 2 Cara inferior



Nivel 1 Cara superior



Nivel 2 Cara superior

Fig 5.10 Patrones de daño en losas al final del ciclo 5 ($RT = 0.21\%$, $R1 = 0.23\%$)

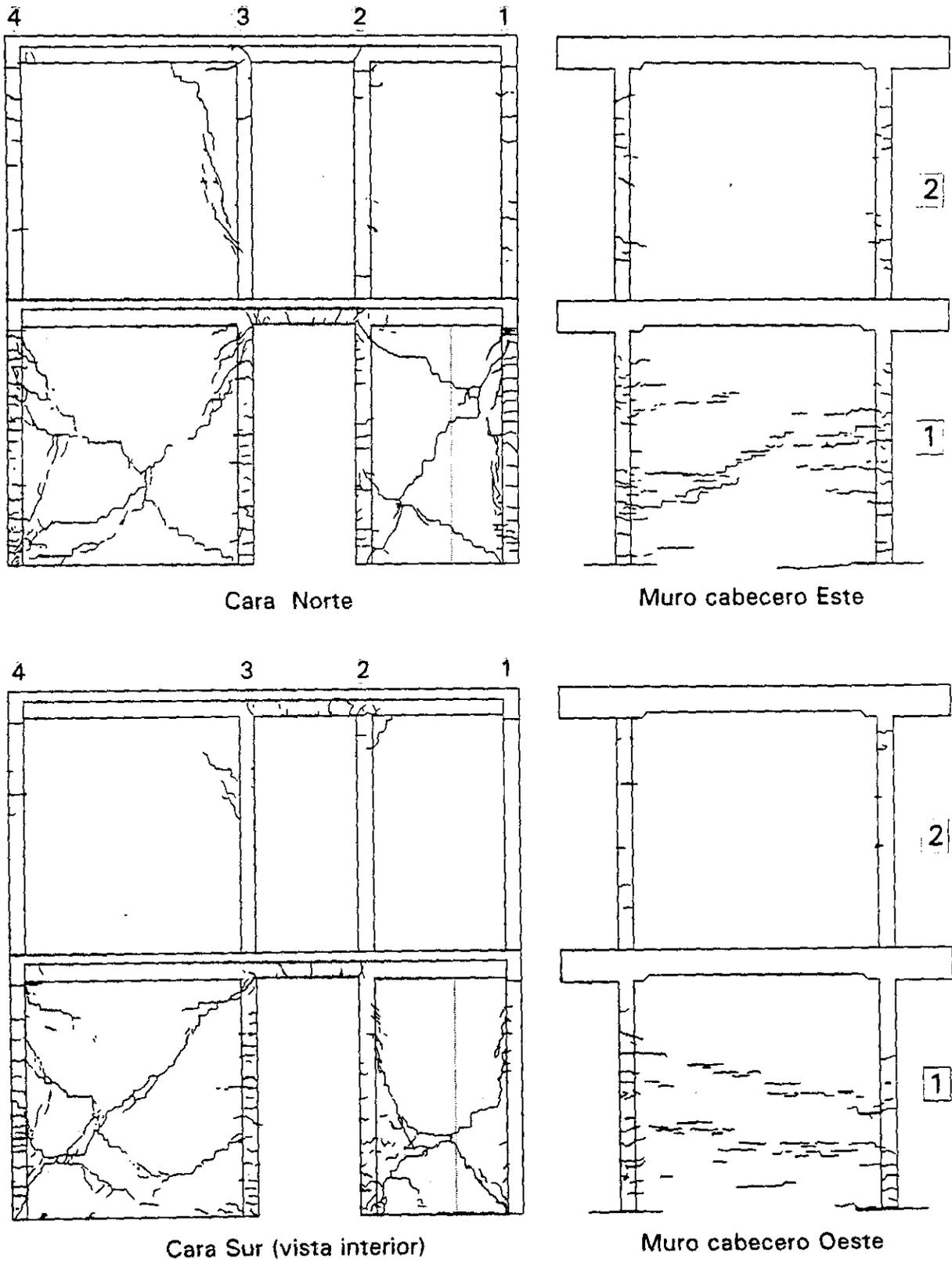


Fig 5.11 Patrones de daño al final del ciclo 8 ($R_T=0.30$, $R_1=0.36$)

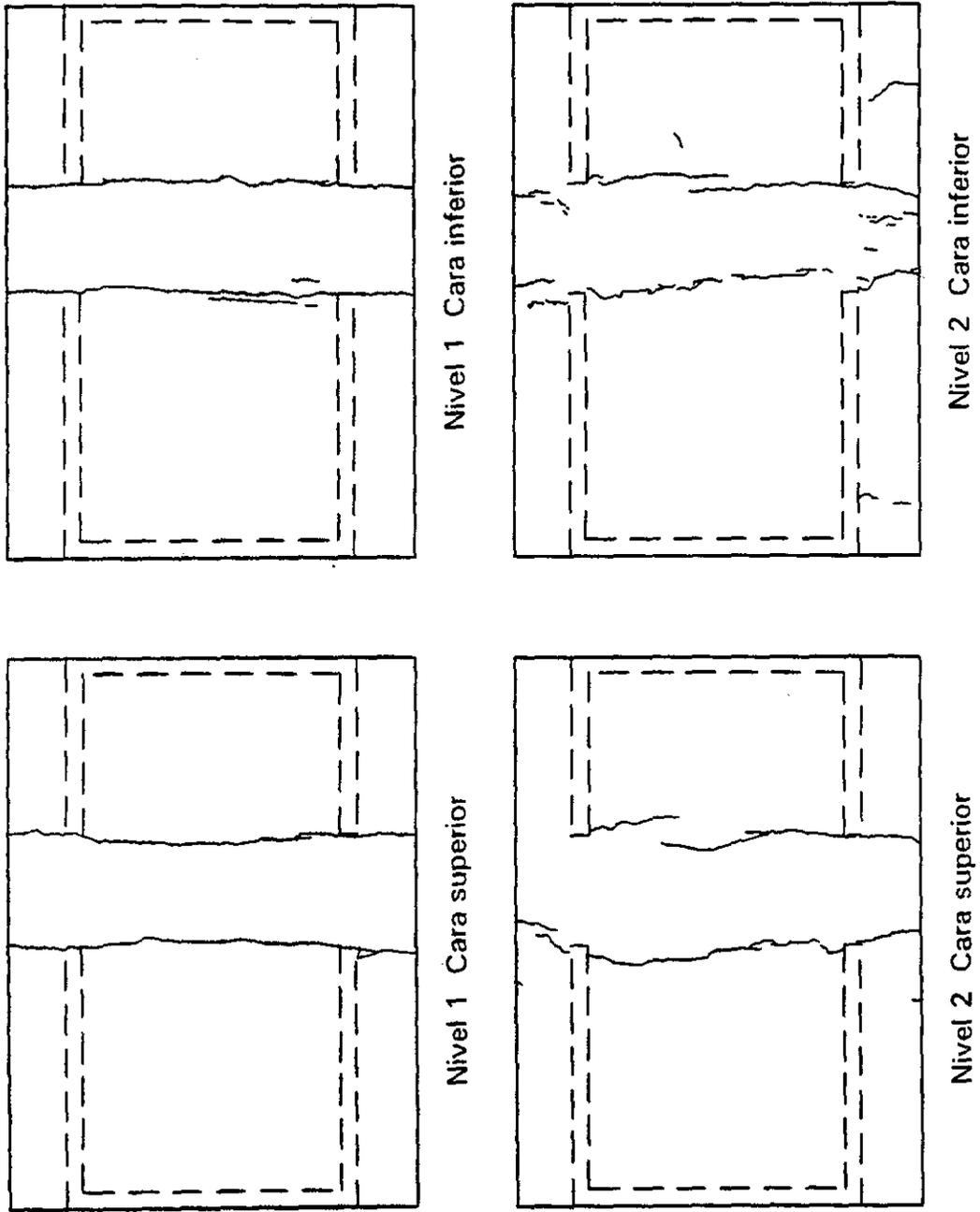


Fig 5.12 Patrones de daño al final del ciclo 8 ($R_T = 0.30\%$, $R_1 = 0.36\%$)

Para el ciclo 9, se aplicó al espécimen el mismo nivel de distorsión del ciclo anterior. El patrón general de daños en los muros del segundo nivel y en ambas losas no mostró modificaciones. En el nivel 1 se distinguieron algunas nuevas grietas inclinadas en los castillos cercanas a los extremos de la abertura. También se observó que las grietas diagonales principales en la mampostería y las de la losa, aumentaron su anchura con respecto de la registrada en el ciclo anterior para la misma deformación.

El ciclo 10 ($R_T=0.34\%$ y $R_1=0.47\%$) se caracterizó por una mayor concentración de grietas inclinadas en los extremos de los castillos que delimitan la abertura del primer nivel, y en el castillo #4 de la cara Norte. El daño en los castillos se extendió hasta 30 cm a partir de los extremos (fig 5.13); es decir, dentro de la zona en donde la separación de los estribos era de 7 cm. También se observó el desconchamiento del recubrimiento de concreto en la parte inferior del castillo #3 Norte y en la parte superior del castillo #3 Sur. En los muros del primer nivel, se observó la extensión de grietas ya existentes y un aumento considerable, del orden del 50%, en la anchura de algunas de ellas. Particularmente en el muro NE1, se formaron dos nuevas grietas inclinadas que iniciaron cerca de la altura media del panel, y llegaron a penetrar al concreto de la parte inferior del castillo #3. El muro cabecero O1 tuvo un notable incremento del número de grietas horizontales, siguiendo las juntas de mortero, principalmente en su mitad inferior. El muro opuesto, E1, presentó un par de nuevas grietas inclinadas. Los muros y castillos del segundo nivel no mostraron algún tipo de daño adicional por la aplicación de este ciclo de carga.

Finalmente, en las losas se observaron los cambios siguientes: en la cara inferior de la losa del primer nivel se formó una nueva grieta paralela a la que corría a todo el ancho de la losa sobre los castillos #3. La longitud de esta grieta fue aproximadamente de 2 m, sin llegar a penetrar a los volados (ver fig 5.13). La losa del segundo nivel, también por su cara inferior, exhibió la formación incipiente (por

tramos) de una grieta de 0.06 mm de anchura que cruzó transversalmente a la losa. Cabe mencionar que esta grieta parece estar alineada con los puntos de descarga de los gatos verticales intermedios Norte y Sur (fig 5.14).

En el ciclo 11, en que se alcanzan distorsiones de primer nivel mayores al 0.53% y $RT=0.36\%$, continuaron penetrando las grietas inclinadas de la mampostería a los castillos, concentrando severamente el daño en los extremos de éstos. La anchura de las grietas medidas en estas zonas superaron 1 cm, y se observó el desconchamiento del concreto principalmente en los extremos inferiores de los castillos #2 y #3. Ante estos niveles de distorsión, se reportó un movimiento horizontal relativo de los castillos con respecto de la viga de cimentación (debido al cizallamiento y dislocación de los castillos) de 1 cm aproximadamente. El daño observado en los muros del primer nivel consistió en un aumento considerable en la anchura de las grietas y extensión de las ya existentes. Particularmente en el muro NO1 hubo aplastamiento de algunos tabiques de la cuarta y quinta hiladas cerca de la esquina inferior izquierda en la unión muro-castillo. En los muros cabeceros continuó la propagación de grietas en forma de escalera, atravesando en algunos casos los tabiques. El agrietamiento en el muro cabecero Este mostró una trayectoria con inclinación aproximada de 30° . Para el muro Oeste no fue tan notable dicha inclinación. Las losas de ambos niveles, así como los castillos y muros del segundo entrepiso, no exhibieron nuevos daños.

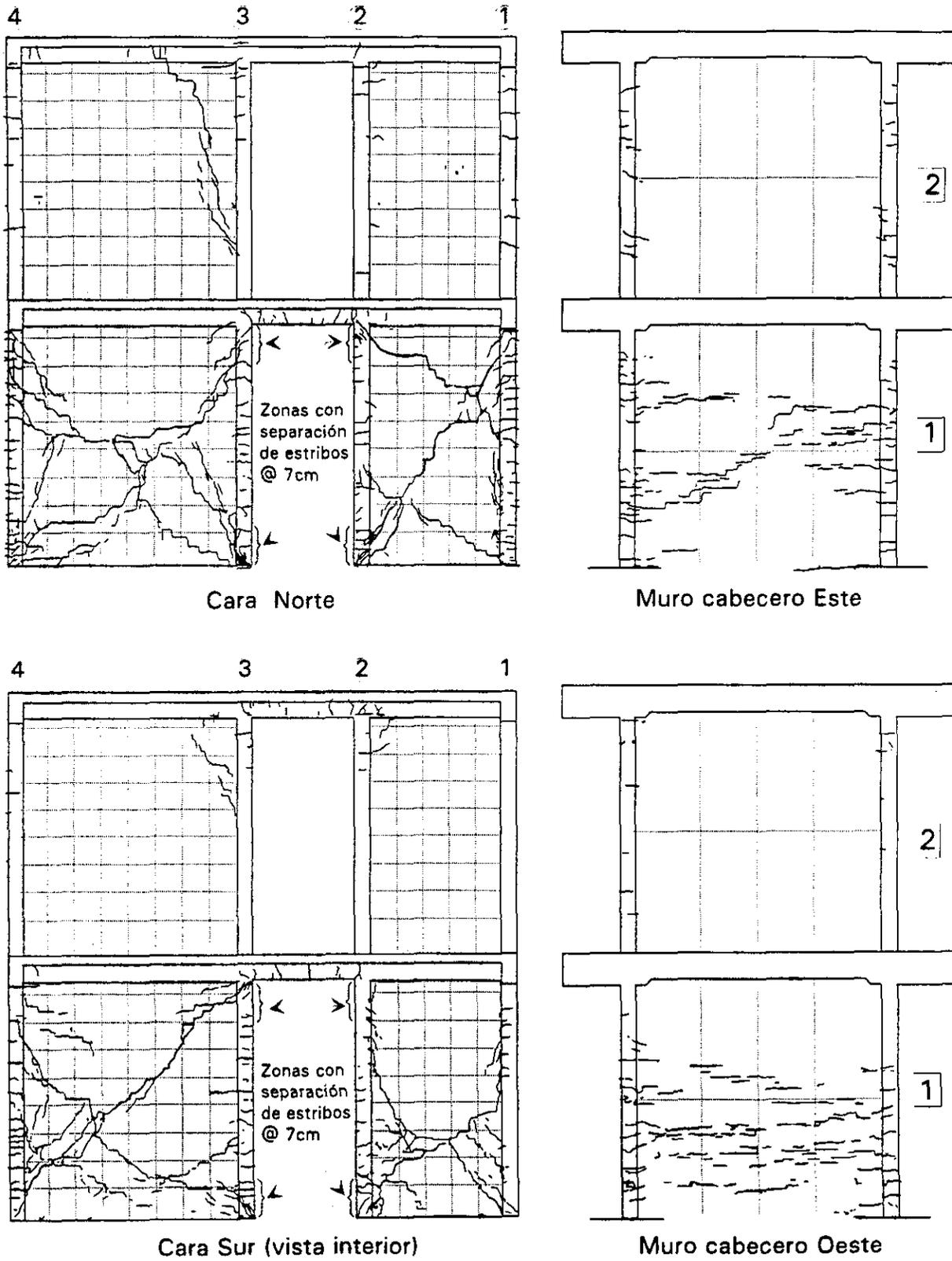


Fig 5.13 Patrones de daño al final del ciclo 10 ($R_T = 0.34\%$, $R_1 = 0.47\%$)

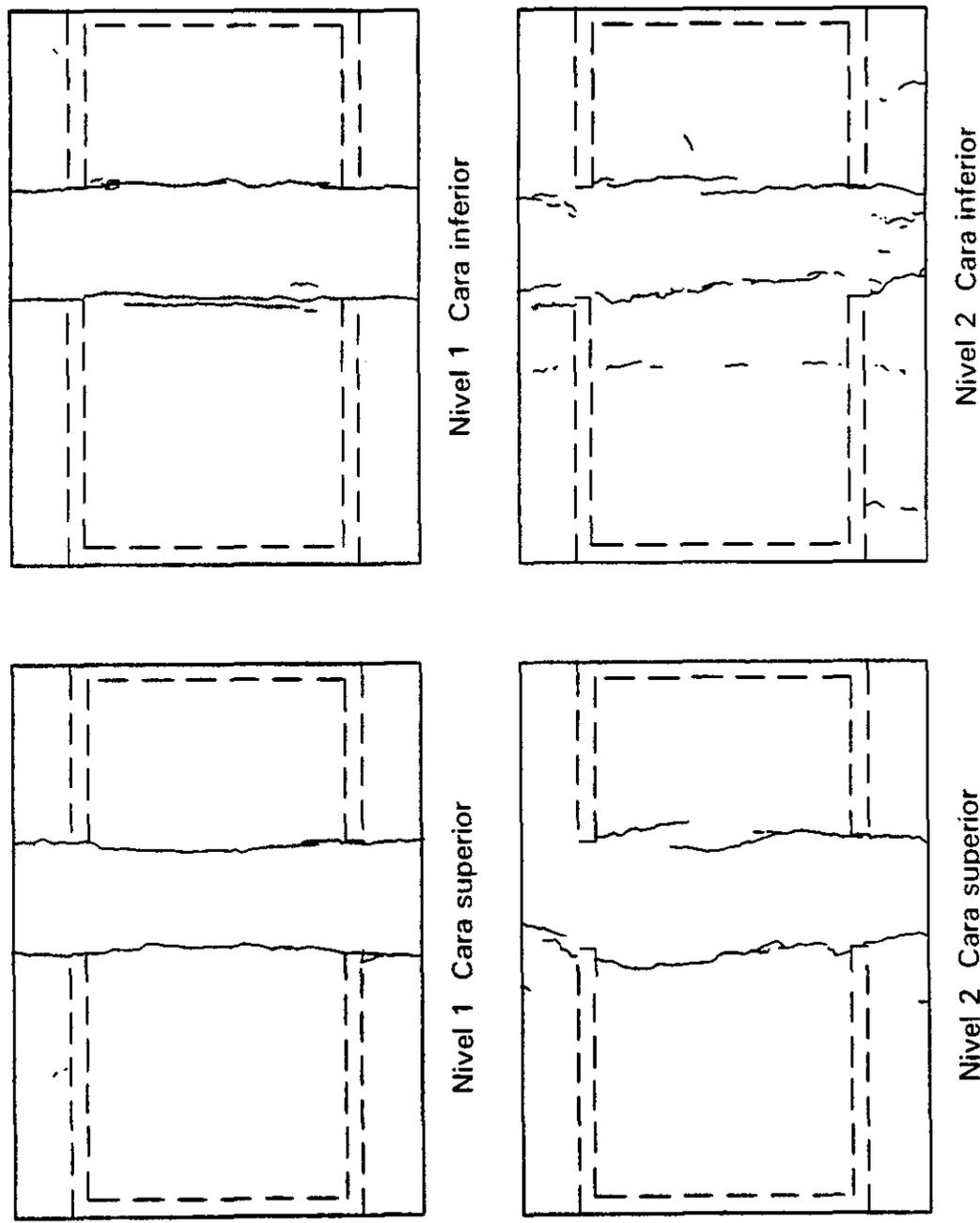


Fig 5.14 Patrones de daño en losas al final del ciclo 10 ($R_T = 0.34\%$, $R_1 = 0.47\%$)

Ante la aplicación de un segundo ciclo de carga a la misma distorsión (ciclo 12), el modelo conservó prácticamente el mismo estado descrito hasta el ciclo anterior. Sin embargo, conviene apuntar que hubo una mayor concentración de daño en los extremos inferiores de los castillos #2 y #3 del nivel 1 (fig 5.15). En ellos se observó el plegamiento o doblez del acero de refuerzo longitudinal a nivel de desplante de los castillos, principalmente en los castillo #2 y #3 de los muros Sur y Norte, respectivamente, distorsionando la geometría de la abertura delimitada por dichos elementos. Al término de este ciclo, se dió por terminado el ensaye para evitar un daño mayor que impidiera la rehabilitación posterior del modelo. En la ref 34 se presenta el comportamiento del modelo 3D reparado y reforzado con una malla de acero adherida al muro con mortero de cemento.

5.2.3 Consideraciones sobre el estado final de daño

En general, sobre el estado final de daño se puede decir lo siguiente: el daño se concentró en el primer nivel, como era de esperarse. El agrietamiento inclinado en la mampostería dominó la respuesta, siendo diferentes los patrones de daño para la cara Norte y Sur del modelo. La propagación de las grietas ocurrió atravesando los tabiques y siguiendo las juntas de mortero (en forma de escalera), siendo muy común esto último principalmente en los muros cabeceros. La penetración de las grietas inclinadas en los extremos de los castillos ocurrió para distorsiones del primer nivel cercanas a 0.4%, siendo más severo el daño para los extremos de los castillos intermedios (castillos #2 y #3) que para los castillos de esquina #1 y #4. Este hecho se atribuye en buena medida a la presencia de los muros cabeceros, que funcionaron como patines de compresión y elementos confinantes de los castillos, evitando daños tan severos como los de castillos intermedios aún para los últimos ciclos de carga (véase fig 5.15). Al finalizar el ensaye, el daño en los extremos de castillos intermedios se caracterizó por el desconchamiento del concreto y el plegamiento del acero longitudinal de refuerzo expuesto. Puede asumirse, por tanto, que la falla del modelo ocurrió cuando los castillos fueron cizallados. Lo anterior sugiere que se deben limitar

los desplazamientos laterales en estructuras de mampostería confinada a valores menores que 0.4% de la altura de entrepiso. Aunque la participación del confinamiento incrementó sustancialmente la capacidad de deformación de la mampostería sin refuerzo en el tablero, está limitada hasta que se dañan los castillos y se alcanza su resistencia. La capacidad de deformación de este tipo de estructuras puede mejorarse con elementos confinantes más robustos y resistentes, o bien, mediante la colocación de refuerzo horizontal que controlen la expansión del muro.

El modo de falla estuvo dominado por deformaciones de cortante, de manera similar a lo observado en el espécimen WBW (fig 2.13). Sin embargo, la distribución uniforme de grietas horizontales en los castillos del primer nivel, y las exhibidas en las dalas de acoplamiento, indican una mayor participación de deformaciones por expansión del muro y por flexión, en comparación con los resultados del ensaye del modelo plano de un nivel. Por otro lado, se observó que a pesar de que las dalas y losas se agrietaron por flexión desde los primeros ciclos de carga, durante los últimos ciclos experimentaron una disminución en casi el 50% de la anchura de las grietas (de 0.15 a 0.08 mm). Lo anterior es consistente con el predominio de deformaciones por cortante durante la etapa final del ensaye.

En el segundo entrepiso, el modelo 3D permaneció prácticamente sin daño. La gran similitud del daño observado al final del ensaye en las caras N y S del espécimen indicó una respuesta simétrica del modelo y corroboró la buena participación de los muros cabeceros. En la fig 5.17 se compara para cada nivel, los desplazamientos laterales de los muros Norte contra los desplazamientos laterales de los muros Sur a nivel de la losa correspondiente. Durante el ensaye se monitorearon en tiempo real estas gráficas para detectar alguna posible rotación del sistema de piso por efectos de torsión. Prácticamente se trata de rectas a 45°, lo que indica la ausencia de rotaciones en planta durante el ensaye. Es interesante comentar el patrón final de daños en los muros cabeceros. Si bien el agrietamiento inicial se debió a efectos de tensión por flexión en sentido perpendicular al plano de estos muros, al final del

ensaye se observó una sensible inclinación de las grietas. Esta inclinación era opuesta en los muros cabeceros E1 y O1, lo que sugiere la participación de estos muros en la resistencia de las fuerzas cortantes desarrolladas por efectos de torsión (ver flechas que sugieren la dirección de los puntales en la fig 5.15).

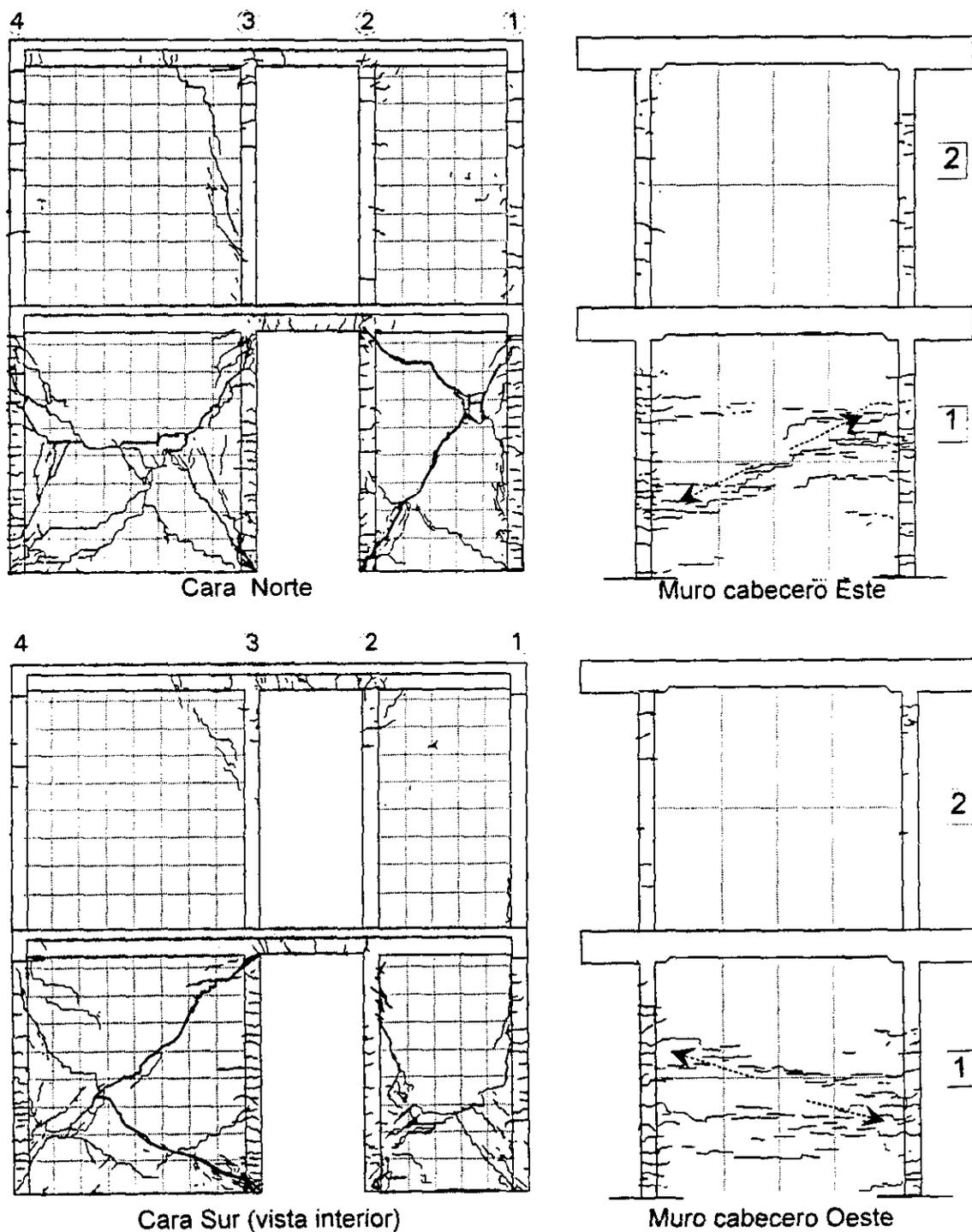
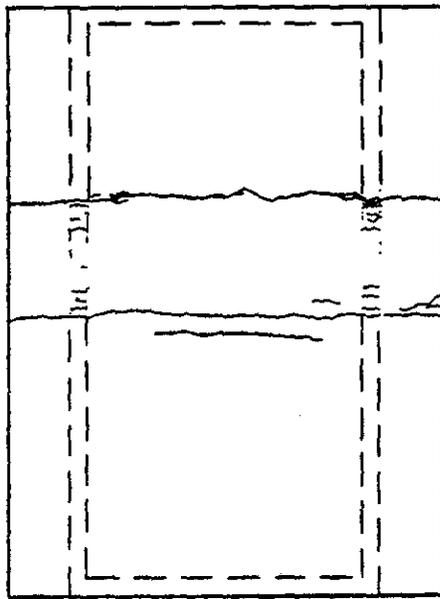
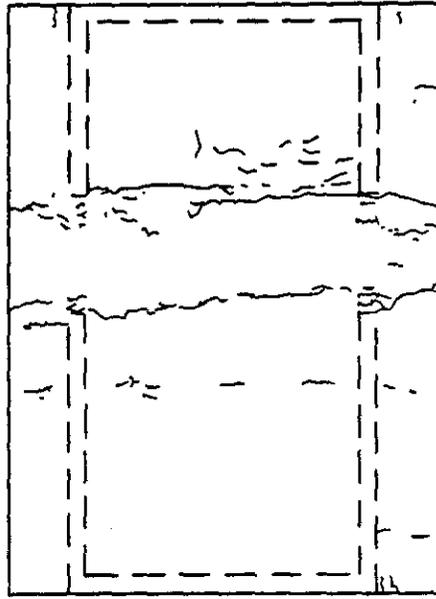


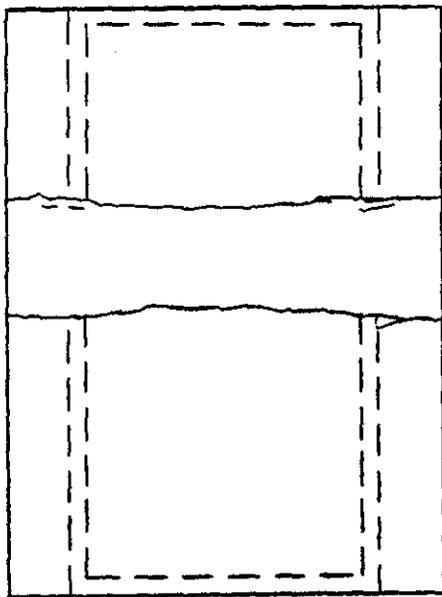
Fig 5.15 Patrones de daño al final del ciclo 12 ($R_T=0.35\%$, $R_1=0.50\%$)



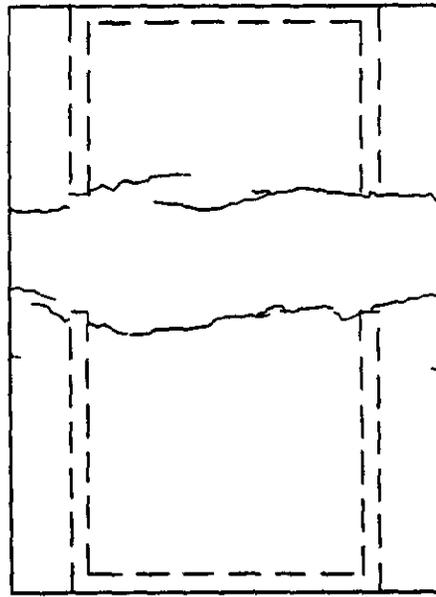
Nivel 1 Cara inferior



Nivel 2 Cara inferior



Nivel 1 Cara superior



Nivel 2 Cara superior

Fig 5.16 Patrones de daño al final del ciclo 12 ($R_T = 0.35\%$, $R_1 = 0.50\%$)

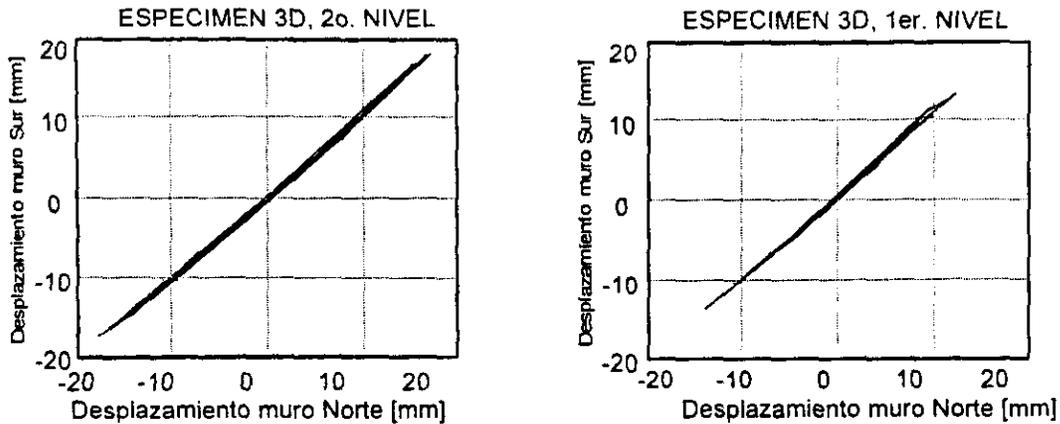


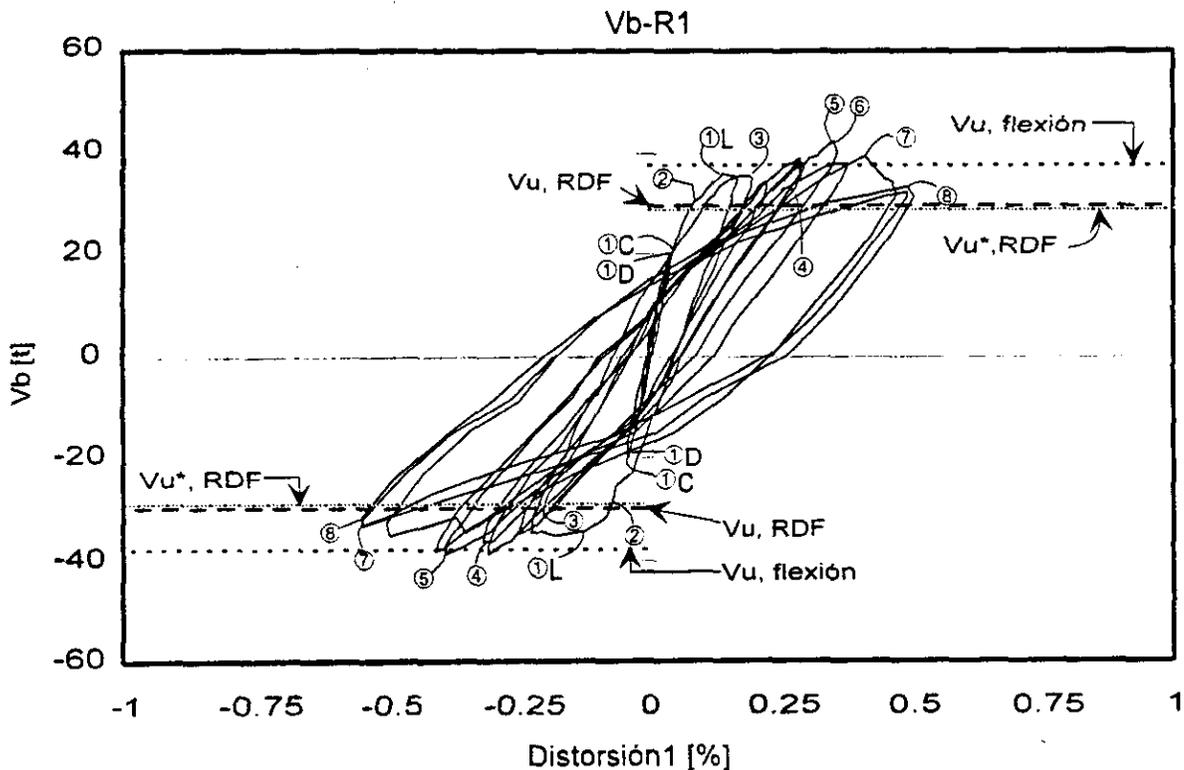
Fig 5.17 Desplazamientos laterales en las esquinas del lado Oeste de las losas de los niveles 1 y 2

5.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

En las figs 5.18 a 5.20 se muestra las curvas de comportamiento histerético del modelo 3D. Con fines comparativos las curvas de histéresis correspondientes al primer nivel (fig 5.18), el segundo nivel (fig 5.19), y al modelo completo (fig 5.20), respectivamente, se dibujaron a la misma escala. En las gráficas se han señalado los eventos más importantes que ocurrieron durante el ensaye. Así también, se incluyen las capacidades por cortante y por flexión calculadas según las NTM del RDF-93 (ref 1). Las primeras se calcularon utilizando tanto los valores teóricos como experimentales de las resistencias de los materiales. La resistencia a flexión se presenta en función del cortante basal asociado a dicha falla. Dichas resistencias se obtuvieron conforme a los criterios de diseño explicados en el inciso 4.3.1 y tabla 4.2 de este trabajo. En el Capítulo 6 se retomará la primer gráfica para comparar el comportamiento del modelo tridimensional con el correspondiente al modelo plano WBW de la Fase I.

Los lazos histeréticos del primer nivel son simétricos, aún para los ciclos en que se alcanzaron las máximas deformaciones (fig 5.18). La curva se caracteriza por una etapa de comportamiento elástico hasta el segundo ciclo de carga. Para estos niveles

de distorsión, el único daño observado fue el agrietamiento horizontal en los castillos extremos (ver fig 5.3). Con la formación de las primeras grietas por tensión diagonal en la mampostería, se inició en el tercer ciclo el comportamiento no lineal. Los lazos para ciclos posteriores al tercero exhiben histéresis y son estables. La estabilidad se observa al comparar ciclos ante la misma distorsión, en que la resistencia y rigidez permanecen prácticamente iguales (ver los últimos dos ciclos de las figs 5.18 y 5.20).



Notación:

- ① . Primer agrietamiento por flexión en castillo (C), dala (D), o losa (L).
- ② . Primer agrietamiento inclinado en la mampostería.
- ③ . Agrietamiento en "X"
- ④ . Primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal en castillo
- ⑤ . $|V_{max}|$
- ⑥ . Desconchamiento del concreto
- ⑦ . Desconchamiento de la mampostería
- ⑧ . Pandeo del acero de refuerzo

Fig 5.18 Comportamiento histerético del primer entrepiso

Se nota también, que durante la etapa inelástica, los lazos histeréticos envuelven cada vez un área mayor sin exhibir estrangulamiento cerca del origen. Lo anterior no deja de ser un hecho bastante interesante desde el punto de vista de que las estructuras cuyo comportamiento está dominado por deformaciones por corte, exhiben generalmente curvas histeréticas con estrangulamiento cerca del origen. Este fenómeno contribuye a disminuir, en forma considerable, la capacidad de disipación de energía. Otro aspecto que se ha visto que contribuye a dicho estrangulamiento (y que no se observó en el modelo 3D) es el deslizamiento de la base del espécimen con respecto de su cimentación (ref 35). El bajo estrangulamiento del modelo 3D se atribuye a que los castillos aportaron mecanismos resistentes, como la acción de dovela del refuerzo longitudinal, que disminuyeron la degradación de resistencia una vez iniciado el agrietamiento de la mampostería.

La resistencia del modelo ante carga positiva y negativa se alcanzó en el ciclo 8, con valores de 42.2 t y 38.9 t, respectivamente. Se observa que para este ciclo, ya había ocurrido el agrietamiento completo en forma de "X" en todos los muros del primer nivel, así como la penetración de las primeras grietas de cortante en los extremos de castillos intermedios (ver sección 5.2 y fig 5.11). Los cortantes máximos ante carga positiva y negativa fueron, en promedio, 37% superiores a la resistencia teórica predicha por el reglamento, mientras que, los cortantes de agrietamiento fueron, en promedio, mayores que dicha resistencia teórica en sólo 10%. En la fig 5.18 también se observa que a pesar de que se rebasó el cortante asociado a una posible falla por flexión (V_{flex}), el modo de falla fue por cortante, tal como se describió en la sección 5.2.3. En la tabla 5.2 se presentan los cortantes basales de diseño, de agrietamiento y los máximos medidos con sus distorsiones correspondientes. Se presentan en la misma tabla, los resultados del modelo plano de un nivel (WBW), cuya geometría es similar a la de cada nivel de 3D, para fines comparativos. En el Capítulo 6 se discuten las diferencias y similitudes entre los modelos 3D y WBW.

Tabla 5.2 Cortantes basales de diseño y medidos

Modelo	$V_{u,RDF}^1$ $[V_{u,RDF}^*]^2$ (t)	V_y^3 (t)	Cortantes de entrepiso medidos (t)					
			Ciclos positivos			Ciclos negativos		
			V_{agr}^4 (t)	V_{max}^5 (t)	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDF}}$ $[\frac{V_{agr}}{V_{u,RDF}}]$	V_{agr}^4 (t)	V_{max}^5 (t)	$\frac{V_{max}}{V_{u,RDF}}$ $[\frac{V_{agr}}{V_{u,RDF}}]$
3D	29.7 (29.3)	32.6 (0.27)	34.4 (0.13)	42.2 (0.36)	1.36 (1.15)	31.5 (0.08)	38.9 (0.39)	1.31 (1.06)
WBW	14.9 (22.1)	24.5 (0.18)	25.1 (0.12)	27.7 (0.6)	1.87 (1.68)	25.1 (0.12)	25.5 (0.15)	1.71 (1.68)

¹ Cortante calculado según la ref 1, usando las dimensiones reales de los modelos; falla por corte.

² Igual que 1, pero utilizando resistencias de los materiales obtenidas experimentalmente.

³ Cortante de fluencia correspondiente a la primer lectura de fluencia registrada en los deformímetros. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a la fluencia.

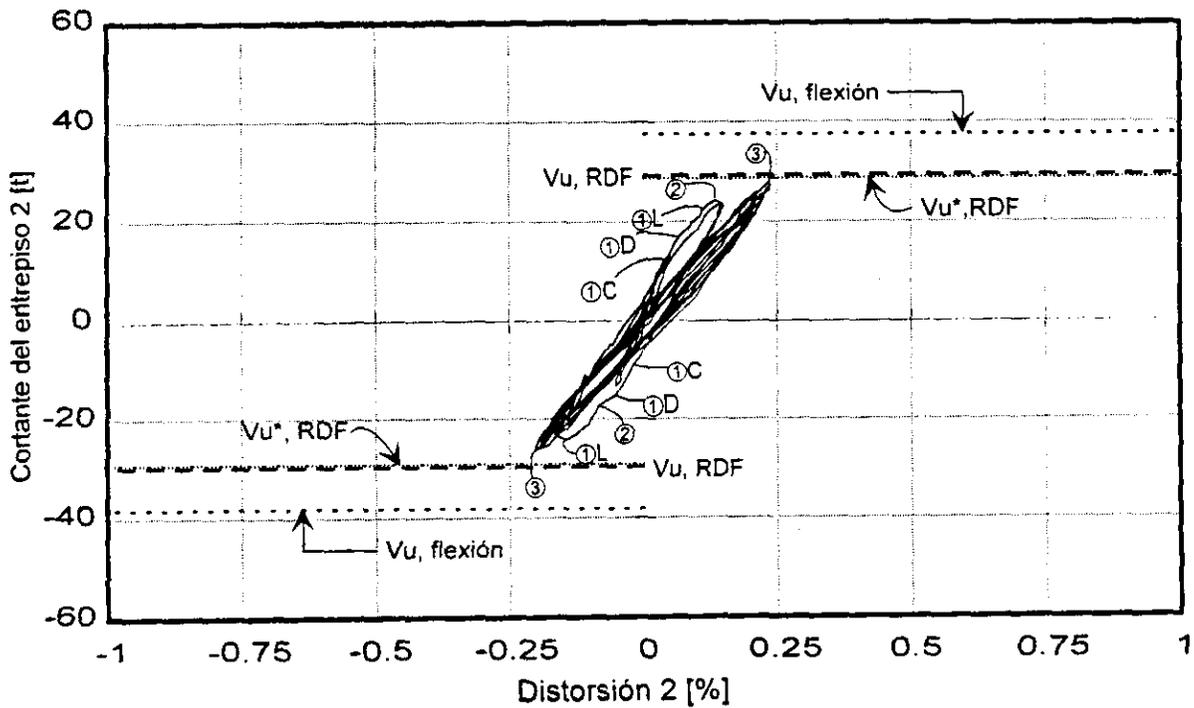
⁴ Medido al inicio del agrietamiento diagonal. En paréntesis se presentan las distorsiones, en por ciento, asociadas a las cargas de agrietamiento de los modelos.

⁵ Cortante máximo medido. En paréntesis se presentan las distorsiones R1, en por ciento, asociadas a esta carga máxima.

En los ciclos posteriores al 8, la resistencia disminuyó gradualmente a la vez que se concentraba cada vez más el daño en los extremos de los castillos. Es oportuno recordar que aun cuando se pudo haber llevado al modelo a distorsiones mayores, el ensaye se terminó en una etapa estable de su comportamiento, con una degradación de resistencia de 18% (lo cual indicó que el modelo ya había fallado). Lo anterior tuvo como finalidad evitar un daño excesivo en la estructura que impidiera la rehabilitación de la misma.

En la fig 5.19 se muestra la respuesta histerética del segundo entrepiso. Se observa que, a diferencia de la fig 5.18, las curvas mostraron un comportamiento elástico. Los ciclos exhibieron una pequeña histéresis y un bajo deterioro en la rigidez, que se atribuyen al agrietamiento por flexión de los castillos, dallas y losa. Conviene mencionar que los cortantes máximos reportados en la fig 5.19 no corresponden con la resistencia de este entrepiso, aún cuando formen parte del

cortante basal resistente del modelo. Lo anterior se explica por el hecho de que durante todo el ensaye, se aplicó una configuración de fuerzas triangular invertida que acumula el cortante en el primer entrepiso. Así pues, a partir del momento en que se aplicó una fuerza cortante basal igual a la resistencia del primer entrepiso, el segundo entrepiso quedó supeditado a la carga lateral remanente del modelo, regida por la continua acumulación de daños en el primer entrepiso. Con todo rigor, la distribución de cargas laterales post-agrietamiento variaría con respecto a la distribución triangular adoptada inicialmente, ya que también se modifican las propiedades dinámicas de la estructura, principalmente por la pérdida de rigidez debida al daño.



Notación:

- ①. Primer agrietamiento por flexión en castillo (C), dala (D), o losa (L)
- ②. Primer agrietamiento inclinado en la mampostería.
- ③. $|V_{max}|$

Fig 5.19 Comportamiento histerético del segundo nivel

La respuesta de la estructura completa se muestra en la fig 5.20. Se observa que el comportamiento del modelo completo estuvo gobernado por el del primer nivel, a raíz del gran parecido entre las curvas de histéresis respectivas (fig 5.18).

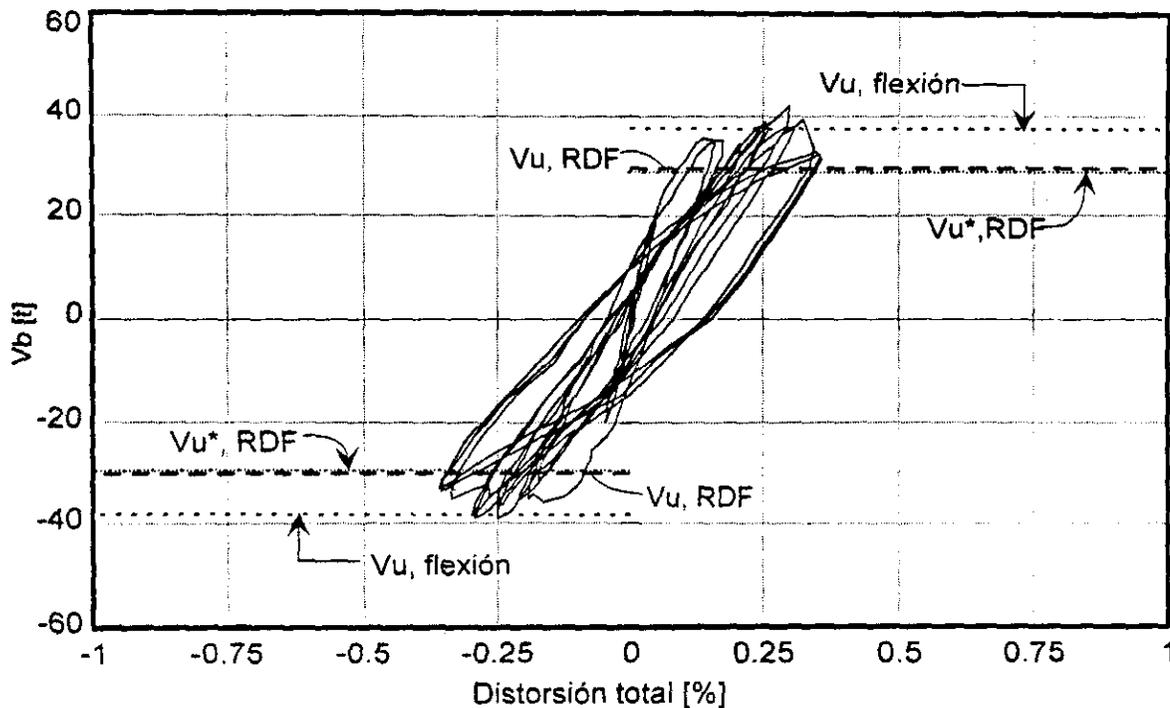


Fig 5.20 Comportamiento histerético del modelo completo

En la fig 5.21 se presenta la curva envolvente de respuesta para el primer nivel del modelo 3D. La gráfica se obtuvo con los puntos de carga máxima para los primeros semiciclos positivos y negativos ante la misma distorsión. Debido a que los lazos histeréticos fueron muy estables cuando se repitieron ciclos ante la misma distorsión, la envolvente que incluye todos los ciclos no mostró diferencia alguna con respecto de la fig 5.21, y no se incluyó en este trabajo. Se observa que la primera pérdida de rigidez (primer quiebre de la curva) sucedió cuando aparecieron las primeras grietas de flexión en los castillos y dadas. Posteriormente ocurren los primeros agrietamientos diagonales en la mampostería; en este momento, se considera a la carga lateral como la de agrietamiento del modelo (V_{agr}). La resistencia del modelo se alcanza con una fuerza cortante que excede en un 23% a la de agrietamiento. En términos de deformaciones, el modelo alcanzó su carga máxima para una distorsión igual a 3.8 veces la distorsión registrada en el primer agrietamiento inclinado. Al final de la prueba, se alcanzó un desplazamiento que

corresponde a una distorsión de 0.5%, equivalente a 4.5 veces la distorsión de agrietamiento inclinado y 1.9 veces de la distorsión registrada en la primera fluencia (al penetrar el agrietamiento inclinado en los extremos de los castillos). Lo anterior corrobora la observación de que el modelo mostró una capacidad de deformación aceptable, atribuida a la participación de los elementos de confinamiento. Es conveniente mencionar que las relaciones presentadas corresponden a valores promedio obtenidos del comportamiento, tanto ante carga positiva como negativa del ensaye.

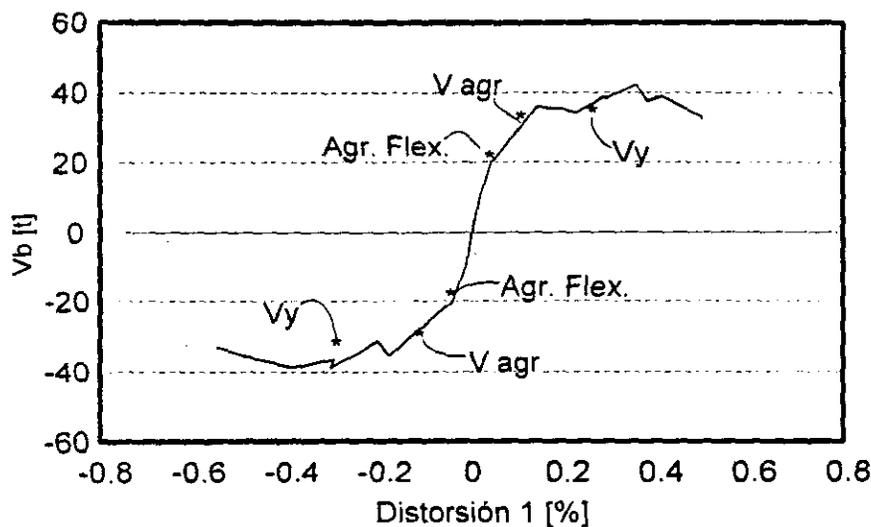


Fig 5.21 Envolvente de respuesta del primer entrepiso

En la fig 5.22 se muestra la evolución del cortante basal para semiciclos positivos y negativos. Se observa un comportamiento bastante simétrico y estable, aun para los ciclos posteriores al octavo, que corresponde al ciclo en que se alcanzó la resistencia del modelo en ambos sentidos (V_{bmax}). La pérdida de resistencia ante la repetición de ciclos a la misma distorsión (ciclos 6 a 9, y 11 y 12) fluctúa entre el 1 y el 8%. Se observa que la mayor pérdida corresponde a la repetición del ciclo en que se alcanzó la resistencia. Por otro lado, la degradación de la resistencia para distorsiones mayores que aquella asociada a la carga máxima, se atribuye a la evolución del daño de los castillos.

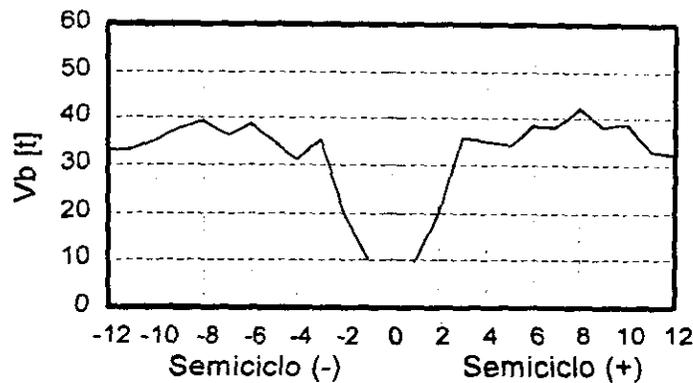


Fig 5.22 Evolución del cortante basal durante el ensayo

5.4 DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

A pesar de que la característica principal de las edificaciones a base de muros de mampostería confinada es su elevada rigidez inicial, la evidencia experimental muestra que los muros confinados presentan importantes reducciones de rigidez, aún antes de incursionar en el rango de comportamiento inelástico (ref 11). Idealmente, la rigidez no debe degradarse ante cargas cíclicas; debe ser lo suficientemente alta para controlar los desplazamientos, y debe ser consistente con los límites de distorsión establecidos por los códigos para evitar entre otros aspectos, daños en componentes no estructurales. En general, la magnitud y tasa de deterioro de la rigidez inicial K_0 son función del nivel de desplazamiento aplicado. La disminución de K_0 conduce a reducir la magnitud del amortiguamiento histerético, modifica notablemente las características dinámicas del sistema estructural y, por consiguiente, su respuesta sísmica. El deterioro de la rigidez en estructuras de mampostería confinada se atribuye al agrietamiento y desconchamiento del concreto y la mampostería, a la degradación de la adherencia, a la apertura y cierre de grietas residuales, al efecto Bauschinger en el acero de refuerzo, así como a la reducción de los módulos de elasticidad de la mampostería agrietada cuando se somete a cargas alternadas.

En este estudio, la rigidez del modelo 3D se evaluó mediante la rigidez de ciclo, que se define como la pendiente de la recta secante que une los picos (o puntos con la distorsión y cortante máximo), positivo y negativo de cada uno de los ciclos. El concepto de rigidez de ciclo no refleja totalmente la forma de las curvas de histéresis. Así, una curva que siga una respuesta elastoplástica o una curva con estrangulamiento severo cerca del origen, tendrá la misma rigidez de ciclo mientras que los valores absolutos máximos (picos) sean iguales. Para medir de modo indirecto el estrangulamiento de las curvas, en la sección 5.6 se describe el amortiguamiento viscoso equivalente.

La degradación de la rigidez para el primer y segundo entrepisos en función de la distorsión correspondiente, se presenta en la fig 5.23. En esta figura se señalan los sucesos más importantes que ocurrieron durante la prueba. Entre paréntesis se indica la rigidez remanente en el primer entrepiso, como porcentaje de la rigidez inicial del mismo.

Durante los dos primeros ciclos, la rigidez disminuyó debido al agrietamiento por flexión y al acomodo de los tabiques, siguiendo una función sensiblemente lineal. Con el primer agrietamiento inclinado en la mampostería (ciclo 3, para una distorsión R_1 de 0.18%), el modelo perdió un 64% de su rigidez inicial, cambia la tasa de deterioro, y la degradación sigue una función cuadrática. Posteriormente, ante la aplicación de distorsiones mayores que 0.2%, siguió decayendo la rigidez aunque de manera menos acelerada. La disminución de la rigidez se atribuye al agrietamiento y aplastamiento de la mampostería y del concreto. Resulta interesante observar que, al final de la prueba, el primer entrepiso ya había perdido un 90% de su rigidez inicial, mientras que el segundo entrepiso perdió sólo un 65% de su rigidez original. Si bien el segundo entrepiso mostró solamente agrietamiento por flexión en castillos, dallas y losa, y un incipiente fisuramiento inclinado en la mampostería, éstos fueron suficientes para degradar en más de la mitad su rigidez inicial. De lo anterior puede decirse que con la aparición de las primeras grietas diagonales en la mampostería

(para distorsiones muy pequeñas, del orden de 0.15%), ocurre la mayor pérdida de rigidez del modelo. Se concluye por lo tanto, que sismos de intensidad moderada pueden generar un deterioro similar en la rigidez de estructuras de mampostería, principalmente para aquéllas que no cumplen con los requisitos para aplicar el método simplificado de análisis, aún cuando no se observe daño aparente.

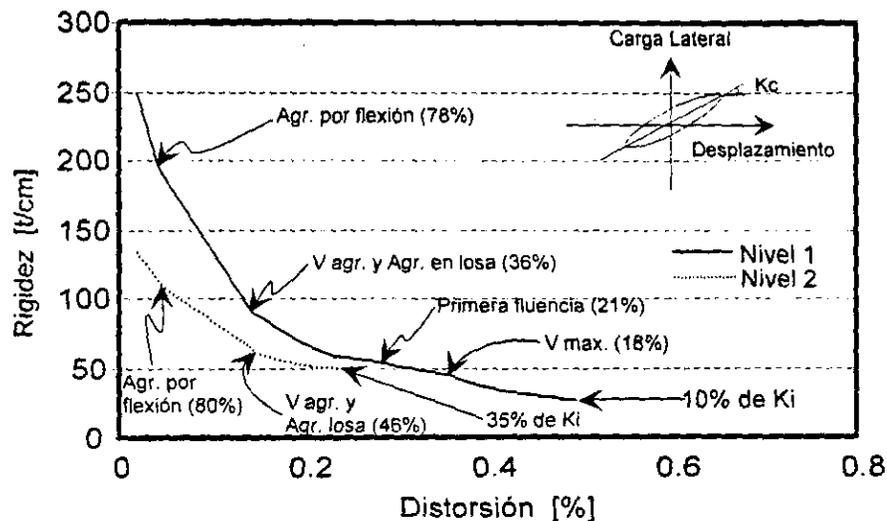


Fig 5.23 Degradación de la rigidez de ciclo en cada entrepiso

5.4.1 Ensaye de vibración ambiental

Con la intención de obtener la variación de las propiedades dinámicas del modelo a raíz del daño generado, y con ello estimar la pérdida de la rigidez lateral de la estructura, se efectuaron pruebas de vibración ambiental y de vibración libre. En ambas pruebas se siguió la misma metodología descrita en el inciso 4.5.1 de este trabajo. En la tabla 5.3 se presentan las frecuencias y periodos naturales de vibración para el modelo en estado original (3D) y con daño (3DD). Como era obvio, el modelo dañado mostró una mayor flexibilidad en la dirección longitudinal. En esta dirección, el periodo fundamental se incrementó en un 58%, mientras que en la dirección de los muros cabeceros (transversal) sólo se registró un aumento del 29%. La menor variación del periodo medido en esta dirección es congruente con el escaso nivel de

daño que tuvieron los muros cabeceros al no presentarse efectos de torsión importantes.

Tabla 5.3 Resultados de las pruebas de vibración ambiental antes y después del ensayo destructivo

Dirección	Modo	Frecuencia (Hz)		Periodo (s)		D_R (%)
		3D	3DD	3D	3DD	
Longitudinal	1	15.4	9.7	0.065	0.103	-60.2
	2	51.3	31.0	0.020	0.032	
Transversal	1	13.1	10.1	0.077	0.099	-39.5
	2	40.0	34.3	0.025	0.029	
Torsión	1	23.2	17.7	0.043	0.057	-43.1

Para evaluar la disminución de la rigidez modal lateral debido al daño con respecto del estado original (sin daño), se utilizó la expresión siguiente [ref 36].

$$\text{Disminución de la rigidez modal, } D_R\% = \left[\left(\frac{T_1}{T_{1(\text{daño})}} \right)^2 - 1 \right] \times 100 \quad \dots(5.1)$$

Al aplicar esta expresión se obtuvo un 60.2% de disminución de rigidez lateral del primer modo de vibración para la dirección longitudinal del modelo. Por otra parte, la pérdida de rigidez lateral del modelo, calculada a partir de la curva de histéresis global (fig 5.20), y utilizando el criterio de rigidez de ciclo, fue del 84.2%; en estos últimos resultados participan todos los posibles modos de la estructura. La diferencia en la pérdida de rigidez calculada con ambos criterios se atribuye, a que la vibración ambiental mide la participación de cada modo de vibrar por separado, y que se realiza para un intervalo de amplitudes de desplazamientos muy pequeño, de manera que los materiales no incursionan (aunque presenten daño) en etapas de comportamiento inelástico por la baja demanda de esfuerzos presentes; y por otro lado, a que la rigidez de ciclo, calculada para el último lazo de histéresis, refleja la no linealidad de los materiales cuando son esforzados para alcanzar deformaciones elevadas, impuestas por una historia de desplazamientos previamente determinada. Con la idea de

cuantificar mejor la degradación de k_0 para bajos niveles de deformación, se calculó la rigidez secante para el 20% de la carga máxima alcanzada en el último ciclo histerético. Aun en este caso se obtuvo que k_0 se degradó en un 81%, valor distante de aquel obtenido con pruebas de vibración ambiental, pero similar al de rigidez de pico

5.5 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DUCTILIDAD

Como se ha mencionado previamente, el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería se caracteriza por su limitada capacidad para admitir deformaciones inelásticas, sin el consecuente deterioro excesivo de rigidez y resistencia. En la fig 5.24 se presenta el perfil de desplazamiento en la etapa de comportamiento inelástico para una estructura de mampostería. La concentración de deformaciones inelásticas en planta baja puede inducir niveles de desplazamiento excesivos para este tipo de estructuras y, en un caso extremo, la falla en el primer nivel (ref 16). Lo anterior es consistente con la evidencia experimental y el daño observado en edificios de mampostería, donde la rigidez de planta baja disminuye en mayor proporción que la de los niveles superiores, ya que se deteriora en función del nivel de desplazamiento lateral. Cabe recordar que el patrón de agrietamiento final en el modelo 3D sugirió la formación de un "piso suave" en la estructura, al concentrarse el daño en el primer entrepiso (fig 5.15).

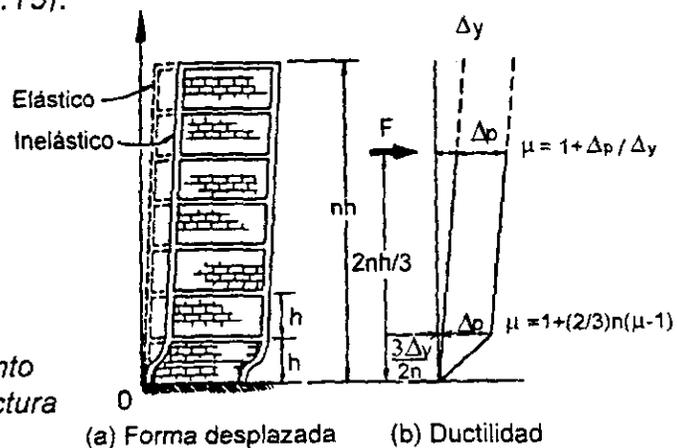


Fig 5.24 Perfil de desplazamiento inelástico en una estructura de mampostería

(a) Forma desplazada (b) Ductilidad

De acuerdo con la filosofía actual del diseño sísmico, las estructuras deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas, y mantener la resistencia ante deformaciones que exceden el rango elástico con un grado de daño aceptable, evitando en lo posible la aparición de fallas de tipo frágil. La habilidad que muestre una estructura para cumplir con este objetivo se conoce como *ductilidad*, (μ) y depende esencialmente del arreglo estructural, detallado de sus elementos y componentes, así como del tipo de material empleado en su construcción. La ductilidad, μ , se puede estimar como la relación entre una deformación cualquiera superior al límite elástico, d , y la correspondiente a la fluencia idealizada d_y . De lo anterior, se puede escribir que $\mu = d/d_y$, donde d y d_y pueden representar rotaciones, curvaturas o desplazamientos laterales.

Para los fines de este estudio, se define como ductilidad a la capacidad de presentar desplazamientos laterales en el intervalo inelástico, manteniendo la resistencia. Para calcular la ductilidad del modelo 3D se utilizó el criterio de ductilidad equivalente propuesto por Park (ref 16). De acuerdo con este método, se considera aceptable definir como un límite ideal de ductilidad (μ_i) aquél para el cual se tiene una distorsión R_m , asociada a una disminución del 15% de la resistencia, ya que para valores mayores se puede considerar como agotada la capacidad estructural. Por otro lado, la distorsión de fluencia idealizada, R_i , se establece con base en una rigidez secante correspondiente al 75% de la carga de falla V_i , siendo $V_i = 0.85V_{max}$, de acuerdo con lo explicado anteriormente. Las curva elastoplástica propuesta por Park, se muestra en la Fig 5.25.

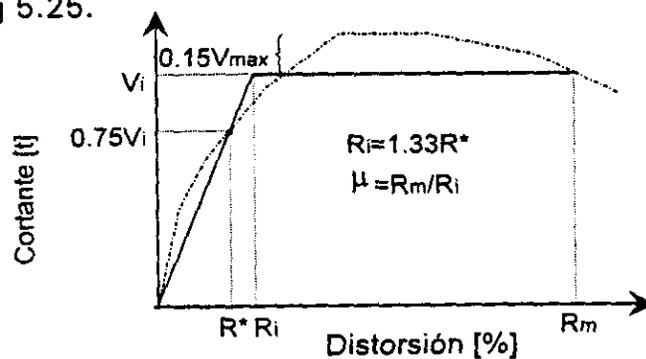


Fig 5.25 Obtención de la ductilidad equivalente según el criterio de Park

A partir de los valores de ductilidad obtenidos, se calculó el factor de reducción de fuerzas laterales Q_μ , mediante la expresión $Q_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ propuesta por Newmark y Hall (ref 37), que resulta apropiada para estructuras de periodo corto. La deducción de Q_μ se basa en el concepto de igualación de la energía potencial almacenada por el sistema elastoplástico en la distorsión máxima con la energía potencial máxima almacenada por un sistema elástico. En la Tabla 5.4 se presentan los valores de μ y Q_μ calculados para ciclos positivos, tanto para el modelo completo como para el primer nivel. Debido a la simetría de la respuesta histerética del modelo, no se presentan los resultados correspondientes a las ductilidades calculadas para los ciclos negativos. En la Tabla 5.4 se observa que para ambos casos, los valores de Q_μ exceden al factor de comportamiento sísmico de $Q=2$ propuesto por las NTM (ref 1) para muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dalas.

Al considerar que el patrón final de agrietamiento en el modelo 3D se caracterizó por una concentración del daño en el primer entrepiso, se utilizó el criterio de Paulay y Prestley (ref 16 y fig 5.24) para determinar la ductilidad de dicho nivel, a saber:

$$\mu = (2/3)n(\mu - 1) \quad \dots(5.2)$$

Al sustituir valores se obtuvo un valor de $\mu_1 = 4.11$, que corrobora plenamente el valor de 4.08 que se muestra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Ductilidades y factores de comportamiento sísmico para el modelo 3D

Caso	$V_1(t)$	R_m	R^*	R_i	$\mu = R_m/R_i$	$Q = \sqrt{2\mu - 1}$
Modelo completo	36.1	0.340	0.077	0.102	3.33	2.38
Primer entrepiso	36.1	0.465	0.086	0.114	4.08	2.68

5.6 DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

5.6.1 Disipación de energía

A raíz de los eventos sísmicos intensos o macrosismos se liberan tremendas cantidades de energía. Si un edificio debe resistir el sismo sin colapsar, ni poner en peligro las vidas humanas, deberá ser capaz de absorber y disipar la energía eficientemente a través de energía cinemática, energía de amortiguamiento viscoso, energía recuperable de deformación elástica y de energía irrecuperable de tipo inelástico (o energía histerética). Otras fuentes de disipación de energía son el amortiguamiento interno del suelo y la energía disipada por radiación, las cuales dependen de la flexibilidad de la cimentación¹.

En la Figura 5.26 se muestra la historia de energía disipada acumulada durante el ensaye para cada nivel. La energía disipada acumulada se calculó como la suma de las áreas contenidas en las curvas de histéresis carga lateral - desplazamiento. Para ambos niveles se usó el desplazamiento relativo, es decir, el desplazamiento de entrepiso. La curva que corresponde al primer nivel, muestra las mismas características descritas en los incisos 2.7.3 y 3.6.4, para los modelos planos de un nivel. Es decir, se presenta una tendencia acelerada de crecimiento de tipo cuadrático a partir de que ocurren los primeros agrietamientos inclinados en la mampostería. La curva de la fig 5.26 que corresponde al segundo nivel, muestra una tendencia casi lineal de crecimiento, con bajos niveles de disipación de energía.

Al término del ensaye, la relación de energías disipadas del primero al segundo nivel fue igual a 6. La adecuada capacidad de disipación de energía en el primer nivel se atribuye al confinamiento de los castillos y dadas que evitaron que los muros, al agrietarse, quedaran totalmente sueltos. Además, el esfuerzo vertical aplicado

¹ Estudios recientes sobre la respuesta dinámica de estructuras de mampostería tipo cajón ubicadas sobre terreno blando en la ciudad de México han evidenciado la relevancia de considerar los efectos de interacción suelo-estructura en los análisis (ref 38).

también contribuyó a la integridad de los tableros, de modo que mantuvieran la estabilidad durante el proceso de la disipación de energía.

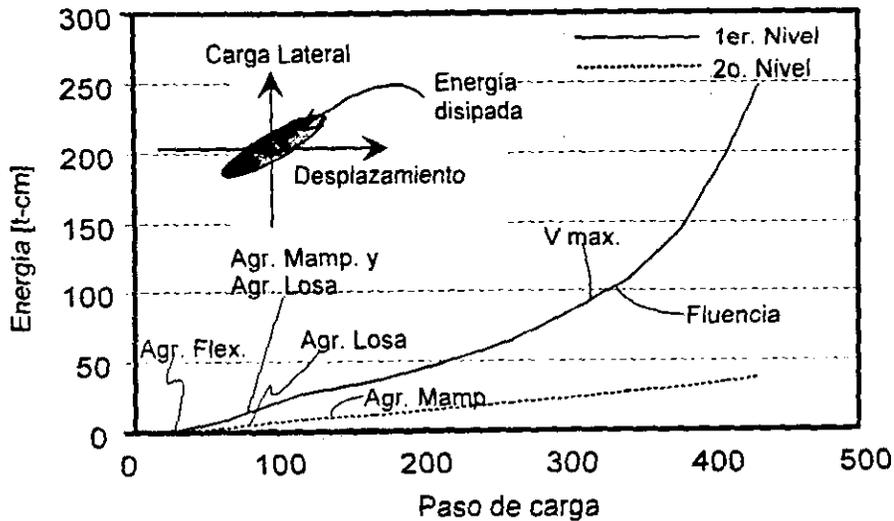


Fig 5.26 Energía disipada acumulada durante el ensaye

5.6.2 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento interno en una estructura puede ser producto de la combinación de diferentes mecanismos, entre los cuales se incluyen la deformación plástica de metales y la fricción en caras intergrano de los materiales estructurales comunes, como la fricción entre tabiques, y entre tabique y mortero en el caso de la mampostería. El amortiguamiento interno se puede clasificar según su dependencia en la frecuencia de aplicación de carga. El amortiguamiento de Coulomb, independiente de la frecuencia, se asocia con la fricción en superficies intergranulares y se denomina frecuentemente como amortiguamiento histerético. Por tanto, necesariamente involucra curvas carga-desplazamiento no lineales bajo cargas estáticas. Los otros mecanismos de disipación de energía son función de la frecuencia de aplicación de la carga, y se les llama amortiguamiento viscoso. Un ejemplo de material con amortiguamiento viscoso son los polímeros.

Es posible determinar la cantidad de amortiguamiento equivalente que haría que un sistema lineal respondiera con la misma amplitud que una estructura no lineal sujeta a una excitación periódica. El amortiguamiento equivalente se puede calcular si se igualan la energía disipada en un ciclo por la estructura no lineal con la energía disipada por su sistema lineal equivalente. En la fig 5.27 se muestra la definición del cociente de amortiguamiento viscoso equivalente H_{eq} . Se calculó como la razón entre la energía disipada en un semiciclo y la energía de deformación medida en el pico de un sistema elástico lineal equivalente multiplicada por $1/2\pi$. Los valores del cociente de amortiguamiento viscoso equivalente se usaron para medir indirectamente el estrangulamiento de los lazos histeréticos. El cociente del amortiguamiento viscoso equivalente contra la distorsión para el primer nivel se presenta en la fig 5.27. Se observa que los valores iniciales del amortiguamiento para ciclos positivos y negativos fueron cercanos al 6%, y que el valor promedio de H_{eq} durante el ensaye fue igual a 0.12. Estos valores son consistentes con los que se suponen en el análisis dinámico de estructuras de mampostería. Por otra parte, las líneas de tendencia obtenidas por mínimos cuadrados para estos puntos (fig 5.27), indican que H_{eq} aumenta proporcionalmente con la aplicación de mayores distorsiones durante el ensaye, y por consiguiente con la generación de daño en el modelo.

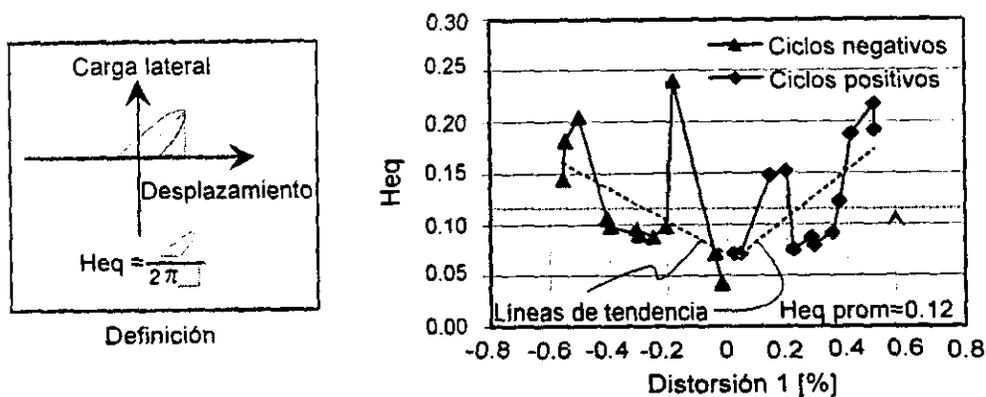


Fig 5.27 Definición del amortiguamiento viscoso equivalente H_{eq} y su variación para el primer nivel

5.7 ANÁLISIS DE ROTACIONES Y CURVATURAS

Al utilizar los registros de desplazamiento de los transductores ubicados en los castillos de la cara Sur del modelo (fig 4.8), fue posible calcular las rotaciones y curvaturas que se desarrollaron en cada muro. Las rotaciones se calcularon con la expresión:

$$\theta_{\text{muro}} = \frac{l_t - l_c}{s} \quad (5.3)$$

donde:

- θ_{muro} = rotación del muro en estudio;
- l_t, l_c = desplazamientos medidos en el lado a tensión y a compresión, respectivamente; y
- s = distancia entre los transductores

Para conocer la distribución de curvaturas en la altura del primer entrepiso, se utilizaron los transductores del modelo, ubicados en los castillos de la cara Sur. Se definieron tres zonas: A, B y C con base en la ubicación de los transductores en la altura del castillo. Estas secciones se ubicaron a 10, 23 y 212 cm respectivamente medidos a partir de la viga de cimentación. En la fig 5.28 se muestran las regiones estudiadas para las cuales se obtuvieron las curvaturas de los muros del primer entrepiso (ϕ_{muro}), dividiendo la rotación del muro (θ_{muro}) entre la longitud de la región sobre la cual fue medida. El interés de obtener la distribución de curvaturas fue verificar, a partir de los resultados experimentales, que la curvatura elástica máxima es igual a la curvatura de fluencia ϕ_y , y que las curvaturas inelásticas, limitadas por ϕ_u , se acumulan en la base del muro en una longitud equivalente, l_p , como resultado de una rotación de articulación plástica, θ_p .

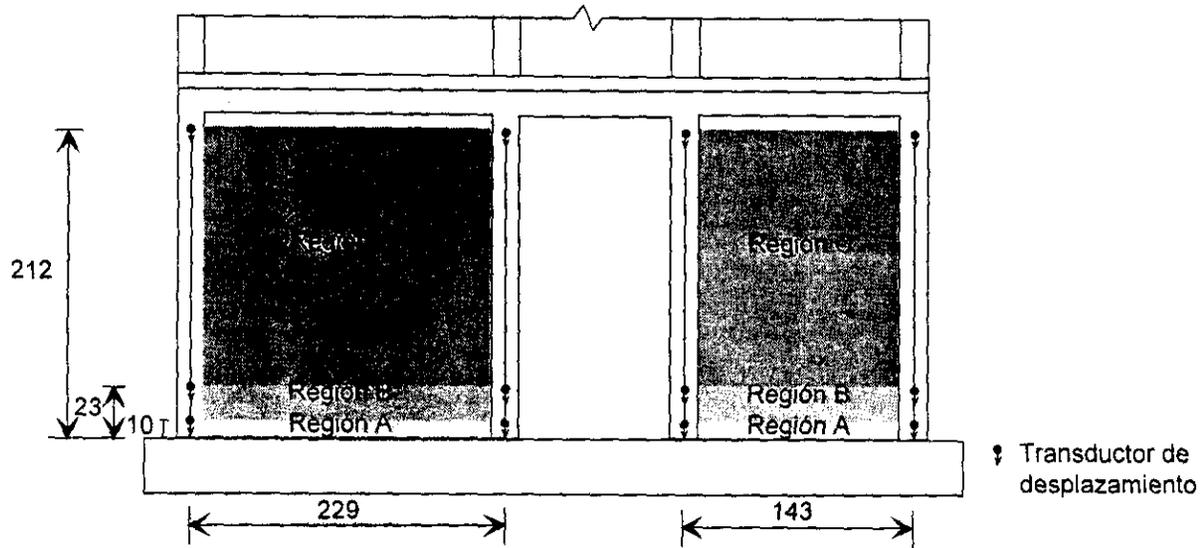


Fig 5.28 Regiones consideradas para medir rotaciones y curvaturas

La rotación global del modelo se obtuvo a partir de los cuatro transductores verticales ubicados sobre los cuatro castillos de la cara sur a nivel de azotea (véanse en la fig 4.8 los medidores D44 a D47). En este trabajo, se define como rotación global a aquella que experimenta el modelo en toda su altura, es decir, desde la viga de cimentación hasta el nivel de azotea. Por otra parte, se calculó la rotación individual de los muros del primer entrepiso, acumulando las mediciones de los transductores ubicados a lo largo de la altura de los castillos de dicho entrepiso. Por último se obtuvo la rotación de los muros del segundo entrepiso restando a la rotación global, la correspondiente al primer entrepiso.

En las gráficas de la fig 5.29 se muestran las rotaciones calculadas para el muro Este ubicado en la cara Sur del modelo. Las gráficas correspondientes al muro Oeste (no presentadas), mostraron un comportamiento similar tanto en la forma de los lazos, de tipo elástico-lineales, como en la magnitud de la rotación máxima. Los resultados indican que las rotaciones del primer entrepiso constituyeron casi la totalidad de la rotación global; es decir, esto sugiere que el segundo entrepiso tuvo bajos efectos de flexión, con valores máximos de rotación estimados en un 12% de las rotaciones correspondientes al

primer entrepiso, lo cual es consistente con los bajos niveles de daño observados en este entrepiso.

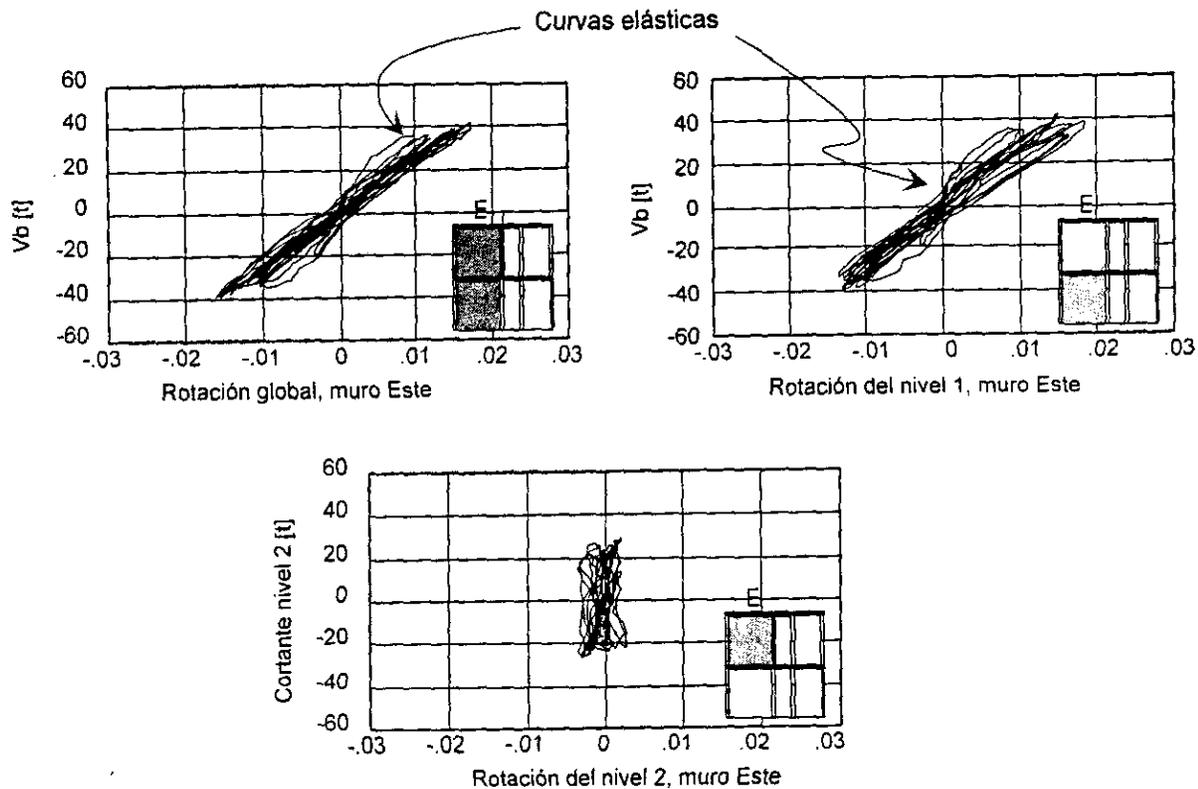


Fig 5.29 Rotación de los muros Este en la cara Sur del modelo 3D

En las gráficas de la fig 5.30 se muestra la distribución de rotaciones del muro Este, secciones A, B, y C, para algunos ciclos en los que se identificó un suceso importante durante el ensaye. Estos se refieren explícitamente al primer agrietamiento inclinado en la mampostería (ciclo 3), a la formación completa de grietas diagonales en forma de "X" (ciclo 5), a la penetración de grietas inclinadas a los castillos (ciclo 6), a la resistencia del modelo (ciclo 8), y finalmente al desconchamiento del concreto y plegamiento del refuerzo longitudinal (ciclo 10).

La distribución de curvaturas para dicho muro Este, y para los mismos ciclos descritos, se muestra en la fig 5.31. Las rotaciones y las curvaturas aumentaron

conforme se incrementó el desplazamiento en el modelo y en general, son congruentes, hasta el ciclo 5 con el comportamiento esperado. A partir del ciclo 6 se aprecia en la sección "A" que las curvaturas disminuyen en lugar de aumentar. Lo anterior se explica principalmente por el daño progresivo que ocurrió en el extremo inferior del castillo #3, y que coincidió con el punto de soporte del transductor utilizado para evaluar dichas rotaciones y curvaturas, de manera que sus lecturas deben considerarse poco confiables a partir de este ciclo. Por su parte el otro transductor ubicado en la sección "A" del castillo extremo (castillo #4), tuvo un comportamiento más estable favorecido en buena medida por la presencia del muro cabecero que funcionó como un patín de compresión y elemento confinante del castillo, evitando un daño más severo en esta sección, aún para los últimos ciclos de carga (véase el patrón final de agrietamiento de la fig 5.15). Desafortunadamente estos factores no permitieron definir de una forma confiable la distribución y magnitud de las curvaturas en el muro. Los resultados correspondientes al muro Oeste no se presentan, debido a que mostraron las mismas características y problemática descritas anteriormente.

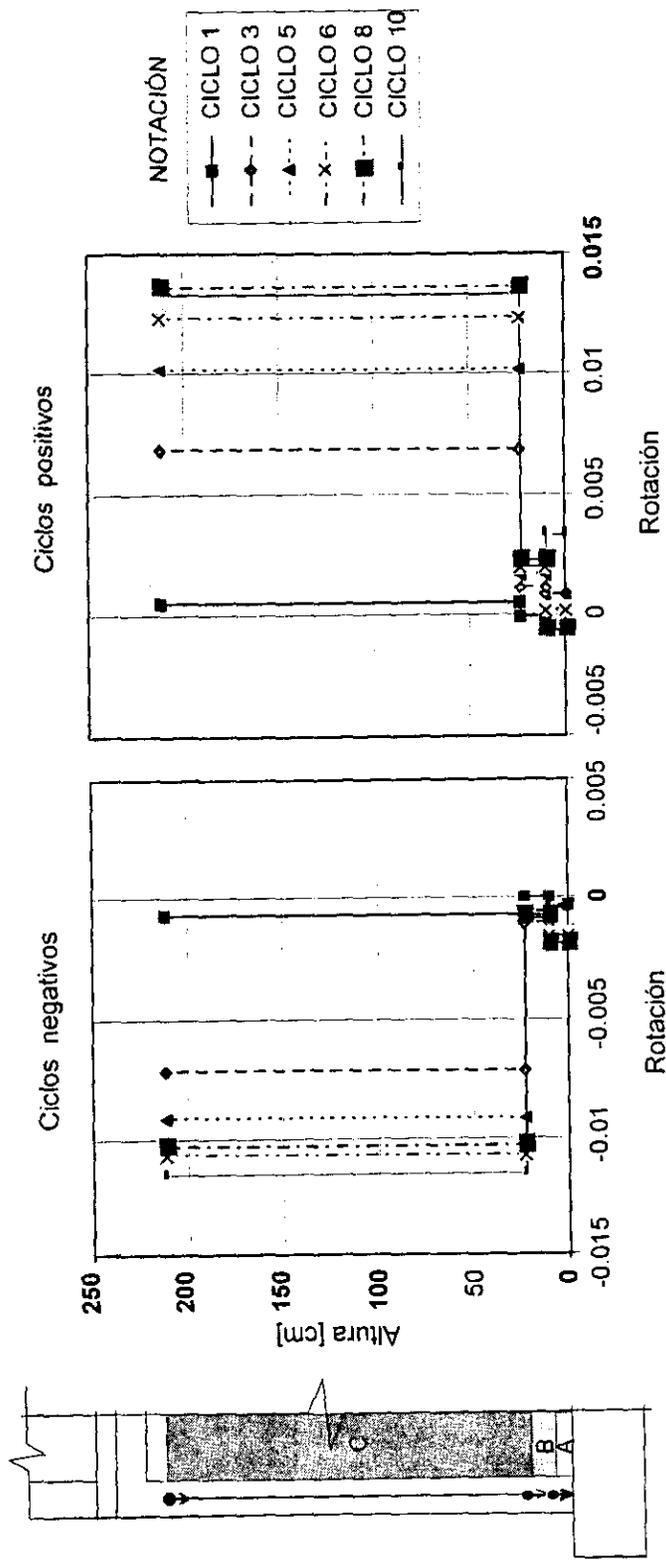


Fig 5.30 Distribución de rotaciones en el muro SE1

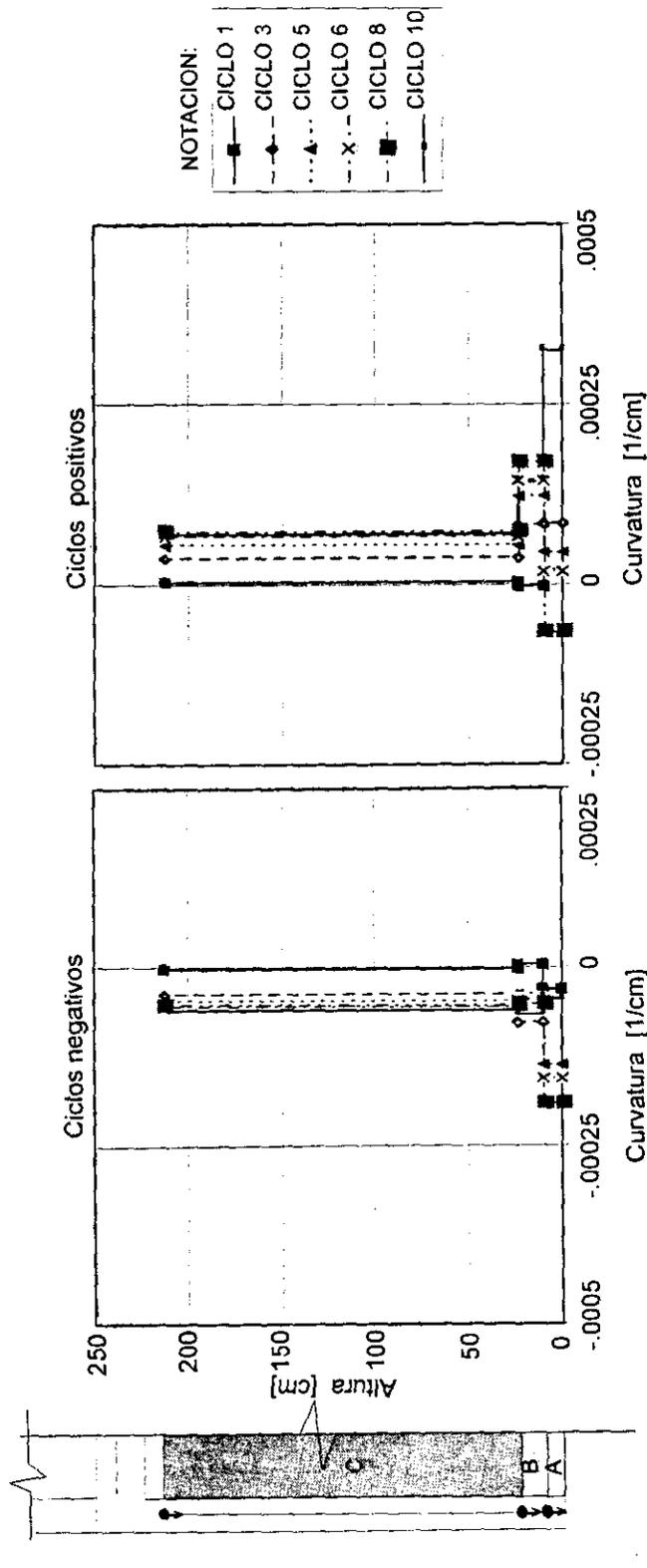


Fig 5.31 Distribución de curvaturas en el muro SE1

5.8 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS EN EL ACERO

El objetivo de la colocación de deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo, así como su distribución se presentaron en la sección 4.4.2 de este trabajo. Con respecto de los deformímetros del primer nivel se identificaron los siguientes aspectos de interés.

5.8.1 Deformímetros en el acero longitudinal de las dalas

Los registros indicaron que todos los transductores permanecieron en su etapa elástica. Aquéllos adheridos al acero de refuerzo a nivel del paño exterior de los castillos intermedios (fig 5.32) registraron valores casi nulos de deformación. Este fenómeno confirma la suposición muy utilizada al modelar este tipo de estructuras para considerar a la parte de la dala-losa que se encuentra sobre el muro y castillo, con una rigidez infinita a la flexión.

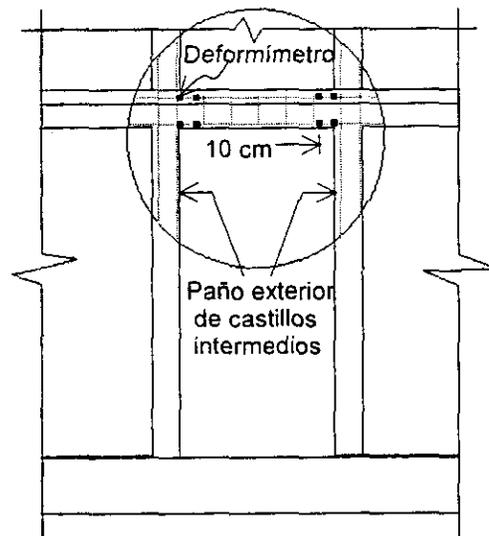


Fig 5.32 Deformímetros en el acero de refuerzo de la dala sobre los castillos intermedios

Por otra parte, los deformímetros situados a 10 cm del paño exterior de los castillos intermedios permitieron obtener la configuración deformada de la sección transversal ante los efectos de la carga cíclica (fig 5.33). Cabe mencionar que debido a la participación de la losa como patín de compresión en la flexión positiva de la viga, el eje

neutro tiende a desplazarse hacia arriba y por tanto a disminuir considerablemente las deformaciones a compresión de la viga. Este hecho se confirma más adelante al analizar los deformímetros adheridos al acero de la losa, los cuales invariablemente reportaron sólo deformaciones por tensión tanto para carga positiva como negativa.

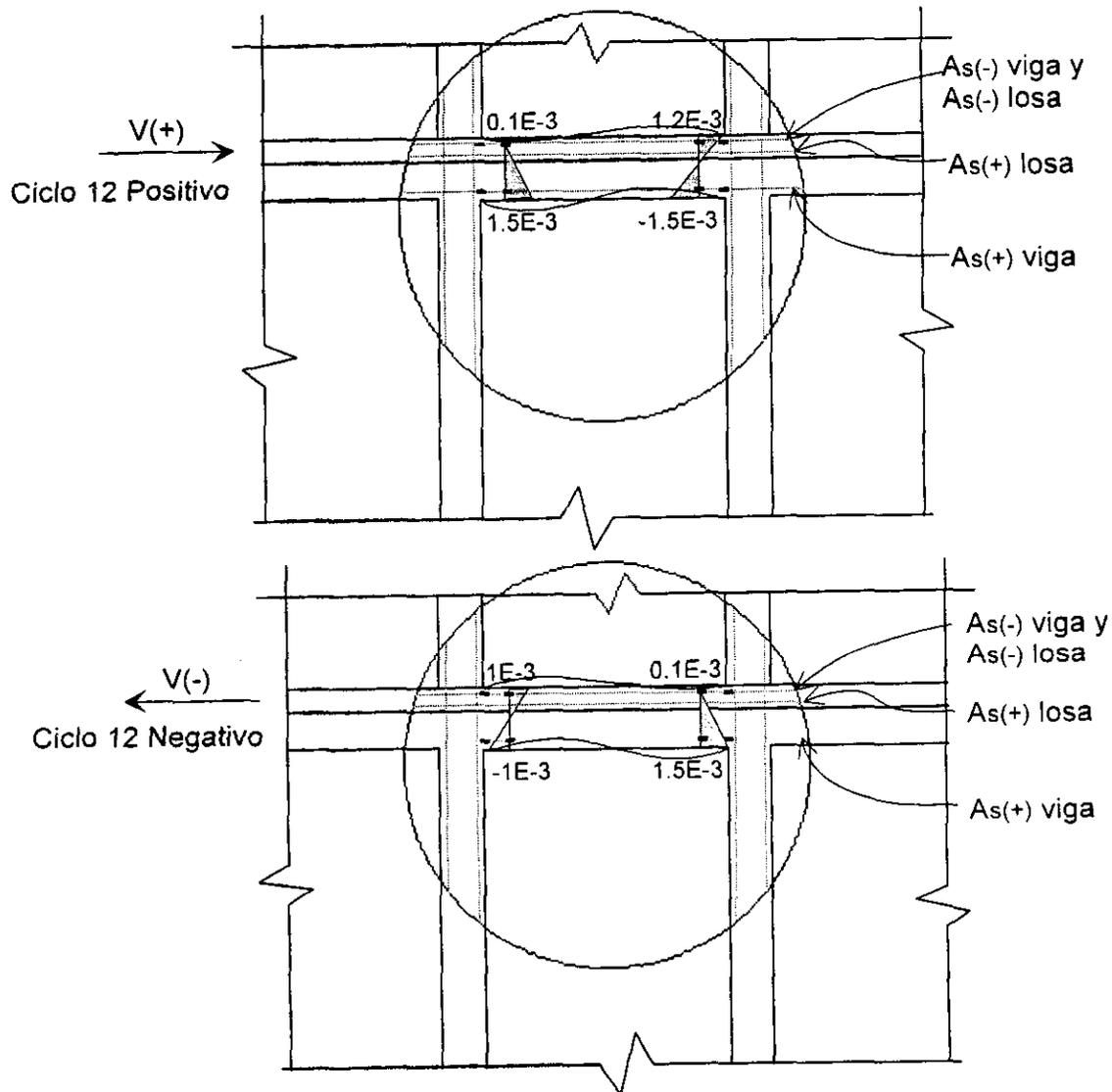


Fig 5.33 Perfil de deformaciones en los extremos de la viga de acoplamiento

5.8.2 Deformímetros en el acero de la losa

Se instrumentaron cuatro varillas del lecho inferior de la losa en una sección correspondiente al paño exterior del castillo 3S (fig 4.8). Los cuatro registros mostraron simultáneamente un incremento súbito de deformación a tensión, un poco antes de llegar

al pico negativo del tercer ciclo de carga. A partir de este momento y hasta el término del ensaye, los deformímetros mostraron un comportamiento elástico a tensión estable (véase la fig 5.34). El cambio brusco en la deformación, con un valor promedio de 0.0007 se asocia con la aparición del agrietamiento de la losa que se identificó en la parte negativa del ciclo 3, y que cruzó la losa en la sección correspondiente a los paños exteriores de los castillos intermedios (2S-2N y 3S-3N), coincidiendo con la ubicación de los deformímetros (fig 5.5). En la fig 5.35 se muestra la distribución de deformaciones en el ancho de la losa del primer nivel. En general, la magnitud de las deformaciones es similar para ambos semiciclos, y en ningún caso se registró fluencia. Las mayores deformaciones ocurren en el segundo deformímetro, ubicado a unos 30 cm del paño de la dala, y tienden a disminuir conforme se alejan del eje del muro.

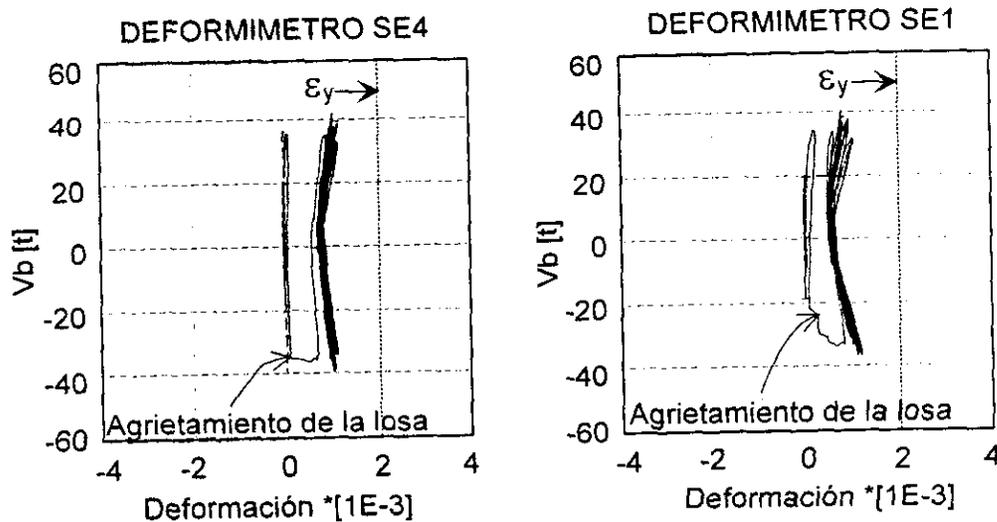


Fig 5.34 Comportamiento de dos deformímetros en la losa del nivel 1

A pesar de que en la losa del segundo nivel también se identificaron agrietamientos transversales, éstos no coincidieron con la alineación de deformímetros, los cuales distaron unos 5 cm de la grieta más cercana (véase la fig 5.14). El daño en el sistema de piso no sugiere la formación de articulaciones plásticas. El estudio de los deformímetros ha confirmado esta suposición.

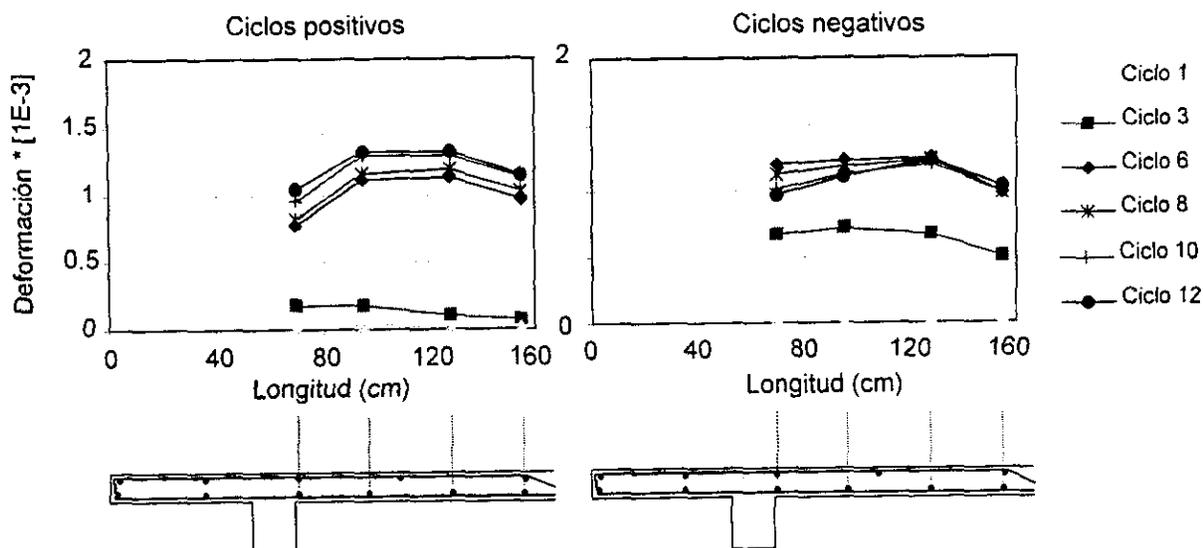


Fig 5.35 Distribución de deformaciones en el ancho de la losa del primer nivel

5.8.3 Deformímetros en los castillos

Al comparar los registros de los deformímetros en la base de los castillos de las caras Norte y Sur del modelo, se confirma que el comportamiento del modelo 3D fue prácticamente simétrico. Por tanto, los efectos de torsión fueron despreciables. Esto apoya la conclusión de que los muros cabeceros fueron efectivos para controlar las rotaciones de los sistemas de piso, como se describió en el inciso 5.2.3 y en la fig 5.17. El análisis de los deformímetros de castillos permitió postular un mecanismo resistente de los elementos de confinamiento. En la fig 5.36 se ilustran las fuerzas axiales en los castillos para ciclos positivos y negativos. Las lecturas de los deformímetros adheridos al acero longitudinal indicaron que para cortantes positivos, los castillos 2 y 4 presentaron una zona a tensión en su extremo inferior (fig 5.36). Lo anterior se atribuye a la generación de esfuerzos principales de tensión perpendiculares a la diagonal de compresión que se forma en el muro cuando éste resiste cargas laterales en su plano. Estas fuerzas de tensión diagonal generaron el agrietamiento inclinado de los muros y de los extremos de los castillos descrito en la sección 5.2.3. Una forma análoga de comportamiento se observó en los castillos 1 y 3, cuando se invirtió el sentido de la fuerza cortante (semiciclos negativos).

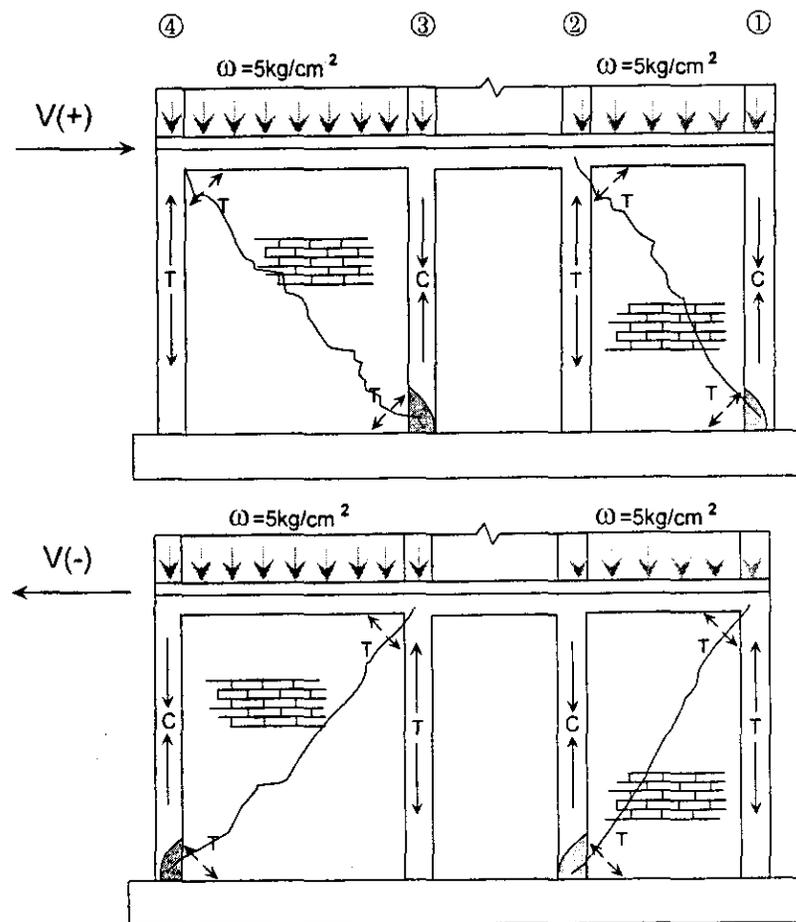


Fig 5.36 Distribución de fuerzas axiales en castillos

De los 62 deformímetros instalados en el acero longitudinal y transversal de todo el modelo, sólo en cuatro se identificó plastificación del acero. La primera excursión en el intervalo inelástico se registró simultáneamente en los deformímetros 3C4S (estribo) y 3CW3S (varilla longitudinal), ambos ubicados en el extremo superior del castillo 3S, cuando se llegó al pico negativo del ciclo 8 (véase la fig 5.37). En este semiciclo se alcanzó la fuerza cortante basal máxima del espécimen ante carga negativa, y se observó un daño generalizado por cortante en los extremos de los castillos 2 y 3. Posteriormente, poco antes de llegar al pico del ciclo +9, los deformímetros 3CIS (estribo) y 3CE4S (varilla longitudinal), ubicados en el extremo inferior del mismo castillo 3S, fluyeron de modo casi simultáneo. En la fig 5.37 se muestran las secciones transversales que alcanzaron deformaciones plásticas, con sus registros correspondientes en los cuales se indican los

valores de cortante basal y distorsión aplicados sobre el modelo en el instante de la primera fluencia. Cabe mencionar que las fluencias reportadas se asocian al plegamiento del acero de refuerzo longitudinal debido al cizallamiento de los extremos de los castillos, y no a los efectos de flexión de estas secciones, ya que nunca alcanzaron su momento de fluencia M_y .

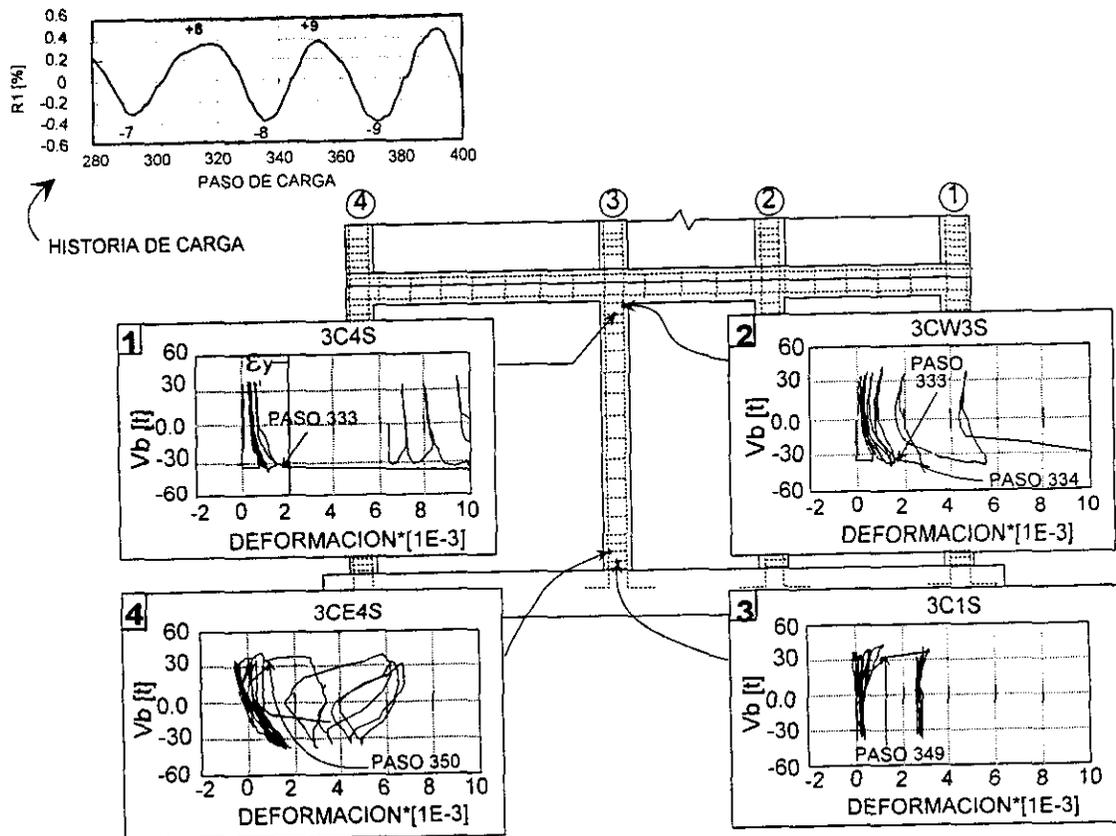


Fig 5.37 Distribución de secciones con deformaciones plásticas

El análisis de deformímetros ubicados en los castillos y losa del segundo nivel mostró los bajos niveles de solicitaciones a que se sometió este entrepiso. Durante todo el ensaye los registros permanecieron elásticos, con deformaciones muy inferiores a la deformación de fluencia esperada (0.002). Lo anterior es congruente con la ausencia de daños en los elementos de confinamiento de concreto reforzado.

5.9 ANÁLISIS DE ROSETAS DE DEFORMACIÓN

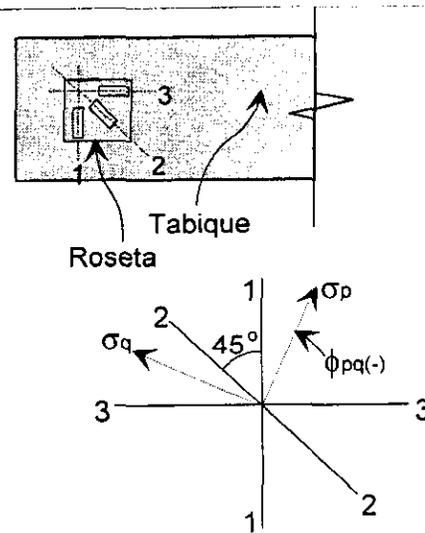
Como se indicó en la sección 4.4.2, algunos tabiques de la primera hilada de los muros Sur se instrumentaron con deformímetros dispuestos en rosetas a 45° (fig 5.38). Los deformímetros que componían cada roseta se adherieron a la cara lateral de los tabiques en una zona libre de grietas o defectos. Antes de la instalación de los transductores, se limpió y lijó la cara hasta obtener una superficie lisa y libre de polvo. Con esta instrumentación se trató de obtener la inclinación y magnitud de los puntuales de compresión en la mampostería, así como la distribución de deformaciones normales en la base de los muros. Como primer paso se evaluaron los esfuerzos y deformaciones principales, σ_{pq} y ε_{pq} , respectivamente, así como también el ángulo ϕ_{pq} que define la inclinación de los ejes principales. Para esto, se utilizaron las expresiones que se muestran en la fig 5.38, tomadas de la ref 39. Para el cálculo de los esfuerzos σ_{pq} se usaron las constantes elásticas E y ν . El módulo de elasticidad E utilizado fue el obtenido experimentalmente a partir del ensaye a compresión de pilas. El valor de E fue igual a 15240 kg/cm^2 . La relación de Poisson ν , se consideró como 0.20 ante la carencia de valores obtenidos experimentalmente. Se considera que la relación de Poisson utilizada es válida para un intervalo elástico de comportamiento. Es recomendable que en futuros estudios se lleve a cabo la determinación experimental de ν , ya que cuando se deduce a partir de la relación propuesta en el reglamento entre G y E , siendo G el módulo de rigidez a cortante, se obtienen valores de ν mayores que 0.5. Además, el valor de la relación de Poisson es indispensable cuando se realizan análisis de elementos finitos.

Roseta a 45° orientada arbitrariamente con respecto de los ejes principales

$$\varepsilon_{pq} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$$

$$\sigma_{pq} = \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{1 - \nu} \pm \frac{\sqrt{2}}{1 + \nu} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2} \right)$$

$$\phi_{pq} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_3) - (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)} \right)$$



Por definición, ϕ_{pq} es el ángulo medido desde el eje del deformímetro #1 hasta el eje principal más cercano. Cuando ϕ_{pq} es positivo, la dirección es la misma que la de la numeración de los deformímetros (contra el reloj), y cuando es negativo es opuesta (a favor del reloj).

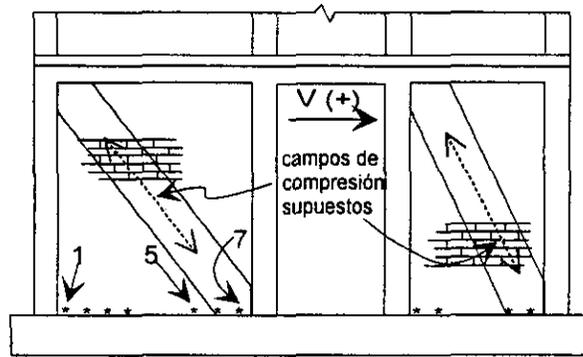
Fig 5.38 Expresiones para evaluar σ_{pq} , ε_{pq} y ϕ_{pq} en rosetas a 45°

En el caso de las deformaciones principales, en todas las rosetas se obtuvieron valores sumamente pequeños (en general menores que 0.0005). Las deformaciones tienden a ser mayores mientras más cercana se encuentra la roseta a la esquina del muro. Por otra parte, el análisis de esfuerzos principales también muestra una mayor concentración de esfuerzos cerca de las esquinas (véase fig 5.39a y b) llegando a esfuerzos de compresión cercanos a los 10 kg/cm². Cabe reflexionar en la validez parcial del análisis realizado con expresiones de la teoría elástica, que presuponen que el material es homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico. Si bien el comportamiento global del modelo indica que, a partir del agrietamiento, se pierde la proporcionalidad lineal entre carga y desplazamientos, debe recordarse por otra parte, que en un ensayo destructivo de estructuras de mampostería hay porciones de los muros que no sufren daño y, consecuentemente, el material ubicado en esta porción, conserva íntegras sus propiedades mecánicas; lo anterior es válido aún cuando haya ocurrido una degradación general de rigidez y/o de resistencia del modelo.

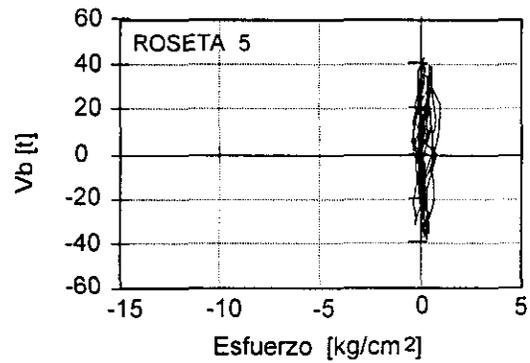
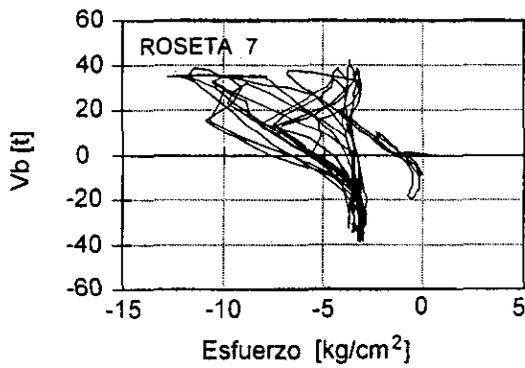
En la Figura 5.39c se muestran los esfuerzos principales σ_p y σ_q que corresponden a la roseta #1, ubicada en la esquina inferior izquierda del muro SE1. Como era de esperarse, los esfuerzos principales aparecen solamente ante carga lateral negativa que es cuando actúa el puntal a compresión sobre esta esquina. Con la inversión de la carga lateral, el puntal cambia su posición a las esquinas diagonalmente opuestas, reduciendo los esfuerzos en el tabique, aún cuando no totalmente por la presencia de esfuerzos y deformaciones residuales.

El ángulo ϕ_{pq} , que define la inclinación del plano donde se presentan los esfuerzos principales, varió aproximadamente de -45° a 45° en función de la magnitud de la carga lateral, durante la etapa de comportamiento elástico del modelo, es decir, durante los primeros dos ciclos de carga. Esta característica se observó en todas las rosetas, y consistió en curvas simétricas que pasan por el origen, como las mostradas en la fig 5.40a. Estos resultados permitieron verificar que, durante los picos de carga para los ciclos elásticos, se presentaron esfuerzos ortogonales a planos inclinados cercanos a 45° , lo que confirma el trabajo del conocido puntal a compresión en tableros sujetos a cargas laterales, y es consistente con la inclinación de grietas según superficies perpendiculares a las direcciones de las tensiones principales. A partir del tercer ciclo, que coincide con los primeros agrietamientos inclinados en la mampostería, se modificó significativamente la inclinación de los ejes principales. En las rosetas cercanas a la zona central del muro, los valores de ϕ_{pq} fluctuaron principalmente en un rango que va de los -20° a los 20° , con un comportamiento distinto al de la etapa elástica (fig 5.40b). Por su parte, las rosetas cercanas a las esquinas de los muros mostraron, a partir del tercer ciclo, una tendencia asimétrica de la inclinación de los ejes principales, con grandes variaciones de ϕ_{pq} en aquellos semiciclos en los que actúa la diagonal de compresión del muro sobre dichas rosetas (fig 5.40c). Es pertinente recordar que el ángulo ϕ_{pq} , se mide a partir de un eje vertical, y barre ángulos en sentido contrario a las manecillas del reloj cuando tiene signo positivo y ángulos en sentido de las manecillas cuando es negativo.

a) Ubicación de rosetas



b) Concentración de esfuerzos principales de compresión en la esquina del tablero Este



c) Esfuerzos principales en la roseta No. 1

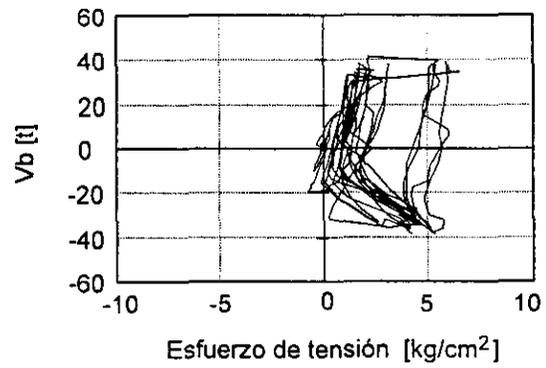
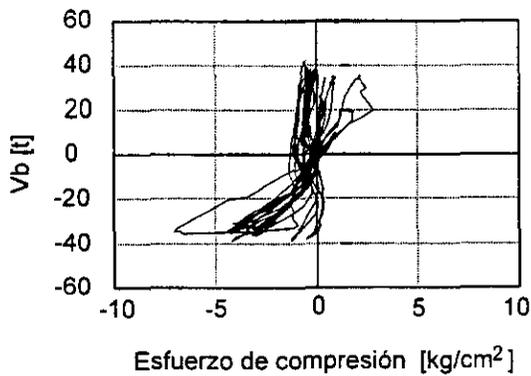
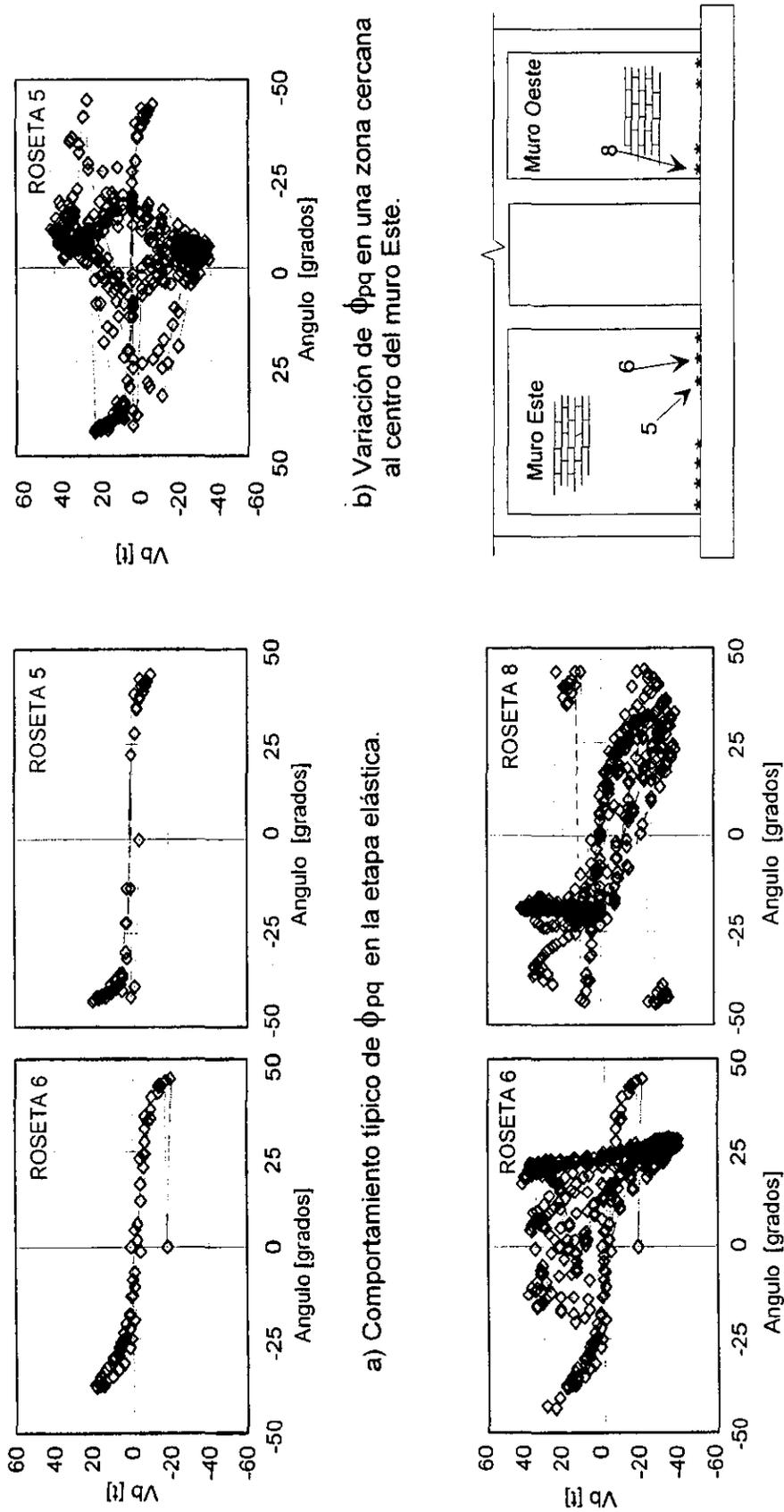


Fig 5.39 Comportamiento de esfuerzos principales en la primera hilada de tabique



d) Ubicación de las Rosetas.

c) Comportamiento en zonas ceranas a las esquinas de los muros.

a) Comportamiento típico de ϕ_{pq} en la etapa elástica.

b) Variación de ϕ_{pq} en una zona cercana al centro del muro Este.

Fig 5.40 Variación del ángulo ϕ_{pq} que indica la inclinación de los ejes principales en algunas rosetas de la primera hilada de tabique

Al utilizar los registros de los deformímetros verticales de cada roseta (deformímetros No. 1 de la fig 5.38), se obtuvo la distribución de deformaciones en la base de los muros Sur del modelo 3D. Los resultados indican que dicha distribución no fue lineal (véase la fig 5.41); por lo tanto, las secciones no permanecen planas, contrastando con las hipótesis elásticas utilizadas para evaluar la resistencia a flexión de muros de mampostería, que suponen distribuciones lineales de deformaciones. A pesar de que las deformaciones fueron muy pequeñas durante todo el ensaye, se observa que los valores máximos se registraron durante el pico del tercer ciclo (fig 5.41). Este hecho es coincidente con el momento en que ocurre el primer agrietamiento diagonal de la mampostería.

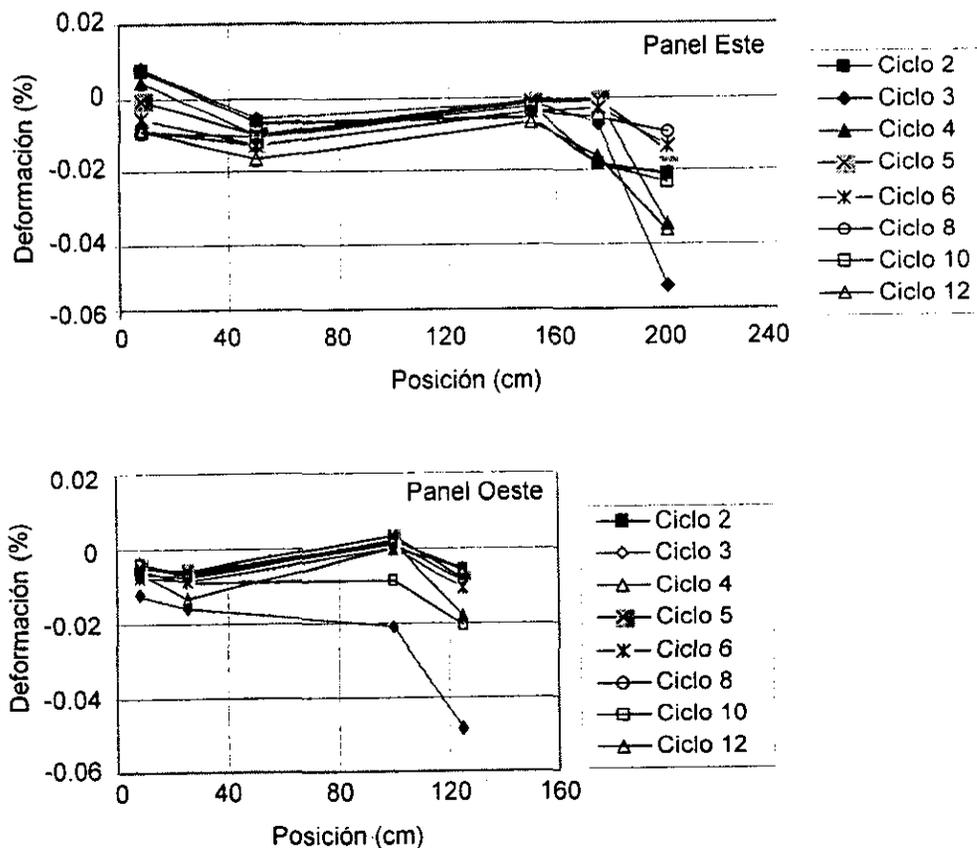
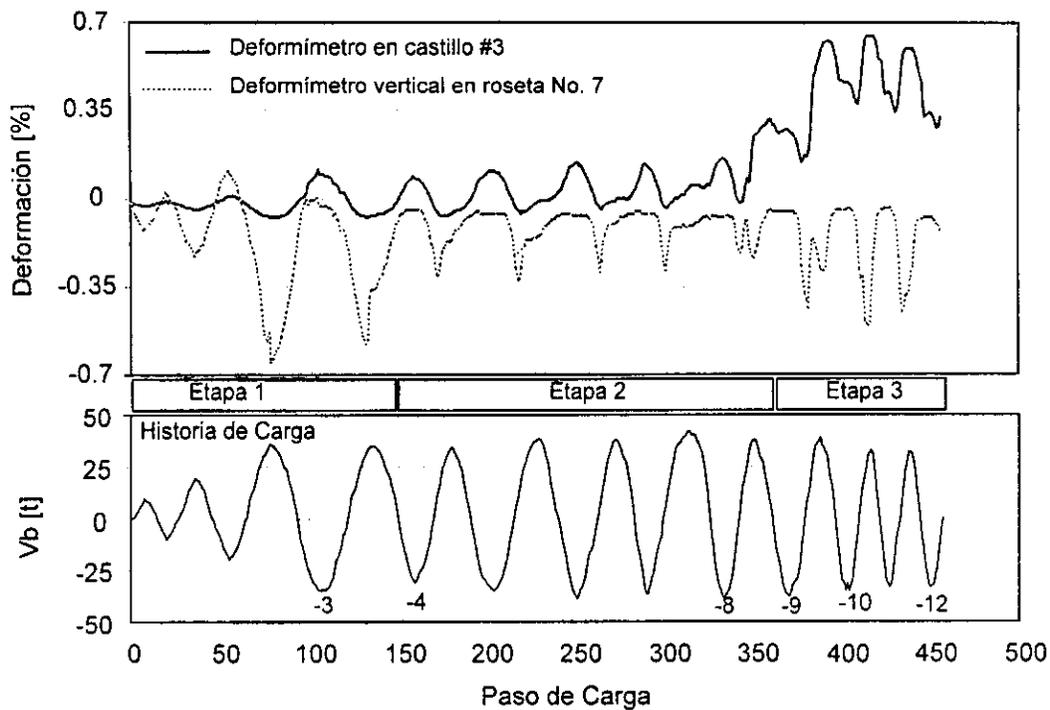


Fig 5.41 Distribución de deformaciones en la base de los muros Sur para semiciclos positivos

Por otra parte, la comparación de las deformaciones verticales de una roseta situada en la esquina del muro Sur de la planta baja, y de las deformaciones registradas en el extremo inferior del castillo contiguo (castillo No. 3), sugiere el desarrollo, durante las diferentes etapas del ensaye, de un mecanismo complejo de relevo de esfuerzos.

En la fig 5.42 se intenta explicar este mecanismo, para lo cual el ensaye se dividió en tres etapas de acuerdo con la tendencia de comportamiento observada en las historias de deformación de los elementos en estudio (castillo No. 3 y tabique adyacente). En una primera etapa, que incluyó el comportamiento elástico y el inicio del comportamiento inelástico del modelo 3D, se observó para carga lateral positiva, una demanda creciente, y muy importante, de esfuerzos de compresión en la esquina del muro, mientras que el castillo incrementó ligeramente su estado de esfuerzos de tensión. Para la segunda etapa, que consistió en el desarrollo de la resistencia del modelo y en un incremento notable de grietas diagonales en los muros y extremos de castillos, resultó interesante observar que disminuyeron las deformaciones en el tabique, mientras que el castillo tendió ligeramente a incrementarlas y a trabajar a tensión. En la etapa 3, que incluyó los tres últimos ciclos del ensaye, el castillo incrementó notablemente sus deformaciones, reportando tensiones ante cualquier sentido de la carga lateral; en tanto, el tabique nuevamente reporta incremento de su carga vertical.

De lo anterior puede concluirse que si el mecanismo descrito se modifica en función directa del daño generado en la mampostería y en sus elementos de confinamiento, resultará importante proteger a éstos últimos, mediante un diseño sísmico que asegure su buen desempeño ante deformaciones inelásticas importantes, además de que son los responsables de la estabilidad final del sistema una vez que la estructura haya alcanzado a su resistencia.



Notas:

- Etapa 1. Incluye el comportamiento elástico lineal del modelo (ciclos 1 a 3), los primeros agrietamientos inclinados en la mampostería (ciclo 3) y el inicio de la penetración de grietas diagonales a los extremos de castillos (ciclo 4)
- Etapa 2. Agrietamiento inclinado progresivo en muros, se alcanza la máxima resistencia del modelo en ambas direcciones (ciclo 8), y daño generalizado por cortante en los extremos de castillos (ciclo 9)
- Etapa 3. Desconchamiento del recubrimiento de concreto en castillo #3 (ciclo 10), aumento considerable en la anchura de grietas en la mampostería, y plegamiento del acero de refuerzo longitudinal a nivel de desplante de los castillos #2 y #3 (ciclo 12)

Fig 5.42 Relación entre el daño en el modelo y las historias de deformación en dos puntos cercanos a la vecindad entre la mampostería y el castillo de confinamiento

5.10 COMPONENTES DE DEFORMACIÓN LATERAL

5.10.1 Antecedentes

En las últimas décadas se han llevado a cabo muchos estudios experimentales de muros sometidos al efecto de cargas laterales. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los resultados se presentan en términos de la carga lateral contra la deformación total. Hay pocos datos disponibles referentes a las deformaciones por cortante y por flexión, básicamente por la dificultad de separar la deformación total en estas dos componentes principales. En el modelo 3D, los tableros de mampostería del primer nivel, y sólo los de la cara Sur del segundo nivel, fueron instrumentados con transductores de desplazamiento en sus diagonales principales para estimar a partir de las mediciones los desplazamientos por corte U_c . Convencionalmente en ensayos de muros bajo cargas laterales, los desplazamientos U_c se estiman mediante el cambio de longitud de las dos diagonales. Sin embargo, se ha visto (ref 40) que el desplazamiento por cortante así obtenido está afectado por desplazamientos por flexión debido a la existencia de un gradiente de momentos en la altura de los muros. Este hecho da lugar, en general, a una sobreestimación de las deformaciones por cortante reales, lo cual puede tomarse en cuenta restando a la deformación convencional, la contribución de la flexión, que es a su vez, función de la distribución de rotaciones en la altura del muro.

Para entender mejor este proceso conviene recordar que las componentes de deformación más importantes en un muro sujeto a cargas laterales, son las debidas al cortante (U_c), a la expansión (U_e), y a la flexión (U_f), tal como se explica en la fig 5.43. La relación entre estos desplazamientos se puede escribir como:

$$U_d = U_c + U_e + U_f \quad \dots(5.4)$$

$$U_i = U_c - U_e + U_f \quad \dots(5.5)$$

de donde:

$$U_c + U_f = \frac{1}{2}(U_d + U_i) \quad \text{es decir,} \quad U_c = \frac{1}{2}(U_d + U_i) - U_f \quad \dots(5.6)$$

Esta última ecuación indica que los desplazamientos horizontales, por cortante y por flexión, se pueden expresar como el valor promedio de los correspondientes desplazamientos nodales.

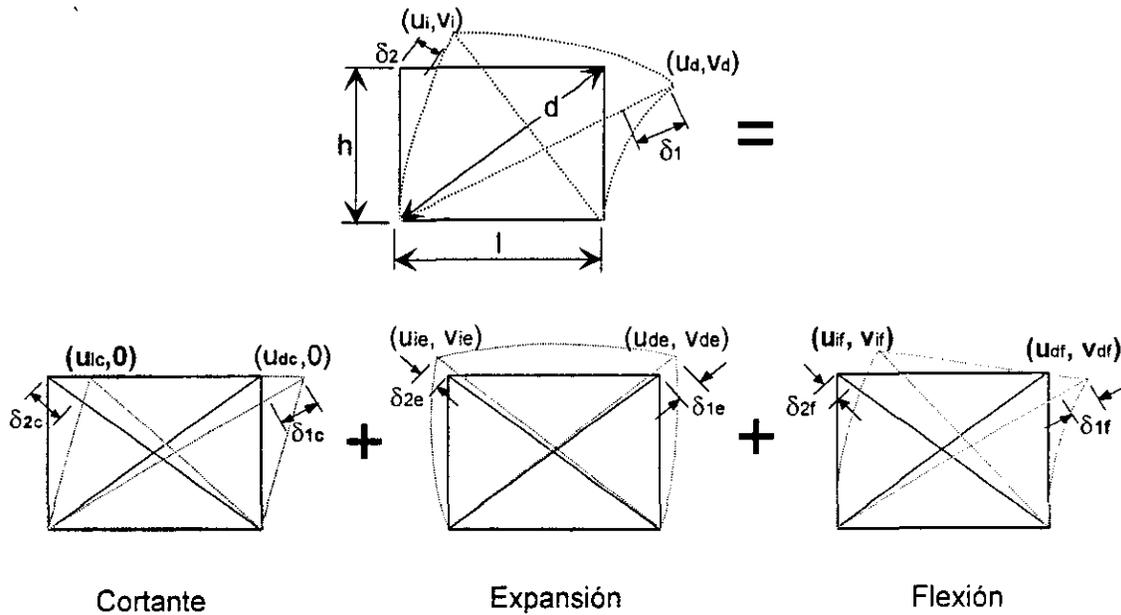


Fig 5.43 Componentes de deformación en un muro sujeto a carga lateral (ref 40)

Por otra parte, si

$$(\delta_1 - \delta_2) = \frac{2l}{d}(U_c + U_f) + \frac{h}{d}(V_d - V_i) \quad \dots(5.7)$$

entonces,

$$U_c = \frac{d}{2l}(\delta_1 - \delta_2) - (U_f - \frac{h}{2}\theta) \quad \dots(5.8)$$

donde:

$$\theta = \text{rotacion del muro} = \frac{1}{l}(V_i - V_d) \quad \dots(5.9)$$

Las deformaciones por flexión en la altura del muro se pueden obtener como:

$$U_f = \int_0^h \theta_y dy \quad (5.10)$$

Para fines prácticos, se puede definir un factor $\alpha = U_f / \theta h$, que considera la forma de la distribución de rotaciones en la altura del muro. Este parámetro, que puede variar entre 0.5 y 1, se obtiene como la relación entre el área definida por el diagrama de rotaciones entre el área total θh , según se explica en la fig 5.44. Cuando $\alpha = 1/2$, el área

sombreada de la fig 5.44 representaría el área del triángulo ABC, lo cual ocurre sólo en el caso de flexión pura, dando lugar a una sobreestimación de la deformación por cortante. Se ha observado analíticamente (ref 24), que en la medida en que se defina mejor la distribución de la rotación con uno o más puntos intermedios, se lograrán mejores aproximaciones de α , y por lo tanto, de U_c .

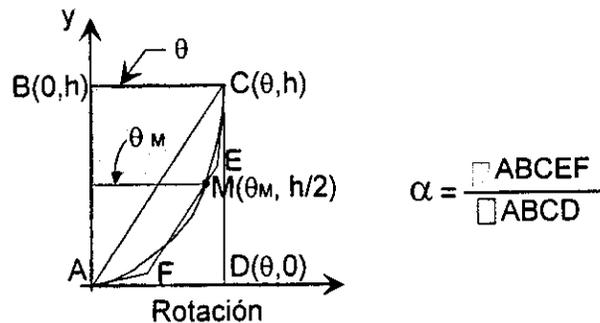


Fig 5.44 Método para la estimación del factor α

Así, sustituyendo α en las ecuaciones 5.6 y 5.8, se obtiene que:

$$U_c = \frac{d}{2l}(\delta_1 - \delta_2) - \left(\alpha - \frac{l}{2}\right)\theta h \quad \dots(5.11)$$

$$U_c = \frac{1}{2}(U_d + U_i) - \alpha \theta h \quad \dots(5.12)$$

La aplicación de las ecuaciones 5.11 ó 5.12 en el modelo 3D no pudo concretarse debido a la carencia de un perfil confiable de rotaciones; por una parte, por los problemas de registro en la parte inferior del muro causados por el daño local; y por otra, por la insuficiente instrumentación que permitiera al menos obtener un punto más (por ejemplo a media altura) en la distribución de rotaciones del muro. Por consiguiente, para encontrar las componentes de deformación lateral del modelo se utilizó el método convencional, que consiste en obtener las deformaciones angulares de los tableros (originadas por los esfuerzos de corte), restarlas de las deformaciones totales y obtener como diferencia las deformaciones por flexión de dichos tableros. Matemáticamente este método se puede expresar como sigue:

$$R = \gamma + \theta \quad \dots(5.13)$$

donde:

R = distorsión lateral en el nivel en que se desea evaluar las componentes de deformación;

γ_i = deformación angular del tablero "i" en el nivel considerado, igual a:

$$|\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| = \frac{l}{d} (\delta_1 + \delta_2);$$

θ = deformación por flexión en el tablero "i", en el nivel considerado

En la sección siguiente se presentan los resultados obtenidos al aplicar este método.

5.10.2 Deformaciones angulares de los tableros

En la fig 5.45 se ha graficado el cortante de entrepiso contra la deformación angular para los tableros SO1 y SO2. Los tableros restantes (no presentados) mostraron el mismo comportamiento, tanto en la forma de las cruvas como en valores, por lo que las gráficas pueden considerarse representativas de lo ocurrido en el primer y segundo entrepisos, respectivamente. En la misma figura se presentan las curvas histeréticas de cada entrepiso. Es evidente, para el primer entrepiso, la semejanza entre las deformaciones angulares y la respuesta histerética, en donde por ejemplo, a partir del 4o. ciclo, inicia el comportamiento inelástico del espécimen, debido a la aparición de los primeros agrietamientos inclinados en los muros de planta baja. Esto refuerza la hipótesis de que las deformaciones por cortante gobernaron la respuesta del modelo, interpretación hecha en la sección 5.2.3, a partir de los patrones de agrietamiento. En el segundo entrepiso, debido a que ambas curvas permanecen prácticamente en la etapa elástica de comportamiento, resulta difícil distinguir alguna diferencia entre ambas, probablemente debido al hecho de que los elementos que mostraron ligeros daños fueron los castillos, dalas y losa con grietas asociadas a deformaciones por flexión, mientras que los muros tuvieron un desarrollo incipiente de grietas diagonales.

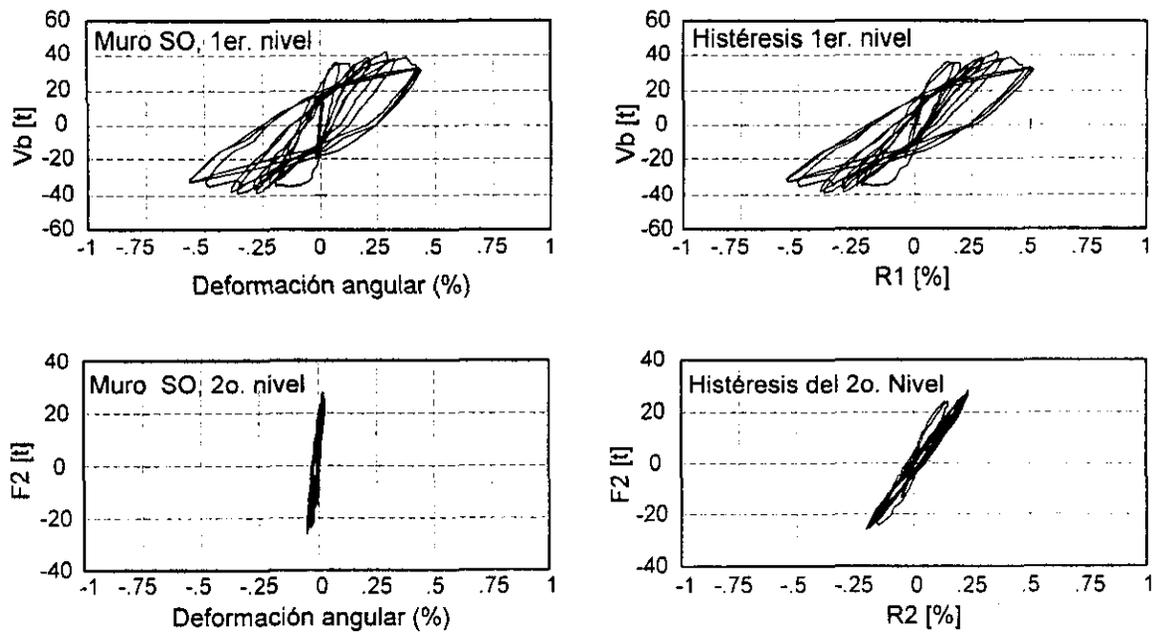


Fig 5.45 Deformaciones angulares y curvas histeréticas en ambos niveles del modelo 3D

En la fig 5.46 se muestran sobrepuestas, las curvas cortante basal - deformación angular para los muros NE1 y NO1. La relación de las deformaciones angulares entre ambos muros fluctuó, durante todo el ensaye, entre 0.97 y 1.03. De aquí que para este modelo, con el grado de acoplamiento presente, las deformaciones por cortante puedan considerarse independientes de la relación de aspecto de los tableros. Por otra parte, se ha comprobado, en los ensayes ante carga lateral de modelos planos de un nivel, que la deformación lateral total es la misma en el extremo izquierdo y derecho del modelo (castillos 1 y 4 respectivamente). Relacionando las ideas anteriores se concluye, que si el modelo tiene una misma deformación lateral en toda su longitud, y si sus tableros también se deforman por cortante con los mismos desplazamientos, entonces las deformaciones por flexión en cada muro (E y O) también deben ser las mismas. Esta conclusión no considera, obviamente, la contribución en la deformación total, de deformaciones por expansión del muro en su plano.

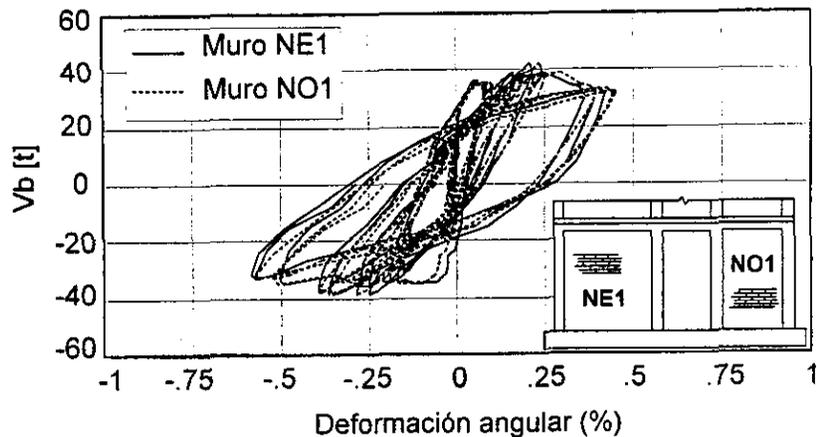


Fig 5.46 Comparación de deformaciones angulares en dos muros de planta baja

A partir de las deformaciones máximas por cortante, obtenidas en cada ciclo, se obtuvieron las deformaciones por flexión de cada tablero y se elaboraron las gráficas de la fig 5.47. En ella se indica la contribución de dichas componentes de deformación con respecto de la distorsión total. Para el primer entresijo, se observa que durante los tres primeros ciclos, que corresponden a la fase de comportamiento elástico del modelo, más de la mitad de la deformación total es debida a la flexión. Posteriormente, y hasta el término de la prueba, las deformaciones por cortante se incrementaron hasta llegar a ser un 90% de la distorsión total. Lo anterior es congruente con la evolución del daño descrita en la sección 5.2, donde se desarrollaron en un inicio grietas por flexión en los castillos y dalas, y posteriormente los agrietamientos diagonales (por tensión diagonal y cortante) en la mampostería y el concreto, los que finalmente hicieron fallar al modelo.

En el segundo entresijo las componentes de deformación lateral por cortante y por flexión conservaron prácticamente el mismo valor durante todo el ensaye. En este entresijo, solamente un 12% de la deformación total es atribuida al cortante. Esta observación también confirma el comportamiento observado en cuanto al escaso desarrollo de grietas diagonales y a la presencia de grietas horizontales en castillos, dala de acoplamiento y losa.

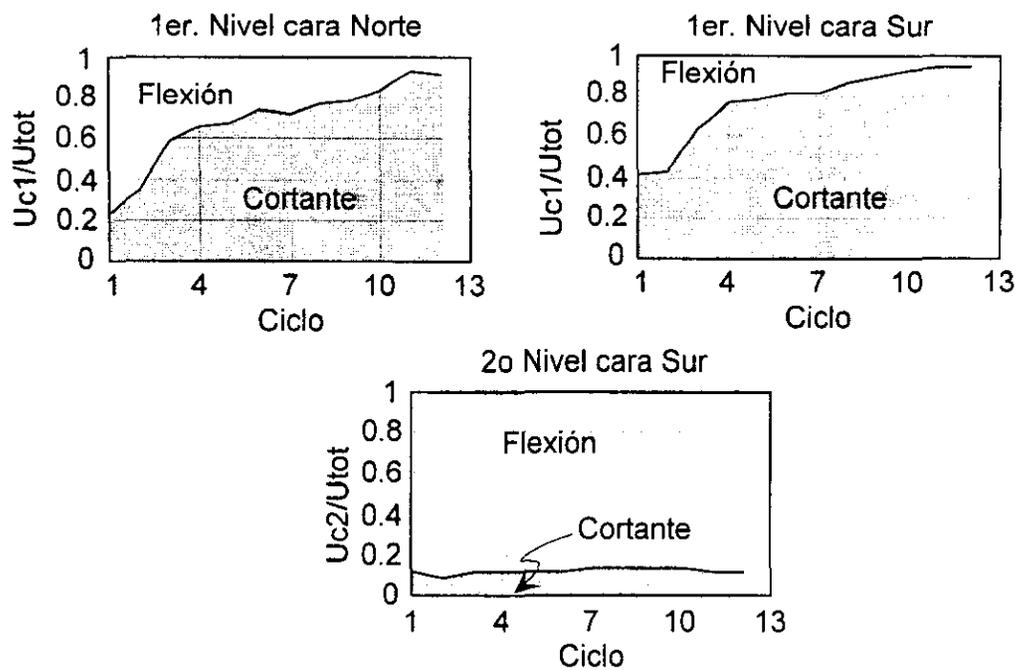


Fig 5.47 Contribución de las deformaciones por cortante y por flexión a la deformación total

CAPÍTULO 6. COMPARACIÓN DE COMPORTAMIENTO ENTRE EL MODELO 3D Y EL MODELO WBW

6.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos de esta investigación es comparar el comportamiento sísmico de una estructura bidimensional de un nivel (WBW), con el de un modelo tridimensional de dos niveles (3D), a partir de los resultados obtenidos en ensayos experimentales de laboratorio. En este capítulo, se describen las principales características del comportamiento de ambos modelos con la finalidad de conocer, si en un momento dado, la respuesta de sistemas de muros de mampostería de varios grados de libertad y con arreglos tridimensionales, puede ser extrapolada a partir de los resultados de ensayos más simples de laboratorio en estructuras bidimensionales de un nivel.

6.2 PARÁMETROS GENERALES DE RESPUESTA

En el capítulo 4 se comentó que ambos modelos tuvieron una geometría muy similar, que el dimensionamiento de castillos y dadas, así como las cuantías y detalles del refuerzo interior de estos elementos fueron los mismos, y que el proceso constructivo fue consistente en ambos casos con la práctica tradicional para mampostería confinada. Obviamente hubo diferencias en cuanto a las resistencias reales de la mampostería y del concreto utilizado en ambos modelos, como se indica en la tabla 6.1. Por lo tanto, la comparación de ciertos parámetros que definen la respuesta de los modelos se presenta normalizada con respecto de los valores máximos alcanzados en cada modelo.

Tabla 6.1. Propiedades mecánicas reales de los materiales utilizados en la construcción de los modelos

Material	Propiedad	Modelo WBW	Modelo 3D (1er. Nivel)
Concreto en castillos	$f'c$, (kg/cm ²)	165.0	220.0
	E , (t/cm ²)	102.8	118.7
Concreto en dalas y losa	$f'c$, (kg/cm ²)	365.0	354.0
	E , (t/cm ²)	152.8	150.5
Mortero	$f'm$, (kg/cm ²)	150.0	135.0
Mampostería, resistencia a la compresión	$f_{m_{prom}}$, (kg/cm ²)	53.0	54.0
	f^*m , (kg/cm ²)	39.0	38.0
	E_m , (t/cm ²)	23.4	22.8
Mampostería, resistencia al cortante	v_{prom} (kg/cm ²)	10.0	6.0
	v^* , (kg/cm ²)	6.7	3.4
	G , (t/cm ²)	7.0	6.8
Acero de refuerzo longitudinal	$f_{y_{#4}}$, (kg/cm ²)	4320	4400
	$f_{y_{#3}}$, (kg/cm ²)	4610	4750
Acero de refuerzo transversal	$f_{y_{#2}}$, (kg/cm ²)	2810	2710

6.2.1 Modo de falla

En la fig 6.1 se muestran los patrones finales de agrietamiento para el modelo WBW y para los muros del primer nivel del modelo 3D. Se observa que en ambos especímenes el modo de falla estuvo gobernado por deformaciones de cortante de los muros de mampostería. Sin embargo, a diferencia del 3D, en WBW no se observó algún tipo de grietas en el sistema de piso dala-losa, ni grietas horizontales en la altura de los castillos, asociadas a la presencia de deformaciones por flexión. Una demostración cuantitativa de la mayor participación de los efectos de flexión en el modelo 3D, con respecto del modelo WBW, puede observarse en las gráficas de componentes de deformación lateral construidas para cada modelo (fig 6.2). En éstas la contribución de las deformaciones por flexión a la deformación total es, en promedio durante la etapa elástica, un 40% mayor en 3D que en WBW. Durante la etapa de comportamiento inelástico (a partir del cuarto ciclo), y hasta el final de la prueba, el modelo WBW mostró un predominio de deformaciones de cortante, en forma casi constante con un 90% de la deformación total. La tasa de crecimiento de deformaciones por cortante en el modelo 3D fue gradual, desde un 55% después del tercer ciclo, hasta el 90% de la deformación total al término del ensayo.

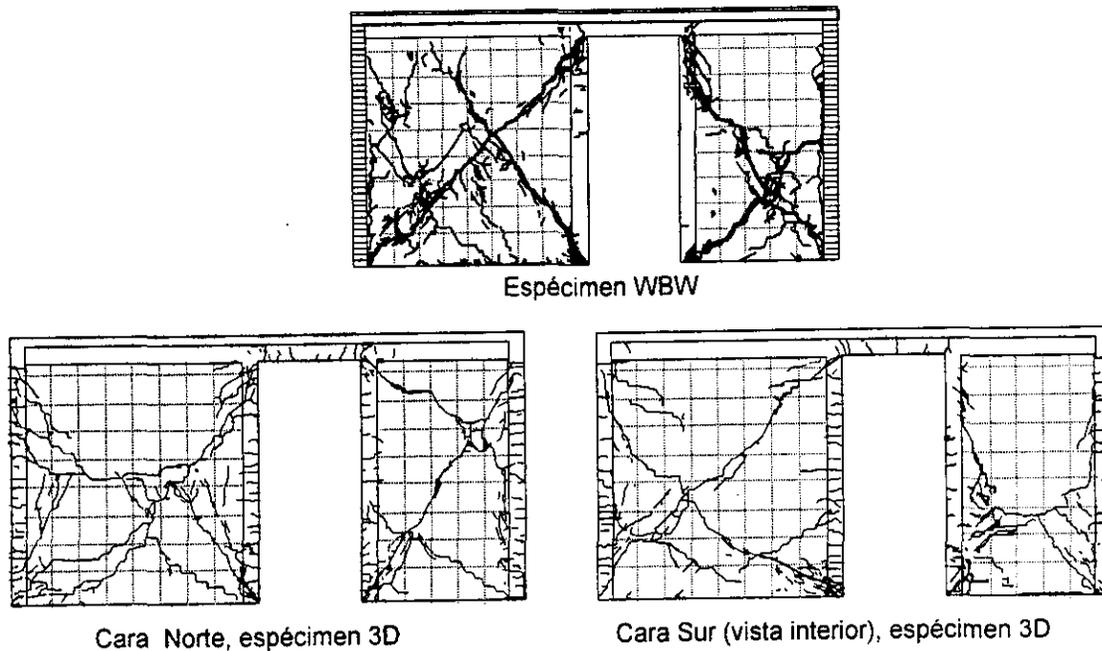


Fig 6.1 Comparación de patrones finales de agrietamiento para ambos modelos

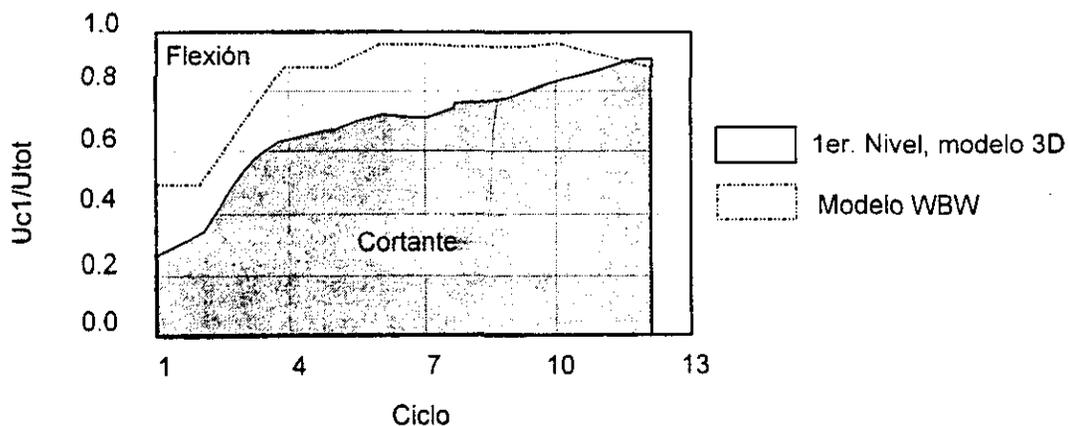


Fig 6.2 Contribución de las deformaciones por corte y por flexión a la deformación total

De acuerdo con lo descrito en las secciones 5.2.3 y 5.5, el patrón de agrietamiento en 3D sugirió la formación de un "piso suave", al concentrarse el daño en el entrepiso inferior. El factor principal que puede propiciar este tipo de falla es la

baja densidad de muros en planta baja, o bien un cambio brusco de la rigidez de planta baja con respecto de la del nivel siguiente. Recientemente en el estudio de la ref 41 se encontró, a partir de la instrumentación con acelerógrafos en un edificio de mampostería ubicado en terreno blando, que las aceleraciones durante un sismo en la altura de dicha estructura, mostraban una distribución casi uniforme. En la fig 6.3 se comparan las fuerzas laterales, las cortantes de entrepiso, y momentos de volteo para el caso de una distribución triangular invertida (como la propuesta por la normatividad vigente en el D.F., al plicar el método sísmico estático), y para una distribución uniforme de aceleraciones. Obsérvese que la cortante basal es la misma, sin embargo, los niveles superiores en el primer caso están sujetos a una amplitud mayor de fuerzas laterales y momentos de volteo. Consecuentemente, si estos niveles son diseñados para resistir este nivel de fuerzas, dispondrían de capacidad adicional que produciría una concentración de daño y demandas de desplazamiento en planta baja muy importantes.

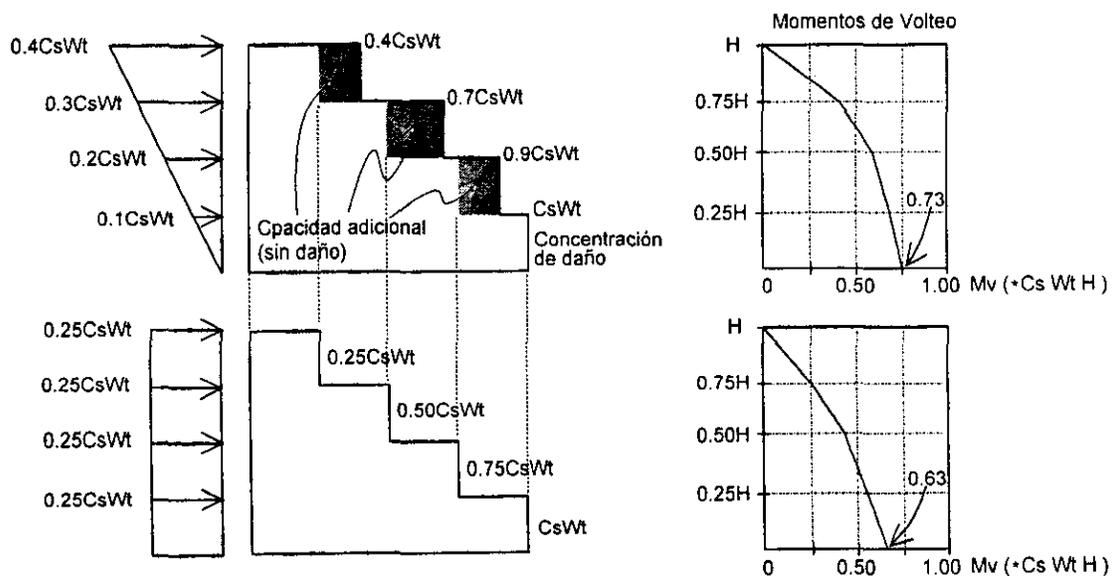


Fig 6.3 Fuerzas laterales, cortantes de entrepiso y momentos de volteo correspondientes a distribuciones triangular y uniforme (ref 41)

De acuerdo con lo anterior, se obtuvo para estructuras de dos hasta cinco niveles, como ejemplo, la demanda adicional de resistencia que genera una distribución de fuerzas laterales triangular con respecto de la uniforme. En la tabla

6.2 se observa que para las edificaciones de dos niveles, sujetas a fuerzas sísmicas con distribución triangular, se demanda una resistencia a cortante en su segundo nivel 34% mayor que en el caso de fuerzas laterales con distribución uniforme, y que en el último entrepiso de una edificación de 5 niveles, la demanda adicional es del 65% (véase fig 6.4).

Tabla 6.2. Comparación de demandas de resistencia a cortante en edificaciones sujetas a fuerzas laterales con distribución uniforme y triangular

Caso	Entrepiso	Fuerza cortante de entrepiso		Demanda adicional de cortante = $1 - [(D. T.) / (D. U.)] \times 100$
		Dist. uniforme (D. U.)	Dist. Triangular (D. T.)	
2 Niveles	2	0.50 Vb	0.67 Vb	34%
	1	1.00 Vb	1.00 Vb	0%
3 Niveles	3	0.33 Vb	0.50 Vb	52%
	2	0.67 Vb	0.83 Vb	24%
	1	1.00 Vb	1.00 Vb	0%
4 Niveles	4	0.25 Vb	0.40 Vb	60%
	3	0.50 Vb	0.70 Vb	40%
	2	0.75 Vb	0.90 Vb	20%
	1	1.00 Vb	1.00 Vb	0%
5 Niveles	5	0.20 Vb	0.33 Vb	65%
	4	0.40 Vb	0.60 Vb	50%
	3	0.60 Vb	0.80 Vb	33%
	2	0.80 Vb	0.93 Vb	16%
	1	1.00 Vb	1.00 Vb	0%

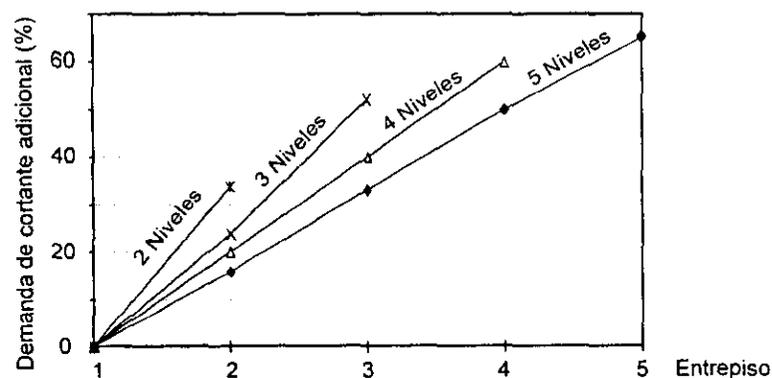


Fig 6.4 Demandas adicionales de cortante generadas por una distribución triangular de fuerzas laterales con respecto de una distribución uniforme

Por otra parte, en la ref 42 se presentan resultados de un estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada a partir de

respuestas histeréticas obtenidas experimentalmente. Se hicieron análisis paso a paso de estructuras típicas de proyectos de vivienda ante sismos con diferentes características. Se encontró, en forma similar al estudio de la ref. 41, que para sismos en terreno blando la distribución de fuerzas de inercia en la altura de la estructura es aproximadamente uniforme. Mientras que, para sismos de periodo corto (terreno firme) se presenta una distribución aproximadamente triangular invertida. Lo anterior señala la conveniencia de continuar instrumentando un mayor número de estructuras de mampostería que respalden, con base en las evidencias anteriores, una modalidad distinta del método estático de análisis y diseño sísmico para edificaciones de mampostería.

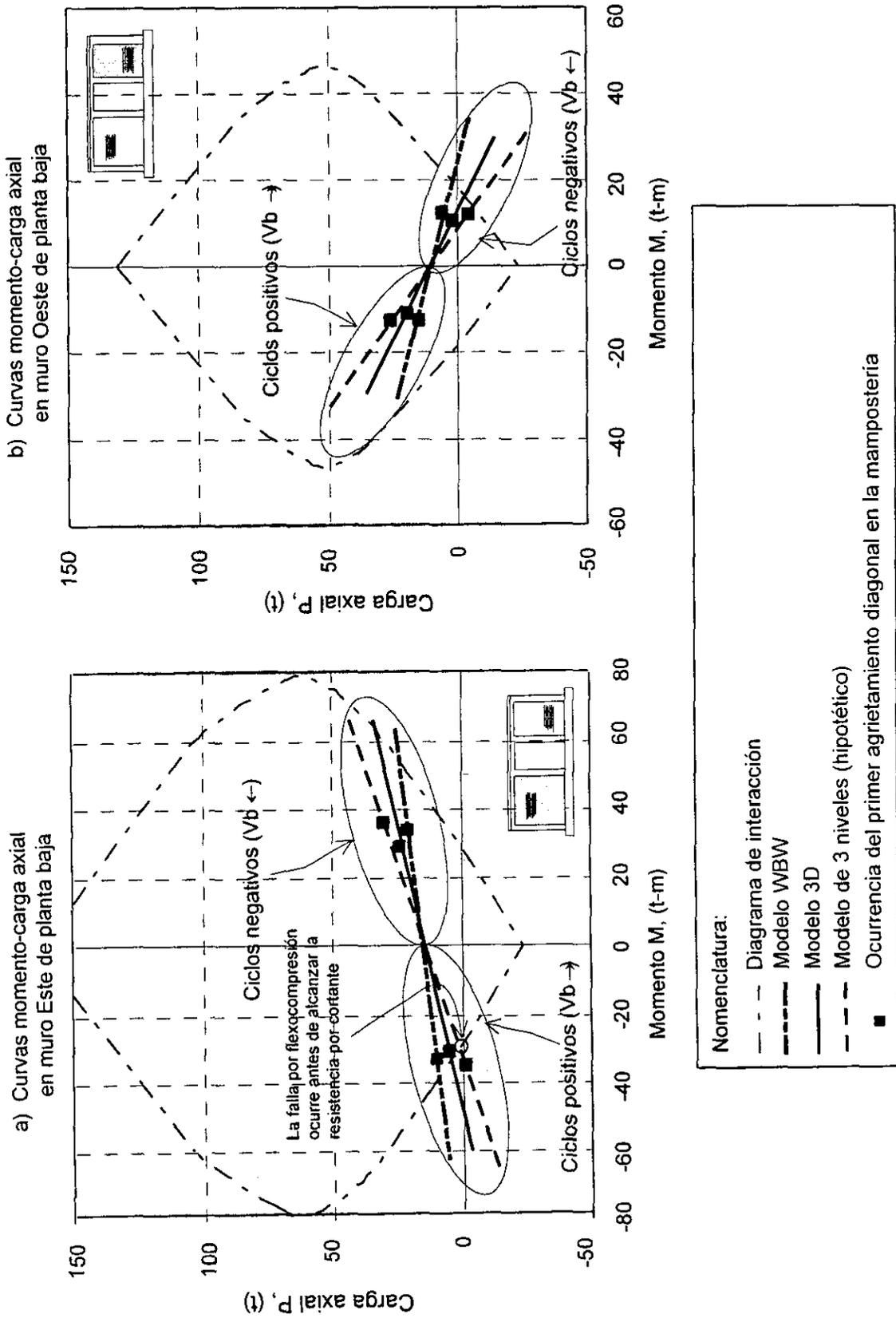
6.2.2 Efecto del momento y carga axial en la resistencia al cortante de 3D y WBW

A partir del análisis estructural de ambos modelos, idealizando a los muros como columnas anchas equivalentes, y para una cortante basal correspondiente a aquella que generó el primer agrietamiento diagonal en la mampostería, se obtuvieron los elementos mecánicos que se muestran en la fig 6.5. Se observa consistentemente en los modelos que para una misma fuerza cortante basal, ocurre lo siguiente:

- a) La magnitud de las fuerzas cortantes en los muros de los modelos 3D y WBW es muy similar (las variaciones entre éstas son menores al 4%).
- b) Los momentos flexionantes en los muros de 3D se incrementan significativamente (en un 37% y 30% para los muros Este y Oeste respectivamente) con respecto de los del modelo WBW.
- c) Las fuerzas axiales que se generan en los muros del modelo 3D, sometidos a compresión por flexión, se incrementan en casi 50% con respecto de las cargas axiales de los mismos muros en WBW. Por el contrario, en los muros de 3D sometidos a tensión por flexión, las fuerzas axiales muestran decrementos aun más importantes con respecto del modelo de un nivel (véase caso B en la fig 6.5).

generados por diferentes cortantes basales (V_b): para el modelo WBW, para los muros de planta baja de 3D, y para los muros de planta baja de una estructura hipotética de tres niveles. Además, se utilizó en todos los casos de análisis un nivel de carga vertical constante de 5 kg/cm^2 , de forma similar al valor aplicado en los modelos durante los ensayos experimentales.

En la fig 6.6 se observa que al variar el cortante basal, la tendencia de M y P , generados en los muros, es de tipo lineal para cada modelo, y muestra una pendiente creciente en función del número de niveles de la estructura. Por otro lado, se observa que si bien el modo de falla del modelo 3D estuvo gobernado por la falla a cortante en los muros de planta baja, hubo una cercanía muy importante a la resistencia limitada por el diagrama de interacción. El caso de la falla por flexocompresión mostrado en la fig 6.6a con la línea discontinua, corresponde a un modelo hipotético de 3 niveles, donde se asumió que tendría una capacidad al corte en sus muros, igual al promedio de la resistencia desarrollada por WBW y 3D. Se observa claramente que el muro de planta baja rebasa el diagrama de interacción, antes de alcanzar su capacidad por cortante. Las evidencias anteriores permiten concluir, por lo tanto, que el extrapolar el comportamiento y modo de falla de modelos de un nivel a estructuras de varios grados de libertad, no es representativo de condiciones reales, ya que puede conducir, como en este caso, a una sobreestimación de la capacidad a flexocompresión de la mampostería confinada, sobre todo, cuando de acuerdo con el método simplificado se pueden despreciar los efectos de la flexión para realizar los análisis sísmicos. Esta situación, además, se vería agravada por el hecho de que el cortante resistente disminuye en los muros cuando en éstos aumenta la flexión.



6.2.3 Envolventes de respuesta, capacidad de deformación y deterioro de rigidez

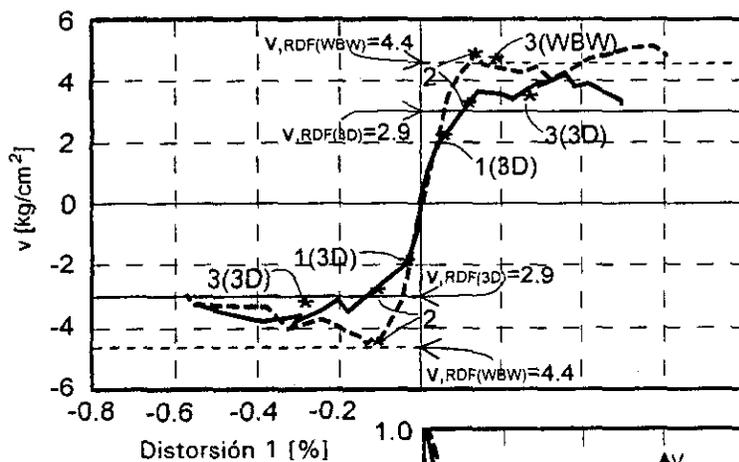
En la fig 6.7a se muestran para ambos modelos, las curvas envolventes en términos del esfuerzo cortante resistente y distorsión lateral de los muros de planta baja. Se observa que en la etapa elástica la rigidez inicial de los modelos es muy similar. La primer pérdida de rigidez del modelo 3D ocurre ante distorsiones de solo 0.03%, y está asociada al agrietamiento por flexión de castillos y dalas. El primer agrietamiento diagonal en la mampostería de ambos modelos se presenta casi al mismo nivel de distorsión lateral (de 0.12% en promedio), aunque a diferentes valores de esfuerzo cortante; para el modelo 3D ocurre a 3.3 kg/cm², y para WBW a 5 kg/cm². Esta situación se explica por la diferencia en resistencia al cortante de la mampostería utilizada para construir los modelos 3D y WBW (véase tabla 6.1), así como a los mayores efectos de flexión presentes en 3D.

Por otra parte, mediante el cálculo de la ductilidad de desplazamientos, para semiciclos positivos y negativos de acuerdo con el criterio de Park (véase la sección 5.3 de este trabajo), se obtuvieron valores promedio de 4 y de 6 para los modelos 3D y WBW, respectivamente. La diferencia en los valores de μ se debe, por una parte, a que durante la historia de carga aplicada al modelo WBW, se llegó a niveles de deformación lateral mayores que los correspondientes en 3D, ya que en este último caso se trató de evitar un daño excesivo que no permitiera la rehabilitación del mismo. Además, la menor resistencia al corte del modelo 3D influyó seguramente en limitar su capacidad de deformación lateral, y consecuentemente en su ductilidad.

Con objeto de comparar la tasa de deterioro de la rigidez durante el ensaye de los modelos 3D y WBW, se definió un parámetro representativo para ambos modelos denominado *índice de rigidez* (I_k). Este índice se obtiene como el cociente de la rigidez para un ciclo dado y la rigidez inicial del modelo. Al finalizar la etapa de comportamiento elástico del modelo 3D ($R1 = 0.04\%$) se tuvo un valor de $I_k = 0.80$. El valor de I_k cuando se formó completamente el agrietamiento principal, en forma de "X", fue de 0.24 ocurriendo a un nivel de distorsión N1 cercano a 0.20%. Cuando

ambos modelos alcanzaron su resistencia el índice de rigidez fue menor que 20%. Los resultados anteriores sugieren que la elevada rigidez de estructuras de mampostería se mantiene únicamente con niveles de deformación lateral sumamente bajos (inferiores a 1 mm o 0.04% de distorsión), y que es necesario considerar decrementos de tipo parabólico conforme aumenta el nivel de desplazamiento lateral, tal como se representa gráficamente en la fig 6.7b.

a) Envolventes de respuesta del primer nivel

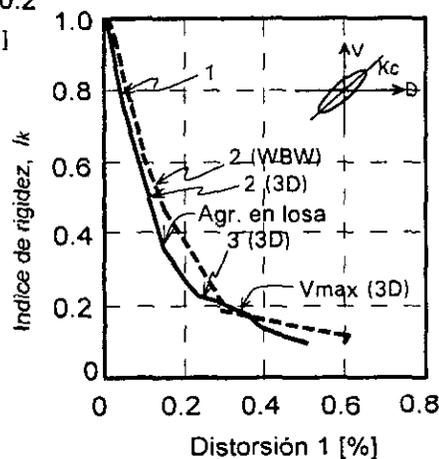


Notación:

- 1.- 1er. Agrietamiento por flexión
- 2.- 1er. Agrietamiento diagonal
- 3.- 1a. Fluencia del acero de refuerzo

V_{RDF} = Esfuerzo cortante resistente calculado según la ref 1, y utilizando las resistencias de los materiales obtenidas experimentalmente.

b) Índice de rigidez asociado con distintos niveles de daño



WBW ---
3D —

Fig 6.7 Evolución del esfuerzo cortante y del índice de rigidez I_k para distintos niveles de distorsión lateral de los modelos de estudio

6.2.4 Energía disipada acumulada por los modelos

En la fig 6.8 se muestra la tendencia de disipación de energía durante el ensaye para los modelos 3D y WBW. El cálculo de la energía se realizó de acuerdo con lo

descrito en la sección 5.6.1. Cabe mencionar que para poder comparar ambos modelos, se multiplicó por 0.5 la energía disipada por el primer nivel del modelo 3D, con lo cual se asume que tanto su cara Norte como la Sur participaron en disipar una misma porción de la energía total. De esta manera, la energía correspondiente a cada cara de 3D puede compararse directamente con la energía disipada por WBW.

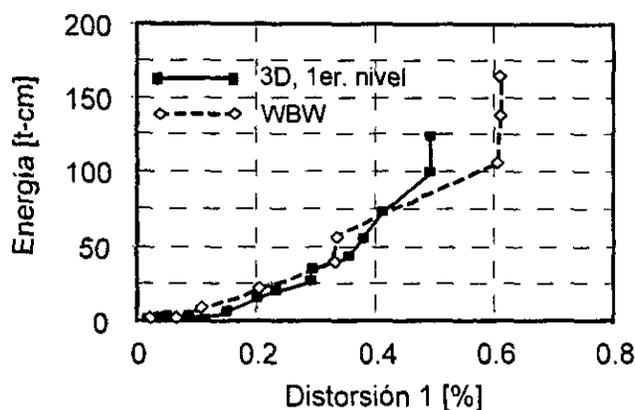


Fig 6.8 Energía disipada acumulada durante los ensayos

En la figura se observa que hasta distorsiones laterales de 0.4%, la cantidad de energía disipada en los dos modelos es prácticamente la misma. Este hecho sugiere la existencia de mecanismos similares de disipación, por ejemplo la trabazón mecánica de la mampostería durante el desarrollo de grietas y el confinamiento proporcionado por los castillos, que trabajan en forma importante una vez que los tableros se han agrietado diagonalmente en forma de "X". Para el modelo 3D, destaca el hecho de que durante los últimos dos ciclos del ensayo, ($R1 > 0.4\%$), se disipa un 40% de la energía total. Para WBW durante los ciclos con distorsiones mayores a 0.4% se disipa un 65% de la energía total. Lo anterior refleja que la mayor aportación de disipación de energía corresponde al trabajo inelástico de los extremos de los castillos una vez que se alcanza la fuerza cortante máxima, debido al daño generado en el concreto y acero de refuerzo, ante las importantes demandas de desplazamiento lateral a las que se someten dichas secciones. Este razonamiento es consistente con la descripción de daños de las secciones 5.2.2 de este trabajo y de la sección 2.3 de

la ref 23 en donde después de haber penetrado el agrietamiento diagonal ocurren, aunque no necesariamente en el siguiente orden, la fluencia del acero longitudinal, el desconchamiento del concreto, la exposición del acero de refuerzo y algunas veces plegamiento del mismo. En la interpretación de la fig 6.8 no se destacó el hecho de que en el modelo WBW se disipó al final del ensayo un 30% más energía que el modelo 3D, ya que dichos modelos no fueron sometidos al mismo nivel de distorsiones laterales y que además se cuidó no generar un daño excesivo en 3D que impidiera su rehabilitación posterior.

6.3 MECANISMOS RESISTENTES A CORTANTE

6.3.1 Generalidades

En el Distrito Federal, al igual que en la mayoría de los estados del interior del país, es factible utilizar el método simplificado para realizar el diseño sísmico de estructuras de mampostería cuando éstas cumplan con ciertos requisitos. Como se explicó en la sección 1.3, se supone que la fuerza sísmica generada en cada dirección y entrepiso se distribuye proporcionalmente al área transversal de cada muro. Además, se considera que todos los muros son capaces de desarrollar simultáneamente su resistencia antes del colapso; es decir, que se espera que los cortantes en los muros se redistribuyan hasta lograr un valor uniforme. La normatividad vigente considera que la resistencia de diseño corresponde a la carga de agrietamiento del muro (calculada con un modelo basado en la hipótesis de Coulomb del tipo $v = v_o + k\sigma$), sin tomar en cuenta la reserva de resistencia que existe en la realidad, entre la carga máxima y la de agrietamiento. Por otro lado, en el cálculo de la resistencia de diseño no se considera el efecto de la flexión que tiende a reducir, como en el caso de estructuras de concreto reforzado, la resistencia a tensión diagonal del muro. Recientemente, resultados de ensayos de estructuras de mampostería en mesa vibradora indicaron que la resistencia calculada con el criterio de las NTC y espectros de diseño convencionales, producen diseños sumamente

conservadores (ref 43). El desarrollo de un modelo que permita calcular la resistencia de los muros de mampostería confinada, a diferencia del cálculo de la carga de agrietamiento, permitirá conocer el nivel real de seguridad de la estructura para el estado límite de falla. Aun cuando esto no necesariamente redunde en una menor densidad de muros, el método de diseño sísmico sería más consistente con el formato de resistencia última, (adoptado en la mayoría de los reglamentos modernos).

Por último, se discutirá brevemente la participación de los castillos en la resistencia a carga lateral de los muros de mampostería que confinan. Se sabe que la contribución de los castillos a la carga de agrietamiento diagonal es poco significativa (ref 11). Sin embargo, esto no significa que no participen en la resistencia. Varios investigadores han reconocido el efecto benéfico que los castillos tienen en los muros de mampostería para mantener la capacidad de deformación, la estabilidad y la reserva de resistencia, así como para controlar el deterioro de ésta. El diseño por cortante de los castillos en algunos reglamentos, como el chileno, se basa en suponer que los castillos deben resistir la reacción horizontal de un puntal de compresión generado por las cargas laterales. Con este enfoque se determina la cuantía necesaria de estribos, los cuales trabajarán teóricamente mediante una acción de viga, de acuerdo con la analogía clásica de la armadura. En este caso se asume que el acero de los estribos fluye cuando se alcanza la resistencia del muro. Sin embargo, observaciones derivadas de ensayos recientes en muros han mostrado muy pocas fluencias de estribos en los castillos, aún cuando el agrietamiento inclinado penetra y cizalla a los extremos de éstos. Lo anterior sugiere utilizar en castillos un mecanismo resistente a cortante distinto, en el que la capacidad adicional que proporcionan a los muros, una vez iniciado su agrietamiento inclinado, esté dado por la participación del concreto del núcleo, por la acción de dovela del refuerzo longitudinal y por el confinamiento. Con este enfoque se propondría un modelo distinto al de la acción de viga, tal que el papel principal de los estribos sea reducir la longitud libre no riostrada lateralmente de las barras longitudinales de los castillos. De esta manera, el aporte de

resistencia en éstos es proporcionado esencialmente por el trabajo de dovela del refuerzo, reduciendo la posibilidad de su plegamiento.

6.3.2 Mecanismos resistentes a cortante en los casos de estudio

En la ref 42 se sugiere, con base en evidencias experimentales, considerar la contribución de la acción de dovela a la resistencia a cortante con la expresión:

$$V_{do} = 0.25 a_s f_y \quad \dots (6.1)$$

donde a_s es el área de refuerzo vertical, y f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del acero. Esta expresión reconoce que no es posible utilizar completamente la resistencia de fluencia de una varilla longitudinal en flexión y cortante, para acción de dovela, si se requiere que la varilla mantenga la adherencia con el concreto. En este estudio se ha mencionado que la expresión que proponen las NTM (ref 1) para evaluar la resistencia de diseño ante cargas laterales ($V_{R, RDF}$), permite estimar con buena aproximación, y en forma conservadora, la carga de agrietamiento (V_{agr}). Por lo tanto, para fines prácticos se puede asumir que $V_{R, RDF} = V_{agr}$, y que la resistencia ante cargas laterales posterior al agrietamiento puede expresarse de la manera siguiente:

$$V = V_{agr} + V_a \quad \dots(6.2)$$

donde V_a es la capacidad adicional ante cargas laterales proporcionada por diversos mecanismos, como la trabazón mecánica de la mampostería, por el concreto del núcleo, por el confinamiento, y por la acción de dovela del refuerzo longitudinal de los castillos.

Para el caso del modelo 3D, V_a se atribuye esencialmente a la acción de dovela de las varillas longitudinales, caracterizado por el plegamiento en "S" del refuerzo, tal como se observó durante el proceso de reparación de los castillos, una vez terminado el ensayo. Para el momento en el que el modelo alcanza su resistencia ($R1 = 0.37\%$), V_a es igual a 7.6 t (que se obtuvo de la diferencia de la resistencia medida y la carga

de agrietamiento). La contribución por dovela de cada castillo utilizando la resistencia de fluencia experimental de las varillas, fue de 3.37 t, por lo que la resistencia total por acción de dovela para ambas caras del modelo 3D fue de 6.74 t o del 88% de V_a .

Para el modelo WBW, la capacidad adicional (V_a), proporcionada por la mampostería y los castillos, fue de sólo 1.5 t. Además, cabe recordar que este modelo presentó fluencias de dos estribos ubicados en los extremos inferiores de los castillos intermedios, y que dichas secciones no fueron inspeccionadas para verificar si el acero longitudinal tuvo algún plegamiento en "S", que sugiriera considerar la contribución de la acción de dovela a la resistencia a cortante. Por lo tanto, para este modelo la aportación de resistencia al cortante de las varillas, por acción de dovela, evaluada con la expresión 6.1, sobreestimaría a V_a . Una interpretación de este hecho se explica en virtud de que en el modelo se tuvo un predominio importante, y a etapas tempranas de la prueba, de los efectos de las deformaciones de cortante; y que estuvo sometido a fluctuaciones menos importantes de momentos flexionantes y cargas axiales en los extremos de sus castillos, en comparación con los experimentados por el modelo 3D (véase sección 6.2.2). De esta manera, los castillos de WBW resistieron la demanda de cortante gracias al confinamiento proporcionado por sus estribos al concreto del núcleo, llegando incluso a la plastificación de éstos antes y durante el arribo de la fuerza cortante máxima, para el sentido positivo y negativo de la carga, respectivamente.

Los resultados presentados sugieren, finalmente, que es deseable profundizar en el estudio analítico y experimental de los mecanismos resistentes a cortante en la mampostería confinada, teniendo como parámetros de estudio el nivel de deformación por cortante y flexión en los muros, y el efecto en la resistencia al cortante de la variación de momentos y fuerzas axiales actuantes en los castillos que proporcionan confinamiento a los muros de mampostería.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

7.1 RESUMEN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

El conocimiento actual sobre el comportamiento estructural de la mampostería se ha incrementado notablemente, permitiendo desarrollar criterios de diseño cada vez más precisos. Sin embargo, la evolución en los márgenes de seguridad que exigen los reglamentos actuales, implica satisfacer una demanda cada vez mayor de resistencia sísmica. Esta situación ha generado modificaciones substanciales, principalmente en proyectos de mampostería de mediana altura. Para verificar el nivel de seguridad de proyectos de vivienda de bajo costo, y avanzar en el conocimiento de su comportamiento sísmico, se organizó un programa experimental en el CENAPRED empleando su laboratorio de estructuras grandes. El programa se apoya en la realización de ensayos de tipo cuasi-estático en estructuras de mampostería confinada (M/C), construidas a tamaño natural, de acuerdo con la práctica tradicional y requisitos reglamentarios en el Distrito Federal. Durante los ensayos se simularon las fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales, mediante la aplicación de fuerzas laterales cíclicas reversibles (siguiendo una historia de carga predeterminada), y fuerzas verticales constantes. En este trabajo se presentaron las primeras tres fases de dicho programa, haciendo mayor énfasis en la tercera fase, ya que es el tema central de este estudio.

En la primer fase se evaluó el efecto de diferentes grados de acoplamiento en el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. Para ello se construyeron tres especímenes de un nivel, compuestos cada uno de un sistema de muros acoplados. En la sección 2.8 de este trabajo se presentaron en forma detallada las conclusiones de esta etapa. La segunda fase del programa experimental consistió en estudiar la influencia de alojar refuerzo horizontal en las juntas de mortero de muros sujetos a cargas laterales. Para ello se construyeron dos especímenes, similares a un modelo ensayado en la primera fase. En la sección 3.7 se describió en forma detallada las conclusiones respectivas.

La tercera fase consistió en evaluar el comportamiento ante cargas laterales de una estructura tridimensional de dos niveles (modelo 3D). Durante el ensaye las fuerzas laterales tuvieron una distribución triangular invertida. El sistema estructural lo constituyeron muros de carga de M/C. El sistema de piso consistió en losas macizas de C/R coladas monolíticamente con las dalas de cerramiento. En la dirección de la carga aplicada el sistema de muros presentó una abertura en forma de puerta. El grado de acoplamiento de dichos muros fue el mismo que tuvo uno de los modelos ensayados durante la primer fase (modelo WBW). Los armados en los elementos de concreto corresponden a diseños típicos utilizados en la práctica para proyectos tipo de vivienda.

7.2 CONCLUSIONES DEL ENSAYE DEL MODELO 3D

De acuerdo con las observaciones y resultados del ensaye, se elaboraron las conclusiones siguientes:

1. El ensaye del modelo 3D permitió avanzar en el conocimiento existente en México de pruebas experimentales en estructuras de varios grados de libertad construidas a escala natural.
2. A partir de pruebas de vibración ambiental realizadas antes del ensaye destructivo, se obtuvieron relaciones de periodo a número de niveles (T/n) de 0.033 y 0.039, para las direcciones larga y corta, respectivamente. Estos valores son consistentes con aquellos medidos en edificios reales de mampostería. Los amortiguamientos, obtenidos mediante decremento logarítmico, fueron del orden de 2.5% en promedio, y menores que los considerados típicamente para el análisis espectral de estructuras. Después del ensaye, ante un daño presente, los periodos se incrementaron en un 58% y un 29% para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, lo que se traduce en una disminución de la rigidez modal de casi el

60% en la dirección de la prueba. Por su parte, el índice de rigidez I_k , asociado al último lazo de histéresis, fue de 0.2; es decir, la rigidez inicial del modelo se degradó en un 80%.

3. En el modelo matemático más representativo del 3D, se idealizó a los muros como columnas anchas equivalentes, con las propiedades mecánicas de los materiales obtenidas experimentalmente. El análisis del modelo utilizando propiedades teóricas de los materiales, manifestó un incremento del 74% en flexibilidad con respecto del que considera propiedades experimentales. Lo anterior sugiere que en la práctica existe una tendencia a subestimar la rigidez de este tipo de edificaciones. Considerando que la mampostería se caracteriza por periodos cortos de vibración, lo anterior implica utilizar ordenadas espectrales mayores para zonas de terreno blando (la estructura se ubica en la rama ascendente del espectro), y probablemente, ordenadas menores para terreno firme, ya que las respuestas máximas ocurren a muy bajos periodos de vibración (la estructura se podría situar en la rama descendente del espectro).

4. El daño se concentró en el primer nivel, y se caracterizó por agrietamiento inclinado en la mampostería. El primer agrietamiento inclinado ocurrió ante una distorsión $R1 = 0.12\%$. La resistencia del modelo se alcanzó para un esfuerzo de 4 kg/cm^2 y $R1 = 0.4\%$. El patrón de agrietamiento final sugirió la formación de un "piso suave" en la estructura.

5. El modo de falla estuvo dominado por los efectos de las deformaciones de cortante; sin embargo, los castillos mostraron grietas horizontales, y las dadas agrietamientos verticales moderados en la zona de acoplamiento, indicando una mayor participación de las deformaciones por flexión y expansión del muro, en comparación con el ensayo de WBW. La penetración de grietas inclinadas hacia los extremos de los castillos ocurrió cuando el modelo alcanzó su resistencia ($R1 = 0.4\%$), siendo más severo el daño para los castillos intermedios (no confinados por muros transversales).

6. Los muros cabeceros fueron eficientes para resistir fuerzas cortantes desarrolladas por efectos de torsión, como lo indicó la similitud en el daño al final del ensaye de las caras Norte y Sur del modelo.

7. El comportamiento histerético del primer entrepiso fue estable y simétrico, aún para los ciclos en que se alcanzaron distorsiones de 0.5%. En la etapa inelástica, los lazos envuelven cada vez una área mayor, sin exhibir estrangulamiento cerca del origen.

8. Los cortantes de agrietamiento fueron, en promedio, mayores en un 10% que la capacidad teórica predicha por las NTM, por lo que la expresión utilizada para predecir la carga de agrietamiento, mostró una correlación aceptable con los valores medidos.

9. Al final de la prueba el modelo mostró una capacidad de deformación equivalente a 4.5 veces la distorsión de agrietamiento inclinado, atribuida a la participación de los elementos de confinamiento. El cálculo de ductilidades equivalentes, utilizando dos criterios, corroboró un valor de $\mu=4$ en el entrepiso de planta baja. El factor de reducción de fuerzas asociado a la ductilidad calculada fue $Q_{\mu}=2.7$. Para un valor de $Q_{\mu}=2$, semejante al factor de comportamiento sísmico propuesto por las NTM para este tipo de mampostería, se tendría una ductilidad asociada de 2.5, y correspondería a una condición muy cercana a la resistencia del modelo.

10. La rigidez lateral del entrepiso de planta baja disminuyó en mayor proporción que la del entrepiso superior. Las reducciones más importantes de la rigidez inicial ocurrieron para muy bajos niveles de distorsión (menores que 0.15%), y disminuyen progresivamente con la aplicación de mayores distorsiones. Por lo tanto, los sismos moderados podrían generar un deterioro similar, principalmente en estructuras con una densidad de muros inferior a la requerida por el reglamento.

11. La energía histerética disipada por el primer entrepiso muestra, al igual que en los modelos planos, un crecimiento acelerado, de tipo cuadrático, a partir de que ocurren los primeros agrietamientos inclinados en la mampostería. Los mecanismos de disipación más importantes se presentan inmediatamente después de que los tableros se han agrietado diagonalmente en forma de "X" ($R1 > 0.4\%$), y se asocian con la trabazón mecánica de la mampostería durante el desarrollo de grietas y el comportamiento inelástico de los extremos de castillos. En el segundo entrepiso, la tendencia de disipación de energía fue de tipo lineal, con valores 6 veces menores que los calculados para la planta baja.

12. El análisis de rotaciones en el modelo indicó que el primer entrepiso concentró casi el 90% de la rotación total, en concordancia con los niveles de daño observados.

13. Los deformímetros ubicados en el acero longitudinal de las dala confirmaron efectos nulos de flexión en la porción de dala que se encuentra sobre el muro y castillo. La losa funcionó como un patín de compresión en la flexión de la dala, desplazando el eje neutro hacia arriba y disminuyendo las deformaciones a compresión de la viga.

14. Las primeras fluencias fueron reportadas cuando el modelo alcanzó su resistencia, y ocurrieron en deformímetros colocados en las varillas longitudinales de un castillo intermedio de planta baja. Las fluencias se asocian al plegamiento del acero de refuerzo, debido al cizallamiento de los extremos de los castillos y no a efectos de flexión.

15. Las rosetas de deformación, colocadas en la primer hilada de tabiques, permitieron verificar que los esfuerzos principales a compresión y tensión, tienden a concentrarse en aquellas esquinas de los tableros de mampostería, donde actúa el puntal a compresión generado por la carga lateral aplicada. La inclinación de los esfuerzos principales varió simétricamente de -45° a 45° durante la etapa elástica,

coincidiendo los picos de carga con los máximos ángulos de inclinación. Durante la etapa inelástica, la inclinación de los esfuerzos cambió significativamente entre rosetas, observándose una reducción de los ángulos a valores menores que 30° .

16. La distribución de deformaciones verticales en la base de los muros de planta baja, indicó que las secciones transversales no permanecieron planas durante la prueba, contrastando con las hipótesis usadas para evaluar la resistencia a flexión de muros. Las deformaciones verticales en el tabique más cercano a un castillo intermedio, así como las deformaciones del acero de refuerzo en el extremo de dicho castillo, demostraron que durante el ensaye se desarrolla un mecanismo complejo de redistribución de esfuerzos que depende de la evolución del daño en éstos elementos.

17. Para los muros del modelo 3D, con el grado de acoplamiento presente, se presentaron deformaciones angulares iguales, y por lo tanto, independientes de la relación de aspecto.

18. El análisis de las componentes de deformación lateral generadas durante el ensaye, indicó que en la planta baja, durante la fase elástica, el 55% de la deformación total se debió a los efectos de las deformaciones por flexión. A partir del agrietamiento inclinado en los muros, ocurre un incremento de deformaciones por corte, hasta llegar a ser del 90% de la deformación total al final del ensaye. Estos resultados son congruentes con la evolución del daño observado.

19. El análisis estructural de los modelos matemáticos de 3D y WBW mostró que los elementos mecánicos en los muros de planta baja de 3D son significativamente distintos a los que se producen en WBW, ante la acción de un mismo cortante basal. La construcción de diagramas de interacción para los muros de ambos modelos indicó condiciones más críticas de resistencia para los muros del modelo 3D, sometidos a fuerzas axiales casi nulas, y con momentos elevados, ya que su comportamiento se aproximó a una falla por flexotensión. Por lo anterior, extrapolar el comportamiento y

modo de falla de modelos de un nivel a estructuras de varios grados de libertad y con arreglos tridimensionales, conduciría a sobrestimar la resistencia a flexocompresión de la mampostería.

20. Los modelos WBW y 3D se agrietaron diagonalmente ante una amplitud muy similar de distorsión lateral (0.12%), aunque para distintos valores de esfuerzo cortante. La diferencia anterior se atribuye a las diferencias en las resistencias de la mampostería y al mayor efecto de flexión presente en 3D.

21. La ductilidad de desplazamiento, definida como la capacidad de presentar desplazamientos laterales en el intervalo inelástico manteniendo la resistencia, y calculada según el criterio de Park, fue de 4 y de 6 para los modelos 3D y WBW, respectivamente. La diferencia se atribuyó esencialmente al límite de deformación impuesto en 3D durante el ensaye para permitir su rehabilitación posterior.

22. La normatividad vigente en elementos de mampostería considera que la resistencia de diseño corresponde a la carga de agrietamiento del muro, sin tomar en cuenta la reserva de resistencia que existe entre la carga máxima y la de agrietamiento. El desarrollo de un modelo que permita calcular la resistencia máxima de los muros permitirá conocer el nivel real de seguridad para el estado límite de falla, y con lo cual diseño sísmico de la mampostería sería más consistente con el formato de resistencia última de los reglamentos modernos.

23. El comportamiento observado en los castillos durante ensayos de laboratorio, sugiere utilizar un mecanismo resistente a cortante distinto al de la acción de viga, en el que la capacidad adicional que proporcionan a los muros, una vez iniciado su agrietamiento inclinado, dependa de la participación del concreto del núcleo, de la acción de dovela del refuerzo longitudinal, y del confinamiento. En este modelo el papel principal de los estribos será reducir la posibilidad de plegamiento del refuerzo, de manera que el principal aporte de resistencia en los castillos lo proporcione el trabajo de dovela del refuerzo.

7.3 RECOMENDACIONES

1. Se puede utilizar un modelo de columna ancha para estimar la rigidez elástica de estructuras de mampostería confinada.

2. Con fundamento en los patrones de daño observados para distintos niveles de deformación, se sugiere limitar los desplazamientos laterales en la mampostería confinada a valores menores que 0.35% de la altura de entrepiso para la revisión de un posible estado límite de falla. Especial cuidado deberá tenerse en aquellas edificaciones que no satisfagan los requisitos del método simplificado, ya que en el reglamento no se especifican límites permisibles de deformación lateral para estructuras de mampostería, de manera que los diseñadores sólo suelen revisar que las distorsiones de entrepiso no excedan el 0.6%, valor que produciría un daño excesivo en la mampostería, y que se debe aplicar cuando las deformaciones de la estructura pueden afectar elementos no estructurales frágiles.

3. La limitada capacidad de la mampostería para admitir deformaciones en su plano, así como la notable degradación de resistencia, una vez que el modelo ha fallado por cortante, sugieren utilizar reducciones moderadas en las ordenadas espectrales elásticas para garantizar un comportamiento estable. Para este tipo de estructuras, el uso de factores de comportamiento sísmico mayores de 2.5 conduciría a niveles de distorsión excesivos, asociados a daño estructural grave (véase conclusión No. 9).

4. Puesto que las evidencias de daño en construcciones de mampostería de tres pisos o más indican que la planta baja es la más vulnerable y que la falla es por corte, se debe poner especial atención al dimensionamiento, refuerzo y detallado de los elementos confinantes tipo castillo, y más aun para evitar la formación de un "piso suave", debido a la baja densidad de muros en dicho entrepiso inferior, o por un cambio brusco de rigidez de planta baja con respecto de la del nivel siguiente.

5. Comúnmente, en edificaciones para vivienda multifamiliar, el proyecto arquitectónico se repite en cada nivel, es decir que se conserva una misma densidad de muros. Este hecho produce una resistencia excesiva al cortante en los niveles superiores, y que en la práctica, al aplicar el método simplificado no se toma en cuenta. Este hecho promueve la formación de un piso débil en planta baja. Se sugiere, por lo tanto, limitar la resistencia no requerida que aporta el proyecto arquitectónico, de manera que el cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiera significativamente entre todos los entrepisos. Probablemente para los niveles superiores sea necesario desligar algunos muros para que cumplan su función arquitectónica sin modificar el comportamiento estructural del edificio. Sin embargo en edificios existentes esta recomendación podría generar dificultades y costos adicionales al no considerar esta situación desde el inicio del proyecto.

6. Para edificios de mampostería ubicados en terreno blando, se ha encontrado que se inducen fuerzas de inercia con distribución uniforme en la altura de la estructura, en lugar de la distribución triangular invertida, supuesta convencionalmente. Si por otra parte, la evidencia experimental sugiere la formación de un entrepiso débil, con demandas de desplazamiento importantes en la planta baja para estructuras con diseños convencionales, se recomienda utilizar, con fines de diseño en terreno blando, una distribución de fuerzas laterales de tipo uniforme.

7. Se recomienda reforzar los extremos de los castillos con estribos colocados a cada hilada o a cada $d_c/2$ en una longitud de $3d_c$, donde d_c es el peralte del castillo. Con este refuerzo se pretende aumentar el confinamiento del concreto en esta zona y mejorar su ductilidad.

8. Se recomienda dentar los muros en sus extremos, para incrementar la trabazón de los tabiques del tablero con el concreto de los castillos.

9. En un análisis refinado, se deberá considerar que las mayores pérdidas de rigidez ocurren con los primeros agrietamientos diagonales de la mampostería ante distorsiones sumamente bajas (menores que 0.12%). Se recomienda por lo tanto, además de limitar la distorsión lateral, considerar una rigidez degradada cuando se excedan estos valores de acuerdo con el comportamiento mostrado en los casos estudiados.

7.4 INVESTIGACIONES FUTURAS

A partir de la experiencia y resultados obtenidos del presente estudio, se considera necesario plantear algunas actividades que refuercen las conclusiones presentadas, y que contribuyan a mejorar el conocimiento actual sobre el comportamiento de la mampostería confinada. Para tal efecto se recomienda seguir trabajando en las siguientes líneas de investigación.

1. Utilizar la información disponible de estudios experimentales, para el desarrollo de una propuesta de diseño sísmico de mampostería basado en el desempeño estructural, manteniendo los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de límites acordes con los niveles de capacidad deseables o de daño preestablecido. Lo anterior demandará establecer mayores requisitos de detallado para los castillos que los que actualmente contienen las NTM.

2. Con base en la información experimental disponible sobre la evolución de niveles de daño, curvas de histéresis, y degradación de rigidez para los modelos de mampostería ensayados hasta la fecha, se sugiere elaborar una guía para la evaluación de edificaciones dañadas por sismo; se deben relacionar anchuras de grietas, modo probable de falla, y rigidez remanente, para proceder a establecer criterios más precisos para la rehabilitación estructural de la mampostería en construcciones de este tipo.

3. Buscar instrumentar un mayor número de estructuras de mampostería para verificar, entre otros aspectos, la distribución de fuerzas de inercia en la altura de edificios desplantados en diversos tipos de terreno, y proponer, si se considera necesario, modificaciones a los métodos tradicionales de análisis y diseño sísmico de este tipo de edificaciones.

4. Es deseable profundizar aún más en el estudio analítico y experimental de los mecanismos resistentes a cortante en la mampostería confinada, teniendo como parámetros de estudio los niveles de deformación por cortante y flexión en los muros, y el efecto en la resistencia al cortante de la variación de momentos y fuerzas axiales en los castillos de confinamiento.

5. En el 50% de los estados del país no existen normas técnicas propias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, y se utilizan con carácter supletorio, las correspondientes para el Distrito Federal. Obviamente esta práctica no refleja las propiedades mecánicas de los materiales comúnmente usados en la región, siendo necesaria una estimación de dichos valores para cada localidad. A este respecto, se sugiere que las instituciones académicas y sociedades técnicas instrumenten con el apoyo de las autoridades respectivas, proyectos para determinar experimentalmente aspectos como los siguientes:

- a) Características mecánicas de materiales empleados en la elaboración de piezas para mampostería (índice plástico, contracción lineal, volumétrica y granulometría).
- b) Propiedades mecánicas de las piezas para mampostería (resistencia a la compresión y a la flexión, y absorción de la pieza)
- c) Propiedades mecánicas de la mampostería (resistencia a la compresión y a la compresión diagonal, y obtención de los módulos de elasticidad E , y de rigidez al cortante G , para diferentes combinaciones de piezas y morteros).

Como un apoyo importante para la realización de estos trabajos están los anteproyectos de Norma Mexicana, para determinar la resistencia a la compresión y a la compresión diagonal de la mampostería, que incluyen además la determinación de los módulos E y G. Así también, la NMX-C-404, que establece las especificaciones y métodos de prueba de bloques, tabiques y tabicones para uso estructural (ref 44).

APÉNDICE. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice, se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas para verificar la calidad de los materiales empleados en la construcción de los modelos, para cada una de las fases del programa experimental presentado en este trabajo.

A.2 PROPIEDADES MECÁNICAS

A.2.1 Acero de refuerzo

En el refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas de todos los modelos se emplearon varillas corrugadas de acero Grado 42, con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, y con diámetros nominales de 3/8 pulg. y 1/2 pulg. Para los estribos de castillos y dalas se usó alambón de 1/4 pulg. de diámetro (con un esfuerzo nominal de fluencia de 3000 kg/cm^2). Adicionalmente, en los modelos de la Fase II se utilizó como refuerzo horizontal en la mampostería, escalerilla y alambres corrugados de pequeño diámetro. La escalerilla estaba compuesta por alambres lisos estirados en frío, separados 10.5 cm entre alambres longitudinales y 40 cm entre alambres transversales, con diámetro nominal de 3.43 mm y con esfuerzo nominal a la fluencia de 5000 kg/cm^2 . Los alambres corrugados tenían un diámetro nominal de 5/32 pulg. (3.97 mm), y un esfuerzo nominal de fluencia de 6000 kg/cm^2 .

Para obtener las propiedades mecánicas del acero, se tomaron tres muestras de cada diámetro, con una longitud de 50 cm. Las probetas fueron ensayadas en una

máquina universal a tensión monótona hasta la ruptura, siguiendo la metodología propuesta por la NMX-B6 (ref 28). Las probetas fueron instrumentadas con dos deformímetros eléctricos, colocados en caras opuestas de la barra y a la mitad de su longitud. El ensaye se controló por carga, aplicando una velocidad de 20 t/min. La adquisición de los datos de carga y deformación se hizo con un equipo automático controlado con una computadora personal. En la tabla A.1 se presentan los resultados de las pruebas.

Tabla A.1 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo¹

Serie	Diámetro (pulg.)	f_y (kg/cm ²)	f_u (kg/cm ²)	Elongación (%)	Fase experimental
1	1/4	2778	4837	18	I
2	1/4	2842	4940	20	I
3	3/8	4617	7597	12	I
4	3/8	4500	7102	14	I
5	1/2	4233	6923	15	I
6	1/2	4467	7105	13	I
7	1/4	2767	4836	18	II
8	1/4	2842	4942	21	II
9	3/8	4617	7597	12	II
10	3/8	4500	7101	13	II
11	1/2	4234	6923	15	II
12	1/2	4465	7105	13	II
13	3.43 mm	6105	6673	3	II
14	5/32	6979	7248	3	II
15	1/4	2817	4921	24	III
16	1/4	2546	4764	24	III
17	3/8	4885	7526	11	III
18	3/8	4550	7460	13	III
19	1/2	4499	7249	14	III
20	1/2	4252	7033	16	III

¹ Los valores de cada renglón corresponden al promedio de tres probetas ensayadas del tipo de barra especificado.

A.2.2 Concreto

El concreto utilizado para la construcción de los modelos se puede clasificar en dos tipos: premezclado y elaborado *in situ*. El primero fue utilizado para el colado de las vigas de cimentación de los modelos, y para el colado de losas y dalas del modelo 3D. El concreto elaborado en laboratorio fue utilizado para el colado de castillos, y para el colado de dalas y losas de los modelos de las Fases I y II.

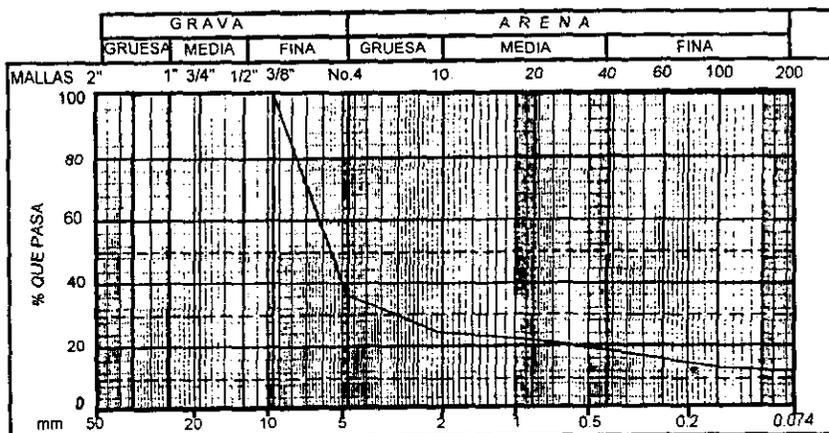
Las especificaciones del concreto premezclado fueron las siguientes.

- a) Para vigas de cimentación: resistencia a la compresión $f'c$ de 350 kg/cm², tamaño máximo de agregado (TMA) de ¾ pulg., cemento portland normal tipo I y revenimiento de 10 cm.
- b) Para dalas y losas del modelo 3D: resistencia a la compresión $f'c$ de 250 kg/cm², con las mismas características de TMA, tipo de cemento y revenimiento que en el inciso anterior.

Cabe mencionar que la dosificación empleada para elaborar el concreto, así como los datos sobre la granulometría de los agregados no fueron proporcionados por la premezcladora.

Por su parte, el concreto elaborado *in situ* se diseñó con una resistencia a la compresión de 200 kg/cm², TMA de 12 mm, un revenimiento de 10 cm, y fue elaborado con cemento portland normal tipo I. Estas especificaciones son consistentes con los requisitos establecido por NTM (ref 1) para el concreto empleado en castillos y dalas, al que se solicita una resistencia $f'c$ no menor de 150 kg/cm². La granulometría de los agregados utilizados en la fabricación del concreto fue determinada solo para la Fase I. Las curvas obtenidas se muestran en la fig A.1. Para la grava se observa que el TMA fue de 10 mm y que el 63% del material fue retenido en la malla #4. La arena fue bien graduada, y su módulo de finura fue de 2.98; el módulo de finura empleado en el diseño del concreto fue de 3.0. La dosificación se hizo de acuerdo con la metodología de la ref 24.

(a) Grava



(b) Arena

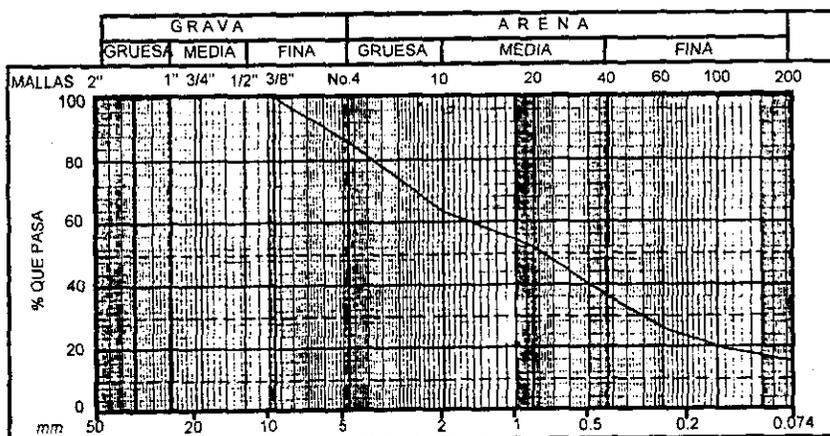


Fig A.1 Curvas granulométricas para los agregados.

Los materiales utilizados para la fabricación del concreto en los modelos de la Fase I y II fueron de un mismo lote. El modelo 3D fue construido con materiales de un lote distinto. El proporcionamiento utilizado en la elaboración del concreto se muestra en la tabla A.2

Tabla A.2 Dosificación necesaria para la fabricación de 1 m³ de concreto

Modelos	Material (kg)			
	Arena	Grava	Cemento	Agua
Fase I. W-W, WBW y WWW	812	728	330	225
Fase II. WBW-B y WBW-E	974	566	330	225
Fase III. Modelo 3D	1073	650	330	173

Previo al colado del concreto se hicieron pruebas de revenimiento para estimar la trabajabilidad de la mezcla. Para ello se aceptaron revenimientos de 10 cm. Para medir la resistencia a la compresión del concreto, se construyeron cilindros con las dimensiones estándar de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura. Para su ensaye a compresión, los cilindros fueron cabeceados con azufre. Tres cilindros fueron probados monotónicamente hasta la falla a los 7, 14 y 28 días después del colado y durante el ensaye de los modelos. En la tabla A.3 se presenta la resistencia promedio del concreto, a los 28 días y al momento del ensaye del modelo correspondiente.

Tabla A.3 Resistencia a la compresión del concreto

Serie	Concreto usado en		Edad (días)	Resistencia promedio (kg/cm ²)	Coeficiente de variación
	Modelo	Elemento			
1	W-W	Viga de cimentación	28	248	3.6
2			135	260	2.5
3	W-W	Castillo, 1a. mitad	28	221	4.3
4			143	230	7.2
5	W-W	Castillo, 2a. mitad	28	296	3.7
6			140	320	4.4
7	W-W	Dala y losa	28	454	5.1
8			103	490	6.4
9	WBW	Viga de cimentación	28	397	5.1
10			128	425	0.6
11	WBW	Castillo, 1a. mitad	28	153	4.9
12			97	165	8.8
13	WBW	Castillo, 2a. mitad	28	161	3.9
14			89	170	4.7
15	WBW	Dala y losa	28	341	5.8
16			82	365	6.6
17	WWW	Viga de cimentación	28	285	3.6
18			135	325	2.5
19	WWW	Castillo, 1a. mitad	28	125	6.1
20			77	130	1.9
21	WWW	Castillo, 2a. mitad	28	118	4.1
22			74	100	3.2
23	WWW	Dala y losa	28	348	5.1
24			55	360	7.1
25	WBW-B	Castillo, 1a. mitad	28	185	4.3
26			50	190	6.0

Tabla A.3 (Continuación) Resistencia a la compresión del concreto¹

Serie	Concreto Usado en		Edad (días)	Resistencia Promedio (kg/cm ²)	Coeficiente de Variación
	Modelo	Elemento			
27	WBW-B	Castillo, 2a. mitad	28	212	6.7
28			71	220	8.2
29	WBW-B	Dala y losa	28	233	4.2
30			57	240	2.9
31	WBW-E	Castillo, 1a. mitad	28	192	7.0
32			65	200	3.4
33	WBW-E	Castillo, 2a. mitad	28	219	3.2
34			58	230	1.9
35	WBW-E	Dala y losa	28	277	5.9
36			50	285	7.4
37	3D	Castillo, 1a. mitad nivel 1	28	211	8.3
38			158	236	11.6
39	3D	Castillo, 2a. mitad nivel 1	28	154	6.4
40			150	203	7.7
41	3D	Castillo, 1a. mitad nivel 2	28	185	3.8
42			111	207	3.1
43	3D	Castillo, 2a. mitad nivel 2	28	213	5.1
44			97	216	4.9
45	3D	Dala y losa, nivel 1	28	312	3.8
46			124	354	9.0
47	3D	Dala y losa, nivel 2	28	295	2.8
48			78	324	3.7

¹ Los valores reportados en cada renglón corresponden al promedio de tres cilindros, representativos del elemento especificado.

A.2.3 Mortero

Para unir los tabiques de barro se usó un mortero de cemento-arena con una proporción volumétrica de 1:4. El agua de la mezcla fue agregada hasta lograr una buena trabajabilidad, sin controlar su cantidad en relación a los volúmenes de cemento y arena. Para determinar la resistencia a la compresión del mortero, se elaboraron cubos de 5 cm de arista, de acuerdo con las especificaciones de la ref 25. Las muestras fueron ensayadas a compresión monótona hasta la falla con una tasa de carga de 5 t/min. En la tabla A4 se presentan los resultados de las pruebas, como un promedio de la resistencia obtenida en ensayos de series de tres cubos.

Tabla A.4 Resistencia a la compresión del mortero¹

Serie	Modelo	Edad (días)	Resistencia promedio (kg/cm ²)	Coefficiente de variación
1	W-W	28	190	8.8
2		28	250	8.5
3		106	165	16.4
4		108	140	3.2
5	WBW	28	133	5.4
6		28	153	7.2
7		85	125	0.7
8		87	180	3.4
9	WWW	28	180	1.7
10		28	140	5.6
11		58	210	4.4
12		60	170	4.2
13	WBW-B	28	98	4.7
14		47	87	5.9
15	WBW-E	28	90	8.1
16		46	89	3.6
17	3D, 1er. Nivel	28	139	17
18		165	131	6.3
19		165	165	15
20	3D, 2o. Nivel	125	106	15
21		125	144	37

¹ Los valores reportados en cada renglón corresponden al promedio de tres cubos

A.2.4 Mampostería

La determinación de las propiedades mecánicas de la mampostería se basó en la elaboración de pilas y muretes, utilizando piezas de tabique y mortero de los mismos lotes empleados en la construcción de los especímenes. Las dimensiones promedio de las piezas fueron de 25x12.5x6.25 cm.

Para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería, se construyeron dos pilas, para cada modelo de las fases I y II con siete piezas sobrepuestas. Para el modelo 3D se construyeron 3 pilas para cada nivel. Las pilas fueron cabeceadas con azufre para asegurar una distribución uniforme de los esfuerzos a compresión. Los ensayos a la compresión de las pilas se realizaron con

cargas monótonas hasta la falla, al momento del ensaye del modelo correspondiente. Para obtener el módulo de elasticidad de la mampostería, se instrumentaron las pilas con transductores de desplazamiento a lo largo de su altura. En la tabla A5 se presentan las resistencias obtenidas en las pruebas.

Tabla A.5 Resistencia a la compresión de pilas

Modelo	Edad (días)	Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	f*m (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
W-W	107	50	35	21,000
		45		
WBW	88	49	38	22,800
		55		
WWW	62	46	38	22,800
		51		
WBW-B	48	39	35	21,000
		50		
WBW-E	47	63	34	20,400
		72		
3D, 1er. nivel	165	55	38	22,800 (15241)
		42		
		59		
3D, 2º. nivel	125	66	41	24,600 (15850)
		50		
		52		

Notas:

1. $f^*m = f_{m,pram.} / (1 + 2.5CV)$ $CV > 0.15$ (ref 1)
2. El módulo de elasticidad se calculó como $E = 600f^*m$ (ref 1)
En paréntesis se indica el valor de E obtenido de la curva esfuerzo-deformación de la pila.

La resistencia al corte de la mampostería fue determinada por medio de muretes. Estos fueron construidos con seis hiladas, de manera que fueran cuadrados, de acuerdo con las especificaciones de la ref 1. Los muretes fueron ensayados monotónicamente a compresión diagonal hasta la falla. Los ensayos de muretes se llevaron a cabo al momento del ensaye de los modelos respectivos. Para obtener el módulo de rigidez al cortante G, se instrumentaron los especímenes con transductores de desplazamiento a lo largo de sus diagonales. En la tabla A.6 se

muestran los valores del esfuerzo cortante resistente de los muretes, que fue calculado dividiendo la carga máxima entre el área transversal del murete medida a lo largo de la diagonal a compresión.

Tabla A.6 Resistencia al cortante de la mampostería

Modelo	Edad (días)	Esfuerzo máximo (kg/cm ²)	v* (kg/cm ²)	Módulo de rigidez al cortante(kg/cm ²)
W-W WBW WWW	90	10	6.7	9134
		9		
		11		
		9		
WBW-B	50	11	5.0	5940 (9223)
		6		
WBW-E	50	6	4.3	8820 (6805)
		7		
3D, 1er. nivel	165	3	3.4	6840 (9290)
		9		
		8		
3D, 2º. nivel	125	11	4.6	7380 (8510)
		4		
		6		

Notas:

1. $v^*m = v_{prom.} / (1 + 2.5CV)$ CV > 0.20 (ref 1)
2. El módulo de rigidez al cortante G, se calculó como $G = 0.3E$ (ref 1)
En paréntesis se indica el valor de G obtenido de la curva esfuerzo cortante-deformación angular del murete.

8. BIBLIOGRAFÍA

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., marzo, 1989, 19 pp.
2. Hernández, O., "Comportamiento y Diseño de Elementos de Mampostería," XIV Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, agosto, 1988, 47 pp.
3. Y. Yamasaki, et al, "The Japanese 5-Story Full Scale Reinforced Concrete Masonry Test," *The Masonry Society Journal* Vol. 6.
4. Seible, F. et al., "The U.S.-TCMDR 5-Story Full Scale Masonry Research Building Test", Reporte No. TR-92/01, Universidad de California en San Diego, 1992, 42 pp.
5. Hernández, O., y Meli, R., "Propiedades de Piezas para Mampostería Producidas en el Distrito Federal," Publicación No. 297, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., diciembre, 1971, 75 pp.
6. "Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 407, julio, 1977.
7. William, D., y Scrivener, J., "Response of Reinforced Masonry Shear Walls to Static and Dynamic Cyclic Loading," Proc. 5WCEE, Roma, junio, 1973. Vol.3.

8. Hernández, O., y Meli, R., "Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Serie Azul No. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., diciembre, 1976, 31 pp.
9. Alcocer S.M., y Klingner R.E., "Masonry Research in the Americas," Capítulo 7 del libro *Masonry in the Americas*, Instituto Americano del Concreto, Detroit, 1994, pp. 127-169.
10. Klingner, R.E., Villablanca, R., Blondet y M. Mayes, R.L., "Masonry Structures in the Chilean Earthquake of March 3, 1985: Behavior and Correlation with Analysis," *The Masonry Society Journal*, Vol. 9, No. 1, agosto de 1990, pp. 20-25.
11. Meli, R., "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Serie Azul No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., abril, 1975, 114 pp.
12. San Bartolomé, A. "Albañilería Confinada", Colección del Ingeniero Civil, Libro No. 4, Colegio de Ingenieros Civiles del Perú, Lima, diciembre de 1990, pp. 35-55.
13. INPRES-CIRSOS 1983. "Código Argentino para Diseño Sismorresistente de Estructuras" No. 103.
14. Meli, R., "Diseño Sísmico de Edificios de Muros de Mampostería. La Práctica Actual y el Comportamiento Observado," *Revista Ingeniería Sísmica*, México D.F., septiembre-diciembre, 1990, pp. 7-28.
15. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," *Gaceta Oficial del Departamento del D.F.*, agosto, 1993, 100 pp.
16. Paulay, T., y Priestley J., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1992, 744 pp.

17. Instituto de Ingeniería, "Comentarios y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Serie No. ES-4, UNAM, México D.F., enero, 1992, 119 pp.
18. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre, 1987, 73 pp.
19. Díaz-Infante, L. A., "Estadísticas de Propiedades Estructurales de Conjuntos Habitacionales de Interés Social," Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1993, 137 pp.
20. Sánchez, T., Flores L., Alcocer, S. M. y Meli, R., "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión," CENAPRED ES/02/91. Informe preliminar para el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores, diciembre, 1991, 106 pp.
21. Hernández, O., y Meli, R., "Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Serie No. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D. F., diciembre, 1976. 31 pp.
22. Park, R., y Paulay, t., "Estructuras de Concreto Reforzado," Capítulo 12, Ed. Limusa, México, 1988, pp. 635-682.
23. Díaz, R. y Vázquez del Mercado, R., "Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada Reforzados Horizontalmente," Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1995, 215 pp.

24. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, "Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo," Ed. Limusa, México D.F., 1989, 72 pp.
25. Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, Norma Oficial Mexicana, NMX-C-061, "Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cementantes Hidráulicos," Dirección General de Normas, México, 1976.
26. Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, Norma Oficial Mexicana, NMX-C-083, "Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto," Dirección General de Normas, México, 1988.
27. American Society for Testing and Materials, "Standard Test Method for Flexural Strength of Hydraulic Cement Mortars," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.01, Philadelphia, PA, 1991, pp. 202-207.
28. Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, Norma Mexicana, NMX-B-6, "Varillas Corrugadas y Lisas de Acero para Refuerzo de Concreto", Dirección General de Normas, México, 1985.
29. Clough, R., y Penzien, J., "Dynamics of Structures," McGraw-Hill Kogakusha, Ltd, 1975, 634 pp.
30. Murià-Vila, D. et al., "Análisis de la Respuesta Estructural Inelástica de dos Edificios por Instrumentar Desplantados en Suelos Blandos," Informe Interno del Instituto de Ingeniería, proyecto 0718, agosto, 1991, 93 pp.
31. Murià-Vila, D., "Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios de Mampostería," Memorias del Simposio Internacional sobre Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica, CENAPRED, febrero 1991, pp. 520-542.

32. Habibullah, A., "ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems," Computers & Structures Inc. Berkeley, Ca., junio 1991.
33. Schlaich, J., Schäfer, K., Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," PCI Journal, mayo/junio, 1987, Vol 32 No. 3, pp. 74-150.
34. Ruiz, J., "Reparación y Refuerzo de una Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de dos Niveles a Escala Natural," Tesis para obtener el grado de Maestría en Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1995, 251 pp.
35. Yoshimura, K., Sánchez, T., Kikuchi, K., y Okamoto, T., "Experimental Study on Confined Concrete Masonry Walls". Memorias del IV Congreso del Pacífico y Asia del Este (EASEC-4). Seúl, Corea, septiembre, 1993, pp. 619-624.
36. Neuss, C., Maison, B. y Bouwkamp, J., "A study of computer modeling formulation and special analytical procedures for earthquake response of multistory buildings," Informe para la Fundación Nacional de la Ciencia. Berkeley, California, enero, 1983, 452 pp.
37. Newmark, N. M. y Hall, W. Y., "Earthquake Spectra and Design," Earthquake Engineering Research Institute, marzo, 1982, 103 pp.
38. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre, 1987, 21 pp.
39. Dally J., y Riley W., "Experimental Stress Analysis" McGraw-Hill, 3a. Edición, 1991, 639 pp.

40. Hiraishi, H., "Evaluation of Shear and Flexural Deformations of Flexural Type Shear Walls," Third South-Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, Wellington, Nueva Zelanda, mayo 1983, pp. 135-144.
41. Durán, R., y Miranda, E., "Respuesta Sísmica de Edificios de Mampostería Desplantados en Suelos Blandos," Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación No. 23. México, D. F., noviembre, 1995.
42. Flores, L., "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada," Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, agosto, 1995, 106 pp.
43. Alcocer S. M., Murià-Vila D. y Peña A., "Ensaye en Mesa Vibradora de Sisitemas de Muros de Mampostería Confinada a Escala 1:3," X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, 1996, pp. 859-869.
44. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. "Industria de la Construcción - Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones para Uso Estructural - Especificaciones y Métodos de Prueba," Norma Mexicana NMX-C-404-1997-ONNCCE. Declaratoria de Vigencia publicada en el Diario Oficial de la Federación, México, marzo, 1998, 10 pp.
45. Sánchez, T., et al. "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal," CENAPRED ES/02/92. Informe para el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores, marzo, 1992, 49 pp.
46. Alcocer S.M., "Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería: Una Revisión," XI Congreso Naciona de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México, noviembre, 1997, pp. 164-191.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece ampliamente a las instituciones que apoyaron la realización del Proyecto de investigación sobre Seguridad Sísmica de la Vivienda de Bajo Costo: Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) e Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT).

El programa experimental en mampostería, objeto de esta tesis, no hubiera sido posible sin la colaboración de un selecto grupo de personas (técnicos, pasantes, ingenieros, e investigadores), que bajo la coordinación del Dr. Sergio M. Alcocer, logramos concluirlo en forma satisfactoria, y además, desarrollarnos profesionalmente en actividades de investigación experimental. A todos ellos, mi más sincero agradecimiento.

Ing. Gerardo Aguilar	Sr. Lucio Olalde
Sr. Jesús Aguayo	Ing. Edgardo García
Ing. Raymundo Díaz	Sr. Pablo Olmos
Ing. Armando Díaz Infante	Ing. Adolfo Peña
M. en I. Alonso Echavarría	Ing. Arnulfo Ramírez
Ing. Leonardo Flores	Ing. Gustavo Rosas
Dr. Kazuhiko Ishibashi	Sr. Martín Rodríguez
Dr. Hideo Katsumata	M. en I. Jorge Ruiz
Dr. Kenji Kikuchi	Sr. Nicolás Torres
M. en I. Fermín León	Ing. Rafael Vázquez del Mercado
Ing. Samuel Miller	Dr. Koji Yoshimura
Dr. Oscar López	Ing. José A. Zepeda
Sr. Bruno Olalde	

Finalmente, el autor agradece las valiosas aportaciones de los sinodales de esta tesis, cuyos comentarios y sugerencias enriquecieron su contenido.

Dr. Roberto Meli	<i>Presidente</i>
Dr. Sergio M. Alcocer	<i>Vocal</i>
Dr. Oscar Hernández	<i>Secretario</i>
Dr. David Murià-Vila	<i>Suplente</i>
M. en I. Jorge A. Avila	<i>Suplente</i>