

# Cuadernos de investigación

## SEGURIDAD SISMICA DE LA VIVIENDA ECONOMICA

MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL. LA PRACTICA,  
LA INVESTIGACION Y EL COMPORTAMIENTO  
SISMICO OBSERVADO EN MEXICO  
POR R. MELI

CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES  
DE LA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL EN MÉXICO  
POR R. MELI, S.M. ALCOCERY L.A. DIAZ INFANTE CH.

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES  
DE SISTEMAS DE MUROS DE MAMPOSTERIA  
CONFINADA CON DIFERENTES GRADOS  
DE ACOPLAMIENTO A ELEXION  
POR S.M. ALCACER, R. MELI, T.A. SÁNCHEZ Y L.E. FLORES

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES  
DE SISTEMAS DE MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA  
CON DISTINTOS TIPOS DE REFUERZO HORIZONTAL  
POR S.M. ALCOCER, T.A. SÁNCHEZ, R. VÁZQUEZ DEL MERCADO Y R.R. DÍAZ

Centro Nacional de  
Prevención de Desastres



CENAPRED  
MÉXICO

SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Miguel Ángel Osorio Chong  
SECRETARIO DE GOBERNACIÓN

Luis Felipe Puente Espinosa  
COORDINADOR NACIONAL  
DE PROTECCIÓN CIVIL

Dr. Carlos M. Valdés González  
DIRECTOR GENERAL DEL  
CENTRO NACIONAL DE  
PREVENCIÓN DE DESASTRES

Julio - 1994, No. 17  
Versión Electrónica 2014

Edición a cargo de:  
Violeta Ramos Radilla y  
Javier Lara Espinosa

PUBLICADO POR EL CENTRO NACIONAL DE  
PREVENCIÓN DE DESASTRES DE LA  
SECRETARIA DE GOBERNACIÓN

Distribución en México: Coordinación de Enlace Nacional  
Distribución en el Exterior: Coordinación de Asuntos  
Internacionales

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES  
EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

**SISTEMA NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL**  
**CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES**

**SEGURIDAD SÍSMICA DE LA VIVIENDA ECONÓMICA**

MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. LA PRÁCTICA, LA INVESTIGACIÓN Y EL COMPORTAMIENTO  
SÍSMICO OBSERVADO EN MÉXICO  
por R. Meli

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL EN MÉXICO  
por R. Meli, S.M. Alcocer y L.A. Díaz Infante Ch.

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE SISTEMAS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA  
CONFINADA CON DIFERENTES GRADOS DE ACOPLAMIENTO A FLEXIÓN  
por S.M. Alcocer, R. Meli, T.A. Sánchez y L.E. Flores

COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE SISTEMAS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA  
CONFINADA CON DISTINTOS TIPOS DE REFUERZO HORIZONTAL  
por S.M. Alcocer, T.A. Sánchez, R. Vázquez del Mercado y R.R. Díaz

*Investigaciones Patrocinadas por el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los  
Trabajadores*

COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN

ÁREA DE ENSAYES SÍSMICOS

# CUADERNOS DE INVESTIGACIÓN

## PRESENTACIÓN

---

La Coordinación de Investigación del Centro Nacional de Prevención de Desastres realiza estudios sobre las características de los fenómenos naturales y de las actividades humanas que son fuentes potenciales de desastres, así como sobre las técnicas y medidas que conducen a la reducción de las consecuencias de dichos fenómenos.

Las actividades enfocan la problemática de los Riesgos Geológicos (Sismos y Volcanes), de los Riesgos Hidrometeorológicos (Inundaciones, Huracanes, Sequías, Erosión) y de los Riesgos Químicos (Incendios, Explosiones, Contaminación por Desechos Industriales).

Los resultados de los estudios se publican en Informes Técnicos que se distribuyen a las instituciones y los especialistas relacionados con cada tema específico.

En adición a dichos informes técnicos de carácter muy especializado, el CENAPRED ha emprendido la publicación de esta serie, llamada CUADERNOS DE INVESTIGACIÓN, con el fin de dar a conocer a un público más amplio aquellos estudios que se consideran de interés más general o que contienen información que conviene quede publicada en una edición más formal que la de los Informes Técnicos.

Los Catálogos de Informes Técnicos y de Cuadernos de Investigación, así como las publicaciones específicas pueden obtenerse solicitándolos por escrito a la Coordinación de Investigación del CENAPRED, o pueden consultarse directamente en su Unidad de Información.

## CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
I. MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. LA PRÁCTICA, LA INVESTIGACIÓN Y EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN MÉXICO, por R. Meli.....	3
II. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL EN MÉXICO, por R. Meli, S.M. Alcocer y L.A. Díaz-Infante Ch. ....	25
III. COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE SISTEMAS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON DIFERENTES GRADOS DE ACOPLAMIENTO A FLEXIÓN, por S.M. Alcocer, R. Meli, T.A. Sánchez y L.E. Flores .....	55
IV. COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE SISTEMAS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON DISTINTOS TIPOS DE REFUERZO HORIZONTAL, por S.M. Alcocer, T.A. Sánchez, R. Vázquez del Mercado y R.R. Díaz .....	81
AGRADECIMIENTOS .....	99

## **RESUMEN**

Uno de los problemas más serios que enfrenta el país es el déficit en vivienda. Para abatirlo será necesario emplear técnicas tradicionales de construcción, así como procedimientos y materiales semi-industrializados e industrializados. Uno de los atributos que deben tener las viviendas es la seguridad estructural, en particular, ante efectos sísmicos. En este trabajo se recopilan cuatro artículos de investigaciones recientes sobre seguridad sísmica de la vivienda económica. Se presenta una descripción y discusión de la práctica de diseño y construcción de mampostería en México. Se incluyen los resultados de la evaluación de las características estructurales de conjuntos habitacionales de interés social en México, los cuales serán usados para orientar futuros estudios. Finalmente, se describen las dos primeras fases experimentales desarrolladas en el CENAPRED, y se evalúan los resultados obtenidos y las repercusiones para la práctica de diseño y construcción de estructuras de mampostería.

## **ABSTRACT**

Deficit in housing buildings is one of the most serious problems faced by the country. To lower it, it will be necessary to use traditional construction techniques, as well as semi-industrialized and industrialized systems and materials. Structural safety, particularly against seismic effects, is one attribute which shall be met by housing buildings. In this volume, four research papers dealing with the seismic safety of low-cost housing are compiled. A description and discussion of current masonry design and construction in Mexico are presented. Results of a survey on the structural characteristics of low-cost housing developments are presented; such assessment will be used as a feedback for future studies. Finally, the first two experimental phases carried out in CENAPRED are discussed; results obtained and their impact on masonry design and construction are evaluated.

## INTRODUCCIÓN

La edificación de viviendas en México representa un alto porcentaje de la actividad de la industria de la construcción. Como ejemplo, según estadísticas recientes, más del 50% de la producción de acero de refuerzo se destina a la construcción de viviendas unifamiliares y multifamiliares. En ellas, la mampostería, tanto en sus modalidades confinada o reforzada, es el material más comúnmente empleado. Se prevé que lo seguirá siendo porque utiliza mano de obra intensamente, la cual es comparativamente barata en México, y porque satisface el gusto y preferencia de la población. Además de satisfacer mínimos de higiene y comodidad, las viviendas deben tener un adecuado nivel de seguridad estructural, en particular ante sismos.

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

1. Verificar experimentalmente la seguridad sísmica de estructuras de mampostería diseñadas y construidas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor.
2. Evaluar el efecto de distintas alternativas de refuerzo en el comportamiento sísmico de muros de mampostería.
3. Proponer, si es necesario, modificaciones a las prácticas de diseño y construcción de estructuras de mampostería que conduzcan a construcciones más seguras y eficientes.
4. Adecuar la seguridad sísmica de las construcciones con el peligro sísmico de diferentes regiones.
5. Valorar el desempeño de nuevos sistemas constructivos.

La parte más relevante del programa es una investigación experimental que incluye el ensaye de sistemas estructurales a escala natural para determinar las características del comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería confinada, que constituyen la solución más común en la actualidad, y para evaluar la eficiencia de algunas modificaciones a la práctica actual.

El programa incluye también estudios de propiedades mecánicas de los materiales de construcción y estudios analíticos sobre el comportamiento sísmico de la mampostería.

El programa cuenta con el apoyo del Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT), que es el principal promotor de la vivienda de interés social en el país, y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Este Cuaderno de Investigación está integrado por los primeros estudios realizados en este proyecto. En el primer artículo se describe y discute la práctica de diseño y construcción de mampostería en México. En el segundo artículo se presenta un estudio sobre las características estructurales de conjuntos habitacionales de interés social en México. En el tercero y cuarto artículos, respectivamente, se describen las dos primeras fases experimentales de la investigación del CENAPRED, y se evalúan los resultados obtenidos y las repercusiones para la práctica de diseño y construcción de mampostería.

# **I**

**MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL  
LA PRÁCTICA, LA INVESTIGACIÓN Y  
EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN MÉXICO**

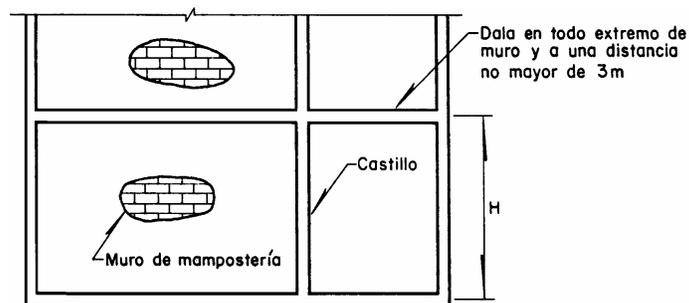
por

Roberto Meli

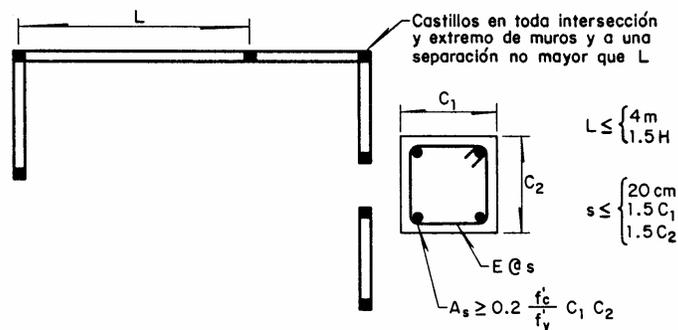
## 1. INTRODUCCIÓN

Los muros de mampostería siguen siendo los elementos estructurales más empleados para resistir tanto las fuerzas verticales como las horizontales en edificios de vivienda, sea unifamiliar o multifamiliar, en México. Las piezas y morteros empleados para muros permanecen esencialmente los mismos desde hace varias décadas y la forma típica de refuerzo es mediante pequeñas columnas y vigas de concreto que se denominan en México castillos y dalas, en la modalidad que se ha denominado mampostería confinada. En la Fig. 1 se resumen los principales requisitos de las normas mexicanas (Refs. 1 y 2) relativas a la posición de dalas y castillos, y al refuerzo mínimo de estos elementos. Los múltiples intentos realizados a lo largo de los años para modernizar, industrializar o hacer más eficiente el sistema constructivo han tenido poco éxito.

El desempeño de estas construcciones durante sismos intensos ha sido en general satisfactorio, especialmente en la ciudad de México. Esto contradice la opinión generalizada en otros países, de que, por su baja resistencia a tensión y su comportamiento frágil, la mampostería no es un material adecuado en zonas de alta sismicidad, a menos que se refuerce de modo similar al concreto reforzado. Esta última consideración ha dado lugar al desarrollo



Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (dalas)



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

Figura 1 Requisitos para la Mampostería Confinada

de la mampostería con refuerzo interior (llamada mampostería reforzada), en la cual una abundante cantidad de refuerzo horizontal y vertical se coloca en el interior del muro, en los

huecos de las piezas que son posteriormente rellenos con un mortero de cemento con consistencia de lechada. Este es el único tipo de mampostería estructural aceptado en zonas sísmicas de países como Nueva Zelanda y los Estados Unidos de América. En forma muy limitada es aceptado también en el Japón, en donde en términos generales no se considera a la mampostería como un material estructural idóneo, por su debilidad ante efectos sísmicos.

La mampostería reforzada ha tenido muy poca aceptación en México, principalmente porque no se ha podido implantar una práctica local para su correcta ejecución. En diversos casos en que se ha aplicado, se ha encontrado que el refuerzo no se había colocado en la cantidad y posición adecuadas y que el colado de los huecos interiores se había efectuado de manera defectuosa. Por estas razones se han tenido daños importantes por sismo en algunos edificios en que se ha aplicado este sistema.

Los requisitos de las normas nacionales para la mampostería confinada son un reflejo de la práctica que se originó a principios de siglo. y que ha evolucionado con base en el comportamiento observado de las construcciones y también los resultados de un importante programa de investigación experimental realizado principalmente entre 1965 y 1975 (Refs. 3 a 5).

En lo que resta de este artículo se resumirán los principales estudios experimentales que han servido de base para la práctica y las normas de diseño; se presentarán los métodos de diseño especificados por las normas mexicanas; se compararán resultados de métodos simplificados y de procedimientos más refinados para el análisis sísmico de edificios de mampostería; se evaluará el desempeño de estas edificaciones durante sismos recientes en México; y se describirán brevemente los estudios experimentales actualmente en proceso para mejorar la práctica actual de diseño y construcción.

## **2. ESTUDIOS EXPERIMENTALES**

Las propiedades mecánicas de los tipos de mampostería más usados en México fueron determinadas en un amplio programa experimental realizado a principios de los años 70. Actualmente está en proceso otro estudio para verificar si ha habido cambios significativos en los materiales que se producen.

Se determinaron la resistencia en compresión, la absorción y el peso volumétrico de las piezas (ladrillos y bloques). En términos generales se encontró que la variabilidad de la resistencia era elevada, no sólo en las piezas de producción artesanal, sino también en aquellas producidas industrialmente, en las cuales la apariencia y la regularidad geométrica son las características que se cuidan en el control de calidad, más que la resistencia. El coeficiente de variación entre piezas de un mismo lote no es muy alto, entre 15 % para producción con buen control de calidad y 25 % para control pobre en producción artesanal. Sin embargo, la variación entre las resistencias promedio de lotes diferentes de un mismo productor es elevada y también lo es la de piezas de similares características de diferentes productores. El coeficiente de variación global, incluyendo estos factores se acerca a 30 %.

Los morteros empleados para muros estructurales se dosifican por volumen y se mezclan a mano. Los ensayos muestran que el coeficiente de variación de morteros pobres es superior a 30%.

Se realizaron numerosos ensayos para determinar la resistencia en compresión simple y la curva esfuerzo-deformación de pilas de mampostería formada por diferentes combinaciones de piezas y morteros (Fig. 3). Los resultados fueron similares a los que se encuentran bien

establecidos en la literatura técnica sobre el tema (Refs. 6 y 7). La relación entre la resistencia en compresión de la mampostería y la de la pieza es de aproximadamente 0.5 para bloques de concreto y 0.35 para ladrillos. El efecto de la calidad del mortero en la resistencia es significativo sólo cuando se asocian morteros pobres a piezas de alta resistencia, en cuyo caso la relación entre la resistencia del conjunto y la de la pieza es menor que el valor anterior. El comportamiento es aproximadamente lineal hasta cerca de la falla que es muy frágil, especialmente para piezas de alta resistencia. En la Fig. 2 se muestran curvas esfuerzo- deformación típicas de algunas combinaciones de piezas y morteros.

Con el fin de determinar índices del comportamiento de muros de mampostería sujetos a fuerzas cortantes en su plano, se diseñó un ensaye de compresión diagonal en muretes, que se muestra esquemáticamente en la Fig. 3. Se realizó el ensaye para distintas combinaciones de piezas y morteros, determinando el esfuerzo cortante resistente promedio. No hay una correlación clara entre la resistencia a cortante de los muretes y la resistencia a compresión de piezas y morteros. Para piezas de baja resistencia unidas con morteros de buena calidad la falla ocurre por una grieta diagonal que atraviesa indistintamente las piezas y el mortero. Para este tipo de falla la resistencia a cortante aumenta aproximadamente con la raíz cuadrada de la resistencia en compresión de la mampostería. Para piezas de buena resistencia, la grieta diagonal corre por las juntas y la resistencia a cortante depende más de la calidad del mortero y de la adherencia entre éste y la pieza, que de la resistencia en compresión de la mampostería. La resistencia a cortante es mayor para piezas con superficie irregular en las que puede haber penetración del mortero para formar llaves de cortante.

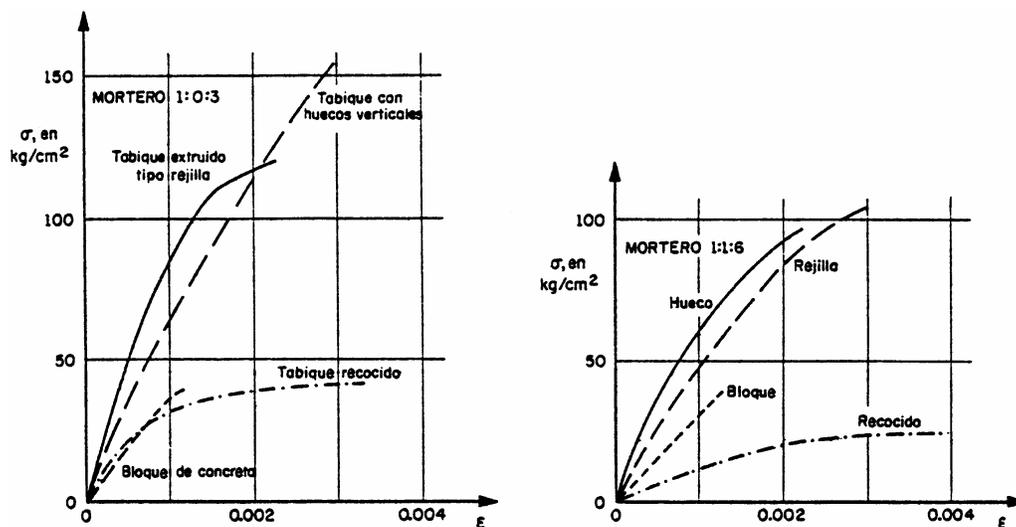


Figura 2 Curvas Esfuerzo-Deformación de Pilas en Compresión

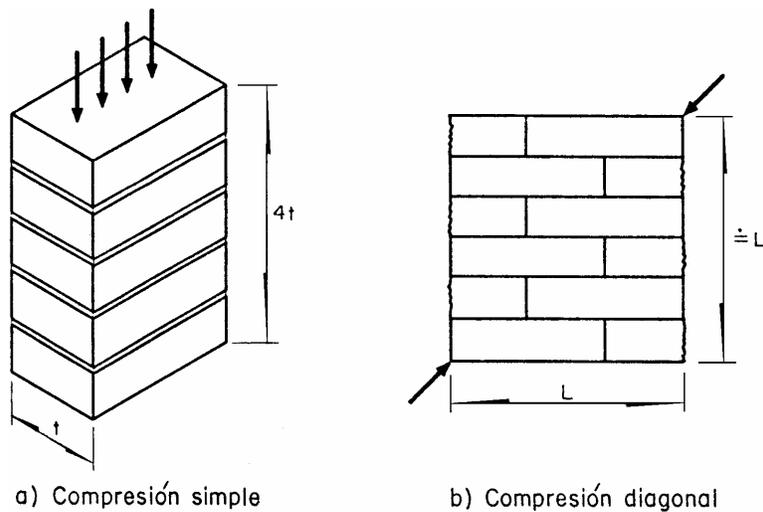


Figura 3 Ensayes para la Determinación de Propiedades Mecánicas de la Mampostería

En términos generales la resistencia en cortante de la mampostería es muy variable y depende de características particulares de cada combinación de piezas y morteros. No es posible dar reglas simples para su determinación. Este debe hacerse con ensayos para los materiales específicos.

Se realizaron algunos ensayos para estudiar el comportamiento de muros de mampostería a escala natural ante fuerzas de compresión aplicadas en forma axial o con cierta excentricidad. Sobre este tema existe una amplia información en la literatura técnica internacional (Refs. 6 y 7) Y los resultados obtenidos en nuestros ensayos fueron congruentes con ello.

La investigación más relevante del programa mencionado se refirió al comportamiento ante fuerzas laterales en el plano del muro, para representar los principales efectos sísmicos en este tipo de elementos. Se ensayó un gran número de muros de distintas características en cuanto a materiales, sistemas de refuerzo, condiciones de carga y otras propiedades. En términos generales se encontró que la carga que produce el agrietamiento diagonal varía muy poco con el refuerzo del muro. Para muros confinados, la cantidad y detallado del refuerzo en los extremos de los castillos afecta significativamente la ductilidad, aunque no modifica en forma importante la resistencia. Para muros con refuerzo interior, la cantidad de refuerzo horizontal y vertical influye en forma importante en la capacidad y en la ductilidad. Para ambos tipos de mampostería, la capacidad de los muros aumenta en forma aproximadamente lineal con el nivel de carga axial aplicado, dentro del intervalo de esfuerzos de compresión inducidos por las cargas gravitacionales en edificios de este tipo. En la Fig. 4 se muestran algunos ejemplos del efecto de la carga axial y del refuerzo en el comportamiento de los muros. La ductilidad que se puede alcanzar en muros, sean confinados o con refuerzo interior, es elevada si la falla es regida por los momentos flexionantes, mientras que para falla por cortante se pueden alcanzar factores de ductilidad de desplazamiento de 3 ó 4 con un refuerzo apropiado. La ductilidad se reduce cuando la carga axial sobre el muro es elevada.

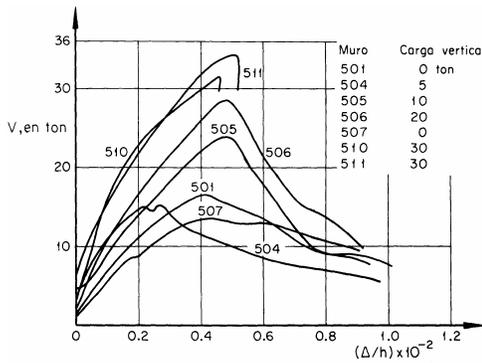


Fig 10 Muros de bloque de concreto. Falla en tensión diagonal. Efecto de la carga vertical

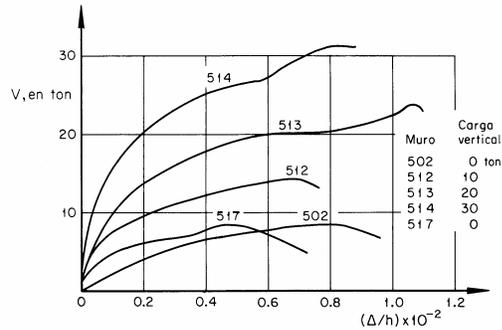


Fig 9 Muros de bloque de concreto. Falla en flexión. Efecto de la carga vertical

Figura 4 Curvas Esfuerzo-Deformación para Muros de Bloque de Concreto ante Cargas Laterales Monótonas

Los ensayos de muros (de 3 x 3 m) ante cargas laterales alternadas proporcionan información valiosa sobre el deterioro del comportamiento ante cargas cíclicas. Para mampostería confinada se observa un deterioro muy rápido una vez ocurrido el agrietamiento diagonal y para deformaciones angulares del orden de 3 al millar. Para mampostería con refuerzo interior, cuando éste es escaso, el deterioro es más drástico que en la mampostería confinada (Fig. 5a), y sólo cuando todos los huecos de las piezas se rellenan con lechada (grout) y además se tienen cuantías elevadas de refuerzo horizontal y vertical, se logran ciclos de histéresis estables y con buena disipación de energía. En términos de deterioro, los muros construidos con piezas macizas tienen un mucho mejor comportamiento que los de las piezas huecas, ya que en estas últimas el progresivo desprendimiento de las paredes de la pieza aceleran el deterioro.

Como resultado del programa experimental se propusieron valores de diseño para las principales propiedades mecánicas de la mampostería más común. Para otras combinaciones se han definido los métodos para determinar en forma experimental dichas propiedades.

### 3. LA PRACTICA DE DISEÑO

Desde 1976 las normas de diseño están formuladas en un formato de estados límite en el cual las cargas actuantes deben multiplicarse por factores de carga y compararse con las cargas resistentes afectadas por factores de reducción específicos para cada estado límite y elemento estructural.

Efecto de la carga vertical en el deterioro Ensayes en voladizo. Muros con refuerzo interior. Falla de cortante,

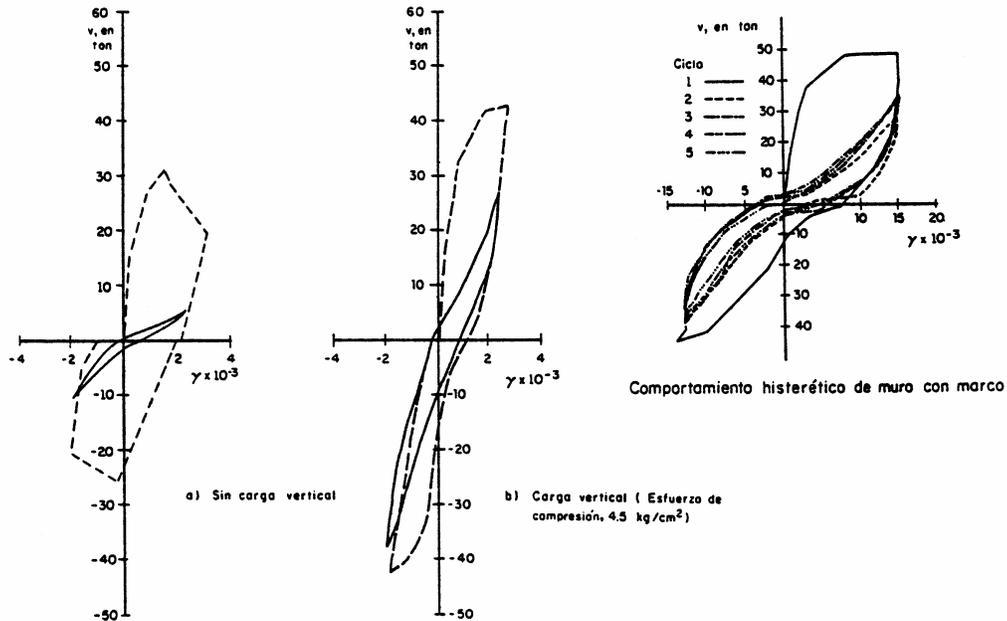


Figura 5 Ciclos de Histéresis para Muros de Mampostería

El análisis y el dimensionamiento se realizan generalmente con métodos simplificados cuyo uso es permitido por la norma para edificios pequeños y regulares: la altura no debe exceder de 13 m, los pisos y techos deben ser diafragmas rígidos, la relación altura a espesor de los muros no debe ser mayor de 20, el arreglo de muros debe ser simétrico e igual en todos los pisos.

Dentro de estos métodos simplificados, se permite que las cargas axiales sobre los muros se determinen mediante una "bajada de carga" por áreas tributarias y que los efectos de la excentricidad de la carga y de la esbeltez de los muros se tomen en cuenta por factores reductivos de la resistencia, especificados para condiciones típicas.

La carga vertical resistente se calcula como

$$P_R = F_R F_E \bar{f}_m A_m \quad (1)$$

en donde el factor de reducción de resistencia,  $F_R$ , se toma como 0.6 para la mampostería confinada y para la reforzada, y como 0.3 para mampostería sin refuerzo. El factor reductivo por excentricidad y esbeltez se toma como 0.6 para muros exteriores y para los interiores que soportan claros asimétricos, y se toma como 0.7 para muros interiores que soporten losas de claros simétricos;  $\bar{f}_m$  es la resistencia nominal en compresión de la mampostería, para la cual la norma proporciona valores recomendados para los materiales más comunes.  $A_m$  es el área transversal del muro. Se permite un ligero incremento en la capacidad del muro para tomar en cuenta la contribución del refuerzo.

En cuanto al diseño por cargas laterales, éste se realiza por el método simplificado de diseño sísmico que se describirá en la sección siguiente.

#### 4. EL MÉTODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO SÍSMICO

El método simplificado se basa en suponer que la fuerza cortante que se genera por efecto del sismo, en cada entrepiso y en cada dirección, se distribuye entre los muros alineados en dicha dirección, en forma proporcional al área de cada muro. En términos de un comportamiento elástico-lineal, esto equivale a suponer que las deformaciones de los muros son debidas solamente a efectos de esfuerzos cortantes y, por tanto, la rigidez de cada muro es proporcional a su área transversal. En términos de comportamiento plástico la hipótesis implica que todos los muros pueden llegar a desarrollar simultáneamente su capacidad resistente, antes del colapso. Con la hipótesis anterior se obtiene que el esfuerzo cortante medio sobre cada muro es el mismo y la fuerza cortante resistente del entrepiso se puede determinar como

$$V_R = (\Sigma A_m) v_m \quad (2)$$

donde  $\Sigma A_m$  es la suma de las áreas transversales de los muros en la dirección considerada y  $v_m$  es la resistencia a cortante de la mampostería. Para tomar en cuenta la menor rigidez de los muros cortos, en los que la relación entre la altura, H, y la longitud, L, excede de 1.33, la contribución de estos se reduce multiplicándola por el factor

$$F_i = (1.33 L/H)^2 \quad (3)$$

Esta reducción puede efectuarse afectando el área de los muros por el coeficiente  $F_i$ , de manera de obtener un área efectiva de muros para propósito de su contribución a la resistencia sísmica.

El esfuerzo cortante resistente de la mampostería,  $v_M$ , se determina según la norma respectiva (Ref. 2), con la expresión

$$v_M = F_R (0.5v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 F_R v^* \quad (4)$$

en donde  $F_R$  es el factor de resistencia,  $v^*$  es el esfuerzo cortante básico resistente de la mampostería y  $\sigma$  es el esfuerzo promedio de compresión por el efecto de las cargas axiales sobre el muro. Si se supone, como es usual, un esfuerzo de compresión constante sobre todos los muros, igual al peso total del edificio arriba del entrepiso considerado, dividido entre el área total de muros en dicho entrepiso, entonces  $v_M$  resulta constante para todos los muros.

La fuerza cortante resistente del entrepiso, así calculada, debe compararse con la fuerza cortante sísmica actuante que, para el método simplificado, se determina como

$$V_A = F_c F_n C_s W_T \quad (5)$$

en donde  $W_T$  es el peso total del edificio,  $C_s$  es el coeficiente sísmico neto que para el método simplificado se obtiene directamente de las normas en función de la altura del edificio y del tipo de mampostería;  $F_n$  es un factor correctivo por la altura del piso considerado y que vale 1 para la planta baja y se va reduciendo para los pisos superiores con base en la hipótesis de una distribución de fuerzas laterales linealmente creciente con la altura;  $F_c$  es el factor de carga correspondiente (1.1 para combinaciones que incluyan fuerzas sísmicas).

Para el caso usual en edificios de este tipo, en que todos los pisos son iguales en área, cargas y distribución de muros, se tiene

$$W_T = n w A_p \quad (6)$$

en que  $A_p$  es el área en planta del edificio,  $w$  es la carga uniforme por unidad de área y  $n$  es el número de pisos.

Para este caso se tiene además que el entrepiso crítico es la planta baja en la cual la cortante es máxima. La cortante en los pisos superiores queda reducida por el factor

$$F_n = \frac{(n+j)(n-j+1)}{n(n+1)} \quad (7)$$

en que  $j$  es el nivel inmediatamente abajo del cual se quiere calcular la fuerza cortante sísmica.

El método simplificado puede interpretarse como un procedimiento para determinar el área transversal de muros que se requiere en cada dirección para resistir las fuerzas sísmicas. Esta puede expresarse en términos de un índice adimensional igual a la suma de las áreas transversales efectivas de los muros en la dirección considerada, dividida entre el área de la planta tipo del edificio; o sea

$$d = \frac{\sum F_i A_m}{A_p} \quad (8)$$

Se tendrán dos valores,  $d_x$  y  $d_y$ , para las direcciones respectivas.

La resistencia sísmica mínima necesaria se deriva de la igualación entre las fuerzas cortantes actuantes y resistentes

$$V_A = F_c C_s n w A_p = V_R = F_R V_M \sum F_i A_m \quad (9)$$

de donde se obtiene

$$d = \frac{\sum F_i A_m}{A_p} = \frac{F_c n C_s w}{F_R V_M} \quad (10)$$

o sea,  $d$  es una medida de la resistencia sísmica necesaria para el edificio. Este índice de densidad de muros, de fácil determinación, proporciona una forma directa de determinar la idoneidad sísmica de un edificio de este tipo, de acuerdo con el método simplificado. Más adelante se hará uso del mismo para algunas comprobaciones.

## 5. MÉTODOS REFINADOS DE DISEÑO SÍSMICO

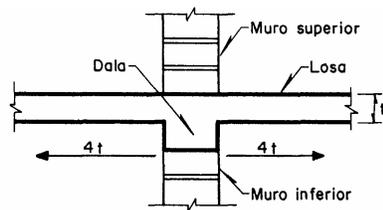
La mayoría de los proyectos tipo usados para vivienda multifamiliar de interés social cumplen con los requisitos para poder emplear el método simplificado, ya que no pasan de 13 m de altura, son simétricos, regulares y no muy esbeltos y tienen losas de concreto monolíticas y ligadas a los muros mediante dadas y castillos. Por su carácter repetitivo, estos edificios ameritan ser sometidos a un método refinado de diseño sísmico; sin embargo, los criterios de diseño adoptados por diferentes proyectistas son muy dispares y no siempre correctos. A continuación se describe el procedimiento que se considera idóneo.

Los edificios en cuestión están formados por placas, horizontales y verticales, con un arreglo tridimensional complejo. Un modelo riguroso implicaría una representación mediante una malla de elementos finitos. Sin embargo, se logra generalmente una representación suficientemente precisa mediante marcos equivalentes en que los muros se representan como columnas anchas, que son columnas equivalentes ubicadas en el centro de los muros y que tienen momento de inercia y área de cortante tales que reproducen las deformaciones de flexión y de cortante del muro. El acoplamiento entre los muros se reproduce mediante vigas equivalentes, las que tienen un momento de inercia infinito en el tramo que queda dentro de la longitud del muro, y tienen el momento de inercia de la losa (y de la viga-cadena) en cierto ancho equivalente en los tramos entre muros. Se debe tomar en cuenta la contribución de pretiles y dinteles a la rigidez de la viga equivalente. En la Fig. 6 se resumen los criterios para las propiedades de la viga equivalente. Un ejemplo de marco equivalente para la fachada de un edificio típico se presenta en la Fig. 7.

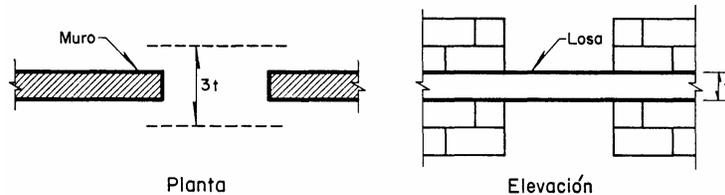
Entre los programas de cómputo que permiten analizar un modelo de esta índole se encuentra el ETABS, que es el más difundido entre las firmas de ingeniería. Entre los métodos de análisis que pueden resolverse con estos programas, el más adecuado es el dinámico modal con espectro de respuesta.

Para una predicción correcta de la respuesta, cuando el edificio está sobre terreno blando, es necesario tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, ya que por la gran rigidez lateral de estos edificios, las rotaciones y desplazamientos de la base afectan significativamente los desplazamientos totales. El modelo más práctico para tal fin es mediante un piso ficticio, colocado abajo de la cimentación y que se integra con columnas que reproducen la rigidez a traslación y rotación del conjunto suelo-cimentación. Estas rigideces se determinan con los métodos aproximados de las normas de diseño por sismo del Distrito Federal (Ref. 8).

Los resultados del análisis de este tipo de estructuras han sido comparados con la respuesta dinámica de edificios, medida ante vibración ambiental y ante sismos moderados, con resultados en general satisfactorios.

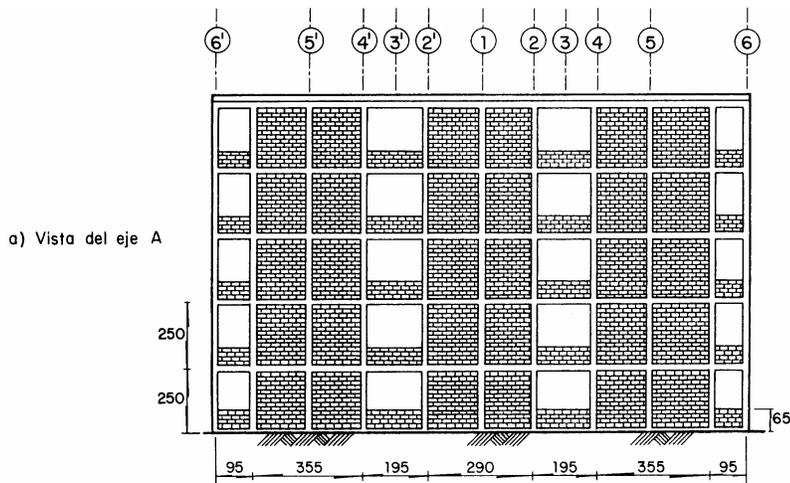


a) Losa con dala (o viga)



b) Losa sin viga

Figura 6 Ancho Efectivo de Losa para el Cálculo del Momento de Inercia de la Viga de Acoplamiento



b) Marco equivalente del eje A

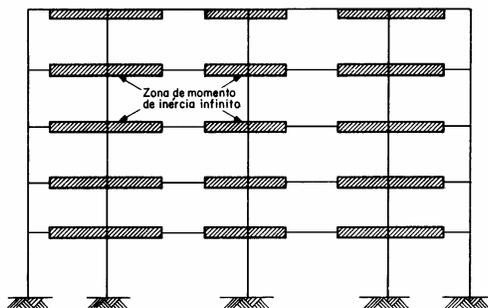


Figura 7 Modelo de Marco Equivalente para un Muro de Fachada

Conviene examinar las diferencias entre los resultados de un análisis refinado como el anterior y los del método simplificado.

Una de las hipótesis del método simplificado es que los esfuerzos cortantes medios son los mismos sobre todos los muros, excepto para los muy esbeltos ( $H/L > 1.33$ ) que absorben una fuerza lateral menor. En la Fig. 8 se muestra la distribución de esfuerzos cortantes entre los muros de un edificio típico. Se aprecia que en la dirección longitudinal los esfuerzos varían entre 0.89 y 1.68  $\text{kg/cm}^2$  (0,087 y 0,165 MPa, respectivamente), mientras que en la trasversal el intervalo es entre 0.66 y 1.38  $\text{kg/cm}^2$  (0,065 y 0,135 MPa, respectivamente). En ambos casos las variaciones son elevadas. En comparación, del método simplificado resultan esfuerzos de 1.62  $\text{kg/cm}^2$  (0,159 MPa) y 1.40  $\text{kg/cm}^2$  (0,137 MPa) para la dirección longitudinal y trasversal, respectivamente. En este caso el esfuerzo cortante máximo según el análisis dinámico resulta sólo ligeramente superior al del método simplificado (en la dirección longitudinal). Esto se debe a que la fuerza cortante total que debe distribuirse entre los muros es menor en el primer caso, como se explicará más adelante.

La otra hipótesis debatible del método simplificado es que los momentos flexionantes en los muros son despreciables. Los diagramas de momentos que resultan en un muro cabecero, y en uno de fachada del edificio anterior se presentan en la Fig. 9. El muro cabecero, al no tener prácticamente restricción al giro, actúa casi como un voladizo y presenta momentos elevados en su base. El muro de fachada, al estar fuertemente acoplado por las losas y pretilas de la fachada, presenta un diagrama de momentos similar al que se determinaría considerando el muro empotrado en sus extremos en cada entrepiso. Por el gran peralte de la sección transversal de los muros y por el efecto de la carga axial, los momentos flexionantes elevados que resultan del análisis refinado no siempre requieren de fuertes cantidades de refuerzo en los castillos extremos de los muros; sin embargo, con frecuencia estas cantidades exceden de las mínimas especificadas por las normas, que serían las estrictamente necesarias según el método simplificado.

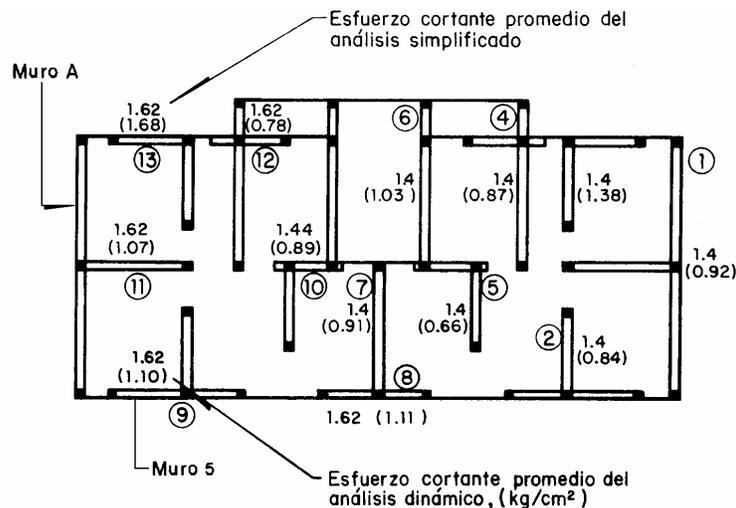


Figura 8 Comparación de Esfuerzos Cortantes Sísmicos para un Edificio Tipo

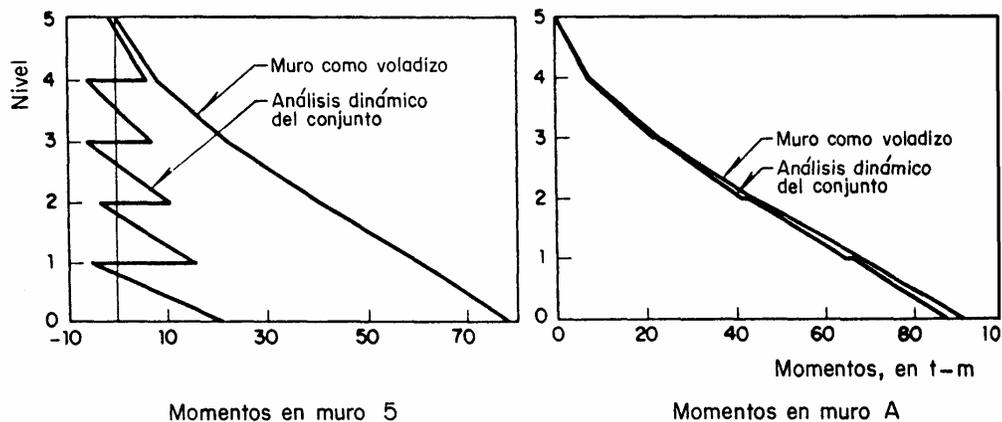


Figura 9 Distribución de Momentos Flexionantes por Sismo en Muros de un Edificio Tipo

Los diagramas de momentos flexionantes que se obtienen en el muro de fachada según el método refinado de análisis, deben tomarse con reservas. El fuerte acoplamiento proporcionado por la losa y el parapeto puede verse reducido ante solicitaciones elevadas por el agrietamiento de la "viga de acoplamiento" sobre la cual actúan momentos flexionantes elevados. Cuando los parapetos y dinteles no están rematados por dadas bien reforzadas y ancladas en sus extremos, es dudoso que puedan resistir momentos flexionantes significativos y es mejor ignorar su contribución al momento de inercia de la viga de acoplamiento.

La comparación de los resultados del diseño sísmico realizado con el método simplificado y con el refinado requiere de la consideración de las diferencias en los coeficientes sísmicos especificados para cada caso. En el método simplificado se dan coeficientes sísmicos netos en función del tipo de suelo, del tipo de mampostería y de la altura del edificio. En el análisis dinámico espectral las fuerzas sísmicas se determinan en función de los periodos de vibración del edificio. Cuando este se considera empotrado en su base, la alta rigidez de las estructuras de este tipo da lugar a periodos muy bajos que redundan en ordenadas espectrales pequeñas según los espectros de diseño de los reglamentos mexicanos. Por ello la fuerza cortante sísmica resulta claramente inferior a la correspondiente al método simplificado. Cuando se tiene una cimentación sobre terreno blando, las deformaciones por la traslación y la rotación de la base del edificio no son despreciables e incrementan significativamente el periodo, llevando el edificio a una región del espectro de diseño donde las ordenadas son mayores. Por ejemplo, para el edificio típico de cinco pisos cuya planta se ha ilustrado en la Fig. 4, de acuerdo al método simplificado, se debe emplear un coeficiente sísmico de 0.19. El análisis dinámico espectral considerando el edificio empotrado en su base arroja un coeficiente de cortante basal de 0.16, mientras que si se toma en cuenta la deformación de la cimentación, dicho coeficiente aumenta a 0.182. En la Fig. 10 se ilustra el espectro de diseño (reducido por el factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ ). Se aprecia que un análisis dinámico considerando el edificio empotrado conduciría a resultados poco conservadores y que los coeficientes sísmicos del método simplificado son similares a los del análisis refinado, si se toma en cuenta la interacción suelo-estructura.

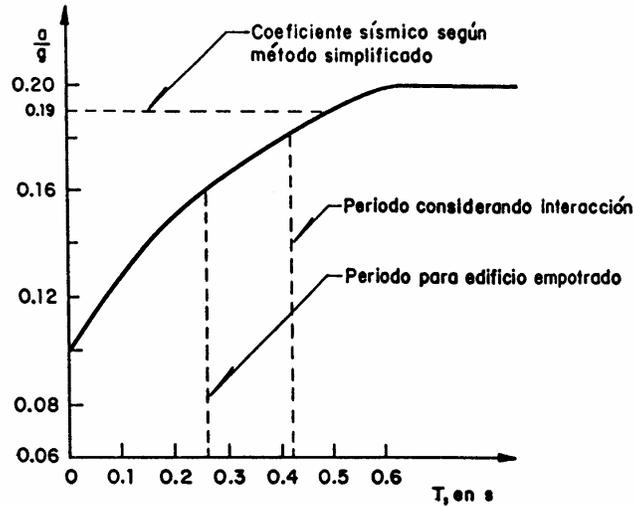


Figura 10 Coeficientes Sísmicos de Diseño del Edificio de la Fig. 8 según Diferentes Métodos (Dirección Longitudinal)

## 6. COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO

La reputación de la mampostería como material para estructuras resistentes a sismos es mala a nivel internacional. Los informes de daños de la mayoría de los sismos importantes destacan el mal desempeño y el alto número de colapsos de construcciones de este material. Sin embargo, estas anotaciones se refieren casi siempre a construcciones de mampostería no reforzada y de materiales pobres como el adobe. Hay que reconocer que la baja resistencia a tensión de la mampostería limita fuertemente la capacidad de los muros para resistir cargas laterales y que el comportamiento del material es inherentemente frágil. Sin embargo, los edificios de este material cuentan usualmente con un elevado número de muros alineados en dos direcciones ortogonales, lo que proporciona una alta resistencia a cargas laterales en ambas direcciones. Además, con el confinamiento proporcionado por las dalas y castillos o con el refuerzo horizontal y vertical colocado en el interior de los huecos del muro, se puede evitar la posibilidad de un colapso frágil y proporcionar una aceptable ductilidad a los muros.

Para el sismo de México de 1985 se realizó una evaluación general del comportamiento de edificaciones de mampostería cuyos resultados se presentan en la Ref. 9, con las conclusiones que se resumen a continuación.

El número de edificios de este tipo en los que se encontraron ciertos daños en un levantamiento realizado por el Departamento del Distrito Federal, es elevado. Un examen más cercano de la lista de edificios identificados como dañados revela que en su gran mayoría se trata de edificaciones de materiales pobres, construidas sin criterios ingenieriles y en muchos casos muy deterioradas por las humedades y el intemperismo. También se constata que en la mayoría de los casos los agrietamientos que presentaban eran atribuibles principalmente a hundimientos diferenciales y que el sismo había vuelto a poner en evidencia viejas lesiones que habían sido ocultadas por recubrimientos.

No se encontró ningún caso de colapso o daño grave en edificios con mampostería confinada según los requisitos reglamentarios. En particular, en los edificios de los grandes conjuntos habitacionales de vivienda popular, de construcción reciente, no se reportó ningún caso de daño significativo en la ciudad de México. En la zona epicentral se sabe que hubo algunos casos de daños en estas construcciones.

De la lista de construcciones dañadas se estudió una muestra de 23 edificios elegidos entre los que fueran de materiales más modernos y con características similares a las exigidas por los reglamentos actuales.

De cada edificación se obtuvieron los planos constructivos, se hizo un levantamiento en sitio para comprobar los datos de planos y para registrar los agrietamientos que presentaban. Se hizo una revisión de la seguridad sísmica con el método simplificado y se determinó el índice de densidad de muros en cada dirección con el método descrito en la sección anterior.

Del análisis detallado de cada caso se llegó a la conclusión de que en 9 de los 23 edificios el agrietamiento se debía exclusivamente a hundimientos diferenciales y que en otros cuatro había materiales pobres, degradados por las humedades y no se tenía refuerzo de dadas y castillos en la cantidad requerida. De los 10 edificios restantes puede decirse, en términos generales, que los que mostraban agrietamiento importante y claramente debido a sismo, presentaban una reducida cantidad de muros, al menos en una dirección y en algunos casos una distribución asimétrica de los mismos que generaba torsiones importantes.

El grado de daño que presentaban los muros se calificó en una escala de 0 a 5, en que el grado máximo indica un daño irreparable con pérdida de capacidad de carga del muro. Se determinó un grado de daño para cada dirección, también se calculó para cada dirección, el índice de densidad de muros según la definición dada en la sección 4 de este artículo. La correlación entre el grado de daño y el índice de densidad de muros se muestra para cada dirección de los diez edificios en la Fig. 11. Se aprecia que los daños importantes corresponden a edificaciones con una baja densidad de muros y hay una clara tendencia a la disminución del daño, a medida que aumenta el valor de  $d/n$ . Una tendencia similar se ha encontrado en una evaluación del nivel de daño de edificios chilenos sometidos al sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile (Ref. 10). Los resultados de la Fig. 11, sin embargo, ponen en evidencia también que hubo cierto daño en estructuras con alta densidad de muros (6y, 14y, 15y). Si consideramos que un gran número de edificios modernos de este tipo tienen densidades de muros más pequeñas que las de estos tres casos y que no sufrieron daños en el sismo de 1985, debemos concluir que los agrietamientos, por cierto menores, que presentaban estos edificios no fueron debidos al efecto sísmico, sino probablemente a hundimientos diferenciales (o a una combinación de los dos efectos).

Debido a las incertidumbres sobre la verdadera causa de los daños no se intentó emplear los resultados anteriores para deducir una ecuación que relacionara el grado de daño con la densidad de muros.

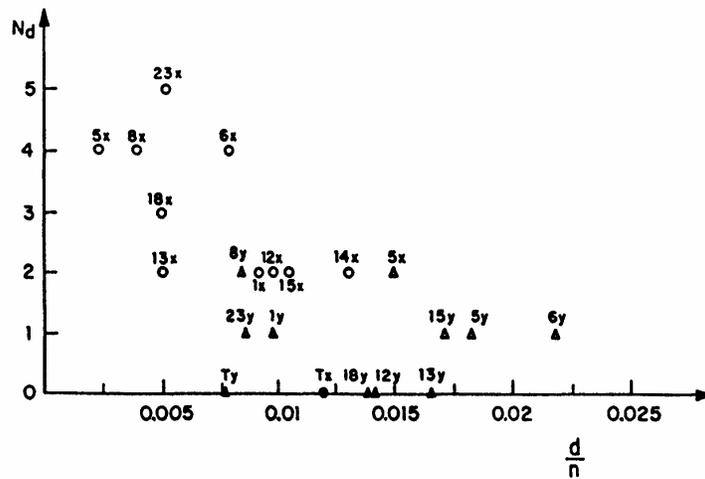


Figura 11 Relación entre Densidad de Muros y Nivel de Daño en Edificios de Mampostería

En diversos casos los análisis revelan que las cortantes que se debieron haber inducido en los muros son mayores que las resistencias al corte esperadas de la mampostería, por lo que deberían haberse presentado más daños de los que se observaron. La explicación se encuentra que, para el caso de las zonas de terreno blando de la ciudad de México, las fuerzas que realmente se introducen en los edificios son menores que las que resultan de los procedimientos usuales de análisis. En estos casos una parte importante de la energía del sismo no se traduce en vibración del edificio, sino se disipa en el suelo por radiación. Resultados de mediciones de respuesta de edificios masivos y rígidos como los aquí estudiados, y análisis teóricos de la interacción suelo-estructura para casos típicos indican que las aceleraciones inducidas en la estructura son mucho menores que las que se deducen de los procedimientos de análisis prescritos por los códigos.

## 7. MUROS DIAFRAGMA

Tradicionalmente, las estructuras de concreto y de acero en México han contado con la contribución de paredes de relleno de mampostería que han contribuido significativamente a la resistencia y rigidez ante cargas laterales. Recientemente, estos elementos divisorios están siendo sustituidos cada vez más por paneles ligeros de baja rigidez.

La función estructural de un muro diafragma es diferente a la de un muro confinado, los primeros no contribuyen a tomar las cargas verticales y actúan exclusivamente como elementos rigidizantes para cargas laterales. Su efecto se modela comúnmente como el de una diagonal equivalente de compresión, cuya área es  $t \cdot w$ , siendo  $t$  el espesor del muro y  $w$  un ancho equivalente igual a

$$w = (0.35 - 0.022\lambda) h \quad (11)$$

donde  $h$  es la altura del diafragma y  $\lambda$  la rigidez relativa de diafragma a marco. Se adopta para la diagonal el módulo de elasticidad de la mampostería. El efecto rigidizante del diafragma es muy elevado.

En términos generales el desempeño de edificios con muros diafragma de mampostería, indica que éstos han tenido un efecto muy favorable. En algunos casos la posición inadecuada de los diafragmas ha ocasionado problemas. Tal es el caso de edificios con distribuciones asimétricas en planta de diafragmas de mampostería, en los que las vibraciones torsionales han concentrado fuerzas en algunos elementos y producido su falla. Los casos de muros diafragma que se descontinúan en la planta baja produciendo el llamado piso flexible o piso débil han sido causa de un número considerable de fallas en la ciudad de México.

De acuerdo a la norma la resistencia a cortante del diafragma se calcula como

$$V_R = F_R (0.8 v_m^* A_m) \quad (12)$$

en donde el factor de reducción  $F_R$  se toma también en este caso como 0.7, y la resistencia en cortante de la mampostería,  $v_m^*$ , es la misma que para muros de carga.

## 8. TENDENCIAS ACTUALES Y ESTUDIOS ADICIONALES

Las modificaciones de los requisitos de diseño sísmico que se han producido después de 1985, primero en el Distrito Federal y después en otros estados, están dando lugar a cambios significativos en los proyectos de vivienda multifamiliar en las zonas de mayor riesgo sísmico del país.

En el Distrito Federal, en la zona del lago, los coeficientes sísmicos se incrementaron en 67%; para las estructuras de mampostería este incremento ha sido parcialmente contrarrestado por un aumento del factor de reducción para la resistencia en cortante de 0.6 a 0.7. El resultado neto es un aumento de 43 % en la resistencia necesaria a fuerza cortante, lo que redundará en un incremento equivalente en el área transversal de muros necesaria para cada dirección, para una misma calidad de mampostería.

Si se emplea el método simplificado, los incrementos son aún más notables. Los coeficientes sísmicos netos especificados para este método se han incrementado en porcentajes diversos según el caso. Parte del aumento para edificios sobre suelo blando se debe a que se reconoce que el periodo fundamental de vibración es mayor del que se había supuesto anteriormente, debido al efecto de rotación y traslación de la base. Por ello estos edificios caen en una zona más desfavorable del espectro de diseño, como se aprecia en la Fig. 10. De allí que, por ejemplo, para edificios con altura de entre 7 y 13 m, de piezas macizas, el coeficiente sísmico haya aumentado en 90 % (0.10 a 0.19) con respecto al reglamento anterior.

La densidad de muros,  $d$ , necesaria para edificios de pesos y propiedades típicos en México, de mampostería de tabique confinado, según se ha determinado con el método simplificado de diseño sísmico se muestra en la Fig. 12. Se aprecia que, según el código anterior (1976) se requería aproximadamente un área de muros en cada dirección igual a 0.7% del área en planta, por cada piso de altura del edificio. Así, para un edificio típico de cinco

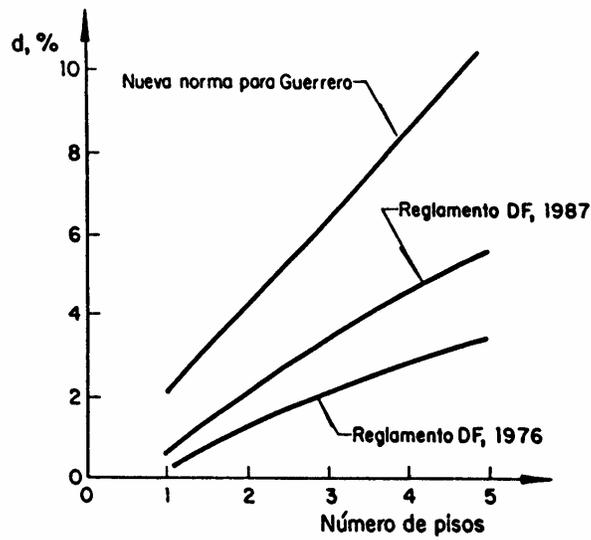


Figura 12 Densidad de Muros Requerida por las Normas en Edificios Típicos sobre Terreno Blando

pisos se requeriría 3.5 % en cada dirección. Para el mismo caso el nuevo reglamento exige 5.6%. Esto equivale a que, considerando las dos direcciones, aproximadamente 11% del área de cada planta va a estar ocupada por los muros. Para una zona de mayor riesgo sísmico como la costa de Guerrero, los requisitos son más estrictos y para el mismo edificio de cinco pisos sobre terreno blando, se requeriría que más de 20% del área en planta fuera ocupada por muros, lo que volvería claramente antifuncional a la construcción.

Los proyectistas han respondido a estos cambios reglamentarios de modos muy diversos. Se ha buscado usar materiales de mayor resistencia, pero el incremento en la resistencia a cortante permitido por las normas es muy reducido. Sobre todo se ha recurrido en las zonas de mayor riesgo sísmico a combinar muros de concreto con los de mampostería; con ello se han introducido dudas sobre la validez y la forma de aplicación del método simplificado para ese caso. La repercusión económica de esas modificaciones es significativa y es necesario uniformar criterios y aclarar las dudas existentes, para lo cual se requieren algunos estudios; en particular los que se describen a continuación.

La medición de la respuesta de los edificios en cuestión ante sismos de intensidad moderada o grande, es esencial para determinar las sollicitaciones reales que se introducen en la estructura y para verificar los métodos de diseño. Es necesario instrumentar un grupo de edificios representativos en regiones donde se esperan movimientos sísmicos de diferentes características y, en particular, en edificaciones sobre suelo blando para entender más claramente la interacción suelo-estructura para este caso y cuantificar la disipación de energía por radiación hacia el terreno. Es posible que el análisis de estas mediciones permita reducir la magnitud de las fuerzas sísmicas de diseño especificadas por las normas para esta condición de suelo.

El comportamiento sísmico de estas estructuras se ha estudiado hasta la fecha mediante el ensaye de paredes aisladas. Para entender el comportamiento de la estructura completa es necesario determinar experimentalmente la interacción entre los diferentes elementos. Esto requiere del ensaye de sistemas planos de varios muros acoplados por sistemas de piso de diferentes características y, finalmente, del ensaye de edificios completos a escala natural para comprender el efecto tridimensional. En la Fig. 13 se muestra el modelo de este tipo que se ha ensayado recientemente en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

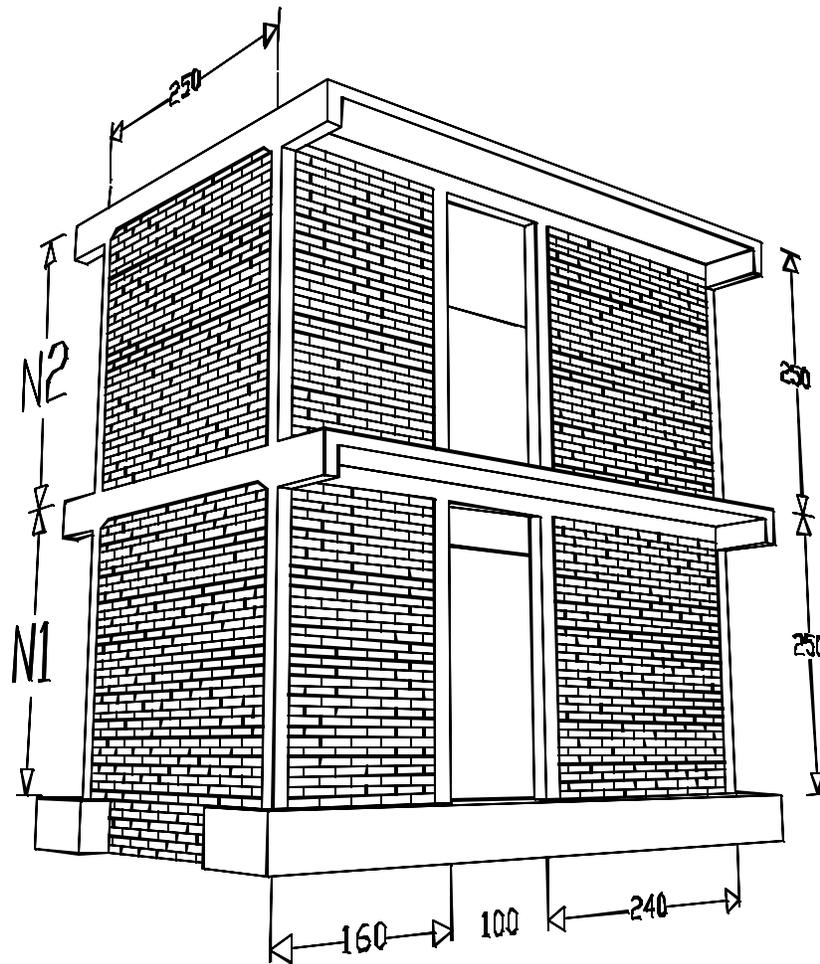


Figura 13 Estructura de dos Pisos a Escala Natural Ensayada ante Cargas Laterales Alternadas en el CENAPRED

## 9. REFERENCIAS

1. Instituto de Ingeniería, "Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Manual con Comentarios y Ejemplos", UNAM, Publ. No. 403, jul. 1977.
2. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D. F., mar. 1989, 19 pp.
3. Esteva, L., "Behavior under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members", Symposium on Effects of Repeated Loading in Materials and Structural Elements, RILEM, México, D.F., 1966.
4. Meli, R., "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Instituto de Ingeniería UNAM, Publ. No. 352, México, D.F., abr. 1975, 114 pp.
5. Hernández, O. y R. Meli, "Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 382, México, D.F., dic. 1976, 31 pp.
6. Sahlin, W., "Structural Masonry", Prentice Hall, 1971.
7. Paulay, T., y M.J.N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", J. Wiley, 1992, 744 pp.
8. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., nov. 1987, 21 pp.
9. Berrones, R., "Evaluación del Comportamiento de Edificios de Muros de Mampostería en los Sismos de Septiembre de 1985", Tesis Profesional, Fac. de Ingeniería, UNAM, 1987.
10. Astroza, M., M.O. Moroni, y M. Küpfer, "Calificación Sísmica de Edificios de Albañilería de Ladrillo Confinada con Elementos de Hormigón Armado", Comunicación personal, 1993.

## **II**

### **CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL EN MÉXICO**

por

Roberto Meli

Sergio M. Alcocer

L. Armando Díaz-Infante Ch.

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 La Vivienda de Interés Social. Antecedentes

Se denomina vivienda de interés social (vivienda de bajo costo, económica o popular), a la que se construye para los sectores de población de menores recursos económicos.

El elevado crecimiento de población y el acelerado proceso de urbanización han creado una gran demanda de vivienda en las ciudades. Se estima que actualmente 80% de la población vive en ciudades y un tercio del total en las tres grandes zonas metropolitanas de la ciudad de México, Guadalajara y Monterrey (Ref. 1).

El grueso de esta demanda no puede ser cubierto por el mercado abierto de vivienda, cuyos precios están fuera de las posibilidades económicas de la mayoría de la población. Esto ha ocasionado que gran parte del crecimiento de la población se haya dado en viviendas marginales, ubicadas, generalmente, en asentamientos irregulares, construidas con materiales de baja calidad y sin los servicios urbanos esenciales.

Los programas de vivienda de interés social han tratado de aliviar esta situación proporcionando vivienda económica subsidiada a diferentes sectores de la población. El número de viviendas producido por estos programas del sector público ha ido creciendo y alcanza actualmente más de 300,000 unidades anuales (Tabla 1). A pesar de lo anterior, el déficit habitacional no ha podido ser abatido y es estimado actualmente entre 5 y 8 millones de viviendas, según el umbral que se fije para una calidad de vivienda adecuada.

Tabla 1 Estadísticas de Viviendas Construidas por el Sector Público

	1980	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Unidades de Vivienda Concluidas en el Año	80,856	240,931	256,496	287,723	264,760	273,758	329,414
Inversión del Sector Público en Vivienda, %PIB	0.84	1.56	1.65	1.81	1.57	1.37	1.56

Fuente: SEDUE

La oferta de vivienda de interés social está limitada esencialmente por la escasez de recursos económicos de la población y del sector público, pero también por la falta de disponibilidad de tierra apta para la construcción y de la infraestructura urbana correspondiente.

Algunos programas tratan de alcanzar al sector de menos recursos de la población mediante acciones como la entrega de lotes con servicios y la autoconstrucción. Estos programas han tenido un reducido impacto hasta la fecha. La atención en este trabajo se concentrará en los programas de construcción de vivienda terminada.

La población ha demostrado siempre una marcada preferencia por la vivienda unifamiliar construida con materiales convencionales; ésta ha sido la solución más frecuente. El

tamaño del lote y el de la vivienda se han reducido con el tiempo. Actualmente, una vivienda típica unifamiliar de interés social se ubica en un lote de alrededor de 100 m<sup>2</sup> y tiene 55 m<sup>2</sup> de construcción, como se muestra en el proyecto típico de la Fig. 1.

En los grandes centros urbanos el costo de la tierra obliga a construcciones multifamiliares. Estas son típicamente edificaciones de tres a cinco pisos y de dos a cuatro unidades por piso. El área construida por unidad es actualmente de alrededor de 55 m<sup>2</sup>, como en los ejemplos de las Figs. 2 y 3.

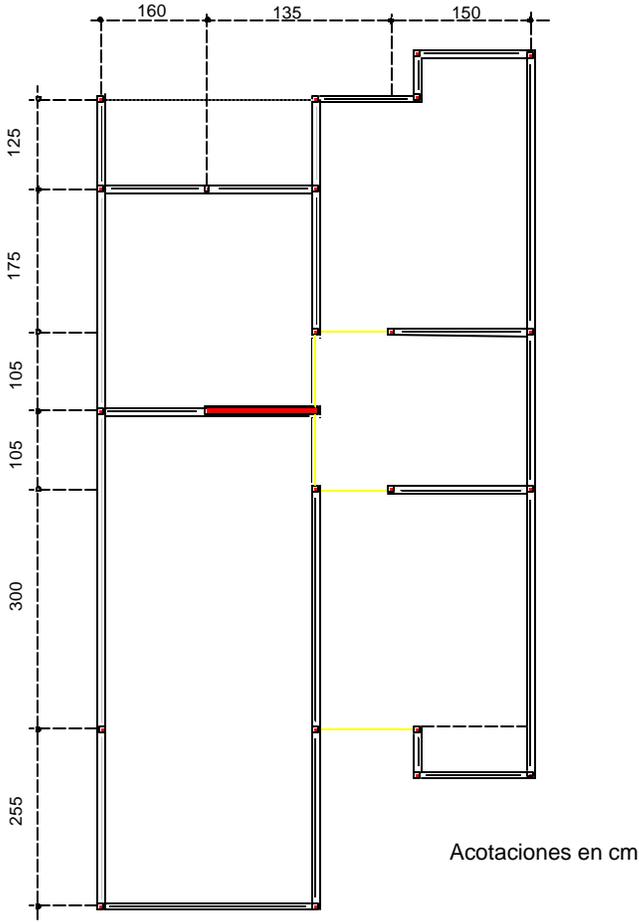


Figura 1 Proyecto Tipo Unifamiliar (Planta)

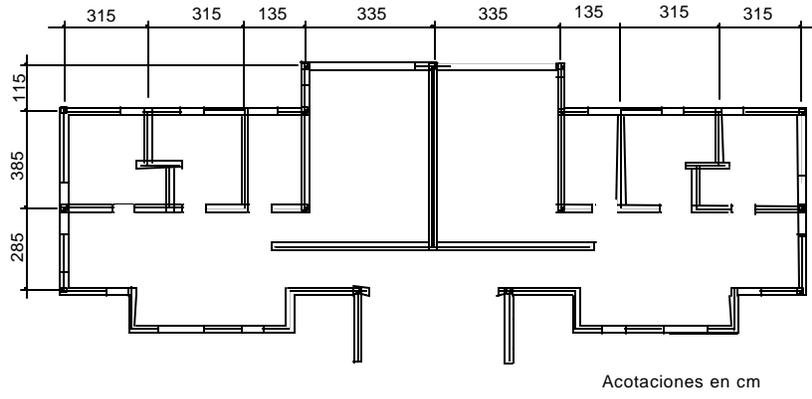


Figura 2 Proyecto Tipo Multifamiliar (2 Unidades por Piso)

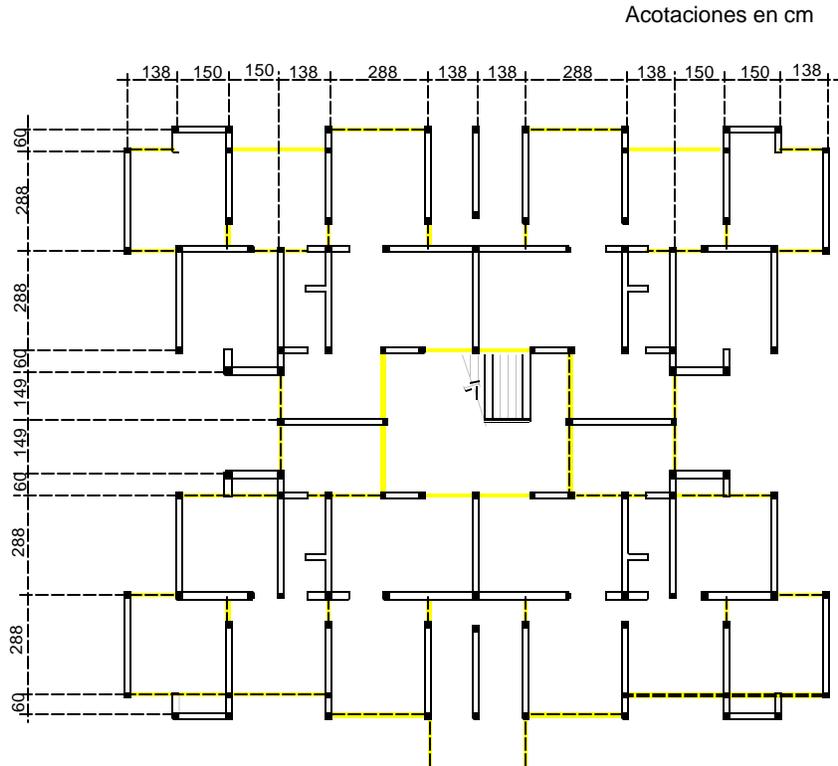


Figura 3 Proyecto Tipo Multifamiliar (4 Unidades por Piso)

Los sistemas constructivos utilizados en la vivienda de interés social han sido muy tradicionales, poco tecnificados e intensivos en mano de obra. La gran mayoría de las

construcciones es a base de muros de mampostería y losas de concreto. Esto obedece, por una parte, a la preferencia de la población por estos materiales y, por otra, a la disponibilidad de mano de obra barata. Desde hace varias décadas se han repetido los intentos por introducir soluciones industrializadas y más tecnificadas para la vivienda. Todas ellas han fracasado desde el principio, o han sido abandonadas con el tiempo, principalmente por su falta de competitividad económica. Las fuertes inversiones que requiere la mayor parte de ellas difícilmente pueden ser amortizadas, especialmente en vista de la falta de continuidad de los programas de vivienda.

Los avances que ha habido en los sistemas constructivos han sido limitados, especialmente en lo que concierne a la parte estructural. A raíz del fuerte cambio que se ha dado recientemente en la política económica del país, existen inquietudes para introducir nuevos sistemas que tiendan, sobre todo, a reducir los tiempos de construcción. Diversas soluciones no convencionales están siendo utilizadas y es previsible que algunas lleguen a imponerse en forma estable.

Uno de los atributos esenciales que deben poseer las construcciones de vivienda es la seguridad estructural. Los reglamentos de construcciones establecen los requisitos que deben cumplirse y los procedimientos que deben seguirse para la comprobación de la seguridad estructural.

En México, uno de los aspectos críticos es la seguridad ante efectos sísmicos. A este respecto, después de los sismos de 1985, primero en la ciudad de México y después en la mayoría de las otras ciudades, se han modificado los reglamentos de construcciones, para hacer mucho más estrictos los requisitos de seguridad sísmica. Esto da lugar a que muchos de los proyectos tipo que se venían usando en los programas de vivienda de interés social necesitan ser modificados para proporcionarles una resistencia sísmica notablemente mayor.

Los cambios que se requieren en el proyecto estructural de las viviendas pueden tener un impacto significativo en su costo, ya que, al contrario de lo que sucede en otros tipos de edificios, el costo de la estructura representa una parte mayoritaria del costo total. Los análisis de costo de tres proyectos tipo de vivienda de interés social, mostrados en la Tabla 2, indican que la estructura, incluyendo su cimentación, incide entre 50 y 70% del total (Ref. 1).

## 1.2 Objetivo y Alcance del Trabajo

Como marco de referencia para orientar los estudios del programa de investigación Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica que se lleva a cabo en el CENAPRED, se realizó una evaluación de los proyectos tipo utilizados por INFONAVIT, dirigida a identificar sus características estructurales y a valorar cómo han cambiado estas características a consecuencia de las modificaciones en los reglamentos de construcciones después de 1985; y a determinar, además, si estas características difieren en regiones del país de distinto grado de peligro sísmico.

Tabla 2 Costo Relativo de Distintas Partes de la Vivienda Económica, en Porcentaje (de la Ref. 1)

Tipo de Construcción	Cimentación	Estructura	Acabados	Instalaciones	Cancelería
Unifamiliar Mampostería	12	38	28	15	7
Multifamiliar Mampostería, 4 niveles	10	60	8	14	8
Multifamiliar Concreto, 5 niveles	16	44	21	12	7

El trabajo se basó en una memoria preparada por INFONAVIT sobre los prototipos usados en sus primeros 15 años de actividades (Ref. 2), y en la recopilación de planos arquitectónicos y estructurales de algunos de sus proyectos más relevantes. Se obtuvieron datos de 156 proyectos de los que se extrajo información básica sobre materiales y sistemas constructivos para su análisis estadístico. De estos proyectos se seleccionaron 21 para un análisis más detallado, que incluyó la determinación de índices de refuerzo y de algunos parámetros indicativos de su seguridad sísmica, en particular el índice de densidad de muros cuyo significado se discutirá más adelante. Para seis de esos proyectos se realizó una revisión cuantitativa de la seguridad ante cargas verticales y ante efectos sísmicos, mediante el método simplificado de diseño que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, Ref. 3). Además, en dos de los conjuntos se realizó una inspección directa de las construcciones para determinar la calidad de construcción y sus condiciones actuales.

Los resultados detallados de la evaluación se encuentran en la Ref. 4. Aquí sólo se apuntarán los datos que se consideran más relevantes.

## 2. MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

Las estadísticas globales de los 156 prototipos estudiados se analizaron en términos de número de pisos, zona sísmica, época de construcción, tipo de cimentación, material de los muros, estructuración de los muros y sistemas de piso.

En la Fig. 4 se muestra la regionalización sísmica más reciente del país (Ref. 5). De las cuatro zonas, sólo la A puede considerarse de bajo peligro sísmico. La zona B, de peligro sísmico moderado, incluye el valle de México, que por sus condiciones geológicas y de subsuelo tiene problemas sísmicos significativos.



Figura 4 Regionalización Sísmica de la República Mexicana

En la Tabla 3 se observa que 74% de los conjuntos se ubican en regiones donde los efectos sísmicos son importantes (zonas B a D), y deben ser tomados en cuenta en el proyecto de las construcciones.

Tabla 3 Clasificación de los Conjuntos Habitacionales por su Zona Sísmica

Zona Sísmica	Número de Conjuntos	Porcentaje de la Muestra
A	41	26.3
B	88	56.4
C	5	3.2
D	22	14.1
Total	156	100.0

Con respecto al número de pisos, predominan los edificios de uno y dos niveles, casi siempre unifamiliares, los que suman 60% de los casos (Tabla 4). El resto se distribuye uniformemente entre 3 y 5 niveles. En esta clasificación, el total de la muestra es superior a 156 porque dentro de un mismo conjunto habitacional existían prototipos distintos.

Tabla 4 Clasificación de los Prototipos por su Número de Niveles

Número de Pisos	Número de Conjuntos	Porcentaje de la Muestra
1	79	29.3
2	82	30.4
3	37	13.7
4	36	13.3
5 o más	36	13.3
Total	270	100.0

Los edificios estudiados fueron construidos entre 1972 y 1992. De ellos, sólo 10% es posterior a 1985, y por tanto, está sujeto a la nueva reglamentación.

Con respecto a la cimentación, como se observa en la Tabla 5, la mitad de las construcciones tiene losa corrida o cajón de cimentación, y la otra mitad zapatas de mampostería o de concreto. El porcentaje alto de edificios con cimentación corrida, aun en los de pocos pisos, refleja que los conjuntos están con mucha frecuencia ubicados en zonas donde el subsuelo tiene baja capacidad de carga.

Tabla 5 Tipos de Cimentación

Tipo de Cimentación	Porcentaje
Zapatas de Concreto	13.0
Zapatas de Mampostería de Piedra Braza	37.0
Losa de Concreto Corrida o Cajón de Cimentación	50.0

Las estadísticas sobre el tipo de losa empleada, mostradas en la Tabla 6, indican que en gran medida (75 %) se sigue empleando la losa de concreto colada en sitio. El uso de la solución semiprefabricada a base de vigueta y bovedilla ha ido aumentando con el tiempo, pero en total representa sólo 16% de los casos. Cabe mencionar que en todos los casos los sistemas de piso son continuos en su plano y constituyen un diafragma horizontal rígido, muy adecuado para una correcta distribución de las fuerzas sísmicas. Las losas prefabricadas cuentan con conexiones soldadas, o coladas en sitio, entre los paneles prefabricados, y los sistemas de viguetas y bovedillas cuentan con una capa de compresión generalmente de 5 cm de espesor y con refuerzo en dos direcciones.

Tabla 6 Tipos de Losa Utilizados en los Conjuntos para Diferentes Periodos, en Porcentaje

Tipo	1972-1976	1977-1981	1982-1986	1987-1992	Total
Losa Maciza de Concreto	5	21	46	3	75
Vigueta y Bovedillas	0	5	6	5	16
Prefabricada	1	1	5	0	7
Otras	0	0	0	2	2

Con relación a los muros de carga que constituyen los sistemas primarios resistentes a sismo, además que a cargas verticales, en la Tabla 7 se muestran los materiales que componen a los muros de mampostería. Se nota que el ladrillo de barro de fabricación artesanal (tabique recocido) predomina y representa casi el 50% de los casos. El muro de tabique de barro industrializado y el de bloque tienen un uso importante. El concreto reforzado se usa en un porcentaje pequeño de casos. Son frecuentes los casos de combinación de diferentes materiales. La variación con el tiempo del uso del tabique recocido indica una reducción clara, pero lenta. A pesar de que desde hace muchos años se han hecho campañas para sustituir este material por otros con propiedades más uniformes y cuya fabricación cause menor impacto ecológico, el tabique recocido sigue siendo muy popular en la construcción de la vivienda.

La clasificación de los muros por su sistema estructural se presenta en la Tabla 8. Se aprecia que la mampostería confinada constituye 62% de los casos y que su uso se ha mantenido constante en el tiempo. La mampostería reforzada, muy popular en otros países, tiene un impacto menor. El número de construcciones con muros de concreto ha ido aumentando con el tiempo y, sobre todo después de 1985, hay un uso significativo de sistemas mixtos de mampostería y de concreto.

Los sistemas estructurales usados en la región de peligro sísmico bajo (zona A) y en las otras tres regiones (B, C y D) se clasifican en la Tabla 9. Se aprecia que en la zona A sólo se han usado los sistemas tradicionales, predominando la mampostería confinada. En las zonas de moderado y alto peligro sísmico, aunque se emplea más comúnmente la mampostería confinada, 15% de los edificios cuentan con muros de concreto reforzado.

Tabla 7 Tipo de Material Usado en los Muros de Carga para Diferentes Periodos, en Porcentaje

Tipo	1972-1976	1977-1981	1982-1986	1987-1992	Total
Tabique de Barro Artesanal	3	14	26	1	44
Tabique de Barro Industrializado	3	10	9	3	25
Tabique de Concreto (Tabicón)	0	1	1	0	2
Bloque Hueco de Concreto	2	5	16	4	27
Muro de Concreto <sup>1</sup>	0	1	1	0	2

<sup>1</sup> Sólo se clasifican así los prototipos que tienen todos los muros de concreto; aquéllos con algunos muros de concreto se clasifican por el tipo de mampostería predominante.

Tabla 8 Sistemas Estructurales Usados en los Muros de Carga para Diferentes Periodos, en Porcentaje

Tipo	1972-1976	1977-1981	1982-1986	1987-1992	Total
Mampostería Confinada	4	18	38	2	62
Mampostería Reforzada	1	4	14	1	20
Mampostería Confinada y Muros de Concreto	1	1	2	5	9
Mampostería Reforzada y Muros de Concreto	1	1	2	3	7
Muros de Concreto Colados en Sitio	0	0	1	0	1
Muros de Concreto Prefabricados	0	1	0	0	1

Tabla 9 Sistemas Estructurales Usados en los Muros para Distintas Regiones Sísmicas, en Porcentaje

Sistema Estructural	Región Sísmica		Total
	A	B, C o D	
Mampostería Confinada	21	44	65
Mampostería Reforzada	8	12	20
Mampostería y Muros de Concreto	0	14	14
Muros de Concreto	0	1	1

### 3. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

#### 3.1 Forma y Estructuración

Los edificios para vivienda de interés social se caracterizan por ser muy regulares y simétricos, lo cual favorece notablemente su comportamiento sísmico. Lo anterior es cierto particularmente en los edificios de vivienda multifamiliar, que por su arreglo de dos o cuatro departamentos idénticos en cada nivel, favorecen la simetría en planta. Por ser la distribución de departamentos igual en todos los niveles, se logra una total regularidad en elevación. No se presenta en estos edificios el caso, muy común en otras edificaciones de este tipo, de tener una planta baja débil. Aquí, en la planta baja se repite siempre el mismo patrón de departamentos y no se deja abierta ésta para estacionamientos y comercios. Las plantas de los proyectos tipo de los edificios mostrados en las Figs. 1 a 3 confirman las características anotadas.

Se revisaron los proyectos tipo en términos de regularidad y simetría, tanto de la forma geométrica como de la distribución de elementos resistentes (muros) y se encontró que, salvo contadas excepciones en las construcciones de uno o dos niveles, todas eran muy regulares.

Una manera cuantitativa de comprobar la idoneidad de la estructuración es revisando el cumplimiento de los requisitos de las NTCM para poder usar el método simplificado de diseño (Ref. 3). Estos requisitos son los siguientes:

a) Más de 75% de las cargas verticales deben ser soportadas por muros ligados a una losa monolítica.

Esto se cumple siempre en los proyectos de este tipo, ya que las cargas verticales son transmitidas exclusivamente por muros de carga que cuentan con refuerzo vertical que los liga al sistema de piso. Este último, en los casos estudiados, constituye un diafragma horizontal rígido en su plano.

b) La distribución de muros debe ser simétrica con respecto a uno de los dos ejes ortogonales principales.

En los proyectos multifamiliares se cumple casi siempre con la simetría con sus dos ejes principales. En los unifamiliares no es así en general, pero se cuenta con dos muros largos de colindancia que eliminan los problemas de torsión.

c) La relación longitud a ancho en planta no debe exceder de dos y la relación altura a ancho mínimo de la base debe ser menor que 1.5.

En ocasiones estas relaciones no son satisfechas estrictamente, pero la diferencia con los límites superiores admitidos, no es muy grande, por lo que no se alcanzan condiciones que pueden afectar significativamente el comportamiento.

d) La altura del edificio no debe exceder de 13 m.

Esta condición se cumple aun en los edificios de cinco niveles, que por tener una altura de entrepiso máxima de 250-260 cm, alcanzan como máximo precisamente los 13 m.

e) Los muros cumplen con los requisitos para mampostería confinada o para mampostería reforzada establecidos por las NTCM.

En este proyecto, esta condición fue revisada cuantitativamente para algunos edificios; los resultados se comentarán más adelante.

### 3.2 Muros de Carga. Distribución y Refuerzo

Como se vio en la sección 2, los muros de carga de estos edificios tienen casi exclusivamente uno de los siguientes tipos de estructuración: mampostería confinada, mampostería reforzada o concreto armado. Para cada uno, las normas respectivas fijan requisitos de refuerzo, tanto en lo relativo a su posición, como a la cuantía. Estos requisitos se verificaron para los 21 proyectos tipo estudiados en detalle.

#### 3.2.1 *Mampostería Confinada*

Los requisitos son los siguientes:

i) Debe haber castillos en los extremos y en las intersecciones de muros y a una distancia no mayor de 4 m en los tableros de muros. Esta condición se cumplió en todos los edificios estudiados.

ii) El armado longitudinal de los castillos debe ser constituido como mínimo por cuatro barras y su área no debe ser menor que

$$A_{s,\min} = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} b d_c \quad (1)$$

en donde  $f_c'$  es la resistencia especificada del concreto en compresión,  $f_y$  es el esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo, y  $b$  y  $d_c$  son las dimensiones de la sección transversal del castillo.

En una gran mayoría de los casos, el refuerzo longitudinal de los castillos excedió al mínimo, en muchas ocasiones por un gran margen (Fig. 5). Se encontraron, sin embargo, nueve castillos, en ocho conjuntos, en que no se cumplió este requisito.

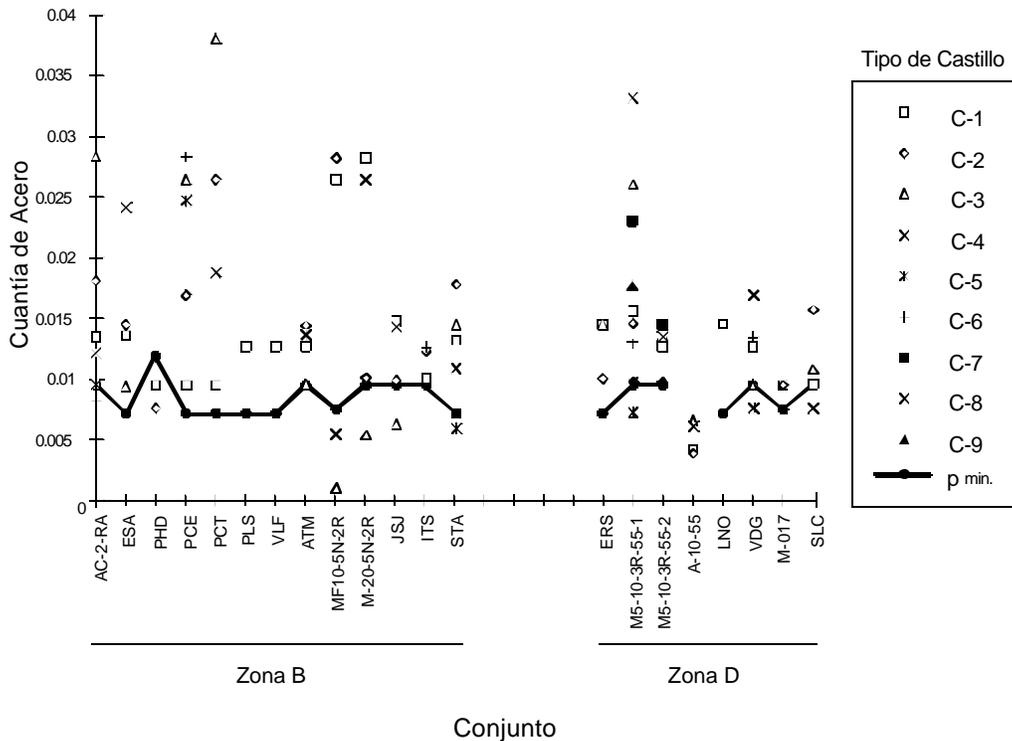


Figura 5 Cuantía de Acero Longitudinal en Castillos para Zonas Sísmicas B y D

iii) Los estribos de los castillos deberán estar espaciados a no más de 20 cm y su área transversal no deberá ser menor que

$$A_s = \frac{1000 s}{f_y d_c} \quad (2)$$

en donde s es la separación de los estribos.

En todos los casos, el refuerzo transversal cumplió con lo requerido (Fig. 6).

iv) Deberá haber dalas en todo extremo horizontal de muro y en los tableros a una separación de no más de 3 m.

Esta condición se cumplió en todos los casos. Además, el peralte de la sección de las dalas es en general muy superior al mínimo establecido, 15 cm. Típicamente las dalas tienen entre 25 y 30 cm de peralte.

v) El refuerzo longitudinal y transversal de las dalas debe cumplir los mismos requisitos que para los castillos.

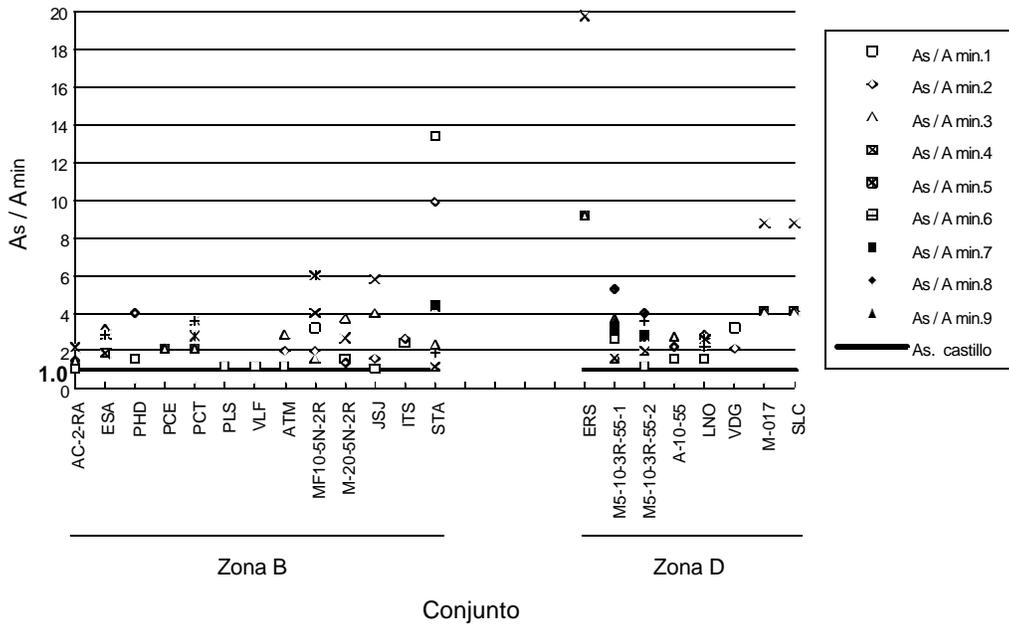


Figura 6 Área de Acero Transversal en Castillos para Zonas Sísmicas B y D

Se encontró que el refuerzo transversal cumplía holgadamente los requisitos, mientras que en un gran número de casos el refuerzo longitudinal era menor que el mínimo requerido (ver Fig. 7). Se considera que esta omisión no es grave, ya que el tamaño de la sección es muy superior al requerido y que la función principal del refuerzo longitudinal es de resistir fuerzas axiales de tensión y fuerza cortante que son bajas en estos elementos.

En general, no se encontró variación en el refuerzo de dalas y castillos antes y después de 1985, ni con el grado de peligro sísmico de la zona donde están ubicados los edificios.

### 3.2.2 Mampostería Reforzada

Se denomina mampostería reforzada a la que cuenta con refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro. El refuerzo vertical se ubica en los huecos de las piezas, generalmente bloques de concreto, y el horizontal en las juntas de mortero o en las ranuras con que cuentan bloques especialmente construidos para la colocación de este refuerzo. Las NTCM especifican para esta modalidad de mampostería lo siguiente:

La cuantía total de refuerzo, suma del vertical más el horizontal, no debe ser inferior a 0.002 y ninguna de las dos cuantías debe ser inferior a 0.0007. La separación del refuerzo vertical no debe exceder de 80 cm y además debe haber refuerzo vertical formado por el equivalente a dos barras del # 3, en los extremos de todos los muros y en sus intersecciones. Los huecos de las piezas que alojan el refuerzo deben estar colados con concreto con consistencia de lechada con una resistencia mínima a compresión de 75 kg/cm<sup>2</sup> (7,4 MPa).

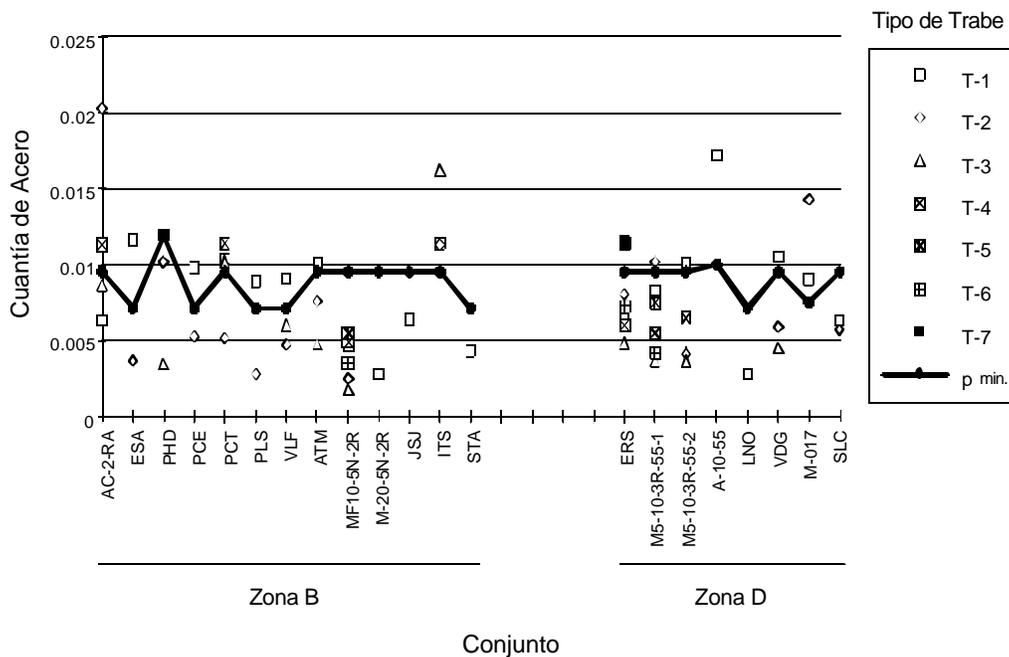


Figura 7 Cuantía de Acero Longitudinal en Traveses para Zonas Sísmicas B y D

Siete de los 21 prototipos estudiados tenían muros de mampostería reforzada. En todos los casos el refuerzo de proyecto excedía el mínimo reglamentario. La variación de las cuantías totales de refuerzo fin los siete proyectos se presenta en la Fig. 8. Sólo un caso tenía refuerzo ligeramente inferior al mínimo; el resto cumplía holgadamente.

Hay que destacar que se han encontrado con frecuencia omisiones en la práctica del refuerzo especificado, así como colado defectuoso de los huecos. En los casos de mampostería reforzada incluidos en las revisiones directas de campo, no se encontró evidencia de este defecto, sin embargo no se hizo una revisión exhaustiva al respecto, por lo que no pueden hacerse aseveraciones acerca del cumplimiento de las especificaciones del proyecto.

### 3.2.3 Muros de concreto

Trece de los 21 prototipos estudiados incluían muros de concreto. La especificación más importante al respecto es la que exige una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0.0025. En la Fig. 9 se muestra que esta cuantía se cumplió ampliamente en la mayoría de los casos. En cuanto al refuerzo vertical, el mínimo requerido es de 0.002 y éste fue satisfecho en general. Se apreció mucha diferencia en lo relativo al refuerzo vertical en los extremos de los muros, que cumple la función de resistir los momentos flexionantes debidos a las cargas laterales. En algunos proyectos no se colocó refuerzo especial, además del uniformemente distribuido, mientras que en otros los muros estaban fuertemente reforzados en sus extremos. La contribución de la carga vertical en el incremento de la capacidad a flexión del muro no fue considerada de manera consistente.

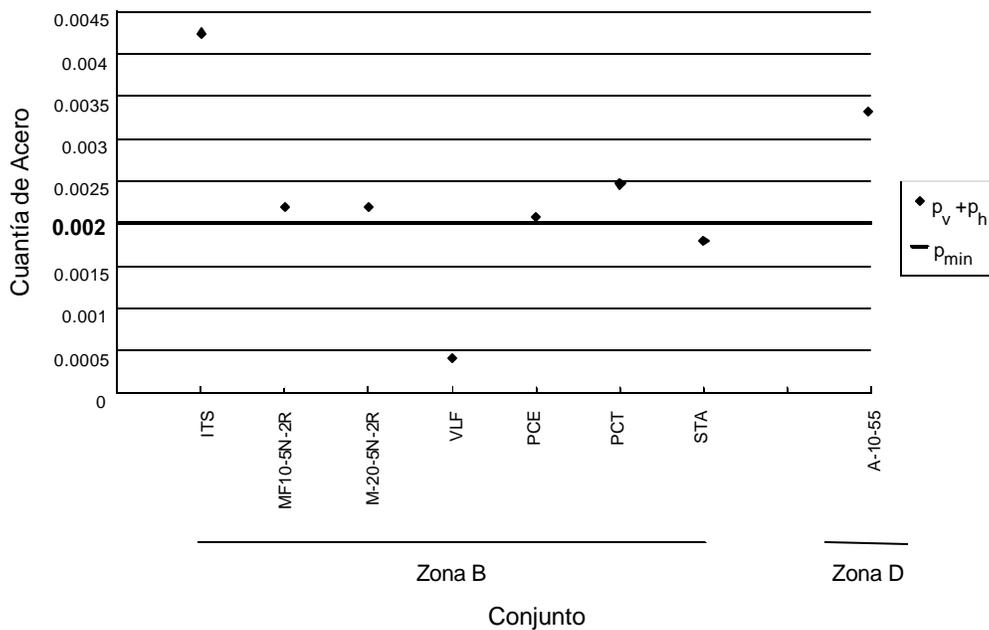


Figura 8 Cuantía Total de Refuerzo Interior en loa Muros de Mampostería Reforzada para Zonas Sísmicas B y D

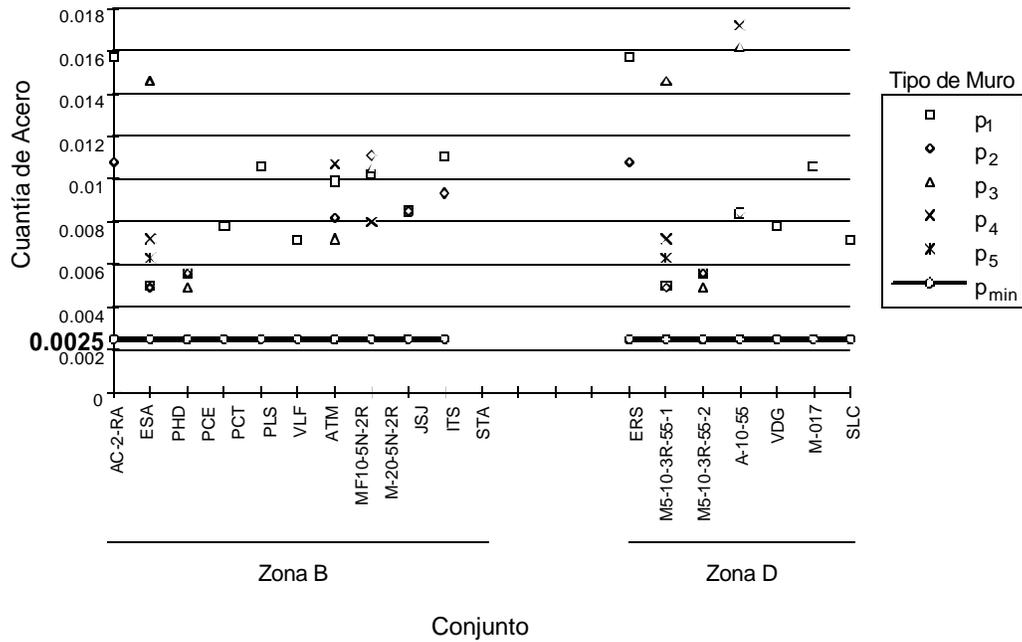


Figura 9 Cuantía de Acero Horizontal en Muros de Concreto

### 3.3 Densidad de Muros

Un índice de fácil determinación y muy representativo de la seguridad sísmica de una construcción como las aquí estudiadas es la densidad de muros en cada una de las direcciones principales del edificio.

Se ha denominado densidad de muros a la relación entre el área transversal efectiva de muros alineados en una dirección principal y el área en planta del edificio

$$d = \frac{\sum F_i A_m}{A_p} \quad (3)$$

donde  $d$  es la densidad de muros, que se puede calcular para la dirección 'x' y para la dirección 'y',  $A_p$  es el área de la planta tipo, y  $\sum F_i A_m$  se refiere a la suma del área transversal de todos los muros (para cada dirección) multiplicada por un factor que reduce la efectividad de los muros de muy poca longitud y que vale

$$F_i = (1.33 L/H)^2 \leq 1 \quad (4)$$

La validez de la densidad de muros como indicador de la seguridad se ha justificado en el primer artículo de este Cuaderno, con base en el método simplificado de diseño sísmico de las NTCM. Para proyectos del tipo en estudio en que el área de la planta y la distribución de muros son constantes en todos los pisos, el índice es proporcional a la relación entre la resistencia al corte de un entrepiso y la fuerza cortante actuante en la planta baja, que es la crítica.

En este trabajo se hizo una extrapolación del concepto de densidad de muros para aplicarlo al caso en que se combinan muros de mampostería con muros de concreto. Se transformó el área de muros de concreto a área equivalente de muros de mampostería multiplicándola por la relación entre el esfuerzo cortante resistente promedio de los dos tipos de muros. Se encontró que para las características típicas de los muros el factor de proporcionalidad es de 6.2 (Ref. 4). Al considerar que las capacidades de los dos tipos de muros no se alcanzan simultáneamente, o sea, no corresponden a la misma deformación lateral (ver Fig. 10 para el desplazamiento  $D$ ), se aplicó un factor de reducción de 0.8 al área equivalente de concreto, lo que dio lugar a un factor total de 5 por el que se multiplicó el área de muros de concreto para transformarla a muros de mampostería.

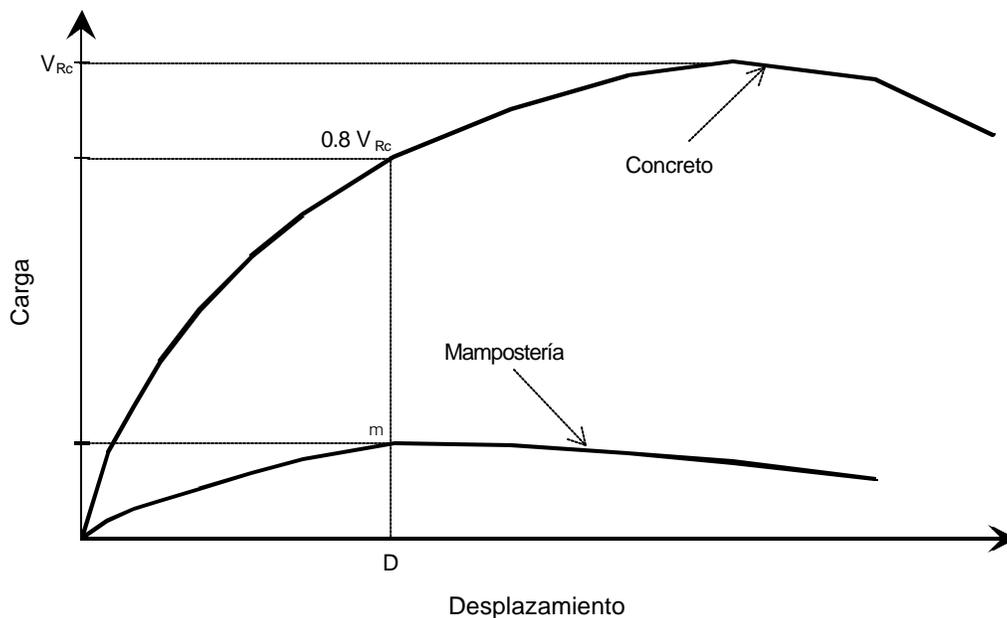


Figura 10 Envoltura Idealizada Carga-Desplazamiento para Muros de Concreto y Mampostería

La variación de la densidad de muros en los 21 proyectos tipo analizados con el número de pisos del edificio se presenta en la Fig. 11. Para cada edificio se indican dos puntos, correspondientes a las dos direcciones principales. Se distinguen además los edificios ubicados en la zona D (de máximo peligro sísmico) de los de las zonas B y C (de peligro sísmico moderado) y de la zona A (de bajo peligro sísmico).

Se aprecia que no existe un aumento pronunciado de la densidad de muros con el número de niveles, lo que sería de esperarse a consecuencia de las mayores fuerzas sísmicas que deben resistirse. Tampoco se encuentra un aumento definido de la densidad para los edificios ubicados en la zona D con respecto a los de la zona B. Lo anterior es indicativo de que el área de muros que se proporciona en estas edificaciones obedece más a consideraciones arquitectónicas que a la intención de proporcionar la resistencia sísmica requerida.

En el primer artículo se ha demostrado que la densidad de muros requerida en cada dirección, para cumplir con los requisitos de seguridad de las NTCM, aumenta linealmente con el número de pisos de acuerdo a la expresión aproximada siguiente

$$d = 0.01 n \quad (5)$$

siendo n el número de pisos. La relación es válida para mampostería de calidad relativamente baja y que deba resistir un coeficiente sísmico neto de aproximadamente 0.2.

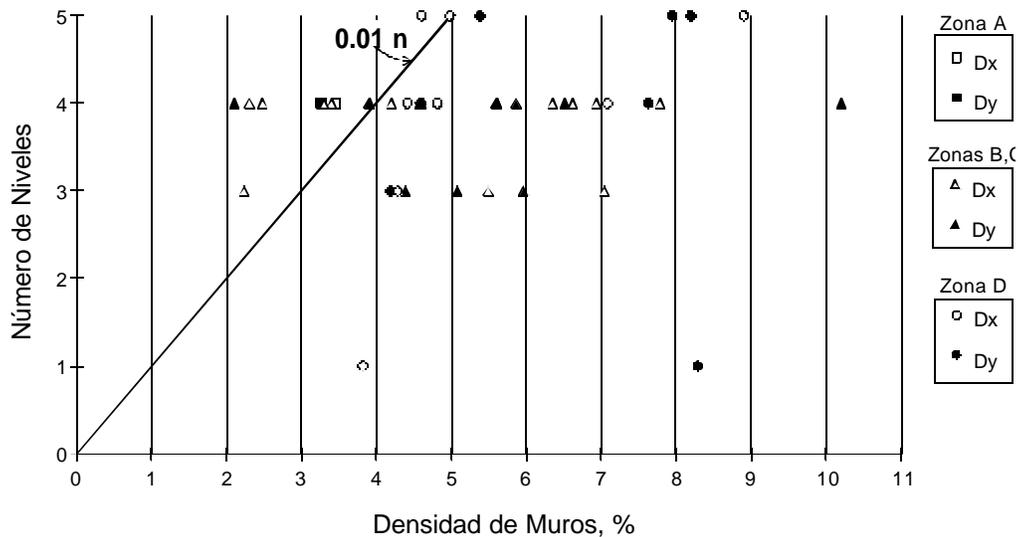


Figura 11 Variación de la Densidad de Muros con el Número de Pisos para los 21 Proyectos Estudiados

En la Fig. 11 se ha dibujado la ecuación anterior. Se observa que una fracción de los casos no satisface la densidad de muros correspondiente a dicha expresión, en particular aquéllos en zonas B, C y D. Lo anterior no es una prueba definitiva de que los edificios no tienen la seguridad sísmica requerida por las normas. Para ello es necesaria una revisión para las propiedades específicas de los muros en cada caso y para las condiciones de peligro sísmico particulares. Estas comprobaciones se hacen en la sección siguiente para un número reducido de prototipos. El hecho que diversos prototipos tengan densidades de muros notablemente menores que las que resultan de la regla aproximada anterior, los hace fuertemente sospechosos de no alcanzar una seguridad sísmica adecuada.

#### 4. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PROYECTOS ESPECÍFICOS

##### 4.1 Revisión con el Método Simplificado de las NTCM

Se seleccionaron seis de los 21 prototipos evaluados inicialmente, para un estudio más detallado de su seguridad estructural. Las propiedades relevantes de los seis prototipos se presentan en la Tabla 10. Todos son para vivienda multifamiliar y son representativos de las soluciones más comunes empleadas recientemente. Están ubicados en zonas de distinto peligro sísmico y la densidad de muros varía desde valores muy bajos hasta muy altos. Prevalecen los sistemas constructivos mixtos, con mampostería confinada, o reforzada, combinada con muros de concreto, al menos en una dirección.

Se revisaron los prototipos ante cargas verticales y ante cargas laterales según el método simplificado de las NTCM.

Se comprobó inicialmente el cumplimiento de los requisitos de regularidad para la aplicabilidad del método simplificado. Se encontró que en cuatro casos se excedía la relación máxima permitida entre longitud y ancho de la planta (que es de dos), y que en dos casos se excedía la relación máxima entre la altura y la dimensión mínima de la base de 1.5. No se consideró esto como un inconveniente grave para la validez del método simplificado, por la gran regularidad de los edificios.

Se revisó la capacidad a carga vertical de cada muro individual, determinando la carga axial actuante por áreas tributarias y la carga resistente por la expresión del método simplificado de las NTCM

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_m \quad (6)$$

en donde  $F_R$  es el factor de reducción de resistencia,  $F_E$  es el factor reductor por excentricidad y esbeltez,  $f_m^*$  es la resistencia nominal en compresión de la mampostería, y  $A_m$  es el área transversal del muro.

También se hizo una revisión de la seguridad global ante cargas verticales, comparando la suma de las resistencias de todos los muros ( $P_R$ ) con la carga vertical actuante en el entrepiso crítico ( $P_U$ ), que es en todos los casos la planta baja.

Los resultados de la revisión se resumen en la Tabla 11. Se encuentra que el esfuerzo promedio de compresión sobre los muros de planta baja varía entre 3.2 y 6.4 kg/cm<sup>2</sup> (0,31 y 0,63 MPa, respectivamente). Este esfuerzo aumenta con el número de pisos; de hecho la relación entre dicho esfuerzo y el número de pisos varía en un intervalo bastante estrecho, entre 1 y 1.25 kg/cm<sup>2</sup> (0,10 y 0,12 MPa, respectivamente), lo que se considera muy adecuado.

En todos los casos se encontró que la suma de las capacidades de los muros excedía a la carga vertical actuante (tomando en cuenta los factores de carga y de resistencia especificados por las NTCM). En cinco de los seis prototipos se encontraron algunos muros que, revisados individualmente, no cumplían con la seguridad requerida ante cargas verticales. En cuatro de estos cinco casos los muros que resultan escasos representan un porcentaje menor de 10% del área total de muros en la planta. Por ello, no se considera grave esta carencia, ya que la seguridad global es adecuada y los sistemas de piso permiten cierta redistribución de las cargas, de manera que se alivien los muros más esforzados y aumenten las cargas en los menos esforzados. En uno de los prototipos, sin embargo, el porcentaje de los muros con escasa resistencia es elevado (30%), por lo que es dudoso que la redistribución de cargas pueda resultar suficiente para dejar a todos los muros en una condición segura.

Para la revisión ante cargas laterales (efectos sísmicos) se enfrentan dos dificultades. La primera es que no se cuenta con una normativa de aplicación nacional que especifique los valores de las acciones sísmicas de diseño para las diferentes regiones del país. Se decidió emplear los coeficientes sísmicos propuestos en el Manual de Obras Civiles de la CFE (Ref. 5) para usarse en el método simplificado de diseño sísmico. Estos coeficientes se muestran en la Tabla 12. Del examen de dicha tabla se pone en evidencia la gran diferencia en los coeficientes sísmicos para las diferentes regiones. Por ejemplo, para la zona D (la costa del Pacífico), los coeficientes sísmicos para los tipos de terreno más desfavorables son cercanos al triple de los que se especifican para la zona B (el Distrito Federal, por ejemplo).

La otra dificultad para la revisión de la seguridad sísmica de los prototipos es que no se cuenta con información precisa sobre el tipo de suelo en que han sido edificados. Los planos estructurales examinados corresponden a un conjunto habitacional edificado en un sitio específico, del cual en la mayoría de los casos no se pudo obtener información geotécnica. Por el tipo de cimentación de la mayoría de ellas, a base de losa corrida, se supone que no se encuentran en zonas de terreno firme. Sólo para dos de los proyectos se confirmó que las condiciones de suelo correspondían a suelo firme (zona I). Para los otros cuatro se supuso un terreno de transición (zona II). En la Tabla 12 se aprecia la gran diferencia en los coeficientes sísmicos para las dos zonas.

La determinación de la resistencia sísmica se hizo sumando la capacidad a fuerza cortante de todos los muros en cada dirección ( $V_R$ ). En caso de combinación de muros de mampostería con muros de concreto, la resistencia de los que tenían menor contribución se multiplicó por 0.8 para considerar que los dos tipos de muro no alcanzan simultáneamente su máxima capacidad. Los resultados de la revisión se resumen en la Tabla 13. Se aprecia que los dos prototipos ubicados en la región de mayor peligro sísmico (D) tienen una resistencia insuficiente en ambas direcciones, y que otro prototipo (ITS) queda escaso en una dirección. Hay que considerar que el prototipo que resulta más inseguro (A-10-55) fue construido antes de 1985 y posiblemente haya sido diseñado para coeficientes sísmicos menos severos de los aquí considerados.

Tabla 10 Características de los Seis Prototipos Revisados

Prototipo	Número de Niveles	Zona Sísmica	Lustro de Construcción	Densidad de Muros, %		Sistema Constructivo
				X	Y	
PHD	3	B	1987-1992	4.20	10.20	Mampostería reforzada con muros de concreto en X
A-10-55	5	D	1982-1986	4.60	7.95	Mampostería reforzada con muros de concreto en Y
M5/10-3R-55-2	5	D	1987-1992	8.90	8.20	Mampostería confinada con muros de concreto en X. y Y
VLf	4	A	1987-1992	6.62	5.60	Mampostería confinada y reforzada con muros de concreto en X
ITS	5	B	1987-1992	2.30	5.60	Mampostería confinada y mampostería reforzada
ESA	4	B	1982-1986	3.40	3.90	Mampostería confinada

Tabla 11 Revisión de la Seguridad ante Carga Vertical de los Seis Prototipos

Prototipo	Número de Niveles	Esfuerzo de Compresión Promedio, kg/cm <sup>2</sup>	Factor de Seguridad Global $P_R/P_u$ <sup>1</sup>	Resultado de la Revisión de los Muros Individuales (Porcentaje de Muros Escasos)
PHD	3	3.2	1.56	Cuatro muros no pasan (1%)
A-10-55	5	6.0	1.29	Ocho muros no pasan (10%)
M5/10-3R-55-2	5	4.7	1.60	Dos muros no pasan (7%)
VLF	4	4.9	1.13	Dos muros no pasan (1%)
ITS	5	6.4	2.10	Todos pasan (0%)
ESA	4	4.6	1.14	20 muros no pasan (30%)

<sup>1</sup> En este cociente sólo se incluyen los muros de mampostería.

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa

Tabla 12 Coeficientes Sísmicos para Estructuras del Grupo B (de la Ref. 5)

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	$a_0$	$c$	$T_a$ [s]	$T_b$ [s]	$r$
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0	1.7	1

En conclusión, algunos prototipos están muy sobrados y otros muy escasos, y no parece que los proyectos hayan sido diseñados de acuerdo a las normas sísmicas actuales.

#### 4.2 Inspección de dos Conjuntos Habitacionales

Se realizó una visita de inspección a tres conjuntos habitacionales, en los que había edificios de cuatro prototipos diferentes. El objetivo fue verificar la calidad de la construcción, la concordancia con el proyecto estructural, y el estado de conservación y mantenimiento.

En conclusión, la calidad de la construcción puede considerarse aceptable o buena en dos de los conjuntos y deficiente en el tercero. Los defectos que se encontraron en algunos edificios del tercer conjunto son de los tipos siguientes:

- a) Construcción inadecuada de los muros de mampostería, con arreglo irregular de las piezas, espesor irregular de juntas y algunos desplomos.

Tabla 13 Revisión de la Seguridad ante Sismo de los Seis Prototipos

Prototipo	Región Sísmica	Tipo de Suelo	Coeficiente Sísmico <sup>1</sup>		Densidad de Muros		Factor de Seguridad Global $V_R/V_u$	
			X	Y	X	Y	X	Y
PHD	B	II	0.14	0.18	4.20	10.20	1.22	2.05
A-10-55	D	I	0.33	0.33	4.60	7.95	0.48	0.61
M5/10-3R-55-2	D	I	0.25	0.25	8.90	8.20	0.83	0.86
VLF	A	II	0.17	0.20	6.62	5.60	0.90	1.18
ITS	B	II	0.23	0.23	2.30	5.60	0.46	1.12
ESA	B	II	0.18	0.20	3.40	3.90	1.49	1.45

<sup>1</sup> Coeficiente sísmico reducido por el factor de comportamiento sísmico Q. Para muros con piezas macizas, Q = 2.0; con piezas huecas, Q = 1.5.

b) Defectos en dalas y castillos, como sección irregular y recubrimiento insuficiente. Se encontraron varillas expuestas con corrosión incipiente. La causa principal de estos defectos estriba en un cimbrado inadecuado.

c) Colado inadecuado de castillos y dalas con pobre compactación del concreto.

d) Diferencia en el tipo de pieza especificado en plano y el usado en obra. Falta de verificación de la resistencia de las piezas usadas.

e) Diferencia en la separación del refuerzo en muros de concreto.

La magnitud de los defectos mencionados es variable de uno a otro edificio del conjunto. En particular, la construcción de este conjunto se ha prolongado por muchos años, a lo largo de los cuales se han realizado modificaciones al proyecto por diferentes razones, una de las cuales ha sido de mejorar su resistencia a sismo, para los edificios construidos después de 1985. Los intentos al respecto no siempre han sido afortunados, como en el caso de un edificio comenzado con muros de bloque en sus pisos inferiores y continuado con muros de concreto.

Ningún edificio de los tres conjuntos presentaba daños estructurales evidentes. Sólo se observó agrietamiento diagonal en algunos muros del último piso de unos edificios ubicados en una zona de clima muy cálido. Este agrietamiento se atribuye a las deformaciones por temperatura de la losa de azotea.

En diversos casos el mantenimiento de los edificios era claramente defectuoso; especialmente en lo relativo a la protección de las humedades que tienden a generar corrosión en el acero de refuerzo.

## **5. CONCLUSIONES**

De los resultados de las diferentes partes del estudio se derivan las siguientes conclusiones principales.

1. Los sistemas constructivos tradicionales continúan dominando en la vivienda de interés social, con muros de mampostería confinada o con refuerzo interior, y con losas de concreto monolíticas o con viguetas y bovedillas. El tabique recocado sigue siendo el material más común seguido por el bloque de concreto.

2. Después de 1985 se siguen usando los mismos sistemas constructivos; la modificación más evidente es la combinación de muros de concreto con muros de mampostería para incrementar la resistencia a sismo.

3. Se aprecia una gran diferencia de criterios en cuanto al proyecto estructural de los edificios, sobre todo después de 1985. Mientras en algunos proyectos se tienen factores de seguridad muy elevados, en otros no se alcanzan los mínimos reglamentarios. Lo anterior se deriva de la comparación de los índices de densidad de muros en los diferentes proyectos y de los cálculos específicos realizados para seis prototipos. Hay prototipos que tienen escasez de muros en una dirección.

4. Los proyectos de los prototipos parecen obedecer esencialmente a razones arquitectónicas y poco a condiciones estructurales. Debe haber proyectos específicamente pensados para las zonas de mayor peligro sísmico.

5. No siempre la calidad de la construcción es adecuada para garantizar un buen comportamiento estructural. Se han observado defectos en la ejecución y en la calidad de los materiales, así como modificaciones no siempre atinadas de los proyectos originales. Se deben reforzar los programas de control de calidad y supervisión en las obras.

6. En general, el comportamiento estructural de los conjuntos ha sido satisfactorio. Se han tenido diversos problemas debido a condiciones inadecuadas de cimentación, como hundimientos diferenciales o deslizamientos de laderas. No se tiene noticia de daños significativos por sismo. Sin embargo, el buen desempeño exhibido no debe ser excusa para relajar los requisitos de diseño y construcción.

7. En resumen, los sistemas constructivos empleados han resultado muy favorables en cuanto al comportamiento estructural, principalmente por la abundancia de muros y por la regularidad de la forma y de la estructuración. No obstante, debe prestarse mayor atención a los aspectos estructurales, tanto en el proyecto como en la construcción, especialmente para los edificios ubicados en las regiones de más alto peligro sísmico del país.

## **6. REFERENCIAS**

1. Díez de Bonilla, J., "Tendencias Futuras en Proyectos de Vivienda Económica en México. Punto de Vista de los Constructores", Memorias del Taller Nacional 'Presente y Futuro de la Investigación Experimental en Estructuras en México, Japón y EVA. Evaluación de Resultados de Ensayes en Estructuras de Mampostería', CENAPRED, México, D.F., feb. 1992, pp. 168-174.

2. Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores, "INFONAVIT 15 Años", México, D.F., agto 1988, 328 pp.

3. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., mar. 1989, 19 pp.

4. Díaz-Infante, L.A., "Estadísticas de Propiedades Estructurales de Conjuntos Habitacionales de Interés Social", Tesis Profesional, Fac. de Ingeniería, UNAM, 1993, 137 pp.

5. Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Obras Civiles", México D.F., 1994.

### **III**

**COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE SISTEMAS DE MUROS  
DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON DIFERENTES  
GRADOS DE ACOPLAMIENTO A FLEXIÓN**

por

Sergio M. Alcocer

Roberto Meli

Tomás A. Sánchez

Leonardo E. Flores

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Como se ha mencionado en los artículos anteriores de este Cuaderno, la experiencia en eventos sísmicos ha mostrado un comportamiento satisfactorio de los edificios a base de muros de carga de mampostería. No obstante ello, a raíz de los sismos de 1985, la normatividad de este tipo de estructuras en el Distrito Federal y en ciudades del interior del país fue revisada. Actualmente, los reglamentos contienen requisitos más severos para el diseño sísmico que los reglamentos anteriores a 1985, lo que ha obligado a que los proyectos tipo de vivienda de interés social deban ser modificados para satisfacer dichos requerimientos. Por el carácter repetitivo de los proyectos de vivienda, sobre todo en zonas de alto y moderado peligro sísmico, es importante contar con una verificación experimental de su seguridad sísmica.

Los estudios sobre el comportamiento de muros mampostería ante cargas laterales realizados hace dos décadas han servido de base para establecer los procedimientos de diseño vigentes. Los especímenes ensayados en esa época fueron muros aislados. Sin embargo, hasta la fecha, no se habían realizado ensayos de sistemas completos y a escala natural que permitieran verificar el comportamiento ante cargas laterales de estas estructuras. Algunos de los aspectos por estudiar son: la influencia del acoplamiento a flexión y el efecto del acero horizontal en el comportamiento sísmico, y la interacción de muros y diafragmas de piso en una estructura tridimensional. El Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED permite la ejecución de estos estudios.

Como se anota en la Introducción de este Cuaderno, el CENAPRED ha venido desarrollando un programa de investigación sobre la seguridad sísmica de la vivienda económica. En este artículo se presentan los resultados más sobresalientes de la primera fase experimental.

### 1.2 El Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED

El Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) del Centro Nacional de Prevención de Desastres ocupa el edificio más grande del Centro. Para aplicar cargas horizontales, el laboratorio cuenta con un muro de reacción de concreto reforzado y postensado de 9 m de altura y 8.4 m de ancho. Para aplicar las reacciones verticales a los modelos, el LEG tiene una losa de reacción de concreto de 8.4 m de ancho y 15 m de longitud. El laboratorio dispone de marcos de carga de acero para complementar el sistema muro–losa de reacción. El LEG cuenta con los equipos más modernos para la realización de ensayos de tipo cuasiestático y seudodinámico. Entre ellos se encuentran gatos hidráulicos de 50, 100 y 400 t, equipos automáticos de adquisición de datos, un sistema de ensayos controlados por computadora, transductores eléctricos de carga, de desplazamiento y de deformación, y una máquina universal de 100 t.

### 1.3 Efecto del Acoplamiento a Flexión de Muros en la Respuesta Sísmica de Edificios

En teoría, los muros de mampostería pueden clasificarse, de acuerdo a la manera en que resisten las fuerzas inducidas por los sismos, en (Ref. 1):

- 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. 1a), las cargas laterales son resistidas predominantemente mediante deformaciones por flexión de los muros de modo que la energía se disipa en articulaciones plásticas en la base de cada muro, en 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 el sistema de piso sea flexible.

Comúnmente, las construcciones de mampostería tienen muros de fachada provistos de aberturas en forma de puertas o ventanas (Fig. 1). 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. 1b). 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. 1). 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 piso más pretil, si éste existe) es más débil que las mochetas (Fig. 1c). 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. 1c, la distribución de momentos flexionantes en la altura del muro depende directamente del grado de acoplamiento supuesto en el análisis. Así, 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. Es, por tanto, indispensable evaluar experimentalmente el efecto del grado de acoplamiento en el comportamiento de muros de mampostería.

#### 1.4 Objetivos del Estudio

En este artículo se presentan los resultados que se consideran más relevantes del ensayo de tres sistemas a escala natural compuestos por dos muros de mampostería confinada ligados entre sí con diferentes condiciones de acoplamiento. La descripción detallada de los experimentos se encuentra en la Ref. 2.

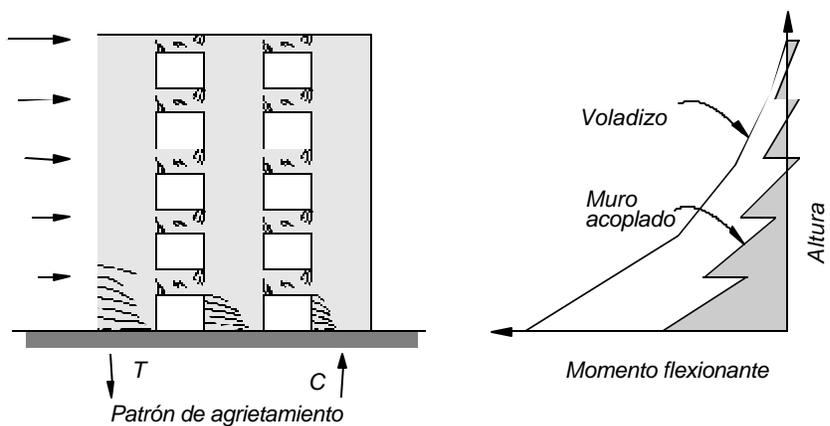
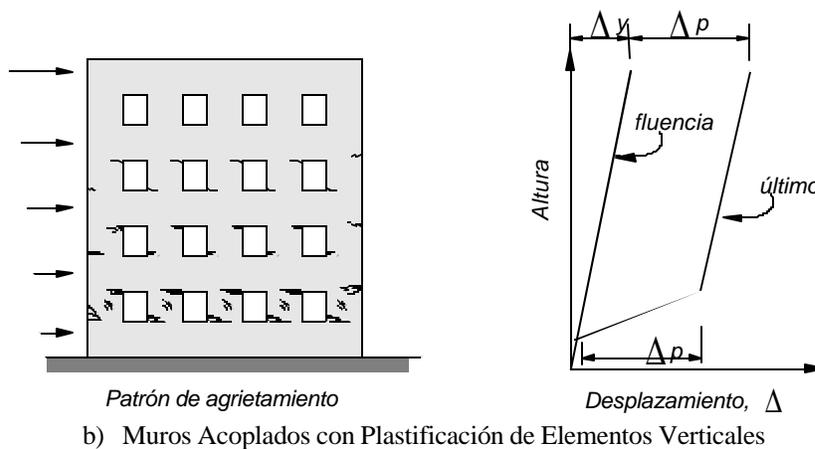
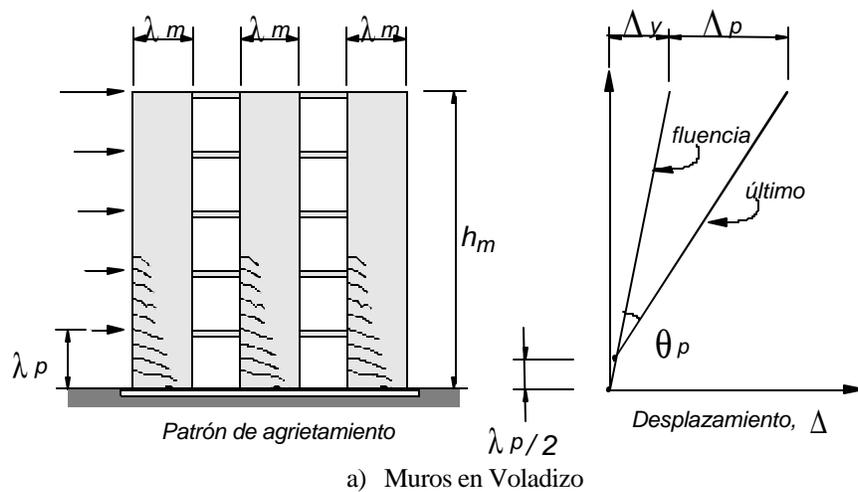


Figura 1 Clasificación de Muros de Mampostería según su Participación en la Resistencia de Cargas Inducidas por Sismos (de la Ref. 1)

Los objetivos de esta fase eran investigar:

1. El efecto de distintos grados de acoplamiento a flexión en el comportamiento histerético de los sistemas de muros.
2. La influencia del acoplamiento en el modo de falla de los modelos.
3. Las características de degradación de rigidez y disipación de energía según el grado de acoplamiento entre los muros.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

En esta primera etapa se ensayaron tres sistemas de dos muros de mampostería confinada ligados entre sí. Los modelos fueron diseñados y construidos de acuerdo a la práctica vigente en el Distrito Federal (Refs. 3 y 4). La variable experimental del 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, W-W, los muros estaban únicamente conectados por medio de barras corrugadas de acero de alta resistencia que transmitían la fuerza lateral entre ellos. Las relaciones  $M/VL$  de los muros eran iguales a 1.5 y 1.0. Este modelo no intenta reproducir una condición real en estructuras de este tipo, pero su comportamiento sirve de patrón de comparación con las otras estructuras. En el segundo modelo, WBW, los muros estaban ligados por una dala y una losa de concreto colados in situ, creando una abertura en forma de puerta y, por tanto, con menor  $M/VL$ . El tercer espécimen, WWW, tuvo un grado de acoplamiento mayor, ya que contó con pretiles, de manera que la abertura tenía forma de ventana. Las tres estructuras representan los muros de la planta baja de un edificio de interés social de cuatro o cinco niveles.

### 2.1 Especímenes de Prueba

#### 2.1.1 Descripción

La geometría de los modelos se muestra en la Fig. 2. Los especímenes tenían una longitud de 5 m y estaban formados por dos muros de 1.6 m y 2.4 m de longitud. En WBW y WWW, el sistema dala–losa fue continuo sobre los muros. La altura de los pretiles en WWW era de 1 m. Los muros se construyeron con tabiques de barro de tipo artesanal. Los muros estaban confinados por castillos de sección nominal de 12.5 cm por 15 cm. El espesor de los muros era de 12.5 cm. Las dalas tenían una sección de 12.5 cm por 25 cm. En todos los modelos, el espesor de las losas fue igual a 10 cm y el ancho igual a 120 cm. La altura de las estructuras, desde su desplante, era de 2.5 m, que es un valor cercano al límite superior para las alturas de entrepiso comúnmente empleadas en este tipo de estructuras.

#### 2.1.2 Características de los Materiales y Armado

La resistencia de diseño a la compresión del concreto de castillos, dalas y losa fue de 200 kg/cm<sup>2</sup> (19,6 MPa). Las resistencias promedio del concreto de castillos medidas a la compresión fueron iguales a 275, 165 y 135 kg/cm<sup>2</sup> (que corresponden a 27,0; 16,2 y 13,2 MPa) para W-W, WBW, WWW, respectivamente. La resistencia promedio medida del concreto de las losas y dalas fue de 360 kg/cm<sup>2</sup> (35,3 MPa).

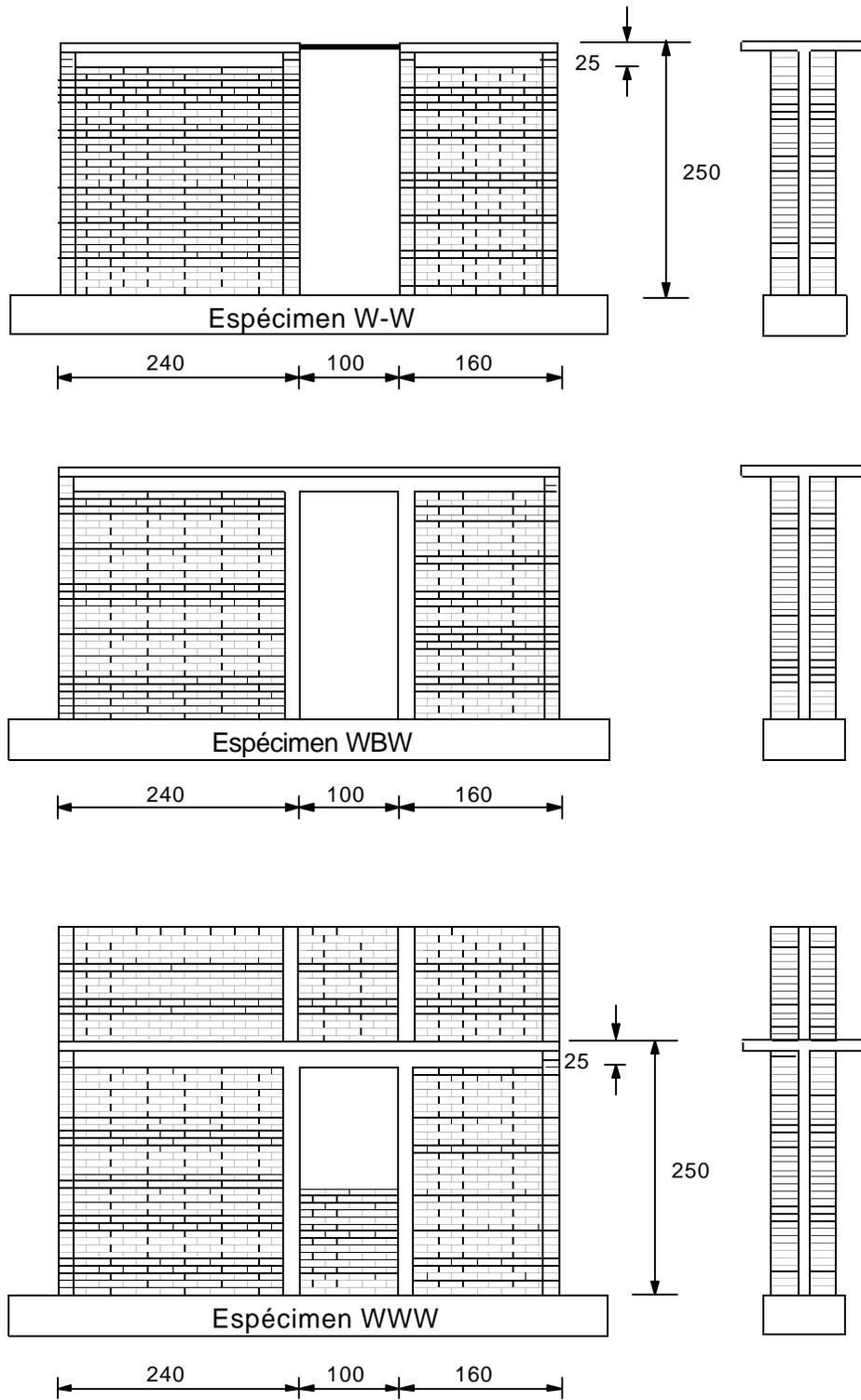


Figura 2 Geometría de los Modelos

El mortero utilizado en la construcción de los modelos fue dosificado por volumen para obtener una resistencia a la compresión de 125 kg/cm<sup>2</sup> (12,3 MPa), la cual, según la Ref. 3, corresponde a un mortero tipo I. El mortero se dosificó con una relación volumétrica cemento:arena igual a 1:3. La resistencia promedio a la compresión del mortero obtenida del ensaye de cubos de 5 cm de arista fue de 160 kg/cm<sup>2</sup> (15,7 MPa).

Para obtener la resistencia a la compresión de la mampostería, simultáneamente a la construcción de los muros, se construyeron pilas con siete tabiques sobrepuestos. El número de tabiques de las pilas se decidió de manera que la relación de esbeltez de ella fuera cercana a cuatro y que, por tanto, el factor correctivo de la resistencia fuera igual a la unidad (Ref. 3). La resistencia promedio a compresión de la mampostería fue de 48 kg/cm<sup>2</sup> (4,7 MPa) para W-W y de 53 kg/cm<sup>2</sup> (5,2 MPa) para WBW y WWW.

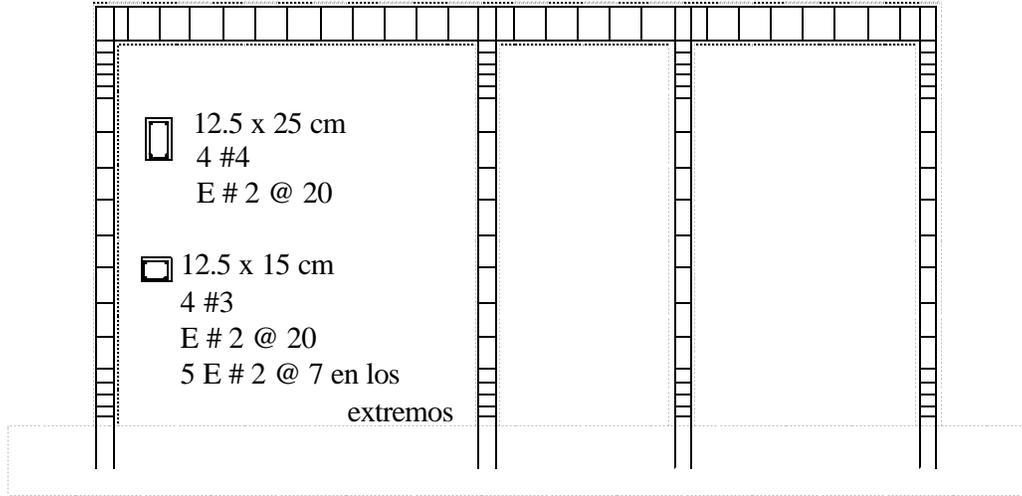
La resistencia a la tensión diagonal de la mampostería se obtuvo del ensaye de muretes. Los muretes, sensiblemente cuadrados, fueron hechos con una pieza y media de base y cinco hiladas y, al igual que las pilas, fueron elaborados durante la construcción de los modelos. La prueba se realizó cargando en compresión a los muretes sobre una de las diagonales. La resistencia promedio a tensión diagonal de la mampostería fue de 10 kg/cm<sup>2</sup> (0,98 MPa) para los tres modelos.

Para el refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losa se usaron varillas corrugadas con esfuerzo nominal de fluencia igual a  $f_y = 4\,200$  kg/cm<sup>2</sup> (412,0 MPa). Para los estribos de castillos y dalas se usó alambrión del # 2 con  $f_y = 3\,000$  kg/cm<sup>2</sup> (294,3 MPa). El esfuerzo de fluencia medido para las barras del # 2, 3 y 4 fue igual a 2 810, 4 610 y 4 320 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente (que corresponden a 275,7; 452,2 y 423,8 MPa).

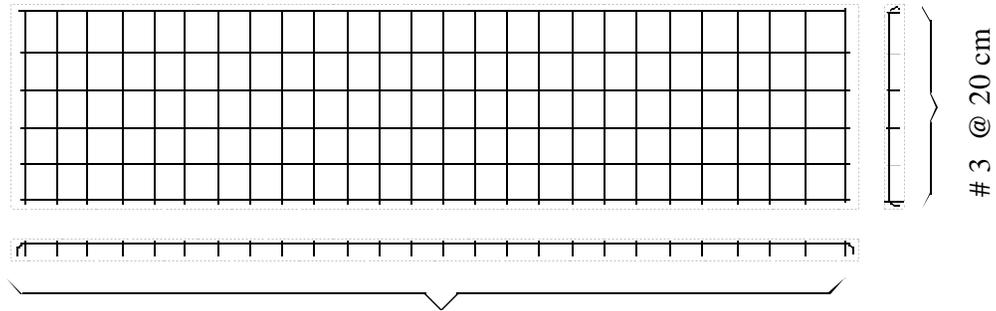
En la Fig. 3 se muestran los detalles del armado de WBW. El refuerzo de W-W y WWW fue similar. El armado longitudinal de los castillos constó de cuatro varillas corrugadas del #3. Transversalmente, los castillos se reforzaron con estribos lisos del #2 separados a cada 20 cm, excepto en los extremos donde se colocaron cinco estribos a cada 7 cm. La menor separación de estribos en los extremos de los castillos obedece a que, ensayes en laboratorio de muros de mampostería confinada con esta modalidad de refuerzo (Ref. 6) han evidenciado un comportamiento más estable y dúctil que cuando la separación en toda la altura del elemento es igual a 20 cm.

Las dalas fueron reforzadas longitudinalmente con cuatro varillas del #4, y transversalmente con estribos lisos del #2 a cada 20 cm. Los estribos de castillos y dalas fueron rematados por ganchos a 135°. Las varillas longitudinales fueron terminadas en el nudo con ganchos a 90°.

El armado de las losas en la dirección longitudinal consistió en una parrilla de seis varillas corrugadas del #3 separadas 20 cm y de varillas corrugadas del #4 a cada 20 cm en la dirección transversal.



Elevación



# 4 @ 20 cm

Losa

Figura 3 Geometría del Modelo WBW

### 2.1.3 Construcción

Los muros fueron desplantados en vigas de cimentación construidas con concreto reforzado. Los castillos ya armados fueron anclados en las vigas con ganchos de 90°. Los muros fueron construidos en dos etapas. Primero, se levantaron los muros hasta la mitad de su altura final. Posteriormente se colaron las mitades de los castillos (hasta la misma altura de la mampostería). Después se construyó el resto del muro y se colaron las segundas mitades de los castillos. Finalmente se colaron, simultáneamente, la dala y la losa. Según esta secuencia de construcción se dejaron tres juntas de construcción en cada modelo: en el desplante de los muros, a la mitad de la altura de ellos y en el nudo dala–castillo. Durante los ensayos no se observaron signos de daño en dichas juntas. El concreto empleado en los castillos, dala y losa fue elaborado en el laboratorio y colocado usando botes. El concreto de la dala y losa fue compactado con un vibrador eléctrico portátil. El concreto fue curado a temperatura ambiente sin tomar ninguna medida especial. El agua del mortero se añadió para mantener una trabajabilidad adecuada. Durante la construcción de los muros, se saturó el tabique antes de su pegado como lo indica la Ref. 3. Los tres modelos fueron construidos por la misma cuadrilla de albañiles.

### 2.2 Dispositivo de Carga

En la Fig. 4 se muestra el dispositivo de carga empleado en el ensaye de los modelos. La carga lateral fue aplicada mediante un gato hidráulico de doble acción, capaz de resistir fuerzas de compresión y de tensión. El gato hidráulico fue fijado al muro de reacción a través de una placa de acero. El gato se conectó al modelo a la altura de la losa en un costado del tablero cuadrado. Durante los semiciclos positivos, el gato hidráulico horizontal estaba a compresión (empujaba al modelo, ver Fig. 4). En los semiciclos negativos, el espécimen se jaló mediante barras de acero de alta resistencia conectadas al gato y ancladas en una placa de acero localizada en el costado exterior del muro rectangular. Para evitar desplazamientos fuera del plano del muro, se construyeron mochetas transversales de mampostería en la altura de los castillos extremos.

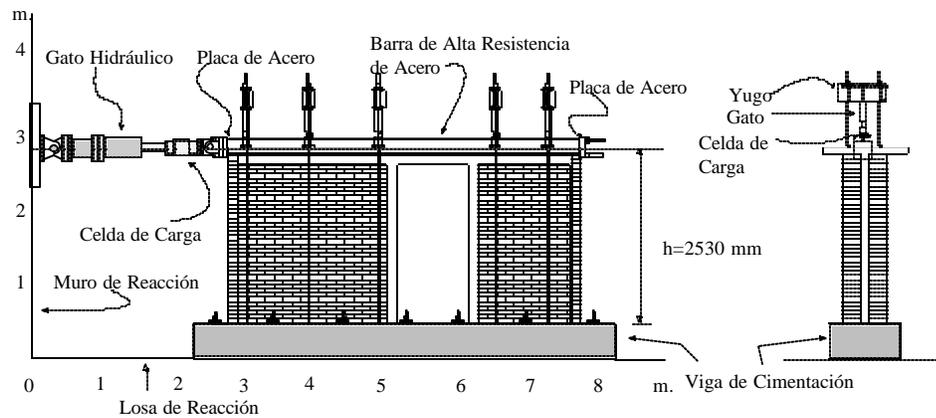


Figura 4 Dispositivo de Carga

Para simular los efectos de los esfuerzos verticales producidos por cargas gravitacionales se empleó el dispositivo mostrado en la Fig. 4. El dispositivo constaba de gatos hidráulicos de simple acción (sólo resisten compresión) que reaccionaban contra un yugo de acero anclado a la losa de reacción por medio de barras de acero de alta resistencia. El esfuerzo vertical aplicado fue igual a  $5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,5 \text{ MPa}$ ), calculado según las dimensiones reales de los muros. Este valor puede considerarse como típico en edificios de vivienda económica de unos cuatro o cinco niveles de altura (ver el segundo artículo de este Cuaderno). El esfuerzo vertical se mantuvo constante durante el ensaye. Los gatos hidráulicos del dispositivo de carga fueron controlados con bombas hidráulicas eléctricas.

### 2.3 Historia de Carga

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 Fig. 5 se muestra una historia de carga típica. En la primera fase, la prueba fue controlada por carga. La secuencia de cortante (i.e. carga lateral) máxima aplicada fue igual a 5, 10, 18 t (49, 98, 177 kN, respectivamente) y a la que produjera el agrietamiento diagonal. Se definió como agrietamiento diagonal a la

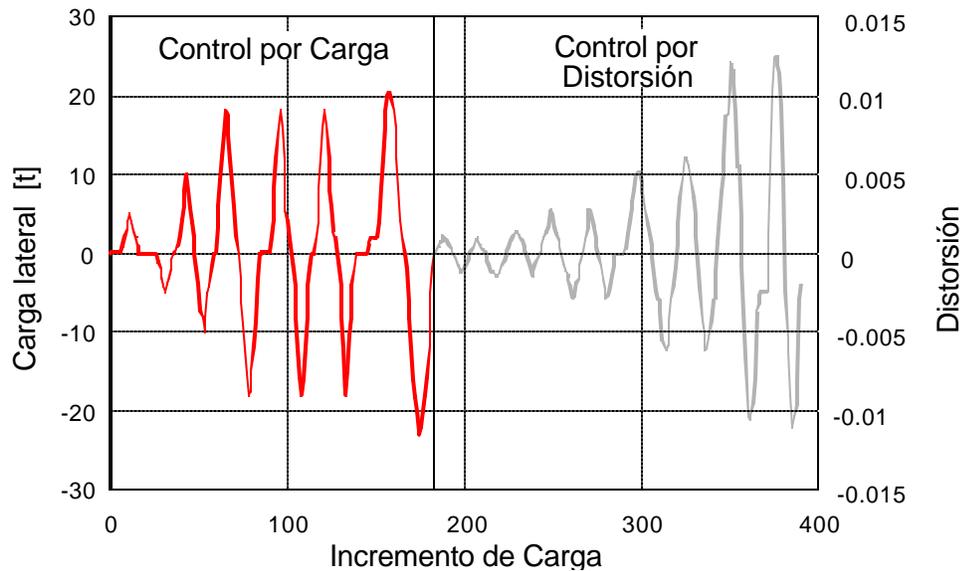


Figura 5 Historia de Carga para el Modelo W-W (1 t = 9,81 kN)

aparición de la primera grieta diagonal en el tablero de mampostería. En la segunda etapa, después del agrietamiento diagonal inicial, la prueba fue controlada por distorsión. Se aplicaron ciclos a niveles de distorsión creciente llegando a distorsiones de hasta 0.012 (excepto en WBW para el cual la distorsión máxima fue de 0.006). Para fines de esta investigación, se definió como distorsión al cociente entre el desplazamiento lateral medido en la losa y la altura de dicho punto a la viga de cimentación. En la Fig. 5, el eje de las ordenadas de la izquierda se refiere a la cortante impuesta en la fase controlada por carga, mientras que las distorsiones máximas aplicadas en el resto del ensaye se pueden leer en el eje de la derecha. Aunque la distorsión máxima alcanzada (1.2%) puede considerarse excesiva para un sistema de muros de mampostería confinada, permite obtener información sobre el comportamiento de ellos a grandes deformaciones. Para cada nivel de carga o de distorsión se aplicaron dos ciclos.

Para facilitar la comparación del desempeño de los modelos y la interpretación de resultados, se trató de aplicar la misma ley de cargas en los tres ensayos. Sin embargo, puesto que el agrietamiento de los muros ocurrió súbitamente, fue difícil controlar el desplazamiento en ese momento; por tanto, en esos ciclos se alcanzaron distorsiones que fueron diferentes en cada uno de los modelos.

#### 2.4 Instrumentación

Los modelos fueron densamente instrumentados para obtener la mayor información posible sobre su comportamiento durante la prueba. Se utilizaron tres tipos de transductores eléctricos: de carga, de desplazamiento y de deformación (deformímetros de tipo adhesivo). La instrumentación fue diseñada para medir, simultáneamente, la respuesta del modelo en diversos puntos. Las cargas aplicadas por los gatos fueron medidas con celdas de carga conectadas en serie (Fig. 4).

La posición de los transductores de desplazamiento para el modelo WBW aparece en la Fig. 6. La instrumentación de W-W y WWW fue similar (Ref. 2). Para estimar las contribuciones de las deformaciones de los muros por flexión (rotación) y por corte (deformación angular) a la total del modelo, se colocaron transductores de desplazamiento a lo largo de los castillos y sobre las diagonales de los tableros.

En la Fig. 7 se muestra la posición de los deformímetros en el refuerzo longitudinal de castillos, trabe y losa, así como en algunos estribos de castillos y dala de WBW. Los deformímetros fueron colocados en secciones críticas. La instrumentación de W-W y WWW fue análoga (Ref. 2).

#### 2.5 Adquisición y Reducción de Datos

Para la adquisición de datos se utilizó un equipo automático y dos cajas de interruptores controlados por una computadora personal. Durante el ensaye de cada modelo se utilizaron alrededor de 100 canales. Los sensores fueron leídos en cada incremento de carga y la información fue almacenada en la memoria de acceso aleatorio de la computadora. Los transductores horizontales de carga y de desplazamiento, para control de la prueba, y de carga vertical, así como algunos deformímetros, fueron monitoreados de manera continua durante la prueba. La respuesta histerética del modelo, carga horizontal–desplazamiento de la losa, fue construida en tiempo real en la computadora. La reducción y análisis de la información archivada se hizo empleando un programa preparado para ello (Ref. 5).

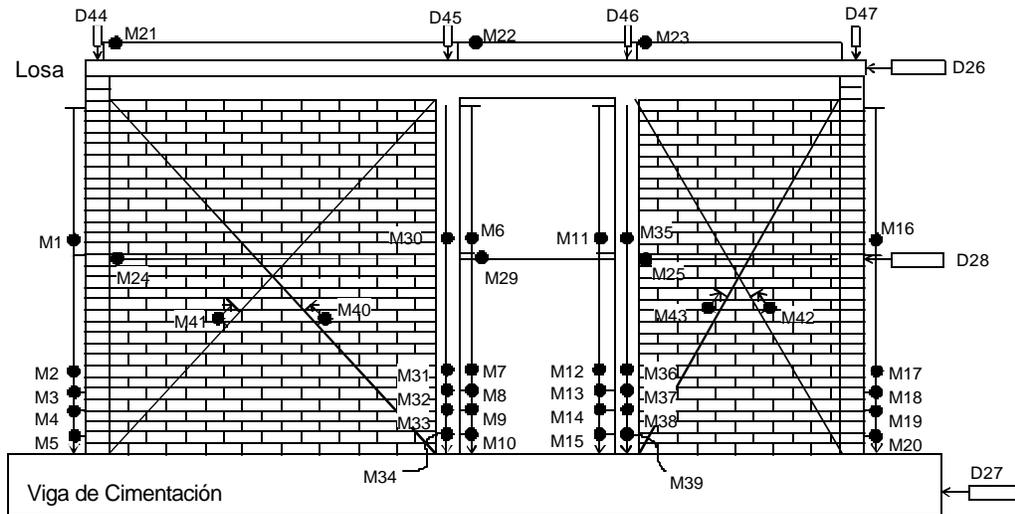


Figura 6 Posición de los Transductores de Desplazamiento (Especimen WBW)

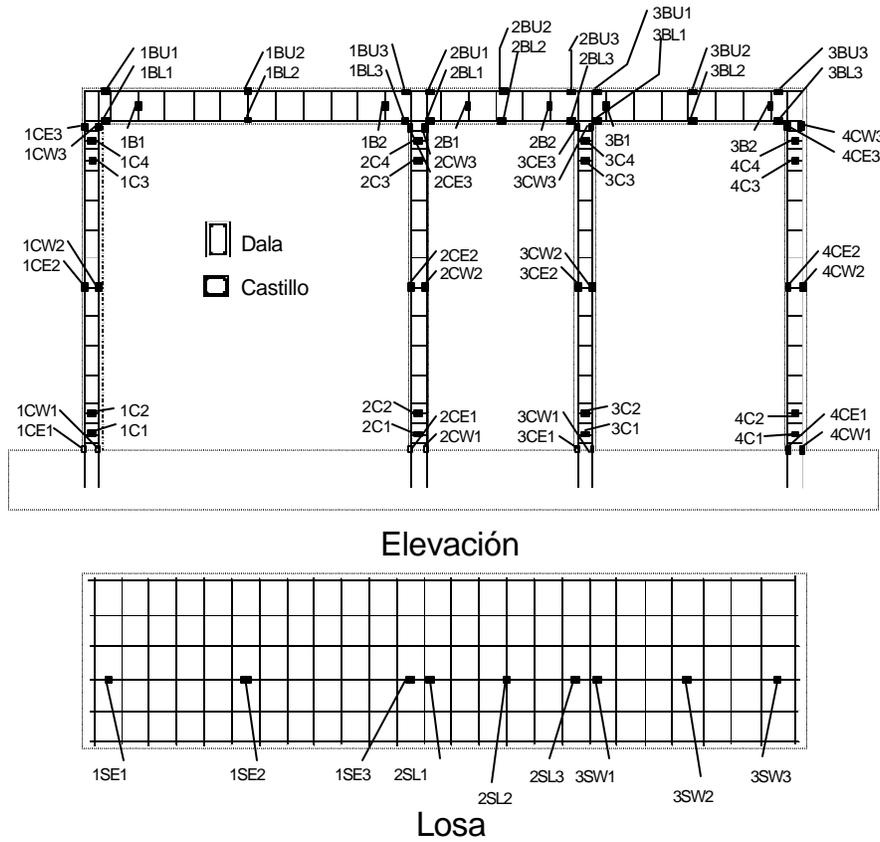


Figura 7 Posición de los Transductores de Deformación (Modelo WBW)

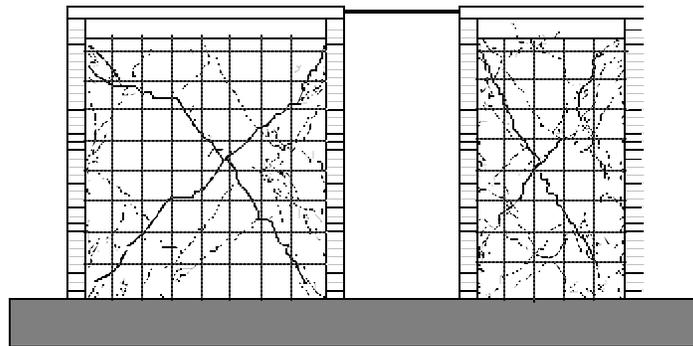
### 3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

#### 3.1 Patrones de Agrietamiento

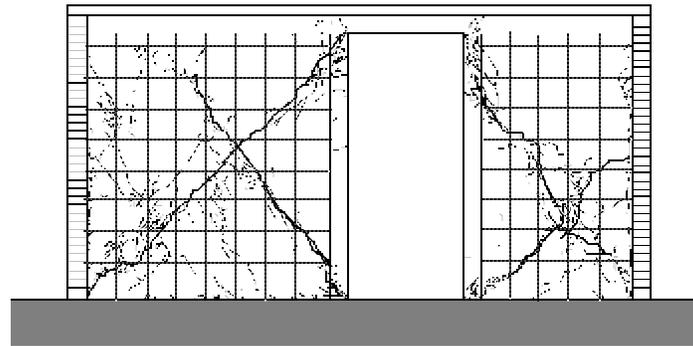
En la Fig. 8 se presentan los patrones de agrietamiento final de los modelos. Independientemente del grado de acoplamiento, el daño estuvo dominado por fisuras inclinadas en los muros, lo que es característico de fallas por tensión diagonal. El análisis de las deformaciones angulares de los tableros (sección 3.3) confirmó que las deformaciones por cortante controlaron el comportamiento de los especímenes. Las primeras grietas inclinadas aparecieron cerca de las esquinas de los muros y se extendieron hacia la parte central de los mismos conforme aumentó la distorsión. En general, los muros exhibieron una o dos fisuras diagonales principales en forma de X; el resto de los muros permaneció casi sin daño. Sólo el espécimen W-W, con las relaciones de los muros M/VL más altas, mostró una distribución sensiblemente más uniforme del agrietamiento inclinado debido a mayores deformaciones por flexión de los muros. Lo anterior se explica porque el grado de acoplamiento fue casi nulo, de manera que los muros trabajaron en voladizo.

La mayoría de las grietas se propagaron atravesando los tabiques, y en muy pocos casos, siguieron las juntas entre el mortero y el tabique en forma escalonada. Después de que se formó el fisuramiento principal en X (para distorsiones de 0.006), se desarrolló un mecanismo cinemático en que el bloque situado arriba de la grieta principal deslizó con respecto al bloque inferior, causando el aplastamiento de los tabiques en la intersección de las fisuras diagonales (hacia el centro del tablero), y el agrietamiento inclinado y el aplastamiento del castillo. Las grietas inclinadas se extendieron hasta 20 cm afuera de la zona reforzada con estribos colocados con baja separación. Los castillos, tanto interiores como exteriores, exhibieron fisuras horizontales distribuidas uniformemente en la altura. Este se debe a que, una vez agrietados los tableros de 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 de los muros, impide la recuperación de la vertical de los castillos. Este fenómeno aceleró el deterioro de las estructuras. No se observó aplastamiento del mortero. Al final de los ensayos, se observaron grietas verticales a lo largo de la junta muro–castillo. 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 y, de este modo, garantizar una adecuada transmisión de fuerzas.

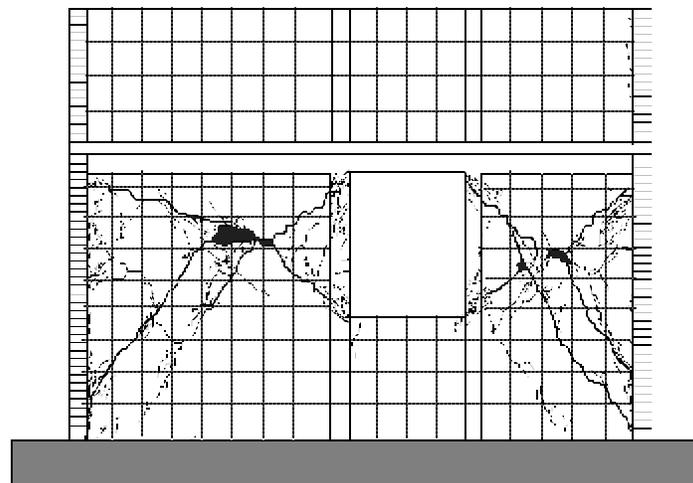
No se registraron grietas en el sistema de piso (dala y losa) de los tres modelos. El efecto del grado de acoplamiento (M/VL) en los patrones de agrietamiento se puede observar al comparar WBW y WWW. En WWW, las mochetas adyacentes a la abertura quedaron flexionadas en doble curvatura debido a la elevada rigidez de los elementos de acoplamiento. Por tanto, el comportamiento dependió de la degradación al corte de las mochetas, en particular de aquélla a compresión. Las grietas inclinadas en la mampostería se extendieron desde las esquinas de la abertura a las esquinas diagonalmente opuestas. Al igual que en los otros modelos, el agrietamiento inclinado penetró en los castillos. En particular, las esquinas inferiores de la abertura fueron muy dañadas ya que la separación de los estribos en esa zona era igual a 20 cm. Por tanto, para disminuir el daño en esta zona es recomendable que se desliquen los pretiles de los muros, para que trabajen con M/VL más alto, o bien que se refuercen los castillos localmente con estribos menos separados para controlar el fisuramiento. No se observó daño en los parapetos inferior y superior.



Espécimen W-W



Espécimen WBW



Espécimen WWW

Figura 8 Agrietamiento Final de los Especímenes

### 3.2 Curvas Carga Lateral – Distorsión

Las curvas carga lateral – distorsión para los modelos se presentan en la Fig. 9. Las gráficas se presentan a la misma escala para facilitar la comparación. Se señalan las resistencias teóricas de cada modelo ( $V_{u,RDF}$  y  $V^*_{u,RDF}$ ) obtenidas según la Ref. 3 con la expresión

$$V_u = F_R (0.5v^* A_T + 0.3P) \leq F_R 1.5v^* A_T \quad (1)$$

donde  $V_u$  es la resistencia última a cortante,  $F_R$  es el factor de reducción de resistencia,  $v^*$  es el esfuerzo cortante de diseño,  $A_T$  es el área transversal del muro, y  $P$  es la carga vertical aplicada.

Esta ecuación fue calibrada para predecir la carga de agrietamiento diagonal del muro; por tanto, las normas de mampostería de México consideran a la carga de fisuramiento diagonal como la resistencia última al corte. Para la obtención de la capacidad teórica se usaron las dimensiones reales del modelo y la carga vertical aplicada durante el ensaye. Para  $V_{u,RDF}$  el esfuerzo cortante de diseño fue igual a  $3.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,34 \text{ MPa}$ ) y  $F_R = 0.7$ , los cuales son valores especificados en la Ref. 3. Para  $V^*_{u,RDF}$  el esfuerzo  $v^*$  fue el máximo esfuerzo cortante aplicado (en ensaye de muretes) y  $F_R = 1.0$ .

En los lazos se ha marcado el punto de agrietamiento inicial de la mampostería. Los ciclos mostrados son característicos de muros de mampostería confinada. Los especímenes exhibieron una respuesta histerética simétrica en los ciclos elásticos; en la etapa no lineal se observó un mayor deterioro de rigidez y resistencia en los ciclos negativos. Este fenómeno se atribuye al efecto del daño producido en los semiciclos positivos, y al daño en el tablero cuadrado que, para carga lateral negativa, aumentaba su rigidez por una mayor compresión. El comportamiento de este tablero, por su relación de aspecto, tiende a ser dominado por cortante. En ciclos anteriores al agrietamiento diagonal, los modelos mostraron un comportamiento elástico–lineal, no obstante el fisuramiento por flexión de los castillos. La etapa no lineal de comportamiento se inició después del agrietamiento diagonal en los tableros de mampostería. Después del fisuramiento inclinado, las estructuras resistieron cargas mayores hasta la formación de las grietas diagonales en forma de X sobre todo el tablero. En la Tabla 1 se presentan las cargas laterales medidas en diferentes etapas y las resistencias teóricas. El comportamiento a distorsiones de 0.003 fue estable, excepto en WWW (ciclos negativos) para el cual se aceleró el deterioro de la resistencia. Los lazos histeréticos de los modelos muestran poco estrangulamiento cerca del origen. Aunque las deformaciones por corte dominaron la respuesta de las estructuras (ver sección 3.3), el confinamiento proporcionado por los castillos y dalas contribuyó a disminuir el deterioro de la rigidez y la resistencia. Esto condujo a mejorar la capacidad de disipación de energía. En efecto, los especímenes exhibieron una buena disipación de energía para ciclos hasta distorsiones de 0.006. La energía disipada acumulada se discute en la sección 4.3. Aunque los elementos de confinamiento no contribuyen sensiblemente a aumentar la resistencia, participan de manera decisiva para garantizar un comportamiento cíclico estable de las estructuras de mampostería confinada.

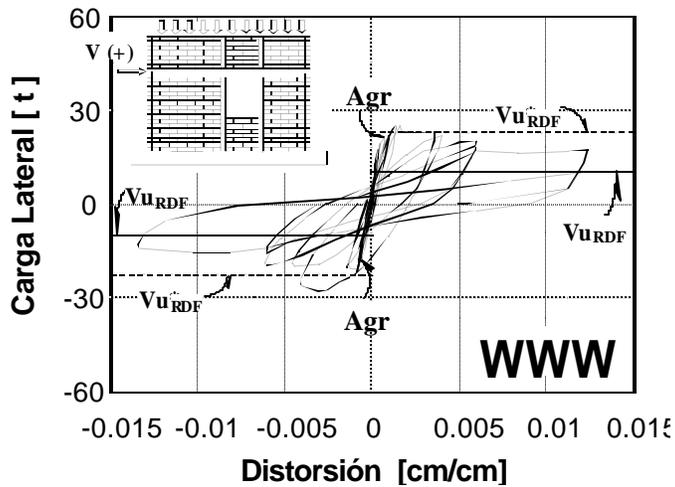
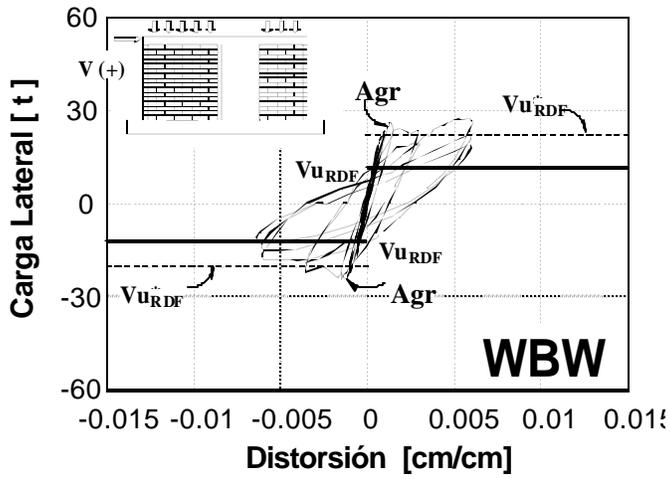
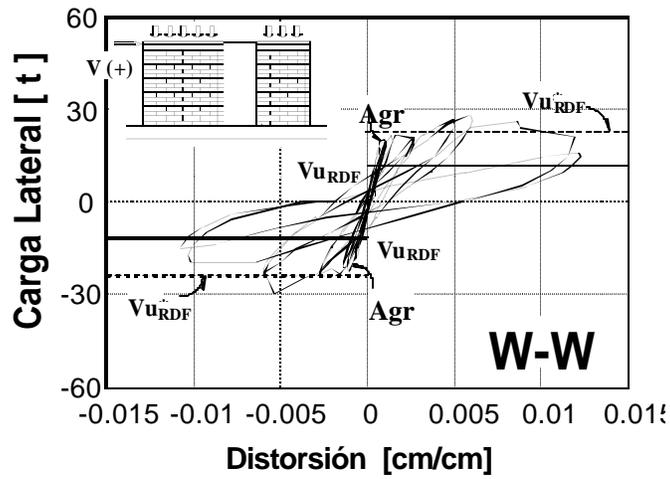


Figura 9 Carga Lateral - Distorsión (1 t = 9,81 kN)

Tabla 1 Cargas Laterales Medidas y Resistencias Teóricas

Modelo	$V_{u,RDF}$ [t]	$V_{u,RDF}^*$ [t]	$V_y$ <sup>1</sup>	Cargas Laterales Medidas [t]			
				Ciclos Positivos		Ciclos Negativos	
				$V_{agr}$ <sup>2</sup>	$V_{max}$ <sup>3</sup>	$V_{agr}$ <sup>2</sup>	$V_{max}$ <sup>3</sup>
W-W	10.4	22.8	15.8 (0.08) <sup>4</sup>	20.5 (0.10)	28.7 (0.60)	22.0 (0.12)	30.6 (0.54)
WBW	10.4	21.3	24.5 (0.20)	25.1 (0.12)	27.7 (0.60)	25.1 (0.12)	25.5 (0.15)
WWW	10.4	21.8	25.6 (0.14)	21.6 (0.07)	25.9 (0.16)	18.2 (0.05)	28.5 (0.31)

Nota: 1 t = 9,81 kN

<sup>1</sup> Carga lateral de fluencia correspondiente a la lectura en los deformímetros eléctricos. <sup>2</sup> Cortante medida al inicio del agrietamiento diagonal.

<sup>3</sup> Carga lateral máxima.

<sup>4</sup> En paréntesis se presentan las distorsiones en porcentaje, asociadas a los diferentes fenómenos.

El esfuerzo medio de agrietamiento fue igual a 4.4 kg/cm<sup>2</sup> (0,43 MPa) que es aproximadamente igual a 45% del obtenido en las pruebas de muretes. Este valor coincide con lo considerado en la Ref. 3. Las resistencias de los modelos W-W y WBW se alcanzaron para valores de distorsión muy cercanos a 0.006; para WWW, la resistencia se alcanzó para una distorsión menor de 0.003. La cortante de agrietamiento y la máxima medida fueron superiores a la capacidad teórica  $V_{u,RDF}$ . Aun más, la resistencia teórica fue excedida prácticamente en todos los ciclos. La carga máxima fue 2.8 veces, en promedio, superior a la resistencia  $V_{u,RDF}$ . Las cargas de agrietamiento concordaron razonablemente con  $V_{u,RDF}^*$ . El comportamiento observado sugiere distorsiones entre 0.003 y 0.006 como valores máximos para este tipo de estructuras.

### 3.3 Deformación Angular de Tableros de Mampostería

Como se señaló en la sección 2.4, los modelos fueron instrumentados con transductores de desplazamiento sobre las diagonales principales de los tableros de mampostería y a lo largo de los cuatro castillos. La instrumentación fue diseñada para aislar la contribución de las deformaciones por cortante y por flexión en la deformación total de los especímenes. La deformación angular (por corte) de cada tablero se obtuvo como la suma del valor absoluto de las deformaciones de las diagonales. En la Fig. 10 se muestra la contribución de las deformaciones por corte y por flexión al desplazamiento total de WWW. De acuerdo al método seguido en el cálculo, en la contribución de la flexión se incluyen posibles rotaciones de cuerpo rígido y deslizamiento del refuerzo longitudinal de los castillos; sin embargo, durante el ensayo de WWW (y de W-W y WBW) no se detectaron signos de este tipo de comportamiento. Del dibujo es claro que a partir del ciclo 8, en el cual se agrietaron diagonalmente los muros de mampostería, las deformaciones por cortante controlaron la respuesta. Esto es consistente con el daño registrado (sección 3.1). La curva carga lateral – deformación angular se incluye en la

gráfica. Destaca la similitud con la curva carga lateral – distorsión de la Fig. 9. Para WBW, con diferente grado de acoplamiento, se obtuvieron los mismos resultados.

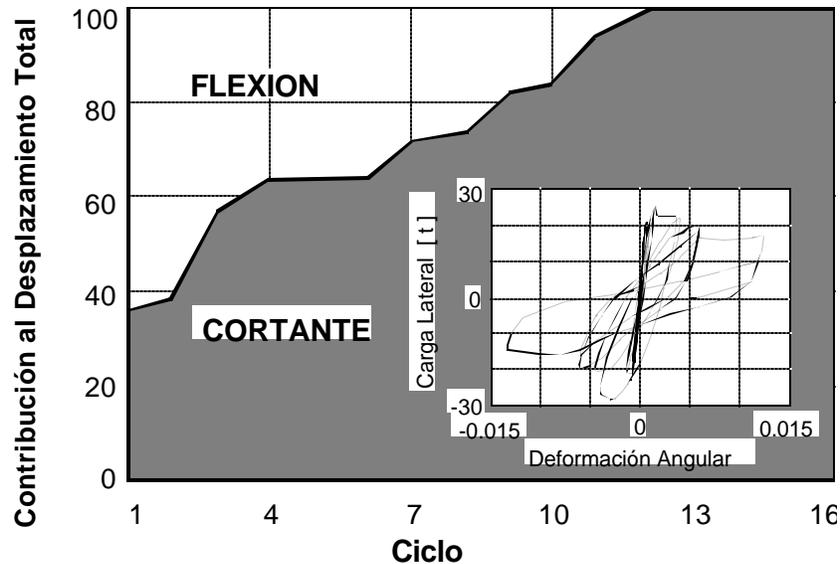


Figura 10 Contribución de las Deformaciones al Corte y Flexión en el Desplazamiento Total y Deformación Angular para el Modelo WWW (1 t = 9,81 kN)

### 3.4 Deformímetros Eléctricos

Un análisis detallado del comportamiento de las deformaciones registradas por los deformímetros eléctricos adheridos a refuerzo longitudinal y transversal de los especímenes arrojó los siguientes resultados (Ref. 2):

- a. El acero longitudinal de castillos fluyó primero en las bases. En el extremo superior de los castillos intermedios (cerca de las dalas), se alcanzaron deformaciones plásticas cuando penetró el agrietamiento inclinado (ciclos a distorsiones de 0.006). En WWW el refuerzo longitudinal fluyó a la mitad de la altura de los castillos intermedios debido a la concentración de rotación en ese elemento arriba del pretil (ver Fig. 8).
- b. Algunos estribos localizados en los extremos de los castillos fluyeron después de la formación del mecanismo cinemático y del consecuente agrietamiento inclinado en los castillos. Fuera de esa zona los estribos de los castillos permanecieron elásticos en todos los modelos.
- c. El refuerzo longitudinal y transversal de las dalas permaneció elástico. En WBW se alcanzaron deformaciones del 90% de la de fluencia en el lecho inferior del refuerzo de la dala sobre la abertura en la intersección con el castillo. Las deformaciones del acero de WWW fueron menores que en WBW debido a la mayor rigidez a flexión del sistema dala–losa–pretil.

d. El refuerzo de la losa permaneció en el intervalo elástico de comportamiento para todos los modelos. Este fenómeno es consistente con el nulo daño observado en las losas. El bajo nivel de deformaciones de la losa fue congruente con la magnitud de los desplazamientos medidos con los transductores colocados sobre la losa a lo largo de los modelos.

#### 4. ANALISIS DE RESULTADOS

##### 4.1 Envoltentes de Respuesta

Las envoltentes de respuesta máxima de los ciclos positivos se presentan en la Fig. 11. Las curvas correspondientes para los ciclos negativos mostraron un comportamiento similar. En las curvas se identifica el primer agrietamiento diagonal y la primera fluencia durante los ensayos. La primera fluencia se obtuvo de las lecturas de los deformímetros eléctricos instalados en el acero de refuerzo de castillos, dalas y losas. Se observa que el grado de acoplamiento tuvo un efecto significativo en la rigidez inicial. Para el modelo WWW, la rigidez secante, calculada para el primer ciclo con carga máxima a 18 t (177 kN), fue 53% mayor que la correspondiente para WBW y 68% mayor que la de W-W. En la gráfica puede notarse que la primera fluencia ocurrió antes que el agrietamiento diagonal inicial sólo para el modelo W-W. Esto se explica por mayores deformaciones por flexión en comparación con los

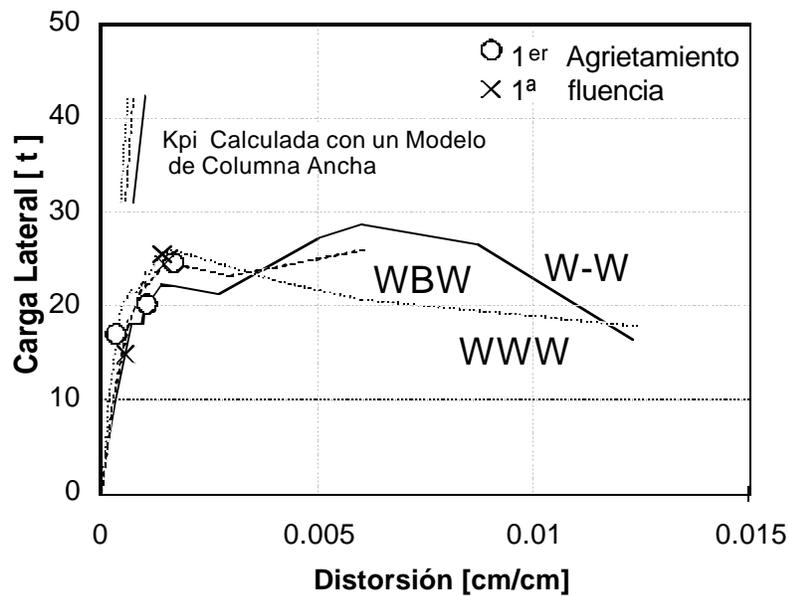


Figura 11 Envoltentes de Respuesta (1 t = 9,81 kN)

otros dos modelos, cuyo desempeño fue controlado por corte. De la gráfica, es clara la degradación de resistencia una vez formadas las fisuras en X (para la máxima carga lateral). 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 valores calculados concuerdan bien con los medidos.

#### 4.2 Degradación de Rigidez

La degradación de rigidez entre un ciclo y otro para cada uno de los modelos se estudió empleando el concepto de rigidez pico a pico, el cual se define gráficamente en la Fig. 12. En la misma gráfica se presentan las curvas rigidez pico a pico contra distorsión para los tres modelos. La curvas de los especímenes son muy parecidas. Se observa un mayor deterioro de la rigidez para las primeras etapas de carga que para los últimos ciclos. Aun más, la degradación se acentuó en ciclos anteriores al agrietamiento diagonal; este efecto se atribuye al fisuramiento horizontal de los castillos (flexión) y al acomodo de tabiques. El mayor deterioro ocurrió en los ciclos a distorsiones de hasta 0.006; en ciclos a distorsiones más grandes, la rigidez permaneció casi constante y fue aproximadamente igual a 10% de la rigidez inicial. La rigidez disminuyó al aplicar ciclos a la misma deformación y al aplicar un nuevo nivel de distorsión. La degradación de rigidez es atribuida al agrietamiento y aplastamiento de los tableros y castillos.

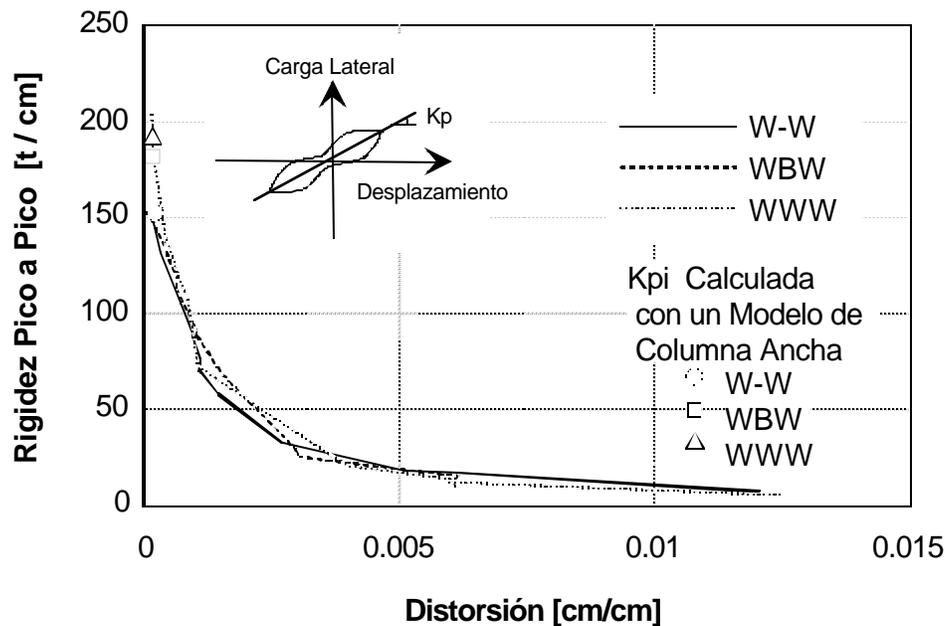


Figura 12 Degradación de Rigidez (1 t = 9,81 kN)

### 4.3 Energía Disipada

La energía disipada durante los ensayos fue calculada como el área encerrada por los lazos histeréticos de la curva cortante lateral - desplazamiento. La energía disipada total acumulada por los modelos se presenta en la Fig. 13. En general para los ciclos a distorsiones menores que 0.006 (ciclos 10 a 12), la energía disipada fue baja. La disipación de energía aumentó en los ciclos a distorsiones iguales a 0.012. Las características de disipación de energía de los especímenes con diferentes relaciones M/VL (W-W, WBW y WWW) fueron muy similares. La energía disipada por los modelos en cada ciclo se explica por el deslizamiento relativo de los bloques, y el aplastamiento de los tabiques y castillos descritos en la sección 3.1.

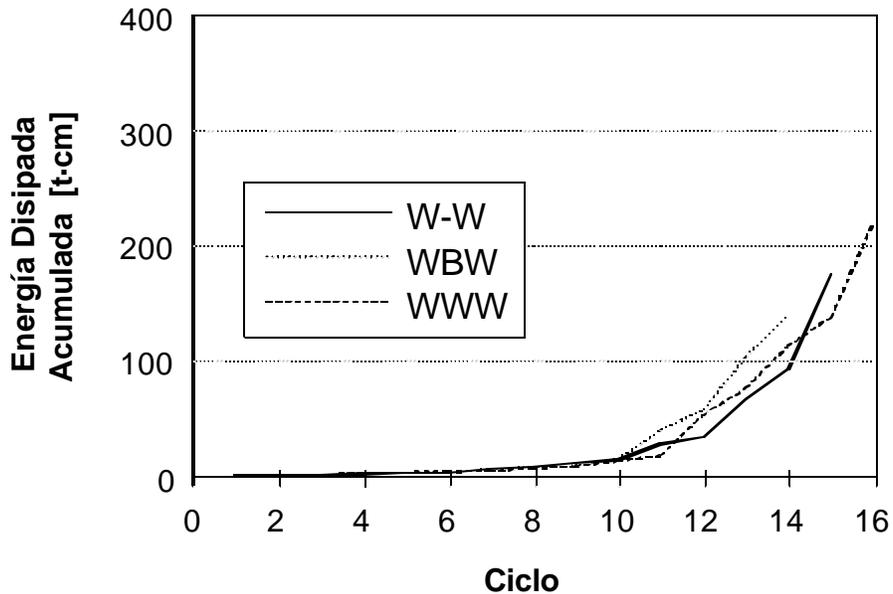


Figura 13 Energía Disipada por los Modelos (1 t = 9,81 kN)

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

De los resultados obtenidos del ensayo de los tres modelos, se desarrollaron las siguientes conclusiones:

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. Independientemente del grado de acoplamiento, las cortantes de entrepiso correspondientes al agrietamiento diagonal fueron similares en los tres modelos. La ecuación de

las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería mostró una excelente correlación con las cargas de fisuramiento.

3. Las resistencias medidas fueron 180%, en promedio, más altas que las calculadas con las normas para mampostería con un factor de reducción de resistencia de 0.7. Las tres estructuras alcanzaron cortantes máximas semejantes, independientemente del grado de acoplamiento. Sin embargo, éste influyó en la distorsión para la cual se registró la cortante máxima.

4. Los ciclos de comportamiento histerético fueron estables hasta distorsiones de 0.006, el cual es 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. Estas características de la respuesta observada de estructuras de mampostería confinada, llevan a concluir que no se justifican reducciones importantes en las ordenadas espectrales elásticas.

5. 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 de manera más rápida al inicio del ensaye y disminuyó progresivamente con la aplicación de mayores distorsiones.

6. El grado de acoplamiento no tuvo efecto en las características de disipación de energía.

## 5.2 Recomendaciones

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

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

2. En análisis refinados de construcciones de tres o más niveles se debe considerar el acoplamiento proporcionado por el sistema de piso y pretilas.

3. 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. En particular, los castillos deben construirse con las mayores dimensiones posibles de manera que tengan una mayor resistencia al agrietamiento inclinado y confinen mejor el tablero de mampostería.

4. Para muros de tabique, se recomienda reforzar los extremos de los castillos con estribos colocados a cada hilada o a  $dc/2$  en una longitud de  $3dc$ , donde  $dc$  es el peralte del castillo. Con este refuerzo se pretende aumentar el confinamiento del concreto en esta zona del castillo.

5. En muros con ventanas, los castillos deben reforzarse del modo anterior en las esquinas de la abertura.

6. Se recomienda dentar los muros para incrementar la trabazón de los tabiques del tablero con el concreto de los castillos.

7. En un análisis refinado, se deberá revisar que la distorsión no exceda de 0.005 suponiendo una rigidez igual al 10% de la rigidez inicial calculada para la estructura.

## **6. REFERENCIAS**

1. Paulay, T., y M.J.N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1992, 744 pp.

2. Sánchez, T.A., L. Flores, F. León, S.M. Alcocer y R. Meli, "Respuesta de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión", CENAPRED, Informe ES/02/91, dic 1991, 106 pp.

3. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., mar 1989, 19 pp.

4. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcción para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., jul 1987, 100 pp.

5. Flores, L., y S.M. Alcocer, "Análisis de Datos (AD). Manual del Usuario", CENAPRED, Informe ES/01/94, mar 1994, 19 pp.

6. Hernández, O., y R. Meli, "Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Serie No. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., dic 1976, 31 pp.

## **IV**

**COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE SISTEMAS DE MUROS  
DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON DISTINTOS  
TIPOS DE REFUERZO HORIZONTAL**

por

Sergio M. Alcocer

Tomás A. Sánchez

Rafael Vázquez del Mercado

Raymundo R. Díaz

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

En la primera fase experimental del programa de investigación "Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica" se ensayaron tres estructuras construidas a base de muros de mampostería confinada, constituidos por dos muros ligados entre sí. La variable experimental fue el grado de acoplamiento entre los muros. El agrietamiento y el modo de falla de los tres modelos ensayados fueron dominados por las deformaciones al corte de los muros de mampostería. El daño estuvo caracterizado por unas cuantas fisuras inclinadas de gran anchura. El deterioro de la rigidez y la resistencia de los especímenes estuvo controlado por la propagación del daño en la mampostería y en los elementos confinantes, en particular, en los castillos.

La observación del daño en los modelos, en especial de las grandes deformaciones y del agrietamiento concentrados en los extremos de los castillos, 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 a resistencia de la estructura por encima de la carga de fisuramiento y, tal vez, se mejoren sus capacidades de deformación y de disipación de energía. El uso de acero horizontal resultaría atractivo en la práctica si se obtuviesen una capacidad y ductilidad suficientes para resistir el incremento de las fuerzas sísmicas de diseño que reflejan las revisiones vigentes de las normas de diseño. Además, el refuerzo no debería alterar sustancialmente el sistema constructivo tradicional, seguido en la mampostería confinada; es decir, no sería factible el refuerzo si se requiriesen detalles laboriosos.

En la Ref. 1 se presenta una revisión de los objetivos y resultados del ensaye ante cargas laterales cíclicas de cinco muros a escala natural hechos con tabiques macizos de arcilla del tipo industrializado. Las cuantías de refuerzo horizontal empleadas fueron 0%, 0.08% y 0.16%. Los resultados indicaron que: 1) el patrón de agrietamiento estuvo dominado por fisuras inclinadas que penetraron en los castillos al finalizar el ensaye; 2) los modelos fallaron por corte; 3) el incremento de la resistencia de los muros reforzados horizontalmente fue despreciable; 4) los muros con acero horizontal exhibieron una mayor capacidad de deformación (alcanzando inclusive distorsiones de 0.01) que aquéllos sin refuerzo.

El efecto del acero horizontal en juntas también ha sido evaluado experimentalmente en muros de tabique hueco de arcilla y de bloque de concreto tipo pesado (Ref. 2). Se usaron alambres corrugados estirados en frío de 5/32 pulg (3,97 mm) de diámetro. Los resultados de los ensayes indicaron que la carga de agrietamiento no depende de la cuantía de acero horizontal, y que el comportamiento post-fisuramiento es función del tipo y cuantía del refuerzo.

Sin embargo, no existe evidencia experimental del comportamiento ante cargas laterales alternadas de muros de mampostería de tabique de barro artesanal reforzados horizontalmente. Se decidió emplear este material porque, de acuerdo con un estudio reciente, el tabique de arcilla recocido es el material más empleado en la edificación de vivienda económica en México.

## 1.2 Alcance y Objetivos de la Investigación

En este artículo se presentan los resultados más sobresalientes de la segunda fase experimental, que consistió en el ensaye cuasiestático ante cargas laterales alternadas de dos especímenes a escala natural con diferentes tipos de refuerzo horizontal (Ref. 3). Los modelos estaban compuestos por dos muros de mampostería confinada ligados entre sí por una dala y una losa de concreto coladas en sitio, creando una abertura en forma de puerta. El modelo de control fue el WBW, ensayado en la primera etapa, el cual no fue reforzado horizontalmente. El espécimen WBW-E se reforzó horizontalmente con una armadura electrosoldada de alambre estirado en frío. En la estructura WBW-B se usaron alambres corrugados de pequeño diámetro trabajados en frío. Los modelos fueron construidos y ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Los objetivos del estudio eran investigar:

1. El efecto de refuerzo horizontal en el comportamiento histerético de los sistemas de muros, especialmente en lo que se refiere a resistencia, y capacidades de deformación y disipación de energía.
2. El mecanismo resistente a carga lateral.
3. La diferencia en el comportamiento de los modelos con distintos tipos de refuerzo horizontal.
4. La influencia de los elementos confinantes en la respuesta.
5. La facilidad de construcción de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

En esta segunda fase se construyeron dos sistemas de muros de mampostería confinada a escala natural con distintos tipos de refuerzo horizontal. Para la mampostería se emplearon tabiques de barro tipo artesanal. Las tres estructuras representaban los muros de la planta baja de un edificio de interés social de cuatro o cinco niveles. Los especímenes fueron diseñados y construidos según la práctica vigente en el Distrito Federal (Ref. 4). La comparación del comportamiento de las estructuras WBW-E y WBW-B con WBW permitirá identificar el efecto del refuerzo horizontal. La comparación entre WBW-E y WBW-B indicará la influencia de los distintos tipos de refuerzo en las características de la respuesta. Dada la similitud en la geometría, dimensiones, armado y procedimiento de ensaye entre WBW (descrito en el artículo anterior de este Cuaderno) y WBW-E y WBW-B, en esta sección se señalarán las diferencias pertinentes.

## 2.1 Especímenes Ensayados

### 2.1.1 Geometría y Armado

La geometría y dimensiones de los modelos fueron iguales a las de WBW (ver sección 2.1 del artículo anterior de este Cuaderno).

Análogamente a la primera etapa, se elaboraron cilindros de concreto, cubos de mortero, y pilas y muretes de mampostería para obtener los índices de resistencia de los materiales a la compresión y al cortante. Las resistencias de los materiales de WBW se presentan en el artículo anterior.

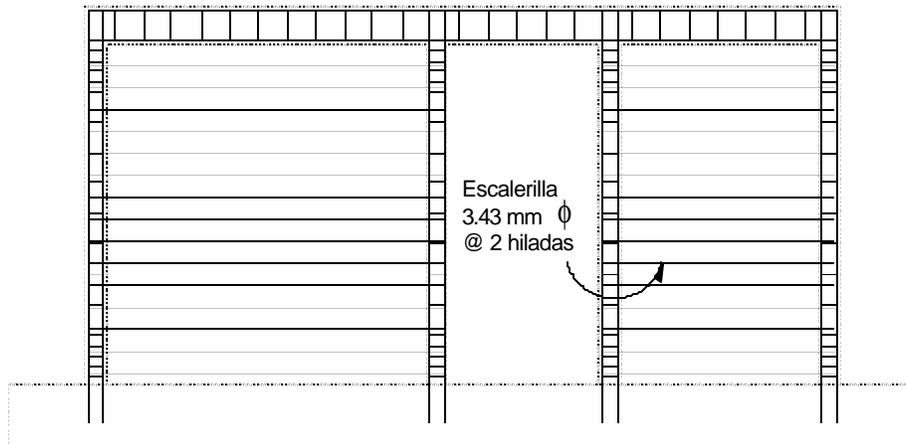
Las resistencias promedio de castillos y de los sistemas dala-losa fueron de 220 kg/cm<sup>2</sup> (21,6 MPa) y 285 kg/cm<sup>2</sup> (28,0 MPa) para WBW-E y de 220 kg/cm<sup>2</sup> (21,6 MPa) y 240 kg/cm<sup>2</sup> (23,5 MPa) para WBW-B, respectivamente.

Para obtener una resistencia en cubo del mortero más baja que la de WBW, se dosificó el mortero de WBW-E y WBW-B con una relación volumétrica cemento:arena igual a 1:4. La resistencia promedio del mortero para estos modelos fue de 90 kg/cm<sup>2</sup> (8,8 MPa).

La resistencia promedio a la compresión de la mampostería, medida en pilas, fue de 70 y 45 kg/cm<sup>2</sup> (que corresponden a 6,9 y 4,4 MPa) para WBW-E y WBW-B, respectivamente. A tensión diagonal, la resistencia fue igual a 7 y 8 kg/cm<sup>2</sup> (0,1 MPa) para WBW-E y WBW-B, respectivamente.

El refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losa fue similar al empleado en WBW. En esta fase, se usaron dos tipos de refuerzo horizontal; en WBW-E se empleó escalerilla de alambre estirado en frío calibre 10 con esfuerzo nominal de fluencia de 5 000 kg/cm<sup>2</sup> (490,5 MPa). El diámetro de los alambres de la escalerilla fue igual a 3.43 mm. 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). En el modelo WBW-B se emplearon alambres corrugados del número 1.25 ó 5/32 pulg (3,97 mm) con esfuerzo nominal de fluencia de 6 000 kg/cm<sup>2</sup> (588,6 MPa).

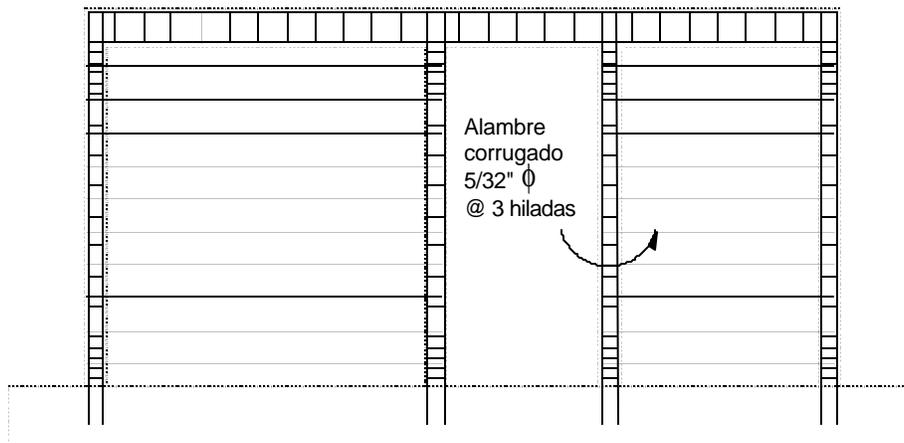
En la Fig. 1 se muestran los detalles de armado de los modelos WBW-E y WBW-B. Al igual que para WBW, el refuerzo longitudinal de los castillos constó de cuatro varillas corrugadas del #3. Transversalmente, los castillos se reforzaron con estribos lisos del #2 separados a cada 20 cm, excepto en los extremos donde se colocaron cinco estribos a cada 7 cm. El armado de las dalas y las losas fue similar al de WBW.



Espécimen WBW-E

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

 Castillo  
 12.5 x 15 cm  
 4 # 3 E # 2 @ 20 cm  
 5 E # 2 @ 7 cm en los extremos



Espécimen WBW-B

Figura 1 Armado de los Modelos WBW-E y WBW-B

Las cuantías de refuerzo horizontal de las estructuras WBW-E y WBW-B se calcularon de manera que el acero horizontal resistiera una carga lateral de 25 t (245,3 kN). Este valor fue el cortante de agrietamiento inicial del modelo WBW. En el cálculo se supuso que los alambres en todas las juntas alcanzarían un esfuerzo igual al nominal de fluencia. En la Ref. 4 se señala que la resistencia a carga lateral de muros de mampostería confinada se puede incrementar en un 25% si se coloca refuerzo horizontal, cuya cuantía mínima es 0.0005 o la calculada con la siguiente expresión

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

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

El modelo WBW-E se reforzó horizontalmente con una armadura electrosoldada de alambre estirado en frío (escalerilla) colocada a cada dos hiladas a partir de la segunda junta. La cuantía de refuerzo fue igual a 0.102%, superior a la mínima de las normas. Los alambres de la escalerilla fueron continuos a lo largo de cada muro y se anclaron alrededor de las varillas longitudinales extremas de los castillos con ganchos horizontales a 180°.

En el espécimen WBW-B se colocaron dos alambres corrugados laminados en frío del #1.25 ó 5/32 pulg (3.97 mm de diámetro) a cada tres hiladas. Los alambres no estaban unidos entre sí. La cuantía de refuerzo, calculada según las dimensiones y propiedades nominales, fue igual a 0.091%. Al igual que en WBW-E, los alambres corrugados fueron continuos a lo largo de cada muro y se anclaron alrededor de las varillas longitudinales extremas de los castillos con ganchos horizontales a 180°.

### 2.1.2 Construcción

Los muros fueron desplantados sobre vigas de cimentación de concreto reforzado. Las varillas longitudinales de los castillos de WBW se dejaron ahogadas en la viga y se anclaron con ganchos a 90° (Ref. 3). 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. El diámetro del barreno fue de 3/4 pulg (19 mm); la profundidad mínima fue de 20 cm. Durante los ensayos no se observó signo de deterioro en el anclaje. La secuencia de construcción de los muros fue la misma que la seguida en WBW.

El refuerzo horizontal, tanto la escalerilla como los alambres corrugados, se colocó directamente sobre la hilada inferior de tabique. Después 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 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. 5. No se identificó ningún problema constructivo con la escalerilla; sin embargo, fue necesario corregir la posición de los alambres corrugados en el ancho de los muros del modelo WBW-B debido a la alta flexibilidad de los alambres. En la construcción de los tres modelos participó el mismo equipo de albañiles.

## 2.2 Dispositivo e Historia de Carga

El dispositivo de carga fue el mismo que el empleado en la primera fase experimental (ver el artículo anterior de este Cuaderno o la Ref. 3).

Para comparar directamente el comportamiento entre los especímenes, se aplicó la misma historia de carga que en la primera etapa. El programa de carga constó de una primera parte controlada por carga hasta el agrietamiento diagonal inicial, y una segunda controlada por distorsión. Al igual que para WBW, se definió la distorsión como el cociente entre el desplazamiento medido a nivel de losa y la altura medida, desde la viga de cimentación, del transductor de desplazamiento horizontal.

## 2.3 Instrumentación

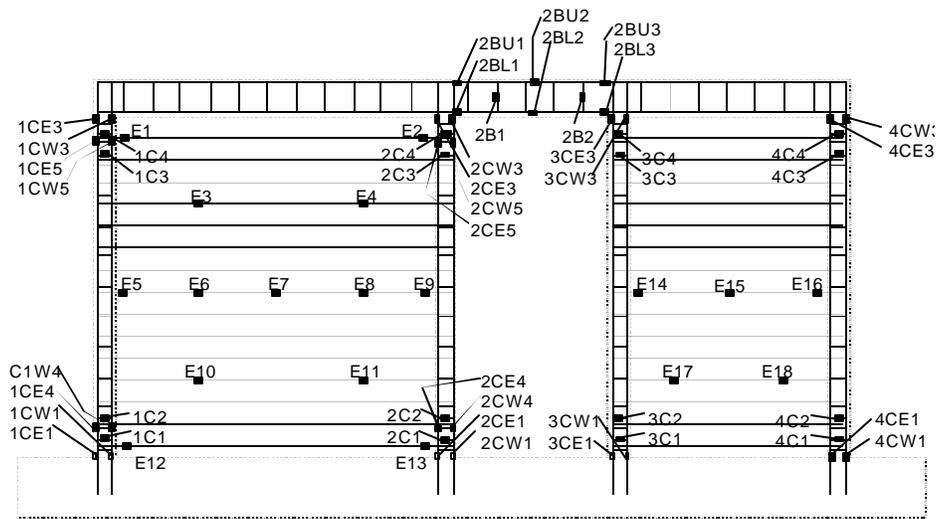
Al igual que en la primera etapa, los modelos fueron densamente instrumentados para obtener la mayor información posible sobre su comportamiento y sobre la contribución del refuerzo horizontal al mecanismo resistente a cargas laterales. Se utilizaron tres tipos de transductores eléctricos: de carga, de desplazamiento y de deformación (deformímetros de tipo adhesivo).

La disposición de los transductores de desplazamiento fue igual a la empleada en WBW. Para estimar las contribuciones de las deformaciones del muro por flexión (rotación) y corte (deformación angular) a la total del modelo, se colocaron transductores de desplazamiento a lo largo de los castillos y sobre las diagonales de los tableros. La parte inferior de los castillos extremos del WBW-E y WBW-B se instrumentó para medir la rotación de los castillos.

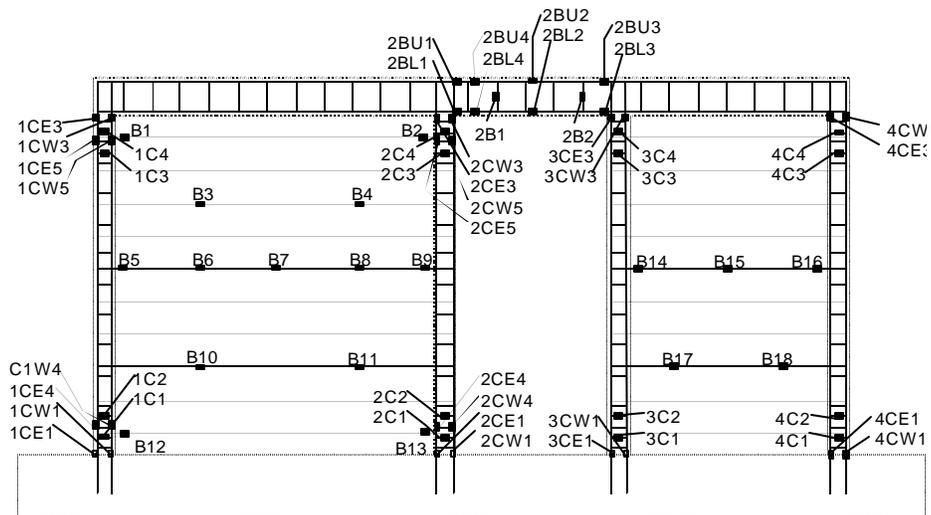
En la Fig. 2 se muestra la posición de los deformímetros en WBW-E y WBW-B. Los deformímetros fueron colocados en secciones críticas.

## 2.4 Adquisición y Reducción de Datos

Para la adquisición de datos se utilizó el mismo equipo automático y dos cajas de interruptores controlados por una computadora personal que en el ensaye de WBW. Durante los experimentos se utilizaron alrededor de 100 canales por modelo. En la reducción y análisis de la información se usó un programa preparado para ello (Ref. 6).



Espécimen WBW-E



Espécimen WBW-B

Figura 2 Transductores de Deformación para WBW-E y WBW-B

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

#### 3.1 Patrones de Agrietamiento

Los patrones de agrietamiento final para WBW, WBW-E y WBW-B se muestran en la Fig. 3.

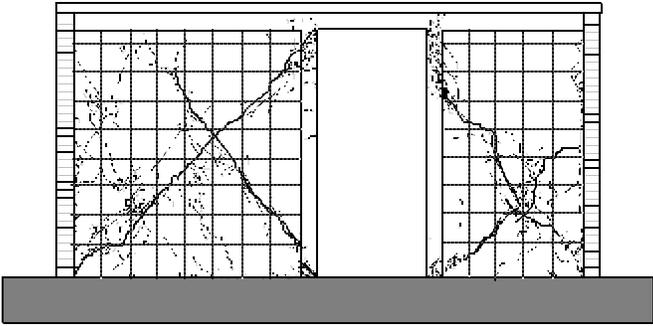
En el modelo WBW, el daño estuvo dominado por grietas diagonales en ambos sentidos. Las primeras fisuras aparecieron cerca de las esquinas de los muros y progresaron hacia su parte central a mayores distorsiones. Después de la formación de las grietas principales en forma de X, pocas fisuras se propagaron o aparecieron en el resto del muro. Al finalizar el ensaye, se formó un mecanismo cinemático en el cual el bloque situado arriba de la grieta diagonal principal se deslizó con respecto al inferior, generándose un efecto de cuña sobre los castillos, lo que provocó daño severo en el cruce de las grietas diagonales y, sobre todo, en los extremos superior e inferior de los castillos que limitaban la puerta.

En el espécimen WBW-E, la secuencia de agrietamiento fue similar a la descrita para WBW (Ref. 3). Los tableros de mampostería mostraron grietas inclinadas que se extendían a lo largo de las diagonales; la escalerilla no alteró la ocurrencia de un fisuramiento similar a WBW. En contraste a WBW, WBW-E experimentó grietas horizontales en la base de los muros y de los castillos, inclusive hasta mitad de su altura. Fisuras de este último tipo son también debidas a la expansión en su plano que experimenta el muro después del agrietamiento inclinado. Desde etapas tempranas del ensaye aparecieron grietas por flexión en la dala y losa en el dintel de la puerta. Para distorsiones de 0.003, WBW-E mostraba mayor fisuramiento por flexión que WBW. Sin embargo, en el ciclo 12 (a una distorsión de 0.006) los alambres de la escalerilla se fracturaron causando que las grietas diagonales en X se formaran completamente y que se penetraran en los castillos de la puerta. La falla siguió una reacción en cadena; es decir, una vez que una escalerilla falló, debido a una redistribución interna de fuerzas, las escalerillas en otras partes del muro fallaron. A partir de este ciclo, los anchos de las grietas de dala y losa se redujeron, y los de las grietas inclinadas en los muros aumentaron con los desplazamientos aplicados. El patrón de agrietamiento final de WBW-E es similar al de WBW, lo que sugiere que las deformaciones por corte dominaron la respuesta del modelo, particularmente en los últimos ciclos del ensaye. Al finalizar el experimento se ranuró el muro con objeto de analizar el tipo y lugar de fractura de la escalerilla. En todos los casos, las fracturas fueron adyacentes al punto de soldadura del alambre transversal; en general, no coincidió con las grietas inclinadas. Las fracturas muestran planos de falla ortogonales al eje del alambre sin reducción de la sección transversal. Cabe recordar que en la fabricación de escalerillas no se aplica ningún tratamiento térmico especial para evitar crear con la soldadura un punto duro y frágil, ya que el trabajo en frío del refuerzo se perdería.

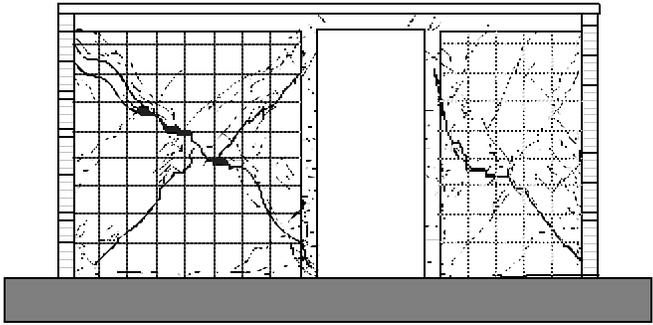
El espécimen WBW-B exhibió una distribución más uniforme del agrietamiento inclinado que WBW y WBW-E. Para el ciclo 10 (a una distorsión de 0.006), los dos muros exhibieron agrietamiento inclinado bien distribuido en la altura; esto contrasta con los otros modelos. Al igual que WBW-E, la dala y losa de WBW-B se agrietaron por flexión. Para ciclos a la misma deformación, el ancho de las grietas inclinadas de WBW-B era menor que el de WBW-E (y que el de WBW), lo que indica la efectividad de los alambres corrugados para controlar y distribuir mejor el daño. Hacia el final del ensaye (distorsiones de 0.012) los alambres se fracturaron en cadena, formándose inmediatamente grietas diagonales que penetraron en los castillos. Aunque el modo de falla fue similar a WBW y WBW-E, la distribución del daño fue más uniforme. Al igual que WBW-E, los muros de WBW-B fueron ranurados para localizar las

fracturas del refuerzo horizontal. A diferencia de la escalerilla, los alambres mostraron fallas asociadas a grandes deformaciones plásticas, con reducción en la sección transversal y con planos inclinados de falla, como los que ocurren en fallas de tipo dúctil. Las fracturas de los alambres en la altura de los muros siguieron la grieta diagonal principal formada después de la falla.

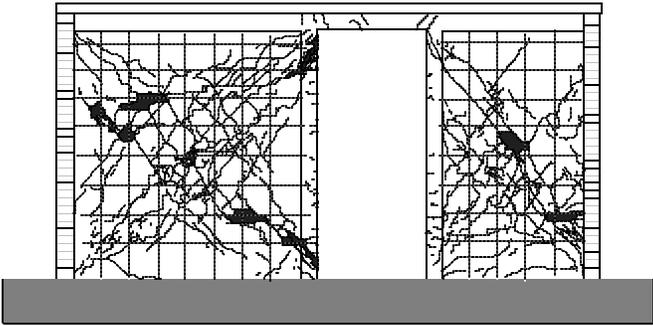
No hubo evidencias de daño o deficiencias en el anclaje del acero horizontal de WBW-E y WBW-B.



Espécimen WBW



Espécimen WBW-E



Espécimen WBW-B

Figura 3 Agrietamiento Final de los Modelos

### 3.2 Curvas Carga Lateral - Distorsión

Las curvas carga lateral - distorsión para WBW, WBW-E y WBW-B se presentan en la Fig. 4. Se señalan las resistencias teóricas de cada modelo ( $V_{u,RDF}$  y  $V^*_{u,RDF}$ ) obtenidas según la Ref. 4 con la expresión

$$V_u = F_R (0.5v^* A_T + 0.3P) \leq F_R 1.5v^* A_T \quad (2)$$

donde  $V_u$  es la resistencia última a cortante,  $F_R$  es el factor de reducción de resistencia,  $v^*$  es el esfuerzo cortante de diseño,  $A_T$  es el área transversal del muro, y  $P$  es la carga vertical aplicada.

Esta ecuación fue calibrada para predecir la carga de agrietamiento diagonal del muro; por tanto, las normas de mampostería de México consideran a la carga de fisuramiento diagonal como la resistencia última al corte. Para la obtención de la capacidad teórica se usaron las dimensiones reales del modelo y la carga vertical aplicada durante el ensaye. Para  $V_{u,RDF}$  el esfuerzo cortante de diseño fue igual a  $3.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.34 \text{ MPa}$ ) y  $F_R = 0.7$ , los cuales son valores especificados en la Ref. 4. Para  $V^*_{u,RDF}$  el esfuerzo  $v^*$  fue el esfuerzo cortante en prueba de muretes y  $F_R = 1.0$ . Para WBW-E y WBW-B, la resistencia obtenida de la Ec. 2 se multiplicó por 1.25 de acuerdo con la Ref. 4.

Los lazos de WBW-E fueron muy similares a los de WBW. El comportamiento histerético de WBW fue discutido en el artículo anterior de este Cuaderno. La respuesta de WBW-E fue simétrica. En el intervalo elástico, las curvas mostraron un poco de histéresis debido al agrietamiento por flexión. En ciclos a distorsiones iguales a 0.003, se observa un cambio de curvatura en la rama de carga (se redondea), el cual es atribuido a la plastificación del refuerzo horizontal. Las cargas laterales aplicadas fueron mayores que las resistencias calculadas hasta el primer ciclo a una distorsión de 0.006. La degradación de resistencia en los otros ciclos a 0.006 y en los ciclos a 0.012 se explica por la fractura del alambre de las escalerillas. Puesto que los comportamientos histeréticos de WBW y WBW-E son semejantes, se concluye que la escalerilla no tuvo una participación importante.

Al igual que WBW-E, los lazos histeréticos del espécimen WBW-B mostraron una etapa de preagrietamiento con ciclos no lineales, asociados a deformaciones por flexión y a la fluencia de las varillas longitudinales de los castillos. Durante la rama de carga, en ciclos a distorsiones de 0.003 y de 0.006, los lazos se redondearon debido a incursiones en el intervalo post-elástico de los alambres corrugados. En estos ciclos, las curvas son estables y exhiben una buena capacidad disipación de energía. La disipación de energía se atribuye a la plastificación del acero horizontal, al aplastamiento de los tabiques y a la fricción. En ciclos a distorsiones de 0.006, los lazos exhiben estrangulamiento cerca del origen. Este fenómeno se debe a las crecientes deformaciones por corte de los muros a partir de ese nivel de desplazamiento (Ref. 3). Las cargas máximas medidas fueron superiores a las resistencias calculadas; la resistencia de WBW-B fue 50% mayor que la de WBW-E. La resistencia del modelo se agotó a una distorsión de 0.012 cuando los alambres corrugados se fracturaron y se formó una grieta diagonal principal de gran anchura. El modo de falla fue similar al de WBW y WBW-E.

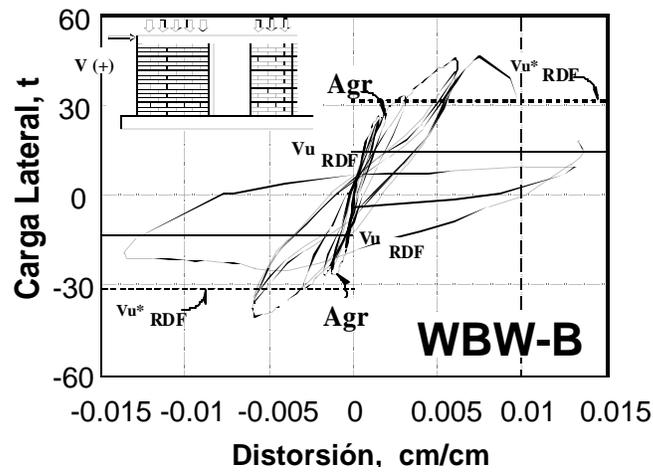
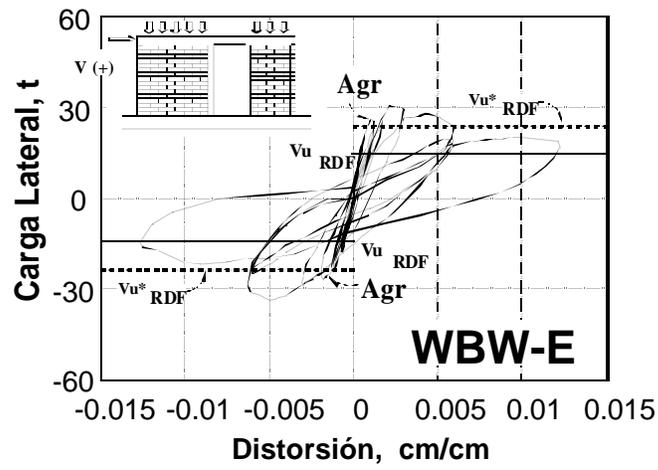
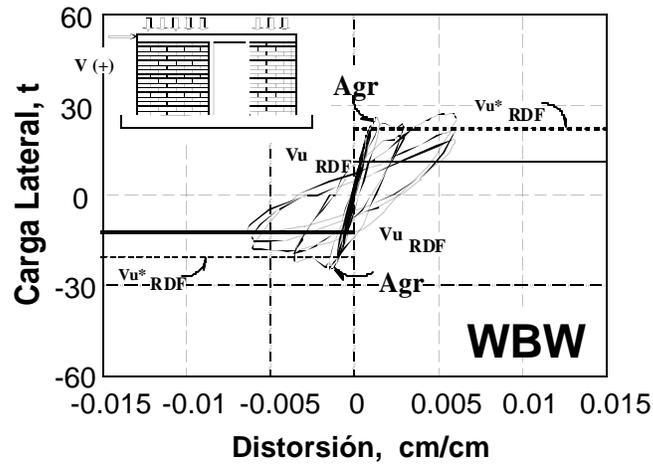


Figura 4 Carga Lateral - Distorsión (1 t = 9,81 kN)

Comparando el comportamiento de los tres modelos es claro que los alambres corrugados fueron efectivos para aumentar la resistencia y mejorar la distribución de daño en los muros. Su efecto en la disipación de energía se discute en la sección 4.3.

### 3.3 Deformación Angular de Tableros de Mampostería

Los modelos fueron instrumentados con transductores de desplazamiento sobre las diagonales principales de los tableros de mampostería y a lo largo de los cuatro castillos. La instrumentación fue diseñada para aislar la contribución de las deformaciones por cortante y por flexión en la deformación total de los especímenes. La deformación angular (por corte) de cada tablero se obtuvo como la suma del valor absoluto de las deformaciones de las diagonales. En la Fig. 5 se presenta la curva carga lateral contra deformación angular para el muro Este (tablero cuadrado) del modelo WBW-B. Es evidente la semejanza de las curvas con la respuesta histerética carga lateral - distorsión del espécimen, en particular en los últimos ciclos de la prueba. Esto refuerza la hipótesis de que las deformaciones por corte controlaron el comportamiento de los modelos y precipitaron la falla (ver sección 3.1). Conclusiones similares pueden desarrollarse para WBW-E y WBW. Comparando las curvas de los modelos se observa que en ciclos a misma distorsión, la deformación angular de WBW-B fue menor que la correspondiente a los otros modelos (Ref. 3). Esto es consistente con el mayor número de grietas por flexión y con el agrietamiento inclinado mejor distribuido en WBW-B.

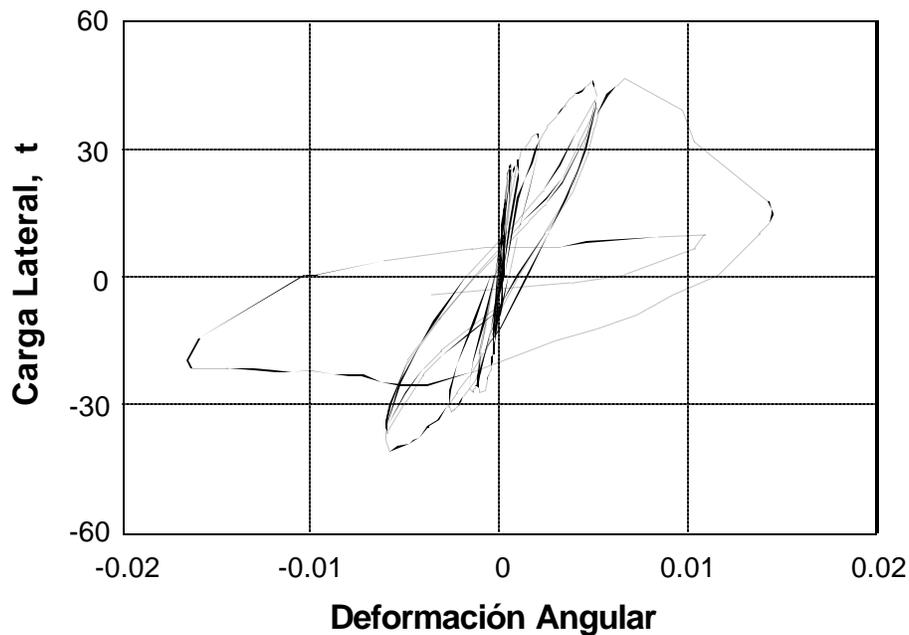


Figura 5 Carga Lateral - Deformación Angular del Tablero Este en WBW-B (1 t = 9,81 kN)

## 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 Envolventes de Respuesta

Las envolventes de respuesta máxima de los ciclos positivos se presentan en la Fig. 6. Las curvas correspondientes a los ciclos negativos mostraron un comportamiento similar. Para cada modelo se identifica el primer agrietamiento diagonal y la primera fluencia durante los ensayos. La primera fluencia se obtuvo de las lecturas de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo de los castillos, dadas, losas y muros. En los modelos con refuerzo horizontal, la primera fluencia se registró en la base de los castillos y ocurrió antes que la aparición de la primera grieta diagonal en la mampostería. Se observa que la cantidad y tipo de refuerzo horizontal no tuvieron ningún efecto en la rigidez inicial de los modelos (etapa elástica de comportamiento), ni en la carga de agrietamiento diagonal. El efecto de la cantidad y tipo de acero se observa en la etapa post-agrietamiento. Los dos especímenes con refuerzo horizontal resistieron cargas mayores que WBW para una misma distorsión. Las resistencias de WBW-E y WBW-B fueron 26% y 69% superiores a la de WBW, respectivamente. El deterioro de la resistencia de los modelos con refuerzo horizontal para distorsiones superiores a 0.006 fue abrupto. Por tanto, el diseño de este tipo de estructuras reforzadas debe considerar distorsiones menores que 0.006.

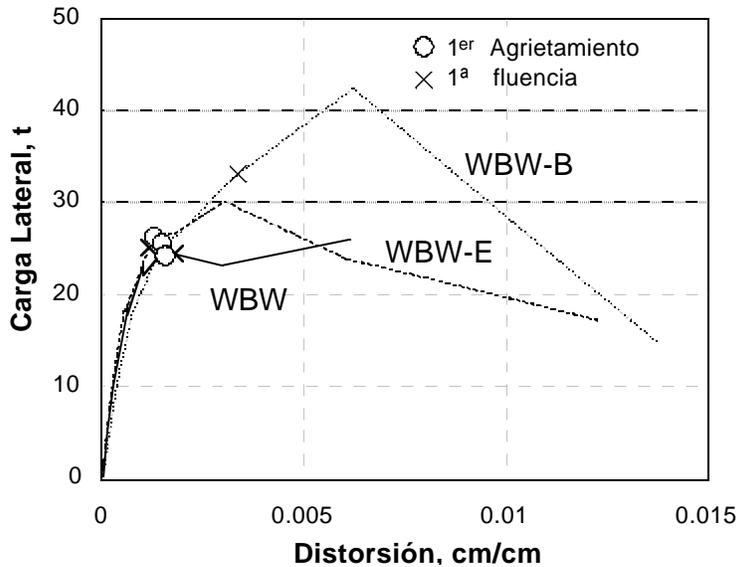


Figura 6 Envolventes de Respuesta de los Modelos

#### 4.2 Deterioro de Rigidez

La degradación de la rigidez entre ciclos de los ensayos se estudió mediante el concepto de rigidez pico a pico, cuya definición se muestra de manera gráfica en la Fig. 7. Se observa que el deterioro no dependió de la cantidad y tipo de refuerzo horizontal. La degradación de rigidez fue mayor en las primeras etapas de carga (hasta distorsiones de 0.003), lo cual se explica por el fisuramiento a flexión de los muros, dadas y losa (sólo en WBW-E y WBW -B), así como por un posible acomodo de tabiques. A partir de esta distorsión, la rigidez disminuyó más lentamente; hacia el final de los experimentos la rigidez era casi constante e igual a 10% de la rigidez inicial. Para WBW-E y WBW-B, la falla del refuerzo horizontal aceleró el deterioro.

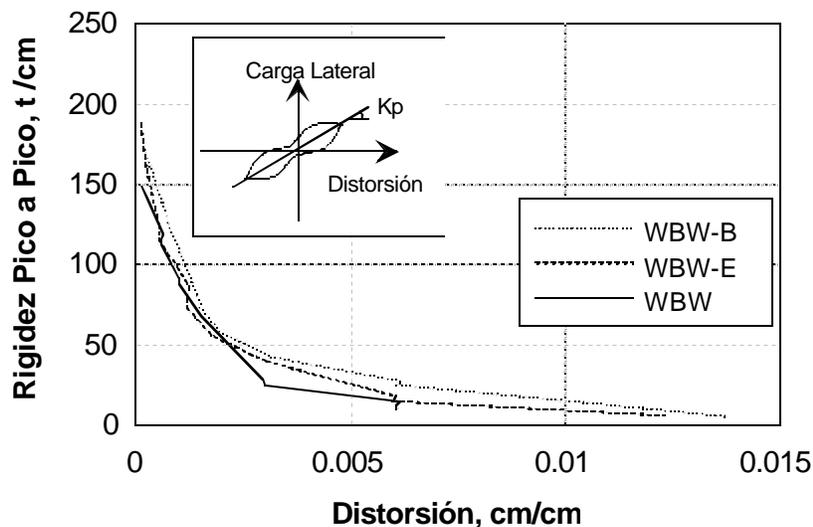


Figura 7 Degradación de Rigidez de las Estructuras (1 t = 9,81 kN)

#### 4.3 Energía Disipada

La energía disipada total acumulada por los modelos durante los ensayos se ilustra en la Fig. 8. La energía disipada se calculó como el área encerrada por los ciclos de la curva carga lateral - desplazamiento. En general, la energía disipada fue baja hasta ciclos a distorsiones menores que 0.006. La energía disipada aumentó en ciclos a 0.006 y 0.012 (del ciclo 11 en adelante). Los especímenes con refuerzo horizontal disiparon más energía que WBW. En particular, WBW-B disipó el doble de energía que los otros modelos; el fenómeno se atribuye a la plastificación de los alambres horizontales y del refuerzo vertical de castillos.

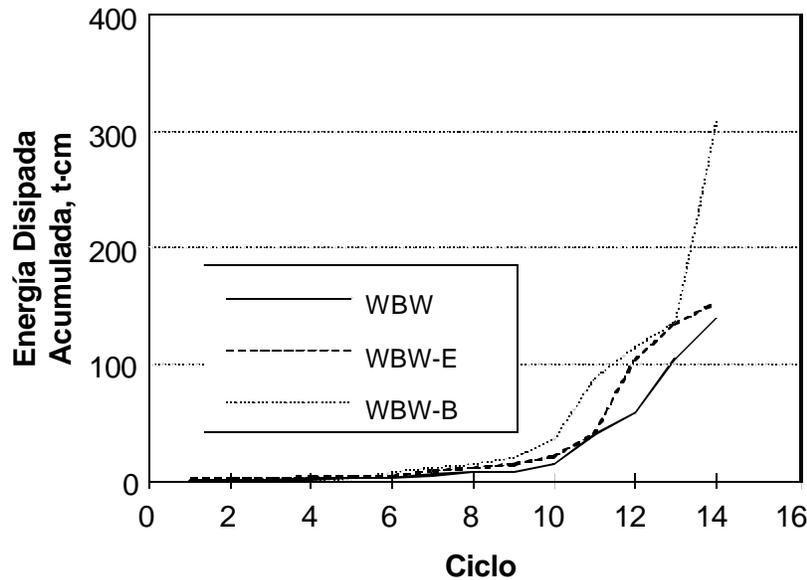


Figura 8 Energía Disipada por los Especímenes (1 t = 9,81 kN)

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del comportamiento de los modelos WBW, WBW-E y WBW-B, se desarrollaron las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. Las escalerillas de refuerzo horizontal no mejoraron sustancialmente el comportamiento de la estructura. La falla estuvo dominada por deformaciones al corte y fue activada por la fractura de los alambres. El uso de este tipo de refuerzo, con calibres similares a los empleados en esta investigación (calibre 10), debe evitarse para incrementar la resistencia en muros que estarán sujetos a cargas laterales significativas. Se debe explorar el desarrollo de una conexión mecánica (grapa) entre los alambres en sustitución de la soldadura de los alambres transversales.
2. Los alambres corrugados de refuerzo horizontal mejoraron el comportamiento del muro. Se logró una distribución más uniforme del daño en los muros. En ciclos a distorsiones moderadas, la respuesta fue dúctil; a grandes distorsiones, las deformaciones por corte dominaron. La resistencia fue 69% superior a la del modelo sin refuerzo horizontal.
3. Para el espécimen reforzado con alambres corrugados, las cargas laterales máximas fueron superiores a las resistencias teóricas, aún a grandes distorsiones. Se recomienda la realización de estudios complementarios para evaluar si puede aumentarse el factor de incremento de resistencia (igual a 1.25) en muros de mampostería reforzados horizontalmente.

4. Aunque la resistencia del modelo con alambres corrugados aumentó con respecto a la estructura de control sin refuerzo, la capacidad de deformación no se incremento. Por tanto, este tipo de refuerzo puede usarse si la distorsión máxima a la que estará sujeta la estructura es de 0.005.

5. La cantidad y tipo de refuerzo horizontal no afectaron la rigidez inicial de los modelos. Aun más, las tendencias en la degradación de rigidez fueron similares.

6. Los especímenes reforzados horizontalmente disiparon una mayor cantidad de energía que la estructura de control. El modelo con alambres corrugados exhibió las mejores características de disipación de energía.

7. El modelo reforzado con escalerilla fue construido fácilmente. Sin embargo, la posición de los alambres corrugados en el ancho del muro tuvo que ser corregida debido a su alta flexibilidad. El anclaje del refuerzo horizontal en los castillos, con ganchos horizontales a 180° alrededor de las varillas extremas de los castillos, tuvo un buen comportamiento. Para facilitar la construcción de muros reforzados horizontalmente, se recomienda anclar el acero con ganchos verticales a 90° que queden ahogados en los castillos.

## **6. REFERENCIAS**

1. Alcocer, S.M., y R.E. Klingner, "Masonry Research in the Americas", Capítulo 7 del libro *Masonry in the Americas*, Instituto Americano del Concreto, Detroit, 1994.

2. Hernández, O., y R. Meli, "Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Serie No. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., dic 1976, 31 pp.

3. Sánchez, T.A., L. Flores, S.M. Alcocer y R. Meli, "Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Tipos de Refuerzo Horizontal", CENAPRED, Informe ES/02/92, mar 1992, 49 pp.

4. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., mar 1989, 19 pp.

5. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., nov 1987, 73 pp.

6. Flores, L., y S.M. Alcocer, "Análisis de Datos (AD). Manual del Usuario", CENAPRED, Informe ES/01/94, mar 1994, 19 pp.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores de los diferentes artículos agradecen el apoyo del Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT) y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Además de los autores, varias personas colaboraron en las diferentes fases de la investigación Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica, que han sido descritas en este Cuaderno de Investigación:

### II. Características Estructurales de la Vivienda de Interés Social en México.

Dr. Koji Yoshimura, experto de JICA de largo plazo en el CENAPRED (1992-1993); Sr. Adolfo Peña, ayudante de investigador del CENAPRED.

### III. Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión.

Dr. Kazuhiko Ishibashi, experto de JICA de largo plazo en el CENAPRED (1990- 1991);  
M.I. Fermín León, investigador del CENAPRED (hasta 1992);  
M.I. Lorenzo Sánchez, investigador del CENAPRED;  
Ing. Edgardo García, ayudante de investigador del CENAPRED (hasta 1992);  
Sr. Pablo Olmos, técnico del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED;  
Ing. Juan M. Velasco, asesor en electrónica;  
Sr. Martín Hernández, albañil; y  
Sr. Jesús Aguayo, albañil.

### IV. Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Distintos Tipos de Refuerzo Horizontal.

Prof. Hideo Katsumata, experto de JICA de largo plazo en el CENAPRED (1991- 1992);  
M.I. Fermín León, investigador del CENAPRED (hasta 1992);  
M.I. Lorenzo Sánchez, investigador del CENAPRED;  
Sr. Leonardo E. Flores, ayudante de investigador del CENAPRED;  
Sr. José A. Zepeda, ayudante de investigador del CENAPRED;  
Sr. Gerardo Aguilar, ayudante de investigador del CENAPRED;  
Sr. Pablo Olmos, técnico del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED;  
Ing. Juan M. Velasco, asesor en electrónica;  
Sr. Martín Hernández, albañil; y  
Sr. Jesús Aguayo, albañil.

Los autores reconocen y agradecen la entusiasta participación y cooperación de este grupo de personas en la planeación y realización de los estudios.

## TÍTULOS PUBLICADOS

BASES DE DATOS PARA LA ESTIMACIÓN DE RIESGO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE MÉXICO; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Geológicos; M. Ordaz, R. Meli, C. Montoya-Dulché, L. Sánchez y L.E. Pérez-Rocha.

TRANSPORTE, DESTINO Y TOXICIDAD DE CONSTITUYENTES QUE HACEN PELIGROSO A UN RESIDUO; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Químicos; Ma. E. Arcos, J. Becerril, M. Espíndola, G. Fernández y Ma. E. Navarrete.

PROCESOS FISICOQUIMICOS PARA ESTABILIZACIÓN DE RESIDUOS PELIGROSOS; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Químicos; M. Y. Espíndola y G. Fernández.

REFLEXIONES SOBRE LAS INUNDACIONES EN MÉXICO; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Hidrometeorológicos; R. Domínguez, M. Jiménez, F. García y M.A. Salas.

MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Hidrometeorológicos; R. Domínguez, M. Jiménez, F. García y M.A. Salas

REPORT ON THE JANUARY 17, 1994 NORTH RIGDE EARTHQUAKE. SEISMOLOGICAL AND ENGINEERING ASPECTS; Coordinación de Investigación; Áreas de Riesgos Geológicos y de Ensayes Sísmicos; T. Mikumo, C. Gutiérrez, K. Kikuchi, S. M. Alcocer y T. A. Sánchez.

APPLICATION OF FEM (FINITE ELEMENT METHOD) TO RC (REINFORCED CONCRETE) STRUCTURES; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos, H. Noguchi.

DEVELOPMENT OF ADVANCED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS USING HIGH-STRENGTH CONCRETE AND REINFORCEMENT. -NEW CONSTRUCTION TECHNOLOGY IN JAPAN-; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos; S. Otani.

A STUDY ON NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CONFINED MASONRY WALLS; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos; K. Ishibashi; H. Kastumata; K. Naganuma; M. Ohkubo.

SEGURIDAD SÍSMICA DE LA VIVIENDA ECONÓMICA; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos; R. Meli; S.M. Alcocer; L.A. Díaz Infante; T.A. Sánchez; L.E. Flores; R. Vázquez del Mercado; R.R. Díaz.

DETERMINISTIC INVERSE APPROACHES FOR NEAR-SOURCE HIGH-FREQUENCY STRONG MOTION; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Geológicos; M. lida.

SISMICIDAD Y MOVIMIENTOS FUERTES EN MÉXICO: UNA VISIÓN ACTUAL; Coordinación de Investigación; Área de Riesgos Geológicos; S. K. Singh, M. Ordaz.

JAPANESE PRESS DESIGN GUIDELINES FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos, S. Otani.

COMENTARIOS SOBRE LAS NORMAS INDUSTRIALES JAPONESAS DE LA CALIDAD DE AGREGADOS PARA EL CONCRETO; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos; M. Saito, H. Kitajima, K. Suzuki, S.M. Alcocer.

COMENTARIOS SOBRE LAS NORMAS INDUSTRIALES JAPONESAS DE LA CALIDAD DEL CONCRETO; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos; M. Saito, H. Kitajima, K. Suzuki, S.M. Alcocer.

NORMAS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DEL INSTITUTO DE ARQUITECTURA DEL JAPÓN; Coordinación de Investigación; Área de Ensayes Sísmicos; K. Yoshimura, K. Kikuchi, T. A. Sánchez.

RED DE OBSERVACIÓN SÍSMICA DEL CENAPRED, REGISTROS ACELEROGRÁFICOS OBTENIDOS DURANTE 1993; Coordinación de Investigación; Área de Instrumentación Sísmica; B. López, R. Quaas, S. Medina, E. Guevara, R. González.

**CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES**

AV. DELFÍN MADRIGAL NO. 665 COL. PEDREGAL DE SANTO DOMINGO  
DELEGACIÓN COYOACÁN, MÉXICO D. F., C. P. 04360

TELÉFONOS: 5424-6100, 5606-8837, 5606-8111  
FAX: 5606-1608

**SEGOB**  
SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN



**SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN**  
**COORDINACIÓN NACIONAL DE PROTECCIÓN CIVIL**  
**CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES**

Av. Delfín Madrigal No.665,  
Col. Pedregal de Sto. Domingo,  
Del. Coyoacán,  
México D.F., C.P. 04360

[www.cenapred.gob.mx](http://www.cenapred.gob.mx)  
[www.proteccioncivil.gob.mx](http://www.proteccioncivil.gob.mx)