

REFUERZO DE
LA VIVIENDA ECONÓMICA
EN ZONAS SISMICAS.
ESTUDIOS
EXPERIMENTALES

OSCAR HERNÁNDEZ
ROBERTO MELI
MARCIANO PADILLA
EDUARDO VALENCIA

SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

No. 441

OCTUBRE DE 1981

RESUMEN

1.	INTRODUCCION	1
2.	CARACTERISTICAS Y COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA VIVIENDA ECONOMICA	5
2.1	<i>Tipos de vivienda económica</i>	5
2.2	<i>Comportamiento sísmico y modos de falla</i>	8
2.3	<i>Procedimientos de refuerzo</i>	10
3.	PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA DE ADOBE	15
4.	PRUEBAS DINAMICAS EN MESA VIBRATORIA	21
4.1	<i>Planteamiento</i>	21
4.2	<i>Movimientos sísmicos aplicados en las pruebas</i>	23
4.3	<i>Descripción de los ensayos</i>	26
4.4	<i>Resultados de los ensayos</i>	28
4.5	<i>Análisis e interpretación de resultados</i>	42
5.	CONCLUSIONES	49
6.	RECONOCIMIENTO	51
7.	REFERENCIAS	53
	TABLAS	55
	FIGURAS	63

RESUMEN

Se describen los resultados de un estudio tendiente a encontrar procedimientos eficientes y económicos para mejorar la seguridad de las viviendas de adobe ante sismo. El trabajo incluye la descripción del comportamiento sísmico observado y de los modos de falla de los tipos más usuales de vivienda, los resultados de ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas de las mamposterías de adobe, los de ensayos de muros ante cargas laterales alternadas y la de pruebas en mesa vibradora. Se describen diferentes métodos de refuerzo y se comenta acerca de su eficiencia.

ABSTRACT

In order to evaluate the efficiency of several strengthening methods for adobe houses, nine 1:2.5 scale models were tested in a shaking table under the effect of the accelerograms of three major actual earthquakes; mechanical properties of adobe masonry and structural behavior of adobe walls were also studied. Test results indicated that the seismic intensity that can be withstood without major damage is increased at least twice by any of the strengthening methods studied.

1. INTRODUCCION

Se estima que en México, cerca de 75 por ciento de las viviendas han sido construidas sin intervención de profesionales, sin apoyo en reglamentos de construcción, con materiales locales y con mano de obra principalmente constituida por los propios usuarios de la vivienda. Esta modalidad de construcción aunque es típica en el medio rural, es muy frecuente en zonas urbanas, pero con características netamente distintas.

Los procedimientos constructivos de la vivienda rural se han desarrollado en las distintas regiones del país como un fenómeno natural de experiencia acumulada que, mediante un adecuado empleo de los recursos disponibles, ha conducido en la mayoría de los casos a soluciones estéticamente agradables, que a la vez que se ajustan a los patrones culturales de cada zona; suelen ser muy apropiadas para las condiciones climáticas locales. Estas viviendas adolecen, sin embargo, de ciertas deficiencias higiénicas, provenientes tanto de la escasez de ventilación e iluminación como de la inadecuada o inexistente delimitación de áreas para distintos usos. A esto se añade la rapidez con que se deterioran los materiales y el comportamiento inadecuado ante fenómenos excepcionales como ciclones, inundaciones y terremotos.

En el medio suburbano esa situación suele agravarse, ya que los campesinos que emigran a los núcleos citadinos de población, sin recursos suficientes para proveerse de una vivienda adecuada, al no disponer de los materiales abundantes en el medio rural, en un mal logrado intento de transferir sus costumbres y perpetuar sus tradiciones, recurren a soluciones híbridas como la de muros de tabique de mala calidad unidos con mortero de lodo, techos de lámina de cartón, y muchas otras variantes en general de mala calidad. En tales condiciones ni se preservan las cualidades de la vivienda rural típica ni se superan sus deficiencias.

En México merece especial atención el problema de la seguridad ante temblores. Gran parte del país es sísmicamente activa. La fig 1 muestra una regionalización sísmica de la República: la zona D constituye una de las regiones de más alto riesgo sísmico del planeta; las zonas C y B, aunque de menor actividad sísmica, pueden estar sujetas a temblores que resulten destructivos para las habitaciones rurales típicas. Experiencias recientes comprueban lo anterior; en los temblores de Puebla y Orizaba de 1973, algunas decenas de miles de viviendas fueron destruidas o seriamente dañadas, y en los de intensidad moderada ocurridos en Chiapa de Corzo en 1974, si bien el número de colapsos fue reducido, ocurrió daño estructural en algunos miles de viviendas; casos similares se presentaron durante el sismo de Mexicali, B C, en 1979 y el de Huajuapán de León, Oax, en 1980. El caso más significativo últimamente es el del temblor de Guatemala, de 1976, en que por el colapso de cerca de 250 000 viviendas, la mayoría de adobe similares a las que se encuentran en gran parte de México, murieron más de 20 000 personas.

Por las razones anteriores se considera que el problema de encontrar soluciones constructivas que aumenten la seguridad sin afectar sensiblemente el costo de la vivienda autoconstruida debe tener la mayor prioridad en cuanto a las investigaciones en ingeniería estructural y a tecnología de materiales de construcción.

En este trabajo se realizó un programa de investigación cuyos objetivos principales fueron evaluar la seguridad contra sismo de los tipos más comunes de vivienda rural y proponer procedimientos de refuerzo que diesen lugar a una seguridad adecuada. Para que estos procedimientos tengan posibilidad de implantación en la práctica, deberán aprovecharse al máximo materiales de fácil obtención o de producción local, emplear tecnologías familiares a la población rural o que puedan ser transferidas a los usuarios con un mínimo de entrenamiento, y respetar los valores estéticos y socioculturales de los habitantes. No se consideró la vivienda de tipo urbano por la gran variedad de alternativas que presenta.

El estudio incluyó un acopio de información sobre tipología de la vivienda y daños sufridos a raíz de temblores, la realización de ensayos para determinar las propiedades de los materiales más comúnmente empleados y conocer la resistencia de los elementos constructivos con ellos realizados; la evaluación de algunos procedimientos de refuerzo propuestos en diversos países, y de otros desarrollados específicamente en este trabajo mediante ensayos de modelos en mesa vibratoria. Se probaron nueve modelos; cuatro representaban una vivienda típica sin refuerzo especial y cinco incluían diferentes modalidades de refuerzo. Los ensayos se realizaron para tres movimientos sísmicos, obtenidos de los acelerogramas de los temblores de El Centro, Managua y Oaxaca.

En este informe se presentan los resultados de los ensayos y se proponen recomendaciones específicas para incrementar la seguridad de tales viviendas ante sismo.

Los procedimientos de refuerzo y los ensayos se refirieron casi específicamente a vivienda de adobe por ser la más común; sin embargo, otros tipos de vivienda, de mampostería no reforzada, tienen comportamiento similar y las conclusiones son extrapolables a ellos.

2. CARACTERISTICAS Y COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA VIVIENDA ECONOMICA

2.1 *Tipos de vivienda económica*

La tipología de la vivienda de bajo costo es muy amplia y existen variaciones importantes de una a otra región. Desde el punto de vista de su resistencia a los efectos sísmicos, interesa fundamentalmente la disposición y tipo de material con el que están contruidos los elementos verticales que tienen la función de tomar cargas laterales. En la gran mayoría de los tipos de vivienda, estos elementos consisten en muros de carga que sirven tanto de soporte para las fuerzas verticales transmitidas por el techo, como para dar rigidez y resistencia ante el efecto de las fuerzas laterales generadas durante un sismo.

Las viviendas de las zonas sísmicas del país se pueden clasificar básicamente por el material de sus muros, distinguiéndose las siguientes variantes.

Adobe. Ha sido tradicionalmente el material más empleado para los muros de la vivienda rural, debido a la economía y facilidad de su fabricación y a sus excelentes características de aislamiento térmico; sin embargo, actualmente las condiciones socioeconómicas en los centros de población, hacen

más conveniente el empleo de tabique de barro o de tabique o bloque de concreto, por lo que las nuevas construcciones de adobe se limitan a pequeños poblados dispersos y poco comunicados.

Puede afirmarse que aunque su empleo tiende a desaparecer, el adobe es el material del que está construido el mayor porcentaje de las viviendas rurales y que, por tanto, merece la mayor atención en cuanto al problema en estudio.

Las viviendas más comunes de este material se caracterizan por un cuerpo principal de un solo piso, con planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, frecuentemente sin muros divisorios; los muros perimetrales, sin refuerzo alguno, tienen 3 o más metros de altura y espesores de 40 a 60 cm. Los sistemas de techo varían según el clima de la región. La solución más común, propia de climas cálidos o templados, es a base de armaduras de madera con teja de barro. En una variante (fig 2a), se colocan armaduras completas con separaciones de 80 a 100 cm, sobre las que se sujetan listones de madera que soportan las tejas. En otra variante (fig 2b), una viga robusta longitudinal descansa sobre los muros cabeceros y, en los tercios del claro, se apoya en vigas transversales; en los muros y en la viga longitudinal se apoyan elementos generalmente de madera rolliza, para recibir los listones de madera y las tejas. En climas muy cálidos se coloca un tapanco de madera para tener mayor aislamiento térmico. Los techos son generalmente de dos aguas con pendientes entre 25 y 50 por ciento; techos de un agua o de cuatro son poco frecuentes.

En regiones de climas más extremos y de escasa precipitación pluvial se emplea el terrado (fig 2c), en el que el techo está formado por vigas de madera separadas aproximadamente 50 cm, sobre las cuales se colocan tablas de madera que soportan un relleno de tierra de 30 a 50 cm de espesor. El techo se termina con una capa de mortero, generalmente de cal. Estos techos son de un agua, con pendiente inferior a 10 por ciento.

Frecuentemente, tanto el adobe de los muros como la madera de los techos se encuentran deteriorados por intemperización.

Calicanto. Los muros en este tipo de vivienda son de mampostería de boleos o piedras no escuadradas, unidas con morteros muy pobres, de cal o de lodo. Con frecuencia, la calidad de este tipo de construcción es muy pobre: los muros están fuera de plomo y el mortero no llena totalmente las juntas. Los muros de este material se asocian generalmente a techos de terrado, ya que son comunes en zonas de climas severos (sierras de Puebla e Hidalgo). Las características geométricas de las viviendas son similares a las de adobe.

Bajareque. Estas construcciones constan de un armazón de madera rolliza en la que los elementos verticales (horcones) se hincan directamente en el suelo, y en su parte superior se ligan con elementos horizontales perimetrales sobre los que descansa el techo (fig 3a). Las paredes se forman con un entramado de varas o caña, el cual se recubre con lodo (fig 3b). Se obtiene una construcción muy ligera y económica, típica de las regiones de clima cálido-húmedo. El techo, de dos o cuatro aguas, es generalmente de palmera (palapa).

Mampostería de tabique o bloque. Actualmente, los materiales que más se emplean en muros de viviendas rurales son tabiques de barro y bloques o tabiques de concreto fabricados localmente en forma artesanal. La calidad de estos materiales es muy variable según los suelos y los procedimientos de fabricación que se usen, pero es casi siempre bastante pobre. Los morteros con que se unen son también en general de baja calidad y con frecuencia son de cal y arena únicamente. En las regiones de mayor riesgo sísmico o en sitios donde el suelo es muy deformable es frecuente colocar elementos de refuerzo (castillos y dalas) en los muros.

Las construcciones con estos materiales son usualmente de dimensiones menores que las de adobe, especialmente en lo que se refiere a la altura de los muros. Los techos son del mismo tipo de los descritos para casas de adobe; excepcionalmente son de losa de concreto o de lámina de asbesto.

2.2 Comportamiento sísmico y modos de falla

Los movimientos del suelo durante un sismo provocan vibraciones en la estructura, en la cual se generan fuerzas de inercia proporcionales a la masa (peso) de las distintas partes de la construcción, y que son resistidas y transmitidas a la cimentación y al suelo. Los elementos más adecuados para soportar esas cargas laterales son los muros que están alineados en la dirección del movimiento del terreno y que tienen gran rigidez y resistencia en su plano. Para que estos elementos puedan cumplir su función, las fuerzas de inercia generadas en otras partes de la construcción tienen que ser transmitidas hacia ellos. La condición para que esto se cumpla es que los techos (o entrepisos) actúen como una unidad rígida en su plano y transmitan sus fuerzas a los muros alineados en la dirección del movimiento y provoquen empujes mínimos normales a dicha dirección, en la cual los muros estarían sujetos prácticamente a las fuerzas de inercia generadas por su propia masa y actuarían como losas apoyadas en su perímetro. Otra condición para que la transmisión de carga se efectúe apropiadamente es que exista una conexión resistente entre el techo y los muros.

De no cumplirse la condición de techo rígido en su plano, las fuerzas generadas en cada franja del techo se transmiten al muro frontal, generando en él empujes normales a su plano, los cuales tienden a producir el volteamiento de dicho muro. De esta forma la mayor parte de las fuerzas de inercia son transmitidas a los elementos menos rígidos y aptos para resistirlas.

Las viviendas de mampostería descritas se caracterizan por la escasa densidad de muros, la apreciable altura y longitud sin refuerzo de los mismos y por la poca o nula restricción que el techo proporciona a los extremos superiores de los muros. Todo ello hace que el comportamiento ante sismo esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En un estudio teórico realizado en forma paralela al del presente informe (ref 1), se analizó con detalle el comportamiento dinámico de ese tipo de construcciones. El modo fundamental de vibración se relaciona con la de

formación en flexión de los muros largos; las vibraciones inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los muros (fig 4) los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, por lo que el muro frontal comienza a vibrar como un voladizo, ocurriendo el volteamiento cuando la al tura agrietada del muro es suficiente para que la resultante de las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre ha cia afuera, ayudado por el coceo del techo. Este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a raíz de sismos.

En viviendas donde la longitud no soportada de los muros es pequeña o los techos proporcionan restricción a la flexión, o en las de más de un piso, la falla suele ocurrir por cortante a través de grietas diagonales. Este modo de falla frecuentemente se propicia por la existencia de aberturas importantes en los muros (fig 4).

Se han observado indicios de que el colapso se ha iniciado en ocasiones por la caída del techo, ya sea por fallas locales en las conexiones o en la ma dera misma por encontrarse muy deteriorada, o por deslizamientos de los ele mentos del techo sobre los muros a los que están fijados en forma muy preca ria. Una falla parcial, que ocurre con frecuencia aun en sismos moderados, se debe a que las tejas se deslizan por efectos de las aceleraciones verti cales y horizontales, y caen a veces dentro de la misma vivienda.

El comportamiento sísmico de construcciones con muros de piedra natural es similar al de las de adobe, con la agravante de que el peso volumétrico de la piedra es mayor y su resistencia a la tensión y cortante es generalmen te menor por debilidad del mortero con que se unen las piedras y por que estas presentan cantos redondeados que no permiten una adherencia adecuada con el mortero. Además de los principales modos de falla descritos para las construcciones de adobe, es frecuente que se presente una falla local por el empuje de las vigas de techo sobre el muro, lo que da lugar a una perforación local del muro y a la caída parcial del techo (fig 5).

Las construcciones de bajareque, por ser ligeras y flexibles soportan muy bien los sismos cuando se encuentran en buen estado. Han ocurrido, sin embargo, daños importantes, y algunos colapsos, por el deterioro de la madera debido a la humedad y al ataque de insectos, especialmente por la pudrición de la parte de los horcones que se encuentra hincada en la tierra. La liga defectuosa de los horcones y los largueros ha sido también causa de daños (ref 2).

En viviendas de un piso de mampostería de tabique recocido se ha observado, durante sismos intensos un comportamiento más favorable que el de las casas de adobe. El número de colapsos ha sido reducido, aunque se han presentado agrietamientos y fallas locales cuando el mortero no era de buena calidad o cuando el número y tamaño de los huecos era grande. La diferencia en comportamiento se debe principalmente al menor peso y altura de estas construcciones y en parte a la mejor calidad del material.

Cuando la mampostería ha sido reforzada con castillos y dalas, el comportamiento ha sido satisfactorio excepto cuando existían defectos flagrantes de estructuración.

2.3 Procedimientos de refuerzo

Las soluciones que se han propuesto para reforzar las viviendas de adobe, piedra o tabique son similares debido a que el comportamiento y modos de falla son semejantes.

Es común recomendar como requisito mínimo de refuerzo la colocación de un elemento resistente en el perímetro superior de los muros, para que los una y les dé continuidad, les proporcione cierta resistencia a flexión normal al plano del muro y permita fijar adecuadamente el techo a los muros. El elemento de refuerzo es en general una cadena de concreto, o un elemento de madera o de acero. Un problema con este tipo de refuerzo es el de

lograr una liga adecuada entre el elemento de refuerzo y el muro de adobe; otros son la necesidad de remover parcial o totalmente el techo para efectuar el refuerzo, y la posibilidad de dañar los muros durante la colocación de la cadena.

Un ejemplo de solución de este tipo se presenta en la ref 3, el cual se ha empleado en algunas viviendas dañadas por los sismos de Chiapa de Corzo (1975); se trata de una cadena de concreto perimetral con una costilla que penetra en una muesca abierta en los muros de adobe. En las esquinas se proporcionan espolones que penetran en los muros. Con estas precauciones se trata de anclar la cadena a los muros; dicha solución se muestra en la fig 6 y se complementa con recomendaciones para la rigidización y liga de los techos. Algunos ensayos de vibración forzada de viviendas reparadas de esa manera, tienden a demostrar que la liga entre la cadena y el adobe es efectiva y que se pueden imponer aceleraciones horizontales relativamente importantes sin provocar fallas (ref 4).

Otra solución del mismo tipo propuesta en Chile (ref 5), consiste en una viga de madera de alma abierta, en forma de escalera (fig 7). Los elementos transversales de la viga se recubren con una capa de barro para unirlos al muro; en las esquinas, las vigas transversales se conectan mediante ensambles a media madera. Los elementos de techo se ligan con estas vigas de madera. El refuerzo de los muros mediante tensores de acero lo propuso originalmente Ambraseys (ref 6); recientemente (ref 7), a raíz de los temblores de Skopje (1963) y de Friuli (1975), se ha recomendado una solución semejante para el refuerzo de construcciones de piedra; la solución se muestra en la fig 8 y consta de dos barras de acero alojadas en pequeñas ranuras preparadas en las dos caras de cada muro. Estas barras se cruzan en las esquinas con las del muro transversal y se someten a una ligera tensión inicial mediante tuercas; la fuerza de los tensores se trasmite a los muros a través de placas de acero o madera. Los tensores cumplen la función primordial de ligar los muros entre sí y a proporcionar resistencia en flexión en la parte superior de los

muros. En la solución propuesta en la ref 7, el refuerzo con tensores va asociado a la inyección en las juntas entre las piedras de un mortero con consistencia de lechada, el cual da mayor integridad y resistencia a los muros.

Un refuerzo más efectivo se obtiene si esta solución se complementa con tensores verticales, también ligeramente postensados, en las esquinas y en extremos de grandes huecos (fig 8b). Estos tensores tienen la función de tomar las tensiones debidas a momentos flexionantes en el plano del muro y a las concentraciones de esfuerzos en los extremos de los huecos. También incrementan la resistencia en cortante de los muros por los esfuerzos de compresión generados por el postensado; sin embargo, la colocación de los tensores verticales es mucho más laboriosa que la de los horizontales: para anclarlos en la parte inferior del muro se requiere perforar la cimentación: en caso de que no exista una cimentación sólida, es necesario colar una base de concreto.

Los procedimientos que buscan una mejora más radical del comportamiento consisten en colocar elementos de concreto verticales en las esquinas y en las aberturas, los cuales junto con la viga cadena, forman marcos que confinan el adobe (fig 9). Se trata de una extrapolación del procedimiento de refuerzo comúnmente empleado para mampostería de tabique o bloque reforzada con castillos y dalas y cuya eficiencia ha sido ampliamente comprobada. Sin embargo, para construcciones de adobe, debido a las dimensiones de los muros, estos elementos de concreto resultan muy robustos y hacen que la solución resulte complicada y costosa. Es problemático lograr una liga adecuada entre el adobe y los elementos de concreto; el adobe sufre cambios volumétricos importantes por variaciones de humedad, lo cual provoca que se vaya despegando de la estructura de concreto. Se han observado algunos casos de volteamiento de muros enmarcados por elementos de concreto que por estar despegados no ofrecieron al muro ninguna restricción al movimiento normal a su plano. Otras modalidades de refuerzo consisten en la colocación de elementos verticales de madera dentro del adobe o adosados a los muros y ligados al techo (ref 8).

Los dos primeros autores del presente estudio propusieron, con miras a reforzar las viviendas afectadas por el sismo de Chiapa de Corzo, un procedimiento que consiste en colocar mallas de refuerzo que envuelven totalmente los muros de adobe y que van recubiertas por una capa de mortero (ref 9). Anclando cuidadosamente la malla al adobe, se logra una sección compuesta en que el adobe funciona como alma para tomar los esfuerzos cortantes, y el aplanado reforzado con malla constituye los patines que toman los esfuerzos de tensión y compresión debidos a la flexión normal al plano del muro. La malla es además un refuerzo por cortante que mantiene la resistencia del muro, en caso de que se exceda la capacidad del adobe y este se agriete diagonalmente. Con las mismas mallas y algunas barras adicionales se forman elementos verticales y horizontales en los bordes de los huecos y en los extremos del muro; en las esquinas, la continuidad de las mallas proporciona liga entre los muros. El trabajo conjunto del adobe y las capas de refuerzo se obtiene mediante sujetadores de alambre, espaciados cada 60 cm, que amarran las mallas de refuerzo en las dos caras del muro. Se considera que el sistema proporciona continuidad entre los muros, mayor rigidez y resistencia en flexión.

La capacidad del sistema se puede determinar con procedimientos sencillos de resistencia de materiales. La fig 10 muestra algunas características del procedimiento. El recubrimiento de mortero proporciona a la vivienda una protección contra el intemperismo, evitando los frecuentes problemas de deterioro.

Otra forma de mejorar la seguridad de las construcciones es mediante modificaciones que reduzcan las fuerzas que las afectarían en caso de un sismo; por ejemplo, la disminución del peso del techo a través de emplear materiales más ligeros; la reducción de la altura de los muros dentro de límites que no afecten la habitabilidad y la adición de muros intermedios que rigidicen la construcción, son soluciones que pueden mejorar considerablemente la resistencia.

Al juzgar los distintos procedimientos de refuerzo hay que considerar la eficiencia en aumentar la seguridad contra sismo, la facilidad de ejecución en una vivienda ya terminada y el costo en cuanto a materiales de construcción. Es evidente que las distintas alternativas propuestas difieren mucho en cuanto a los aspectos mencionados. Una evaluación preliminar de ellas se intentará al final del trabajo, tomando en cuenta los resultados experimentales.

En lo que respecta a las construcciones de bajareque, las recomendaciones para incrementar la seguridad se dirigen esencialmente a evitar el deterioro de los materiales, ya que, como se dijo, el comportamiento sísmico de estas construcciones es excelente cuando los materiales no están intemperizados. La ref 2 recomienda impermeabilizar los morillos con asfalto e hincarlos en una base de concreto o mampostería, sustituir la liga de los elementos mediante un simple amarre con cordeles, por una unión rígida clavada, tratar el techo de palapa para hacerlo más durable o sustituirlo por teja, y resanar periódicamente el aplanado de lodo.

3. PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA DE ADOBE

El estudio experimental se concentró en las construcciones de adobe por ser estas las más numerosas y porque los resultados pueden extrapolarse a las construcciones de mampostería de piedra natural y de ladrillo sin refuerzo, debido a la similitud de estructuración.

La primera parte del estudio experimental tuvo como objetivo determinar las propiedades de la mampostería de adobe que más influyen en el comportamiento sísmico, para los adobes construidos con distintos tipos de suelo y características de diferentes regiones. Se estudiaron inicialmente las propiedades de los adobes, y posteriormente de la mampostería que con ellos se forma al unirlos con diferentes tipos de mortero.

Se recolectaron muestras de adobes de diversas regiones de la República, seleccionadas entre las de mayor riesgo sísmico; de dichas muestras se sacaron especímenes de diferentes medidas para realizar ensayos de compresión y de tensión por flexión. Los resultados promedio para adobes de distinta procedencia se muestran en la tabla 1. Se observa que el intervalo de variación para las propiedades es amplio y que los valores promedio para

la resistencia en compresión y en tensión por flexión son 10 y 3 kg/cm², respectivamente. Los valores consignados en la literatura para adobes de diferentes lugares caen dentro del intervalo encontrado en las pruebas.

Para el estudio de las propiedades mecánicas del conjunto adobes-mortero se fabricaron adobes en laboratorio, buscando que tuvieran propiedades representativas de las encontradas en las muestras mencionadas. Se construyeron adobes de dos tamaños 10 x 16 x 60 cm y 4 x 16 x 24 cm. En los primeros se respetó el largo y el espesor de los adobes más comunes, únicamente se redujo el ancho a fin de obtener especímenes manejables; en los segundos, las tres dimensiones se escalaron 2.5 veces por ser este el factor de escala de longitudes adoptado para los modelos que se ensayarían en la mesa vibratoria. Se eligió un tipo de suelo con el que se obtenían consistentemente resistencias de 15 y 3.2 kg/cm² a compresión y tensión por flexión, respectivamente. Aunque la resistencia en compresión era superior al promedio obtenido en los adobes del muestreo, se consideró que la propiedad más importante a reproducir era la resistencia en tensión. Se procuró además obtener características similares en cuanto a contracción, lo cual se logró dosificando la cantidad de paja en la mezcla.

Las resistencias mencionadas se refieren a adobes secos y en buenas condiciones. Los muros de adobe sujetos a variaciones de humedad sufren cambios volumétricos que causan agrietamientos en los adobes y en las juntas; el efecto directo de la lluvia provoca un deterioro superficial que reduce la sección útil para resistir esfuerzos, además la resistencia puede verse afectada por el contenido de humedad del adobe; para estudiar este efecto se realizaron pruebas de compresión y tensión en adobes fabricados en laboratorio; después de secados, los adobes se humedecieron hasta lograr diferentes contenidos de humedad. Los resultados se muestran en la fig 11 donde se aprecia que las resistencias en compresión y tensión disminuyen casi linealmente con la humedad, hasta ser prácticamente nulas para contenidos de humedad del orden de 12 por ciento. Lo anterior implica que si el muro de adobe absorbe agua del suelo por capilaridad, su resistencia puede verse drásticamente reducida.

Finalmente, para estimar la reducción de dimensiones que ocasiona el secado de las piezas se tuvieron en observación durante seis semanas diez adobes de cada tamaño en condiciones de humedad y temperatura normales bajo techo. Con base en mediciones periódicas (diarias para edades tempranas) se determinó una contracción por secado del orden de 4 por ciento en promedio. En la mayoría de los casos 80 por ciento de la contracción total ocurrió en la primera semana.

Con los adobes fabricados en laboratorio se construyeron muretes en los que se realizaron ensayos de compresión, cortante y flexión en las modalidades típicas para estudios de mamposterías (ref 10). Se elaboraron especímenes con adobes de los dos tamaños y empleando diferentes morteros, habiéndose obtenido resultados muy similares para ambos tamaños de adobes, por lo que las pruebas siguientes se realizaron con los adobes más pequeños.

La tabla 2 muestra las modalidades de ensaye y resume los principales resultados. Se estudió el efecto del tipo de mortero en las propiedades, realizando los ensayos en piezas unidas con lodo, y con mortero cal: arena (1:3), y cemento: cal: arena (1:2:9). Se observó que cuando se usaban morteros con cemento o con cal era necesario humedecer previamente los adobes, de lo contrario las piezas se despegaban durante el manejo, debido a que el adobe absorbía el agua necesaria para el fraguado del mortero; cuando los adobes se juntaban con lodo, el humedecimiento previo no era necesario. Los resultados muestran que el tipo de mortero tiene muy poca influencia en la resistencia a compresión de los muretes, la cual es solo ligeramente inferior a la resistencia de los adobes con los que estos se construyen. La relación esfuerzo-deformación de la fig 12 presenta una zona inicial de alta rigidez, debida probablemente a un reacomodo del sistema de medición; si se corrige ese error de medición, la curva puede considerarse lineal prácticamente hasta la falla. El módulo de elasticidad secante entre los puntos correspondientes a 15 y 50 por ciento de la capacidad máxima es del orden de 2 500 kg/cm² en muros unidos con lodo, y crece significativamente si se emplean morteros de cemento. El tipo de junta tiene una influencia decisiva en la resistencia a cortante de la mampostería de adobe; esta es

máxima cuando se emplea mortero de cemento, se reduce drásticamente para juntas de lodo y es todavía menor cuando se emplea mortero de cal.

La resistencia en tensión por flexión de muretes de adobe es ligeramente inferior a la que se determina en los adobes solos.

Los resultados tienden a indicar que las propiedades de un muro de adobe juntado con lodo son semejantes a las de los adobes solos y que no existe reducción importante por efecto de las juntas; lo anterior se explica por que al juntar los adobes con el mismo lodo con que estos se han fabricado, se obtiene prácticamente un muro monolítico.

Se ensayaron, además, dos muros de 2 x 2 m ante ciclos de carga lateral alternada creciente hasta el colapso; la posibilidad de falla por flexión se eliminó colocando refuerzo vertical en los extremos (fig 13). Los adobes se pegaron con mortero de lodo; la falla fue por tensión diagonal en el adobe para un esfuerzo cortante de 1.1 kg/cm^2 en ambos ensayos. El comportamiento fue lineal casi hasta el esfuerzo máximo, con un módulo de cortante promedio de 750 kg/cm^2 ; ante repeticiones de cargas alternadas se lograron ciclos estables antes del agrietamiento diagonal; después de este, la capacidad del muro para soportar cargas laterales alternadas se redujo prácticamente a cero (fig 14).

La resistencia a cortante obtenida en muros, 1.1 kg/cm^2 , fue ligeramente inferior a la medida en muretes construidos con los mismos materiales, 1.2 kg/cm^2 .

Cabe hacer notar que la resistencia a cargas laterales de muros de mampostería, y de adobe en particular, se ve muy influida por el tipo de ensaye en que esta se determina. En ensayos realizados en Perú (refs 11 y 12) se obtuvieron resistencias muy inferiores a las mencionadas al efectuar pruebas en adobes de propiedades casi idénticas a las del material empleado en estos ensayos. La diferencia se atribuye a las características de los morteros, que aun cuando ambos eran de lodo, el utilizado en los ensayos peruanos tenía una consistencia muy plástica por el alto contenido de agua: el

mortero empleado en el presente estudio presentaba las mismas características del usado para la construcción de los adobes.

Al recomendar valores de diseño para las diversas propiedades hay que tomar en cuenta la variabilidad proveniente de las diferencias en los tipos de suelos y en los procedimientos de fabricación empleados. Un criterio propuesto (ref 13) para tomar en cuenta esta variabilidad es emplear en el diseño por resistencia un valor nominal del esfuerzo resistente el cual tiene una probabilidad de 2 por ciento de no ser alcanzado, y determinarlo en forma aproximada a partir de la información estadística disponible con la expresión

$$x^* = \frac{m_x}{1 + 2.5 C_x}$$

donde x^* es el valor nominal de la propiedad en cuestión, m_x la media de los datos y C_x su coeficiente de variación. Con dicho criterio se obtienen los valores siguientes para las resistencias de la mampostería de adobe a partir de los datos de las tablas 1 y 2 y suponiendo para la resistencia en cortante y en tensión por flexión un coeficiente de variación de 0.30.

	kg/cm ²
Resistencia en compresión	5.3
Resistencia en tensión por flexión	1.5
Resistencia en cortante	0.7

Las resistencias anteriores son valores a la falla y no esfuerzos admisibles. Para obtener estos últimos debe aplicarse un factor de seguridad que, de manera semejante a lo propuesto para mampostería (ref 13), se sugiere sea 2.5. No se han tomado en cuenta en los valores propuestos la reducción en resistencia que puede presentarse por efectos de humedad. Cuando la ubicación de la vivienda, tipo de suelo y cimentación sean tales que el adobe pueda quedar humedecido por un lapso apreciable debido a la absorción de agua del subsuelo, las resistencias deben reducirse al menos a la mitad. En las construcciones de nuevas viviendas deben evitarse con extremo cuidado las situaciones que puedan dar lugar a dicha absorción de agua.

El módulo de elasticidad obtenido de ensayos de compresión en pilas resulta en promedio 2 500 kg/cm². El módulo de cortante, G, se obtiene del ensaye estándar de muretes sujetos a compresión diagonal, resultando en este caso 750 kg/cm²; aunque este valor de G resulta aproximadamente 30 por ciento inferior al que se obtiene en forma rigurosa, representa de manera más adecuada las deformaciones de cortante de los muros, probablemente debido a que desde niveles de carga muy bajos ocurren efectos no lineales por agrietamientos y aplastamientos locales.

Respecto a mamposterías de tabiques, los criterios para establecer sus propiedades se presentan en la ref 13; para la mampostería de tabique de cemento empleado en este estudio, se determinó que su resistencia media a compresión era de 25 kg/cm² y tensión por flexión de 1.4 kg/cm², que corresponden a mamposterías de baja calidad pero que es muy empleada en la construcción de vivienda de tipo económico. La obtención de los valores de diseño puede realizarse con el mismo procedimiento que para adobe.

4. PRUEBAS DINAMICAS EN MESA VIBRATORIA

4.1 *Planteamiento*

Las características peculiares de las construcciones de adobe dificultan el estudio del comportamiento ante cargas laterales mediante ensayos sencillos, principalmente por la dificultad de aplicar cargas a los especímenes sin que se produzcan fallas locales en los puntos en que se concentran las cargas. Un ensayo sencillo y representativo consiste en colocar el modelo en una plataforma cuya inclinación puede variarse gradualmente (ref 12). Una manera más elaborada es por ensayos en mesa vibratoria.

El Instituto de Ingeniería cuenta con una mesa vibratoria de 2.4 x 4.5 m con capacidad para modelos hasta de 15 ton y aplicar movimientos en la dirección longitudinal de la mesa que reproduzcan con fidelidad acelerogramas medidos o simulados. El desplazamiento máximo de la mesa es de +2.54 cm.

Se estudió, mediante ensayos, el comportamiento dinámico de la vivienda de la fig 15, la cual, de acuerdo con el cap 3, es típica del medio rural. El tamaño de la mesa vibratoria obliga a reproducir una porción de la vivienu

da o a ensayar un modelo a escala reducida. Se eligió la segunda opción y se construyó un modelo con una escala geométrica 1:2.5. Para reproducir el comportamiento dinámico del prototipo se requiere respetar en el modelo una serie de condiciones impuestas por el análisis dimensional (fig 16). Existen dos formas de cumplir dichas condiciones: la primera (alternativa 1, fig 16) requiere que los pesos volumétricos de los materiales que forman el modelo sean superiores a los del prototipo en una vez la escala de dimensiones; la otra (alternativa 2) requiere que la resistencia ante todos los posibles modos de falla sea inferior en el modelo en una vez el factor de escala. Con ambas condiciones, y alterando adecuadamente la escala de tiempos y aceleraciones del movimiento sísmico, se puede relacionar directamente la respuesta dinámica del modelo y del prototipo, y reproducir los modos de falla.

Cumplir con cualquiera de las dos condiciones es, sin embargo, problemático: para la alternativa 1 sería difícil y costoso fabricar un material que tuviera 2.5 veces el peso volumétrico del adobe y conservara la misma resistencia y módulo de elasticidad. Una forma aproximada para cumplir con esta condición es colocar masas distribuidas de manera uniforme en el modelo, de manera que la masa total se incremente en la relación deseada, y los esfuerzos no se vean afectados localmente. En estructuras en las que las masas están concentradas en los pisos y techos, es fácil cumplir la condición con sobrecargas colocadas en los distintos niveles. En el modelo que se quiere estudiar, la masa principal es la de los muros y deberían colocarse pesos a distintas alturas del muro. La magnitud de las cargas necesarias es tan alta que se consideró difícil hacerlo sin afectar los muros. En la alternativa 2, aunque es factible obtener un material con una resistencia en tensión 2.5 veces menor que la del adobe, es poco probable que se pueda disminuir en la misma proporción la resistencia en compresión, adherencia en las juntas, fricción y módulo de elasticidad.

Si no se modifican ni la densidad del material ni las resistencias se puede, aun así, reproducir exactamente el comportamiento y esfuerzos dinámicos en el modelo si se siguen las relaciones establecidas en la alternativa 3 (fig 16); sin embargo, los esfuerzos estáticos, debidos al peso propio del

modelo, resultan menores que los requeridos, lo que no importaría si tales esfuerzos fueran despreciables. En el modelo en cuestión, el efecto del peso propio no es del todo despreciable, ya que incrementa la resistencia en cortante y en tensión por flexión, de manera que al reproducir una fracción de los esfuerzos verticales, el modelo se ve sometido a una condición más desfavorable que la deseada.

En vista de la imposibilidad práctica de circunscribirse estrictamente a los requisitos que resultan del análisis dimensional, el ensaye de los modelos se realizó para las condiciones de la alternativa 3, en la que no se reproducen exactamente los efectos del peso propio. Para algunos ensayes se siguió una solución intermedia entre las alternativas 1 y 3: se colocaron masas adicionales que equivalían a incrementar la densidad del material en $\sqrt{2.5}$, con lo cual los esfuerzos por cargas verticales resultan en el modelo 63 por ciento de los requeridos por el análisis dimensional, contra 40 por ciento que se tendría con la alternativa 3. Simultáneamente se deben modificar las otras dimensiones con los factores de escala que se deducen en la fig 16 para la alternativa 4. Se consideró que esta diferencia en los esfuerzos verticales por peso propio no debía afectar el modo de falla por flexión horizontal que rige el comportamiento.

4.2 Movimientos sísmicos aplicados en las pruebas

Los ensayes consistieron en sujetar la base de los modelos a la mesa vibratoria y someter esta a movimientos similares a los ocurridos durante temblores representativos.

El equipo de control de la mesa permite múltiples opciones para generar el movimiento; en el caso particular de simulación de un temblor, la información requerida se puede proporcionar con datos de aceleraciones, velocidades o desplazamientos. Es posible además escalar las amplitudes con factores prefijados para simular diferentes intensidades.

Cualquiera que sea el tipo de excitación seleccionado, electrónicamente se trasforma en una serie de señales que impone a la mesa sendos desplazamientos; por tal motivo se decidió realizar los ensayos alimentando la consola de operación con las historias de desplazamientos correspondientes a los acelerogramas registrados durante tres temblores importantes.

Los acelerogramas seleccionados tienen la característica común de presentar ordenadas espectrales altas para periodos pequeños, o sea los tipos de movimientos que causan efectos más graves en las estructuras en estudio. Se eligió la componente N-S del temblor de El Centro por ser el más empleado en estudios de este tipo y permitir comparaciones con los de ensayos de otras estructuras; se utilizó un acelerograma del sismo de Managua por ser un movimiento que provocó muchos daños en construcciones similares a las aquí estudiadas; finalmente se escogió un registro obtenido en Oaxaca del sismo de Puebla y Orizaba por dar lugar a aceleraciones muy altas con pequeños desplazamientos del terreno.

Dichos acelerogramas (fig 17) se integraron para obtener las historias de desplazamientos correspondientes. El desplazamiento máximo (dividido entre el factor de escala), salvo en el caso del temblor registrado en Oaxaca, resultó mayor que el que aceptaba la mesa vibratoria; se cree que, al menos en parte, los desplazamientos que resultan de los acelerogramas empleados están exagerados por una corrección inadecuada de la línea base. Buscando obtener una historia de desplazamientos compatibles con la que admite la mesa, se hizo una corrección de la línea base de la gráfica de desplazamientos original, ajustándole tramos de senoides de periodo grande (5 s o más). La fig 18 muestra un ejemplo de corrección de este tipo. La corrección se realizaba por tanteos hasta lograr que el desplazamiento máximo del movimiento original se redujera lo más posible sin que se afectara el espectro en forma importante. Se imponía además la restricción que las velocidades inicial y final del movimiento resultaran casi nulas.

Esta forma de corrección elimina errores en la línea base original, pero también movimientos reales de terreno con periodos largos. Se consideró que por ser estos periodos varias veces superiores al natural de la construcción, la eliminación de esos movimientos no debía afectar la respuesta.

Los requisitos del análisis dimensional se satisfacen si en la alternativa 3 los desplazamientos y los tiempos en el modelo se dividen entre la escala geométrica, con lo cual las aceleraciones se multiplican simultáneamente por el mismo factor (2.5); en la alternativa 4, los tiempos se deben reducir a la mitad, y al disminuir los desplazamientos a 40 por ciento las aceleraciones se incrementan en 60 por ciento.

La tabla 3 presentan los valores máximos de aceleraciones y desplazamientos correspondientes a los registros originales, los obtenidos con la corrección de línea base descrita y los escalados para el modelo según el análisis dimensional (alternativa 3). Si se toma en cuenta que el desplazamiento máximo posible en la mesa es 2.54 cm, es fácil aceptar que en los casos de El Centro y Managua únicamente fue posible aplicar una intensidad del orden de 90 por ciento de la del sismo real; en cambio, con el temblor registrado en Oaxaca, la intensidad correspondiente al máximo desplazamiento posible en la mesa vibratoria sería equivalente a un sismo nueve veces más severo que el real.

La fig 19 muestra para cada uno de los sismos el espectro calculado para el acelerograma original y el que se obtuvo a partir del movimiento registrado en la mesa, afectado por las constantes impuestas por el análisis dimensional para hacerlo equivalente al prototipo. La comparación entre ambos espectros es muy aceptable, mostrando un funcionamiento satisfactorio del sistema de excitación y de la mesa misma. De la observación de los espectros mencionados se desprende que la reproducción fiel de los efectos del movimiento inducido, solo se consigue para periodos mayores de 0.25 s (0.1 en los modelos), pues para menores (en los tres casos), las ordenadas espectrales correspondientes al registro de aceleraciones durante la prueba superan a las del espectro original. Esta amplificación afectó los ensayos puesto que todos los modelos, aun los desprovistos de refuerzo, tenían periodos menores de 0.1 s, por lo cual la excitación a que se sometieron fue en realidad mayor que la pretendida. La diferencia entre el espectro original y el que resultó de las mediciones en la mesa aumentaba con la intensidad del movimiento aplicado. Se deduce que la vibración de la mesa misma

inducía movimientos espurios con periodos dominantes dentro del intervalo mencionado. No haber reproducido fielmente un acelerograma prefijado no tiene gran repercusión en cuanto a la interpretación de los resultados, lo importante es que los acelerogramas medidos se mantuvieron muy similares en los ensayos de los diferentes modelos para una misma intensidad y que los resultados pueden interpretarse cuantitativamente a partir de las ordenadas espectrales de los acelerogramas medidos.

4.3 Descripción de los ensayos

Los modelos se fabricaron con materiales similares a los empleados para la determinación de las propiedades mecánicas de las mamposterías; para los adobes, estos tenían una resistencia promedio de 15 kg/cm^2 en compresión, 3 kg/cm^2 en tensión por flexión y 1.4 kg/cm^2 en cortante, y dimensiones de $4 \times 16 \times 24 \text{ cm}$, o sea, las de un adobe típico reducido 2.5 veces. La mampostería de tabiques de cemento-arena eran de dimensiones $4 \times 6 \times 10 \text{ cm}$, resistencia a compresión de 25 kg/cm^2 y de 1.4 kg/cm^2 en cortante.

Todos los modelos reproducían un mismo tipo de vivienda con la geometría mostrada en la fig 15 variando el tipo de techo y el refuerzo. Se representaron huecos para puertas y ventanas con dinteles de madera reproducidos a escala. Solo en los primeros ensayos se colocó un techo propiamente dicho que reproducía a escala el mostrado en la fig 2b a base de elementos de madera y tejas. El modelo completo se muestra en la fig 20. En las pruebas siguientes sólo se colocaron las masas correspondientes al techo colocadas sobre canales de acero apoyadas libremente sobre los muros largos dando lugar a una situación algo más desfavorable que la real, ya que no se proporcionaba prácticamente restricción a los movimientos de los muros normalmente a su plano. Los pesos colocados representaban en un caso un techo *ligero*, de 50 kg/m^2 , teja sobre madera, y en otro un techo *pesado* de terrado sobre vigas con 300 kg/m^2 .

Las pruebas se realizaron colocando los modelos sobre la mesa de manera que el movimiento de esta fuera perpendicular a los muros largos, produciendo la condición más desfavorable para la falla por flexión de los mismos. So

lamente el modelo 5 y el 9 se ensayaron también en dirección transversal a la descrita.

La tabla 4 resume las características principales de los ensayos. Se estudiaron nueve modelos, de los cuales cinco fueron construidos en forma independiente, tres sin refuerzo, uno con cadena de concreto y otro con muros interiores; los modelos restantes se obtuvieron reforzando los tres previamente ensayados sin refuerzo alguno y el que tenía muros interiores, y que habían sido llevados a un estado de daño muy avanzado; uno se reforzó con malla, otro con tirantes horizontales, uno más con tirantes verticales y horizontales; el modelo de tabicón cemento-arena se reparó con una dala de concreto y tirantes verticales.

Algunos ensayos en los primeros modelos se realizaron colocando peso adicional para reproducir parcialmente el efecto del peso propio de los muros en los esfuerzos verticales (alternativa 4 en el análisis dimensional); en los restantes no se consideró este efecto por ser la condición más desfavorable (alternativa 3).

El procedimiento de ensaye consistía en someter cada modelo a movimientos que representaran el sismo elegido, con las amplitudes reducidas por diferentes factores. La amplitud se aumentaba progresivamente hasta llegar al estado de daño considerado como máximo. La fig 21 muestra los espectros de los movimientos correspondientes al sismo de El Centro para distintos niveles de intensidad. Se observa que la proporcionalidad entre los espectros correspondientes a las diferentes intensidades es muy aceptable, especialmente para periodos largos. Antes de cada prueba se realizaba un ensaye de vibración libre en el que una de las paredes de mayor longitud se sometía a una fuerza horizontal en el centro de su extremo superior (fig 22) y se soltaba bruscamente, registrando la variación de las aceleraciones en los distintos puntos instrumentados. De las mediciones se calcularon el periodo natural de vibración y el amortiguamiento. Estos parámetros se consideraron como un índice cuantitativo del nivel de daño sufrido por el espécimen.

En cada modelo se colocaron seis acelerómetros (fig 15); el de la base, pa-
ralelo a la dirección del movimiento, tenía como fin comprobar que las ace-
leraciones impuestas a la mesa fueran las deseadas; en algunos ensayos se
instaló otro acelerómetro en la base en la dirección normal al movimiento
a fin de verificar que no hubiera movimientos trasversales significativos.
Los acelerómetros en las paredes determinaban la variación de las acelera-
ciones con la altura del muro y con la distancia de las esquinas, así como
verificar si las distintas paredes vibraban en fase o no.

4.4 Resultados de los ensayos

Modelo 1. Únicamente se empleó en este modelo el movimiento representativo
del sismo de El Centro. Se aplicó inicialmente un movimiento correspondien-
te a 50 por ciento de la intensidad máxima (aceleración máxima del terreno
de 0.16 g en el prototipo), lo que produjo agrietamiento por flexión en los
muros largos. Aunque el daño no fue muy espectacular, sí fue evidente des-
de el punto de vista instrumental. Después de este ensayo se observó un in-
cremento apreciable en el periodo de vibración y en el de amortiguamiento;
además, los dos muros largos comenzaron a vibrar de manera independiente.
Posteriormente se aplicaron niveles de 10 a 90 por ciento de la intensidad
total del sismo considerado. La variación de aceleraciones relativas con
la altura en la parte central del muro longitudinal se muestra, para distin-
tos niveles de intensidad del sismo, en la fig 23. El daño fue muy severo
para 70 por ciento de la intensidad máxima, pero no se presentó colapso to-
tal. Posteriormente se quitó el techo y toda la masa adicional que se había
colocado para cumplir con los requisitos del análisis dimensional según la
alternativa 4; la masa correspondiente al techo, se colocó directamente so-
bre los muros ya que en estas condiciones la situación del ensayo era más
desfavorable pues no se contaba con la liga que el techo proporciona a los
muros, además los esfuerzos verticales debidos al peso propio eran muy infe-
riores a los requeridos. Se observó, para la intensidad máxima del sismo,
una dislocación grave del modelo, aunque tampoco ocurrió el colapso. Se in-
crementó luego la masa sobre los muros hasta representar un techo de 300 kg/m^2

y se sometió nuevamente al mismo movimiento y después al escalado según la alternativa 3. Aunque no se provocó el colapso total, el daño fue progresivamente espectacular y el estado final del modelo bien podría calificarse como desastroso.

Se cree que el colapso total no ocurrió debido en parte a que los acelerogramas empleados tenían ordenadas muy bajas para periodos mayores de 0.5 s; a medida que el estado de daño en el modelo se hacía más crítico, el periodo de vibración de las porciones de pared que quedaban sueltas se tornaba superior a ese valor y por tanto el efecto sísmico en ellas era pequeño.

Por otra parte, en comparación con el efecto sísmico en construcciones reales, no se estaban representando los efectos del coceo del techo y de los movimientos verticales del terreno. En esas condiciones los desplazamientos impuestos a la mesa no fueron suficientes para provocar el volteamiento de los muros ya totalmente sueltos. Se considera que para 50 por ciento de la intensidad del sismo de El Centro, el daño en el modelo fue suficientemente severo para considerar que este había fallado.

En la fig 24 se presenta el estado del modelo después de los ensayos, y en la 25 los acelerogramas obtenidos en la base y en la parte superior de los muros frontales para 90 por ciento de la intensidad del sismo. Se aprecia que la aceleración máxima inducida fue del orden de 1.7 g en la parte superior de los muros frontales. El periodo natural y el coeficiente de amortiguamiento medidos en el modelo antes de someterlo a efectos sísmicos se consignan en la tabla 5; en la fig 26 se muestra la variación de estas propiedades con la intensidad de los movimientos aplicados. Es notorio el incremento progresivo en ambos parámetros a medida que aumentó la intensidad. La fig 27 muestra los registros de algunas pruebas de vibración libre. Reiteradamente, antes de que el modelo fuera sometido a las pruebas más severas, todos los puntos instrumentados vibraban armónicamente y en fase, mientras que después de que los movimientos aplicados produjeron el agrietamiento en las esquinas, los dos muros largos vibraban con distintos periodos (cada uno como una pared independiente), y el movimiento no era puramente armónico como se puede apreciar en la gráfica.

Modelo 2. Tenía la misma geometría y material que el primero aunque contaba con una cadena de concreto perimetral conforme lo recomendado en el cap 3 (fig 28). Con las maniobras de transporte y colocación sobre la mesa, el modelo se afectó y aparecieron algunas grietas en la parte superior de un muro largo, entre el dintel de la puerta y la cadena de refuerzo. Los ensayos iniciales de vibración libre mostraron que el periodo fundamental era inferior en 16 por ciento al determinado en el modelo no reforzado, lo que indica que la cadena proporciona un incremento de rigidez de aproximadamente 40 por ciento.

El modelo se sometió a una serie de movimientos sísmicos con una secuencia similar a la que se siguió en el modelo no reforzado. Se llegó progresivamente a la intensidad máxima (90 por ciento del acelerograma de El Centro) sin que hubiera daños visibles, salvo ligero corrimiento de las tejas de techo. El periodo no varió y el amortiguamiento aumentó al crecer la intensidad del movimiento (fig 26), lo cual denota que solo hubo pequeños daños en el modelo.

Posteriormente, igual que con el modelo anterior, se eliminó la rigidez que proporcionan los elementos de madera que soportan el techo y, mediante masas equivalentes colocadas sobre los muros, se simuló un techo pesado (300 kg/m^2) y se ensayó nuevamente con el acelerograma del sismo de El Centro. No hubo diferencia alguna en el comportamiento del modelo respecto a la prueba anterior.

Luego se resanaron las grietas que ocasionó el manejo del modelo y con el mismo techo pesado se sometió a la intensidad máxima del sismo de Managua, con lo cual se provocó daño ligero en los muros cabeceros en los que aparecieron pequeñas grietas de cortante. Finalmente se sometió al movimiento representativo del temblor de Oaxaca, con intensidades progresivas desde 90 por ciento hasta 360 por ciento. El modelo se mantuvo en aparente buen estado hasta una intensidad de dos veces la del sismo real. Con intensidades mayores, el daño fue apareciendo progresivamente hasta que las grietas por cortante se prolongaron de extremo a extremo en los muros cabeceros.

En los muros largos, la configuración de grietas fue similar a la del primer modelo, con la agravante de que las grietas verticales en la intersección de los muros se extendieron casi hasta la base sin seguir por las juntas, sino atravesando las piezas.

El sistema de refuerzo del modelo resultó eficiente para una intensidad de hasta casi tres veces la del sismo de Oaxaca, porque a pesar de un nivel de daño bastante considerable, los muros vibraban en fase gracias a la liga que la cadena les proporcionaba. Cuando el modelo se sometió a una excitación equivalente al triple de la intensidad del sismo real, aparecieron grietas horizontales en los muros cabeceros a la altura de la base de los espolones (fig 29); con esto se perdió la continuidad que la cadena proporcionaba, dejando vibrar cada muro con periodos diferentes.

Modelo 3. El objetivo particular de los ensayos en este modelo fue calibrar el sistema de refuerzo que los autores propusieron ante el daño que en muchas casas de adobe, principalmente en Chiapa de Corzo, Chis, ocasionaron los sismos de 1975. Se aprovechó por tal motivo el primer modelo, que se había llevado al estado de daño descrito, para repararlo rellenando las grietas con lodo, y luego reforzarlo con la malla de acero y el aplanado de mortero descritos en el cap 3; se coló, asimismo, una pequeña cadena perimetral de concreto en la parte superior de los muros que tenía solo la mitad de la altura del modelo 2, o sea 3 cm, y no tenía espolones ni costilla en la cara en contacto con los adobes, pues en este caso la liga entre adobes y cadena se logra mediante la malla (fig 30).

El periodo natural del modelo al inicio del ensaye fue superior al del modelo 1 en 40 por ciento, lo cual puso de manifiesto la imposibilidad de restituir la rigidez original; de igual forma se advirtió un incremento de 25 por ciento en el amortiguamiento. Con base en estos datos se podría suponer, a primera vista, que la estructura así reparada sería más vulnerable que la original pues contaba con una rigidez menor; sin embargo, el incremento del periodo condujo a condiciones menos críticas pues el modelo salió de la zona de ordenadas espectrales altas, al tiempo que la respuesta dinámica del

modelo se redujo también a causa del mayor amortiguamiento; pero sobre todo, como se comprobó durante los ensayos, el refuerzo proporcionó un considerable grado de ductilidad del que carecía la estructura original, lo que significó la ventaja más importante del sistema de reparación empleado.

La secuencia de ensaye fue parecida a la del modelo 2 en lo referente a movimientos aplicados, pero, a diferencia de aquel, desde el principio se sustituyó el techo por masas equivalentes, y únicamente se utilizó la tercera opción del análisis dimensional en virtud de que en los modelos anteriores se comprobó que con tal alternativa se generaban situaciones más severas durante los ensayos.

Se colocó inicialmente una masa equivalente a techo ligero, y al someter el modelo al movimiento representativo del sismo de El Centro, el periodo fue aumentando hasta alcanzar un incremento de 5 por ciento con respecto al que se midió al inicio de la prueba, en tanto que el amortiguamiento aumentó en 20 por ciento (fig 26); sin embargo, no hubo daño aparente, y todos los puntos instrumentados vibraron en fase. Probablemente las alteraciones en las propiedades dinámicas se debieron a que las grietas, resanadas únicamente con lodo, se abrieron nuevamente sin que esto se pudiera advertir a causa del aplanado que permaneció intacto.

El incremento de la masa hasta representar un techo pesado no provocó ninguna alteración adicional, pues luego de excitar el modelo a la máxima intensidad posible con los temblores de El Centro y Managua, el periodo y el amortiguamiento registrados con las pruebas de vibración libre mantenían consistentemente un mismo valor.

Con el movimiento representativo del sismo registrado en Oaxaca, se sometió de primera intención a una intensidad de aproximadamente 4.5 veces el original; el resultado fue que el modelo se dañó en forma muy severa (fig 31): en todos los muros aparecieron grietas diagonales y en algunas partes se empezó a desmoronar el aplanado; las deformaciones en la parte superior de los muros eran tales que parecía se fueran a desprender unos de otros; aunque no se pudo determinar (porque los acelerómetros se saturaron), la acele

ración en la base rebasó el doble de la gravedad; sin embargo, el sistema de refuerzo empleado fue capaz de mantener la continuidad, y en la prueba de vibración libre posterior todos los acelerómetros registraron el mismo periodo, lo cual puso de manifiesto que a pesar del alto nivel de daño que se indujo al modelo, la malla y el aplanado mantuvieron la integridad de la estructura.

Aparentemente el daño era por lo menos comparable al que se apreciaba en el modelo 2 después de someterlo a una excitación del orden de 80 por ciento de la que soportó el modelo 3; no obstante, gracias al sistema de refuerzo empleado fue posible someterlo nuevamente a la acción del sismo con una intensidad gradual de 20 a 450 por ciento de la correspondiente a la real, y no ocurrió el colapso. La variación del periodo y el amortiguamiento durante esta última serie de pruebas se presenta en la fig 26. Cabe insistir que aun después de la última prueba, y a pesar de incrementos de 30 y 50 por ciento en el periodo y amortiguamiento, respectivamente, el modelo seguía respondiendo como un continuo, vibrando todo con un solo periodo. No fue posible excitarlo a niveles mayores porque se agotó la capacidad del actuador de la mesa vibradora con las aceleraciones máximas impuestas a este modelo.

Modelo 4. El objetivo de este modelo fue doble: primero detectar los efectos del sismo registrado en Oaxaca en una casa de adobe no reforzada, y segundo, disponer de un modelo dañado para calibrar otro sistema de reparación y refuerzo. No se probó con el temblor de Managua porque de los modelos anteriores se dedujo que sus efectos son similares a los provocados por el de El Centro. Por dichas razones, igual que en el modelo 3, el 4 y 5 se ensayaron solo bajo las condiciones de la tercera alternativa del análisis dimensional y con masas equivalentes a la de un techo pesado.

Siguiendo el procedimiento de ensaye utilizado anteriormente, se indujo varias veces a la base del modelo el movimiento citado, incrementando la intensidad desde 20 por ciento hasta un máximo de 135 por ciento de la del sismo real; esto fue suficiente para provocar un nivel de daño en aparien

cia similar al ocasionado por el temblor de El Centro al modelo 1, con la única diferencia de que las grietas verticales por flexión, en la intersección de los muros, se presentaron en los cabeceros y no en los largos; sin embargo, instrumentalmente se detectó que la situación final en este modelo fue más crítica, pues el periodo aumentó hasta casi tres veces el valor inicial y el amortiguamiento prácticamente se duplicó.

Modelo 5. El sistema de refuerzo que se estudió al ensayar este modelo consistió en *amarrar* los muros mediante dos tirantes en cada uno de ellos, uno por dentro y otro por fuera, alojados dentro del muro a paño con las caras, a 10 cm (25 cm en el prototipo) del extremo superior (fig 32). Los tirantes empleados fueron varillas corrugadas de 5/16 pulg ($A_s = 0.49 \text{ cm}^2$), que equivalían a barras de 1/2 pulg ($A_s = 1.27 \text{ cm}^2$) en el prototipo y se atornillaron en los extremos, ligándose a los del muro perpendicular mediante ángulos de madera; las tuercas se apretaron a tope dejando los tirantes ligeramente pretensados. Por supuesto, antes de colocar los tirantes, se reparó ligeramente el modelo mediante el rajueleo de las grietas con lodo similar al empleado durante su construcción.

Como era de esperarse, el periodo inicial fue superior al del modelo 4, lo mismo que el amortiguamiento, pero a diferencia de aquel (bajo condiciones idénticas de ensaye), el incremento en el periodo fue únicamente de 30 por ciento y en el amortiguamiento de 140 por ciento, a pesar de que la intensidad de la prueba más severa a que se sometió fue casi tres veces la del sismo original.

Los tirantes cumplieron su función de ligar los muros porque aun para niveles bajos de excitación se reabrieron las grietas de flexión que habían hecho que los muros vibraran independientemente en el modelo 4, en este modelo el periodo natural se mantuvo constante hasta después de aplicar una intensidad igual a la que provocó en el modelo sin refuerzo un estado de daño que se consideró equivalente a la falla del prototipo. La intensidad máxima a que se sometió fue equivalente a 2.7 veces la del sismo real, aunque a partir de un nivel de intensidad de vez y media la original se detectó que los muros vibraban con periodos diferentes.

Se giró luego el modelo sobre la mesa de forma tal que la excitación actuara en dirección paralela a los muros largos. El periodo fundamental en esta dirección fue de 0.035 s, bastante menor que en la otra, debido a que los muros que trabajan a flexión eran más cortos y no tenían hueco alguno. El amortiguamiento fue semejante, 1.9 por ciento. El ensaye se realizó con la misma secuencia que en la otra dirección, pero el nivel de daño fue mucho mayor a juzgar por el periodo que después de la intensidad máxima (2.25 veces el temblor de Oaxaca) fue cuatro veces más grande que el original. Esto ocurrió en parte porque el modelo ya estaba dañado y en parte porque los muros largos, que con esta orientación del modelo quedaron sometidos a cortante, tenían zonas débiles a causa de los huecos.

Modelo 6. También se fabricó con adobes escala 1:2.5, reproduciendo el mismo tipo de vivienda que con los modelos anteriores; la única diferencia fue de que en este se incluyeron tres muros interiores perpendiculares a los muros largos (fig 33); la finalidad de dicha variante era estudiar la contribución de esos elementos para resistir fuerzas sísmicas.

Dos de los muros interiores se construyeron de manera que quedaran *amarrados* al muro largo más débil, que contenía los huecos correspondientes a una puerta y a una ventana. El tercer muro interior se *amarró* al otro muro largo, que únicamente tenía el hueco correspondiente a una puerta.

El modelo se fijó en la mesa en forma tal que las excitaciones fueran en dirección perpendicular a los muros largos porque se consideró que seguía siendo la más crítica. También se colocaron masas equivalentes apoyadas directamente sobre los muros representando un techo pesado; vale la pena recordar que esta forma de ensaye resulta más desfavorable que la real, porque de hecho no se proporciona restricción alguna a los movimientos de los muros en dirección normal a su plano.

Previamente a someterlo a vibración forzada, se llevó a cabo la prueba de vibración libre; en la tabla 5 se consignan los valores del periodo de vibración y del porcentaje del amortiguamiento crítico de todos los modelos en su

estado inicial. Para el modelo 6 se obtuvo un periodo de vibración de 0.095 s, que resulta 12 por ciento mayor que el obtenido en el modelo 4 antes de ser vibrado.

Igual que en pruebas anteriores, el modelo se sometió a incrementos graduales de intensidad, en esta ocasión desde un 36 por ciento hasta un 270 por ciento de la correspondiente al sismo real.

A partir de intensidades del orden de 140 por ciento de la del sismo real, comenzaron a aparecer las primeras grietas por flexión en los muros largos; el de mayor longitud, con un solo muro interior *amarrado*, resultó el más dañado y presentó una importante grieta cercana a la unión con el muro interior, la cual se extendió desde el borde superior hasta cerca de la base, con trayectoria casi vertical.

Al terminar el ensaye, el modelo presentaba un periodo de vibración dos veces el inicial y un amortiguamiento 2.6 veces el medido antes del ensaye. Al final de la prueba se observó una importante dislocación entre los muros largos y los muros interiores. Estos elementos fueron capaces de absorber las fuerzas sísmicas y mantener el modelo como un continuo hasta que ocurrió el agrietamiento en la unión con los muros largos para una intensidad 50 por ciento mayor que la del modelo sin muros interiores (modelo 4).

Se considera que la falla se alcanzó para una intensidad de 180 por ciento de la real, donde el periodo de vibración y el amortiguamiento alcanzaron incrementos de 50 y 51 por ciento, respectivamente. La intensidad de falla resultó 40 por ciento mayor respecto al modelo sin muros interiores.

Modelo 7. Fue el resultado de la reparación y refuerzo del modelo 6. La reparación consistió en rajuelear las grietas y rellenarlas con lodo. Durante este proceso se demolieron los tres muros interiores con la finalidad de obtener una geometría enteramente similar a la de los modelos de la primera etapa, en particular al modelo 5, para permitir la comparación de resultados.

Una vez reparada la casa se comenzó a reforzarla con el mismo procedimiento que para el modelo 5, es decir, utilizando varillas corrugadas de 5/16 pulg ($A_s = 0.49 \text{ cm}^2$), que equivalían a barras de 1/2 pulg ($A_s = 1.27 \text{ cm}^2$) en el prototipo; las varillas se colocaron horizontalmente en el perímetro superior del modelo, a 12 cm (30 en el prototipo) por debajo del borde. En cada muro se colocaron dos tirantes, uno hacia el interior del modelo y el otro hacia el exterior, alojados dentro de ranuras en el muro para que quedaran a paño con las caras. La liga entre barras de muros perpendiculares se logró mediante placas de madera contra las cuales se atornillaron las tuercas de las varillas (fig 34).

A diferencia del modelo 5, en el cual los tirantes horizontales constituyeron todo el sistema de refuerzo, en este modelo se incluyeron tirantes verticales que se colocaron en número de cuatro en cada una de las esquinas y dos en cada extremo de los muros largos libres (figs 8b y 34).

El anclaje de los tirantes verticales se logró soldando la punta de las varillas a la base metálica sobre la cual se construyó el modelo; el extremo superior de dichas barras se atornilló y se tensó ligeramente contra la parte superior del muro.

En el prototipo, el anclaje de los tirantes verticales se puede llevar a cabo ahogando las varillas en la cimentación; de no existir esta, se debe hacer una excavación en la que se cuele un pequeño muerto de concreto que sirva de anclaje para los tensores.

Una vez colocado el refuerzo en el modelo, se rellenaron las ranuras que alojaban a los tirantes usando yeso por razón de rapidez de ensaye a fin de integrar por completo el sistema de refuerzo a los muros de adobe.

Posteriormente el modelo se fijó a la mesa vibradora, de tal forma que la dirección del movimiento fuera perpendicular a los muros largos. Las masas equivalentes utilizadas fueron exactamente las mismas que las del modelo 6.

La prueba de vibración libre a que se sometió la casa antes del ensaye re
veló un periodo de vibración 18 por ciento superior al inicial del modelo 6,
lo cual se explica (al igual que en todos los modelos dañados) porque la
reparación de los daños no logra restituir la rigidez original, ex
cepto cu
an
do se utiliza la cadena de concreto perimetral en la parte superior de los
muros.

El sismo de Oaxaca se aplicó con la misma secuencia que para el modelo 6,
incrementando la intensidad gradualmente para cubrir en este modelo un inter
valo de 36 a 430 por ciento del sismo real.

En la primera parte del ensaye, hasta el 100 por ciento de la intensidad,
se observó una brusca disminución del amortiguamiento, debido tal vez a que
el material que cubría las varillas se agrietó y el amortiguamiento que pro
por
cion
aban las barras se perdió súbitamente. Al proseguir con el ensaye
se presentó un intervalo en el cual el amortiguamiento casi no tuvo varia
ción y el periodo de vibración se incrementó a un ritmo muy lento y unifor
me (fig 26). Este intervalo fue desde 100 hasta 240 por ciento de la inten
sidad del sismo. A partir de esa intensidad, el amortiguamiento comenzó a
incrementarse en forma notable; sin embargo, los registros de vibración li
bre mostraron que aun para intensidades de hasta 350 por ciento, los dife
ren
tes muros vibraban en fase, aun cuando la mocheta que separaba la puerta
de la ventana presentaba profuso agrietamiento, además de haber comenzado
el desmoronamiento de los adobes en varias zonas del modelo. Para intensi
dades superiores se observó que aunque los muros largos vibraban práctica
mente en fase, en los muros cortos perpendiculares a aquellos se superponían
varios modos de vibrar.

El agrietamiento visible se produjo para una intensidad 2.4 veces la de la
casa sin refuerzo (modelo 4) y 1.6 respecto a la casa que tenía muros inte
riores; mientras que resultó 1.4 veces mayor a la reforzada únicamente con
tirantes horizontales.

El modelo 7 se llevó hasta un estado de falla espectacular aunque sin presentarse el colapso, comprobándose la eficiencia del sistema de refuerzo empleado, que si bien no proporciona la continuidad que da la malla de acero con aplanado, sí asegura la integridad de la construcción para aceleraciones sumamente fuertes. El modelo resistió una intensidad 2.9 veces la de la casa sin refuerzo, y 1.9 veces la del modelo con muros interiores.

Modelo 8. Respecto a los modelos anteriores, en este se modificó su material de construcción. Los siete modelos previos se hicieron a base de adobe, mientras que este se fabricó con tabicones de cemento-arena.

La geometría del modelo fue similar a la de los anteriores, sin incluir muros interiores, a fin de comparar los resultados de esta prueba con los de ensayos previos.

El mortero empleado en la construcción del modelo fue una mezcla de cal-arena en proporción 1:3; la decisión de utilizar un mortero de baja calidad se basó en la necesidad de apegar lo más posible las condiciones de los ensayos a las precarias características de las viviendas de muy bajo costo; se puede observar en la tabla 2 la baja resistencia a cortante de la mampostería (1.4 kg/cm^2), que resulta prácticamente igual a la del adobe (1.2 kg/cm^2), pero con el agravante que ahora se tiene menor área de muros.

Para el ensayo se colocaron masas equivalentes apoyadas directamente sobre los muros largos, reproduciendo un techo ligero que no presenta rigidez en su plano. El modelo se colocó sobre la mesa de manera que la dirección del movimiento resultara perpendicular a los muros largos por considerarse que estos seguían siendo los más críticos.

Antes de aplicar la vibración forzada se llevó a cabo la prueba de vibración libre, en la cual se obtuvo un periodo de vibración de 0.23 s, que resulta 3.2 veces el obtenido en el modelo 4 antes de ser vibrado y 2.4 veces el del modelo 6 en las mismas condiciones, lo que se explica porque ahora se trataba de una estructura más flexible al tener los muros menor espesor.

Igual que en los modelos 6 y 7, en el ensaye del modelo 8 se utilizó exclusivamente el registro del sismo de Oaxaca. De la misma manera que en pruebas anteriores, el modelo se sometió a incrementos graduales de la intensidad del sismo, ahora desde un 40 hasta un 320 por ciento de la correspondiente al sismo real.

A partir de intensidades del orden de 80 por ciento de la real comenzaron a aparecer pequeñas grietas a lo largo de las juntas en una de las esquinas del muro largo con ventana y puerta. Conforme se fue incrementando la in tensidad de la excitación, se prolongaron las grietas en los muros largos, particularmente bajo la ventana, donde, para una intensidad de 240 por ciento de la real, tenía el aspecto que se muestra en la fig 35. Para ese estado de daño se obtuvo un 87 y 75 por ciento de incremento en el periodo de vibración y en el amortiguamiento, respectivamente. A partir de ese nivel de excitación se presentaron grietas diagonales en los muros cabeceros (paralelos a la dirección del movimiento). El aspecto final de dichos muros fue bastante espectacular (fig 36).

Al terminar el ensaye, el modelo presentaba un periodo de vibración igual a 2 veces el inicial y un amortiguamiento 100 por ciento mayor al medido antes del ensaye.

Se considera que la falla se alcanzó para una intensidad de 160 por ciento de la del sismo real, donde el periodo de vibración y el amortiguamiento alcanzaron incrementos de 52 y 75 por ciento, respectivamente. La intensidad de falla resultó prácticamente la misma que en el modelo 6.

Modelo 9. Este modelo fue resultado de la reparación y refuerzo del modelo 8. La reparación consistió en rajuelear las grietas y rellenarlas con mortero cemento-arena en proporción 1:3. Debe destacarse la importancia de que la reparación de daños en viviendas de tabicón se realice con un mortero de buena calidad, porque de otra manera difícilmente se podrán obtener resultados satisfactorios.

Una vez reparadas las grietas, la estructura se reforzó mediante una combinación de los sistemas empleados con anterioridad; en este modelo consistió, por una parte, en la construcción de una viga cadena perimentral de sección transversal cuadrada en el extremo superior de los muros, armada con cuatro varillas longitudinales de 5/32 pulg en el modelo, que equivalen a varillas de 1/2 pulg en el prototipo. Como refuerzo transversal se utilizó alambre del número 12 AWG, que equivale aproximadamente a estribos de alambón de 1/4 pulg en el prototipo; a continuación se colocaron tirantes de acero verticales en la misma disposición y número que los utilizados en el modelo 7. En este ensaye no se cubrieron los tirantes con mortero debido a que no se ranuraron los muros para ocultar los tirantes, sino que quedaron a paño de los mismos para no debilitarlos.

Como sistema de techo se utilizaron las mismas masas equivalentes colocadas en el modelo 8, es decir, se simuló un techo ligero. La dirección del movimiento se aplicó perpendicular a los muros largos y el ensaye se realizó utilizando exclusivamente el registro del sismo registrado en la ciudad de Oaxaca.

Previamente a la aplicación del sismo se efectuó la prueba de vibración libre, en la cual se obtuvo un periodo de vibración de 0.14 s, o sea 40 por ciento menor que el obtenido en el modelo 8; esto se explica por la rigidización que proporciona la viga cadena de concreto.

La secuencia de prueba reprodujo fielmente la utilizada para el modelo 8, pero en esta ocasión no se detectaron grietas sino hasta una intensidad igual a 360 por ciento de la del sismo real. Conforme se incrementó la intensidad, las grietas se hicieron más extensas hasta que para 480 por ciento de la intensidad real, los muros cabeceros presentaban importantes grietas a 45° a lo largo de las juntas (fig 37); sin embargo, para ese mismo nivel de intensidad, la prueba de vibración libre permitió calcular un periodo de vibración tan solo 29 por ciento superior al inicial y un incremento en el amortiguamiento de 60 por ciento.

Lo anterior es una excelente prueba de la efectividad del sistema de refuerzo utilizado, que inclusive cuando se consideró que para una intensidad 4.2 veces la del sismo real había fallado, permitió someter el modelo a una intensidad cercana a 600 por ciento sin provocar el colapso y observándose incrementos de 29 y 100 por ciento para el periodo de vibración y amortiguamiento, respectivamente. Al final del ensaye, el modelo presentaba grietas importantes en los muros largos (fig 38).

A pesar del estado tan avanzado de daño que presentaba el modelo, se realizaron ensayes colocando la vivienda de tal forma que el sismo actuara en dirección de los muros largos. Se dieron varios incrementos a la intensidad del sismo hasta alcanzar el valor máximo de la otra dirección sin que se notara mayor daño en la estructura. Finalmente, para observar el efecto de la presencia de los tirantes verticales se quitaron estos, resultando dislocaciones graves en dos muros para intensidades del orden de la mitad de los inducidos previamente.

4.5 Análisis e interpretación de resultados

Debido a las limitaciones de los ensayes, provenientes tanto de las características del equipo como de las condiciones del material durante las pruebas y de las restricciones impuestas a los modelos por el análisis dimensional, algunos resultados no son extrapolables cuantitativamente al prototipo; el movimiento aplicado a la mesa fue en una sola dirección, por tanto, no se reprodujo el efecto de aceleraciones verticales que para construcciones como las estudiadas y para sismos de epicentro cercano pueden afectar de manera importante la resistencia; de igual forma, las limitaciones de desplazamiento de la mesa obligaron filtrar los movimientos de periodos largos del sismo, los cuales son importantes cerca del colapso cuando la construcción o parte de ella han perdido bastante de su rigidez; por otra parte, los modelos no estuvieron expuestos al intemperismo, que altera en forma no despreciable las propiedades de los prototipos y los vuelve más vulnerables; finalmente, no se pudieron reproducir fielmente los esfuerzos

debidos a peso propio, que como se mencionó, se piensa que el efecto de esta modificación debe haber sido pequeño, excepto quizá cerca del colapso, cuando los efectos de segundo orden producidos por el peso de los muros fueron subestimados en el modelo.

Por las razones anteriores sería poco conservador extrapolar las intensidades sísmicas de falla al prototipo. Es poco creíble que en una situación real una casa sin refuerzo pueda resistir sin colapso total un sismo con una aceleración máxima del terreno de 0.3 g y una ordenada espectral de 0.5 g para el periodo fundamental de la vivienda intacta. Se considera, sin embargo, que los resultados son válidos antes de que los modelos sufrieran daños cuantiosos que produjesen reducciones notables en su rigidez, y que, sobre todo, permiten comparar cualitativamente el comportamiento y modos de falla de las viviendas con diferentes tipos de refuerzo.

Una primera interpretación cuantitativa de los resultados la ofrece la posibilidad de comparar los periodos y modos de vibrar medidos en los modelos para intensidades pequeñas con los valores obtenidos del análisis dinámico por elementos finitos del tipo de los mencionados en la ref 1.

Despreciando el efecto de la abertura de ventana (fig 15), la construcción ensayada tiene dos ejes de simetría y se puede, por tanto, realizar el análisis considerando solo una cuarta parte de ella en la forma mostrada en la fig 39. Variando la rigidez del elemento de borde superior se puede reproducir el efecto de la rigidización impuesta por la cadena perimetral o por un techo que forme diafragma.

Con el modelo teórico mencionado se determinó un periodo natural de vibración de 0.09 s para la casa sin refuerzo, y de 0.07 s para la reforzada con cadena. Los periodos obtenidos a partir del modelo físico fueron 0.079 y 0.067 s, respectivamente.

Además, los acelerómetros colocados en diversos puntos de los modelos permiten obtener la distribución de aceleraciones en la construcción y relacionarla con la aceleración medida en la base. Esta distribución se puede compa

rar con la que corresponde a un análisis espectral realizado con los modos de vibración obtenidos del análisis teórico. La tabla 6 es un resumen de los valores obtenidos teórica y experimentalmente para los modelos 1 y 2 (sin refuerzo y con cadena).

La aceptable concordancia observada entre los periodos y distribuciones de aceleraciones medidas y calculadas permite asignar validez a los análisis teóricos en que se supone para las construcciones de adobe un comportamiento elástico e isotrópico; por tanto, dichos análisis son confiables para predecir el comportamiento, antes de que ocurran daños de importancia, de una gran variedad de construcciones de este tipo, estudiando por ejemplo el efecto de distintas geometrías y de la cantidad y posición de huecos.

Otro aspecto de los resultados que merece evaluarse cuantitativamente es el de la variación del periodo fundamental y del amortiguamiento obtenidos de las pruebas de vibración libre, a medida que el modelo había sido sometido a intensidades sísmicas crecientes (fig 26). El aumento del periodo refleja una pérdida de rigidez de la estructura y el del amortiguamiento una mayor disipación de energía a través de fricción en grietas; por tanto, ambos parámetros se interpretan como índices del nivel de daño.

Como se dijo, el deterioro provocado a los modelos en las distintas etapas de prueba se presentó progresivamente; de la observación visual del nivel de daño y de la evaluación de las propiedades dinámicas de los modelos mencionadas, se puede establecer que si el periodo se incrementa menos de 10 por ciento, y el aumento del amortiguamiento no rebasa 20 por ciento respecto a los valores iniciales, la estructura se puede considerar aun en buen estado, y el nivel de daño es mínimo e imperceptible a simple vista. Si se tienen incrementos entre 10 y 20 por ciento en el periodo y entre 20 y 50 por ciento en el amortiguamiento, el nivel de daño es ligero; pero una observación minuciosa permite detectar pequeñas grietas por flexión en los muros perpendiculares a la dirección del sismo. Cuando el nivel de daño aumenta al grado que las grietas por flexión se descubren a simple vista y comienzan a aparecer grietas por cortante, los incrementos en el periodo y

amortiguamiento estarán por debajo de 50 y 100 por ciento, respectivamente. Si los incrementos superan los últimos porcentajes, el estado del modelo es tal que las grietas se abren hasta permitir el paso de la luz; en general, podría afirmarse que un prototipo sometido a un movimiento equivalente al que soportó el modelo, llegaría al colapso.

Respecto al comportamiento de cada modelo en particular, puede afirmarse que el primer modelo no soportó sin daño grave 50 por ciento de la intensidad del sismo de El Centro, y que con 90 por ciento del mismo se llevó prácticamente a la falla. El segundo modelo, gracias al refuerzo de la viga cadena, soportó sin daño aparente movimientos equivalentes a 90 por ciento de la intensidad de los temblores de El Centro y Managua. Al someterse al acelerograma del sismo de Oaxaca alcanzó un estado de daño leve con una intensidad equivalente a casi dos veces la del sismo original, y fue necesario someterlo a un movimiento 3.6 veces más intenso que el real para llevarlo a lo que se consideró la falla.

El modelo 3 contaba con el sistema de refuerzo que resultó más eficiente, pues los movimientos representativos de los sismos de El Centro y Managua provocaron niveles de daño que instrumentalmente se determinaron menores que los del modelo anterior, y con 450 por ciento de la intensidad del sismo registrado en Oaxaca se llevó a un estado de daño más aparatoso que real, pues aunque se manifestaban fisuras en el aplanado, la malla fue capaz de mantener la continuidad y preservar la estructura en condiciones de resistir nuevamente movimientos de la máxima intensidad posible, dada la potencia del actuador de la mesa vibradora. Desafortunadamente este sistema de refuerzo tiene la desventaja de ser complicado y costoso.

Con el modelo 4 ocurrió un fenómeno raro, a diferencia de los otros cuatro, el periodo creció más que el amortiguamiento y constituye una excepción a la relación establecida entre la modificación de las propiedades dinámicas y el nivel de daño. La intensidad del movimiento que llevó este modelo a un estado de agrietamiento fue similar a la correspondiente del primer modelo, la única diferencia fue que este se probó con el movimiento representativo del temblor registrado en Oaxaca, y aquel con el de El Centro.

El refuerzo con tirantes en el modelo 5 resultó de suficiente utilidad para mantener la liga entre los muros a pesar del agrietamiento, pues permitió que el modelo se sometiera a movimientos del doble de la intensidad que llevó a la falla los modelos sin refuerzo, si bien no fue tan eficiente como los otros sistemas de refuerzo, ya que se manifestaron niveles de daño considerable con movimientos iguales a los que los modelos 2 y 3 soportaron sin daño aparente. Es conveniente destacar que a pesar del nivel de daño provocado, los tensores permitieron mantener unidos los muros y lograr que siguieran trabajando en conjunto, al grado que fue posible aprovechar el modelo para girarlo y probarlo nuevamente con la excitación paralela a los muros largos, de manera que estos trabajaran a cortante; la prueba sirvió para verificar que las zonas de muros entre huecos de puertas y ventanas están en condiciones muy desfavorables ante una sollicitación que les induzca esfuerzos cortantes. La intensidad máxima del movimiento aplicado al modelo en esta posición fue 225 por ciento la del sismo de Oaxaca, pero desde niveles del orden de 90 por ciento aparecieron las grietas de cortante entre los huecos.

En cuanto al modelo 6, se puede decir que los muros interiores proporcionaron cierta rigidez adicional que se tradujo en una intensidad de falla 50 por ciento mayor con respecto al modelo sin muros interiores (modelo 4); sin embargo, se considera que la presencia de dichos muros como elementos resistentes no resulta suficiente para tomar efectos de sismo, ya que en el ensaye de este modelo se observó que la liga entre muros interiores y muros largos se perdió para intensidades del orden de 150 por ciento de la del sismo real.

El modelo 7 permitió evaluar la eficiencia del uso combinado de tirantes horizontales en la periferia de los mismos y de tirantes verticales tanto en las esquinas como a ambos lados de huecos de puertas y ventanas. El ensaye del modelo demostró la contribución considerable que proporcionaron los tirantes verticales, incrementando la intensidad de falla en 40 por ciento aproximadamente con respecto al modelo 5.

Se pudo comprobar con dicho modelo que el uso de tirantes verticales y horizontales asegura la integridad de la construcción para aceleraciones sumamente fuertes porque, inclusive para intensidades de 350 por ciento que las del sismo real, los diferentes muros vibraban en fase.

En el modelo 8 se introdujo un cambio importante: fue construir el modelo con tabicón de cemento y arena, usando en las juntas un mortero muy pobre (cal y arena). La importancia de este modelo se basó en la necesidad de contar con datos que permitieran evaluar el comportamiento de viviendas de tabicón no reforzadas bajo efectos de un sismo. Resultó de gran interés que los principales daños al modelo se presentaron en los muros cortos por efectos de la fuerza cortante; además, la intensidad de falla resultó prácticamente la misma que para el modelo 6.

Por último, en el modelo 9 se combinaron dos sistemas de refuerzo: la viga cadena y los tirantes verticales. El ensaye de este modelo comprobó la bondad del sistema de refuerzo empleado, ya que el tipo de grietas en el muro largo con puerta y ventana que se presentó en el modelo 8 para intensidades 20 por ciento mayores que el sismo real, en el modelo 9 se necesitó 3.6 veces más fuerte, es decir, que en lo que respecta al daño sufrido por ese muro, el modelo 9 resistió tres veces la del modelo sin reforzar.

El estado de falla que se presentó en los muros cortos del modelo 8 ante una intensidad de 240 por ciento con respecto a la del sismo real no se igualó en el modelo 9, sino hasta que este fue sometido al doble de dicha intensidad (480 por ciento).

Los registros obtenidos durante las pruebas de vibración libre revelaron un incremento gradual y pequeño en el periodo de vibración (fig 22), el cual al final del ensaye resultó apenas 29 por ciento superior al registrado al inicio de la prueba. En cuanto a la variación en el amortiguamiento, se presentó en forma igualmente lenta, y el incremento de 50 por ciento en dicho índice correspondió a una intensidad de 380 por ciento que la del sismo real.

En la tabla 7 se muestra la relación entre la intensidad inducida a los modelos sin refuerzo y la de los reforzados para cuando las estructuras se consideraron como sin daño y colapsadas según el criterio establecido en párrafos anteriores. Esta tabla permite realizar comparaciones acerca de la eficiencia para aumentar la resistencia de los distintos procedimientos de refuerzo ante fuerzas de origen sísmico; se puede ver que el sistema más eficiente es el de la malla por ambas caras del muro, le sigue el de la cadena perimetral con tensores verticales; de menor eficiencia resultan los tensores verticales y horizontales junto con el sistema que emplea únicamente la dala perimetral de concreto. Los procedimientos que resultaron menos eficientes, pero que aumentaron considerablemente la resistencia de los modelos, fueron los muros interiores para reducir la longitud de los muros largos, y los tensores horizontales en la parte superior de los muros.

5. CONCLUSIONES

Las deficiencias de las viviendas de adobe y en general de las de mampostería no reforzada, en lo que se refiere a su resistencia ante sismos, están claramente identificadas; esto permite establecer recomendaciones concretas para subsanar defectos.

Debe distinguirse el problema de las nuevas construcciones del de la seguridad de las viviendas existentes. Se considera en términos generales que las precauciones para construir una vivienda de adobe adecuadamente sismo-resistente y duradera exceden el costo de una construcción de muros de tabique o de bloque confinados con dalas y castillos. Para este último tipo de construcción existen criterios y normas establecidas con los que se logra una seguridad ante sismo. El problema crítico es la situación del gran número de viviendas de adobe existentes en zonas sísmicas para las que deben establecerse procedimientos para incrementar su seguridad dentro del alcance de los habitantes.

De los estudios realizados se desprende que el procedimiento de refuerzo más eficaz consiste en una malla de acero clavada en ambas caras del muro y con las precauciones descritas para asegurar la continuidad y liga entre los muros. Este sistema proporciona además una protección al adobe contra

el intemperismo, manteniendo íntegras sus propiedades; su inconveniente es el relativo costo de los materiales.

Un procedimiento con una eficiencia menor, aunque mucho más económico y sobre todo fácil de colocar sin alterar la habitabilidad de la vivienda durante la construcción, es el de tirantes. Los tirantes horizontales ensayados en este trabajo mostraron su capacidad para mantener unidos los muros aun ante intensidades sísmicas elevadas. Sin embargo, el nivel de daño es muy alto y conviene considerar un arreglo de tirantes más completo, incluyendo refuerzo vertical en los huecos y en las esquinas.

El refuerzo con viga cadena en el extremo superior fue más eficaz que los tirantes horizontales e igualmente efectiva que cuando se emplean tirantes horizontales y verticales, aunque no impidió un daño importante en las esquinas de los muros, en las que se requeriría un refuerzo vertical adicional. Este procedimiento tiene otra desventaja, la de requerir el soporte o la remoción total o parcial del techo para su colocación, pero es el mínimo procedimiento que se recomienda para las zonas sísmicas C y D (fig 1).

Se han analizado aquí únicamente los aspectos esenciales de los procedimientos de refuerzo; existen detalles adicionales que es necesario cuidar para un buen comportamiento sísmico como son la rigidización del techo en su plano para que forme un diafragma, la adecuada liga del techo a los muros, el refuerzo local en los huecos, y la fijación de las tejas para evitar su deslizamiento.

Con respecto a los ensayos en mesa vibratoria puede concluirse que, aun reconociendo las limitaciones propias de la reproducción parcial de los efectos sísmicos y por la imposibilidad de representar en el modelo todas las características del prototipo, se considera que constituyen una excelente manera de evaluar cualitativamente el comportamiento sísmico y de comparar la eficacia de diversos procedimientos de refuerzo.

Sería muy conveniente seguir con estudios de este tipo para afinar procedimientos de refuerzo y para el estudio de otros procedimientos constructivos, formas de vivienda y materiales componentes.

6. RECONOCIMIENTO

Una buena parte del estudio fue patrocinada por la Dirección General de Obras de Mejoramiento Urbano de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y otra contó con el patrocinio de la Dirección General de Atención de Emergencias Urbanas y Prevención de Desastres dependiente de la misma Secretaría.

Los ensayos en mesa vibratoria se realizaron en el Laboratorio de Dinámica Estructural del Instituto de Ingeniería a cuyo personal se agradece su amplia colaboración en la instrumentación y realización de los ensayos, en particular a J A Díaz R, B Frontana, E Ovando y especialmente a E Rodríguez. Para la selección y corrección de los acelerogramas relativos a la excitación de la mesa se contó con la colaboración de E Bazán, quien además intervino en la comparación de los resultados teóricos con los experimentales y revisó el manuscrito del informe; también se agradece a A Arias las sugerencias para mejorar la versión final del informe.

7. REFERENCIAS

1. Bazán, E, Padilla, M y Meli, R, "Análisis sísmico de viviendas de adobe", *Memorias Conferencia Centroamericana de Ingeniería Sísmica*, San Salvador (1978)
2. Galindo, A S, "La vivienda rural frente a los efectos sísmicos", *Memorias IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*", Oaxaca (1975)
3. Escalante, P C y Merrifield, C C, "Casas de adobe antisísmicas", *Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP*, informe interno (1977)
4. Martínez, R B y Escalante, P C, "Pruebas dinámicas en una vivienda de adobe reforzada para resistir temblores en Chiapa de Corzo, Chiapas", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, informe interno (1976)
5. "Asismicidad en viviendas económicas", *Centro Interamericano de Vivienda y Planeamiento*, Bogotá (1959)
6. Ambraseys, N N, "An earthquake engineering study of the buyin-zahra earthquake of September 1st, 1962, in Iran", *Procs III World Conference on Earthquake Engineering*, 3, Nueva Zelanda (1965)

7. Vugrinec, E, "Dettagli costruttivi della posa dei tiranti", cuaderno 6, *Centro di ricerca applicata e documentazione*, Udine (1977)
8. Pinar, "Hystorical and modern earthquake-resistant construction in Turkey, *Procs World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, Cal (1956)
9. Meli, R, Hernández, B O, "Recomendaciones sobre el empleo de mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas", *Ingeniería Sísmica*, 14 (1976)
10. Meli, R y Reyes, G A, "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 237 (1969)
11. Yamashiro, K R, Sánchez, O A y Morales, M R, "Diseño sísmico de construcciones de adobe y suelo estabilizado", *Universidad Nacional de Ingeniería*, Lima (1975)
12. Corazao, M y Blondet, M, "Estudio experimental de comportamiento estructural de las construcciones de adobe frente a sollicitaciones sísmicas", Depto de Ingeniería, *Pontificia Universidad Católica de Perú* (1973)
13. Meli, R, "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Ingeniería*, 46, 2 (1976)

TABLA 1. RESISTENCIA A COMPRESION Y A TENSION POR FLEXION DE ADOBES

Procedencia	Compresión, en kg/cm ²	Tensión, en kg/cm ²
Chiapas	16.0	2.0
Chiapas	9.9	*
Chiapas	7.9	4.0
Guatemala	9.1	*
Guerrero	8.1	3.0
Guerrero	5.2	4.4
Oaxaca	9.3	*
Oaxaca	13.5	2.0
Media	9.9	3.1
Coefficiente de variancia	0.34	0.36

TABLA 2. PROPIEDADES MECANICAS DE MAMPOSTERIAS

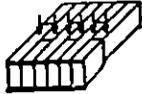
Tipo de ensaye	Mortero	Resistencia, en kg/cm ²	Módulo de elasti- cidad, en kg/cm ²
 Compresión axial en pila	Lodo 1:2:9 0:1:3 0:1:3	13.5 + 13.4 14.0 Se despegaron los especímenes durante su manejo 24.8	2 500 2 500 5 000
 Cortante por compresión diagonal	Lodo 1:2:9 0:1:3 0:1:3	1.4 + 1.2 2.6 0.7 1.4	+ Adobes de 10 x 16 x 60. En el resto de los ensayos se emplearon adobes de 4 x 16 x 24 cm y tabicones cemento- arena de 4 x 6 x 10 cm Los resultados son promedio de al menos tres ensayos
 Cortante directo	Lodo	0.7	
 Flexión en murete	Lodo	2.6	

TABLA 3. VALORES MAXIMOS DE ACELERACION Y DESPLAZAMIENTO DE LOS ACELEROGRAMAS EMPLEADOS

	Aceleración/g			Desplazamiento, en cm		
	Original	Corregido	Modelo	Original	Corregido	Modelo
El Centro, Cal	0.35	0.34	0.85	12	6.96	2.78
Managua	0.37	0.34	0.85	33	7.40	2.96
Oaxaca	0.20	0.20	0.50	3	0.72	0.29

TABLA 4. ENSAYES REALIZADOS EN MESA VIBRATORIA

Modelo	Refuerzo	No Prueba	Techo	Sismo	Intensidad máxima, en porcentaje	Alternativa análisis dimensional (fig 16)	Observaciones
1	Ninguno	1.1	Ligero ¹	El Centro	90	4	Techo con vigas y tejas
		1.2	Ligero ²	El Centro	90	4	
		1.3	Pesado ²	El Centro	90	4	
		1.4	Pesado ²	El Centro	90	3	
2	Cadena	2.1	Ligero ¹	El Centro	90	3	Techo con vigas y tejas
		2.2	Pesado ²	El Centro	90	3	
		2.3	Pesado ²	Managua	90	3	
		2.4	Pesado ²	Oaxaca	360	3	
3	Modelo 1, reparado con malla y cadena	3.1	Ligero ²	El Centro	90	3	Se resanaron las grietas con lodo
		3.2	Pesado ²	El Centro	90	3	
		3.3	Pesado ²	Managua	90	3	
		3.4	Pesado ²	Oaxaca	450	3	
4	Ninguno	4.1	Pesado ²	Oaxaca	135	3	
5	Modelo 4, reparado con tirantes horizontales	5.1	Pesado ²	Oaxaca	270	3	Ensayado en dirección longitudinal
		5.2	Pesado ²	Oaxaca	225	3	
6	Muros interiores	6-1	Pesado ²	Oaxaca	180	3	

TABLA 4. (CONTINUACION)

Modelo	Refuerzo	No Prueba	Techo	Sismo	Intensidad máxima, en porcentaje	Alternativa análisis dimensional (fig 16)	Observaciones
7	Modelo 6, se parado con tensores verticales y horizontales	7.1	Pesado ²	Oaxaca	370	3	
8	Ninguno	8.1	Ligero ²	Oaxaca	160	3	Contruido con tabicón cemento-arena
9	Modelo 8, reparado con cadena de concreto y tirantes verticales	9.1	Ligero ²	Oaxaca	420	3	Ensayado en dirección longitudinal (dañado) Ensayado en dirección longitudinal y sin tensores verticales (dañado)
		9.2	Ligero ²	Oaxaca	420	3	
		9.3	Ligero ²	Oaxaca	200	3	

¹ Techo con vigas y tejas

² Masas equivalentes a la del techo

TABLA 5. VALORES INICIALES DEL PERIODO NATURAL DEL AMORTIGUAMIENTO EN CADA MODELO

Modelo	T_0 , en s	Porcentaje
1	0.079	1.8
2	0.068	1.7
3	0.080	1.5
4	0.072	4.4
5	0.110	4.7
5*	0.035	1.9
6	0.095	2.7
7	0.113	2.8
8	0.230	5.0
9	0.140	4.0

* Vibración normal al lado corto del modelo

TABLA 6. VALORES TEORICOS Y EXPERIMENTALES DE LOS PERIODOS Y ACELERACIONES MAXIMAS EN LOS MODELOS 1 y 2

Modelo	T, en s	$a_{\text{máx}}/g$
1	Medido	1.14
	Calculado	1.21
2	Medido	1.67
	Calculado	1.56

TABLA 7. RELACION DE INTENSIDADES* ENTRE LOS DISTINTOS PROCEDIMIENTOS DE REFUERZO

Modelo	Sin daño	Colapso	Características
1 y 4	1.0	1.0	Sin refuerzo
2	2.0	2.7	Viga perimetral de <u>con</u> <u>creto</u>
3	> 2	> 3.0	Malla de acero y <u>aplana</u> <u>do</u>
5	1.7	2.1	Tirantes horizontales
6	1.5	1.4	Muros interiores
7	2.0	2.7	Tirantes horizontales y verticales
8	1.2	1.1	Tabicón sin refuerzo
9	2.8	3.1	Tabicón, viga perimetral y tensores verticales

* Sismo registrado en la ciudad de Oaxaca

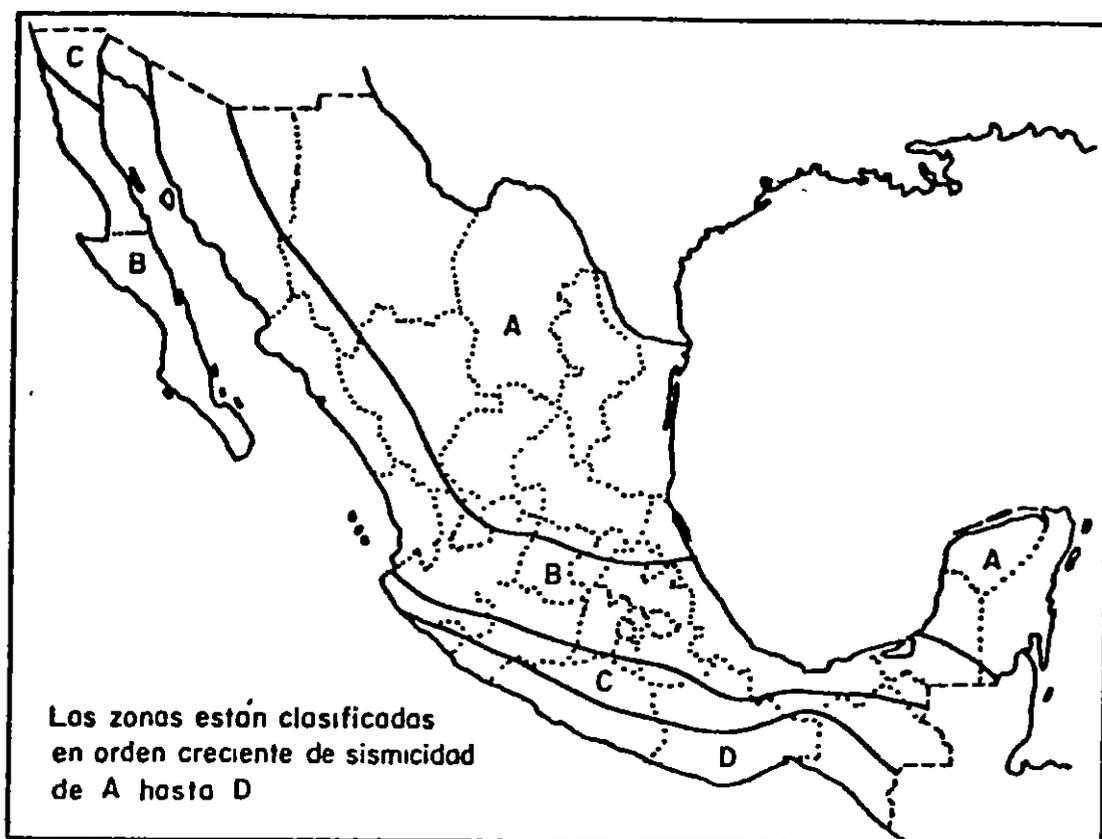


Fig 1. Regionalización sísmica de la República Mexicana (ref 14)

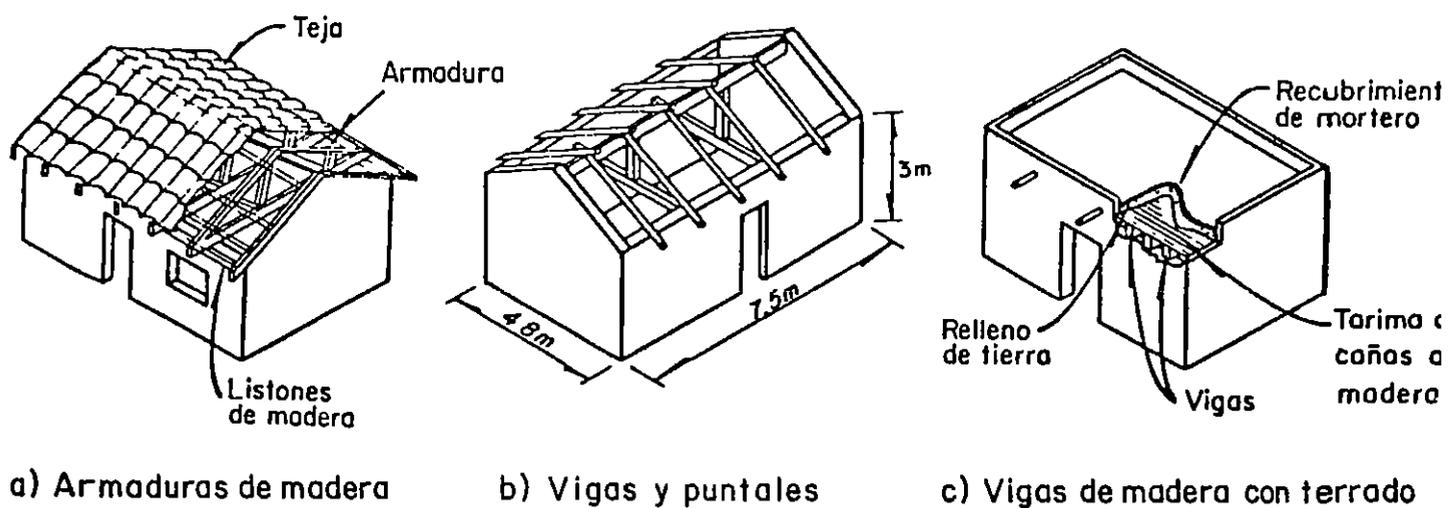


Fig 2. Tipos comunes de techo en viviendas de adobe

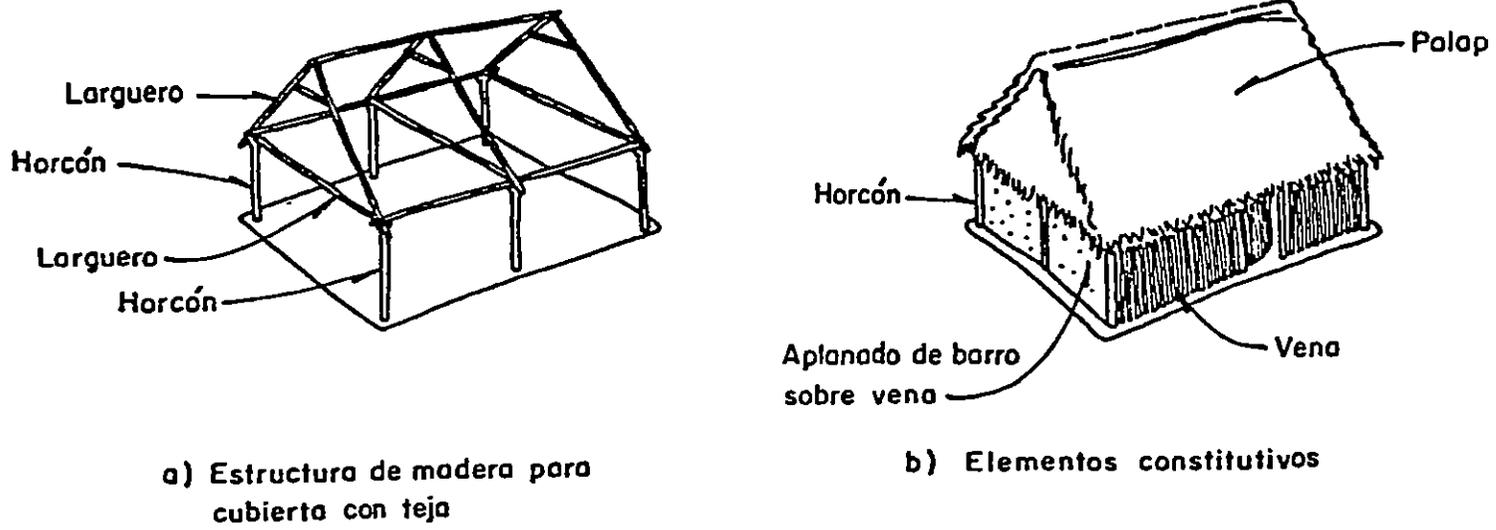


Fig 3. Vivienda de bajareque (ref 2)

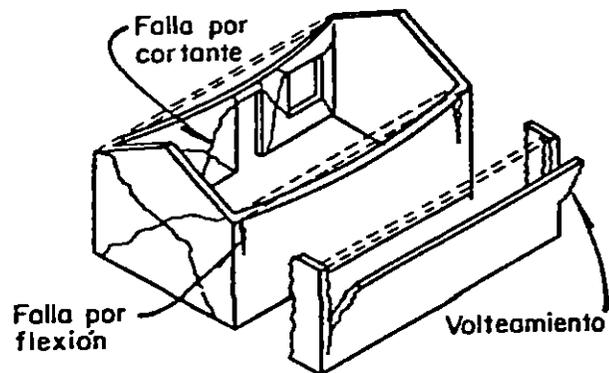


Fig 4. Modos de falla de viviendas de adobe

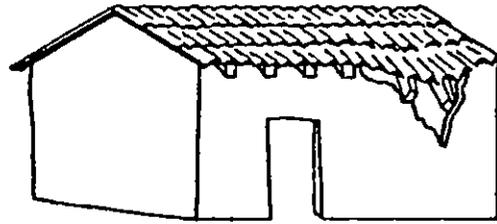


Fig 5. Falla local por empuje de las vigas en muros de piedra y lodo

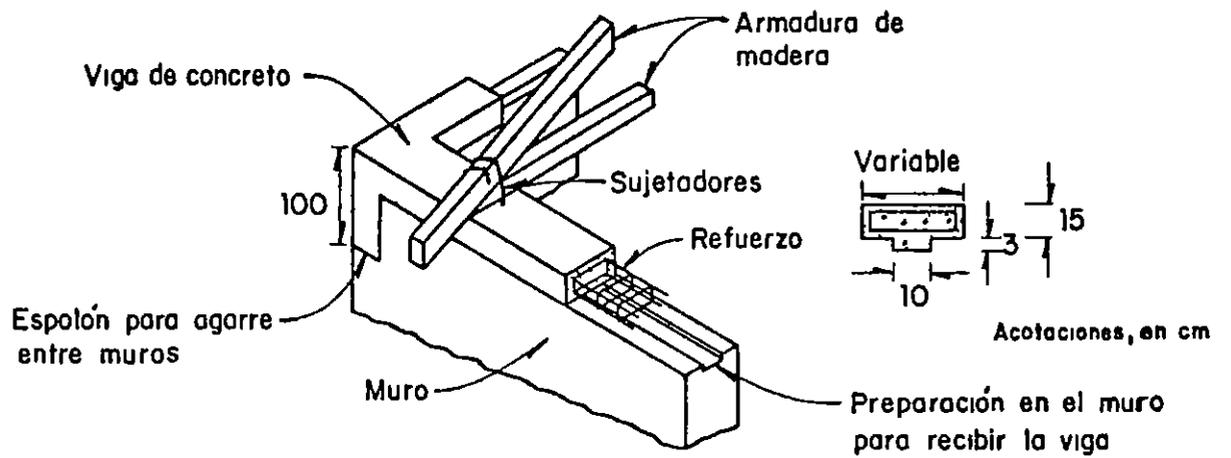


Fig 6. Refuerzo con viga cadena de concreto (ref 3)

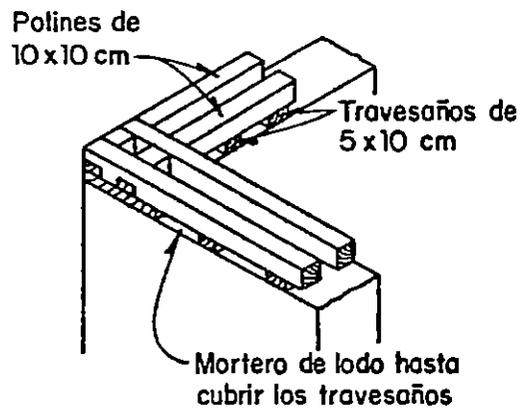


Fig 7. Refuerzo con viga de madera

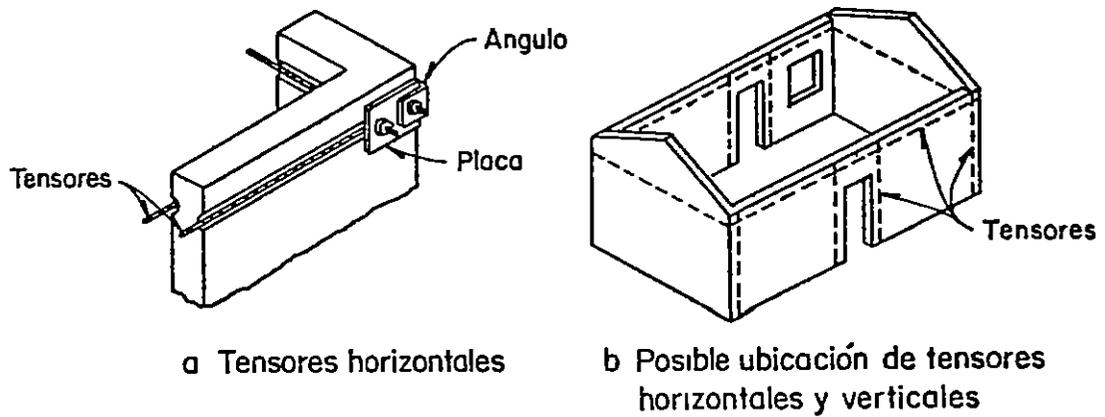


Fig 8. Refuerzo con tensores de acero

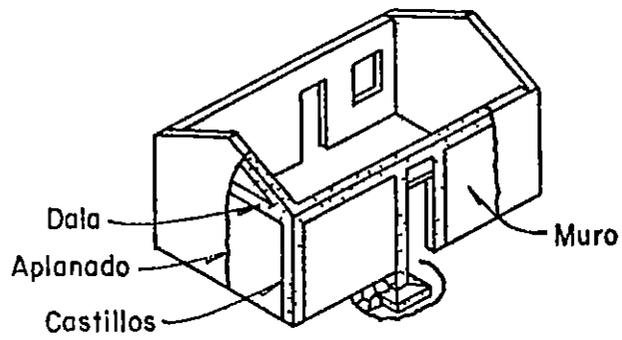


Fig 9. Refuerzo con vigas y columnas de concreto

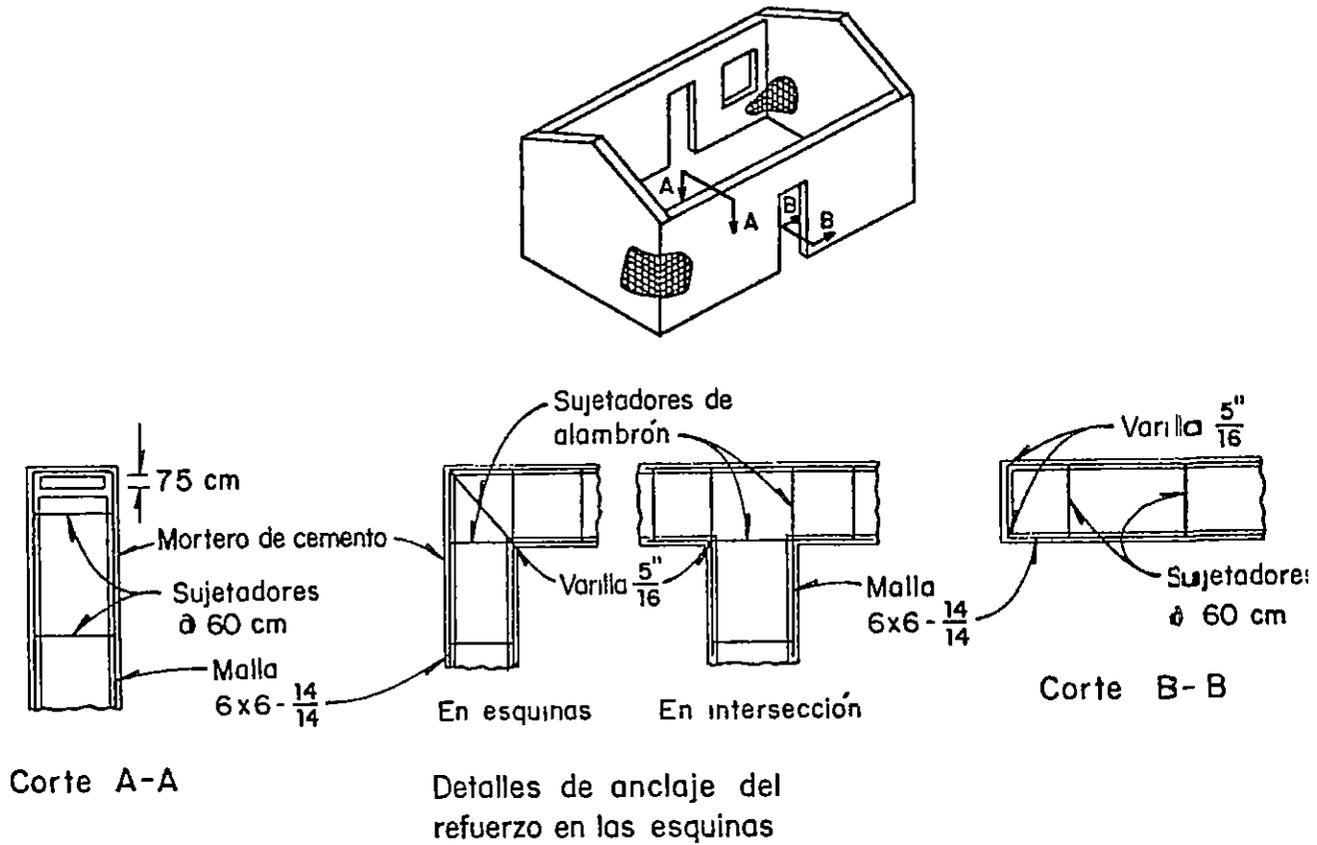


Fig 10. Recubrimiento de mortero sobre malla

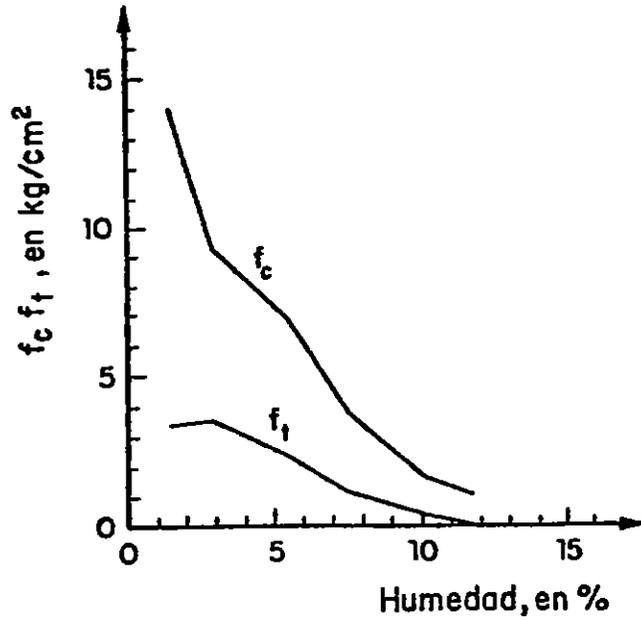


Fig 11. Variación de la resistencia del adobe con el contenido de humedad

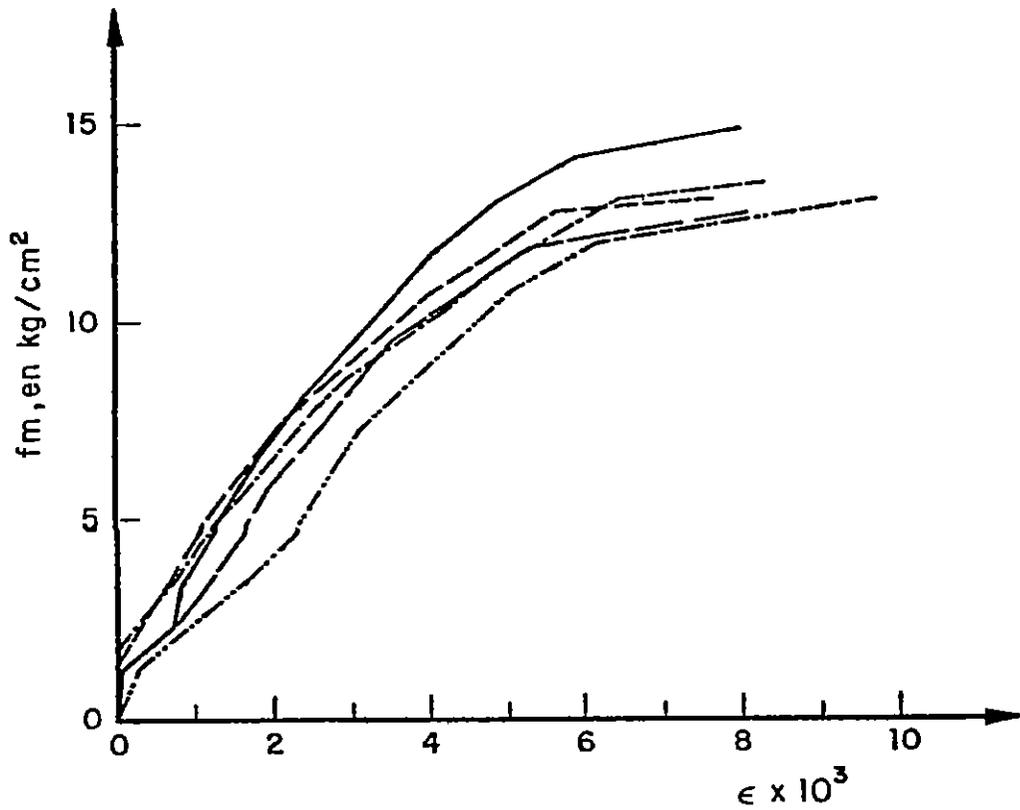


Fig 12. Curvas esfuerzo-deformación en compresión de mampostería de adobe

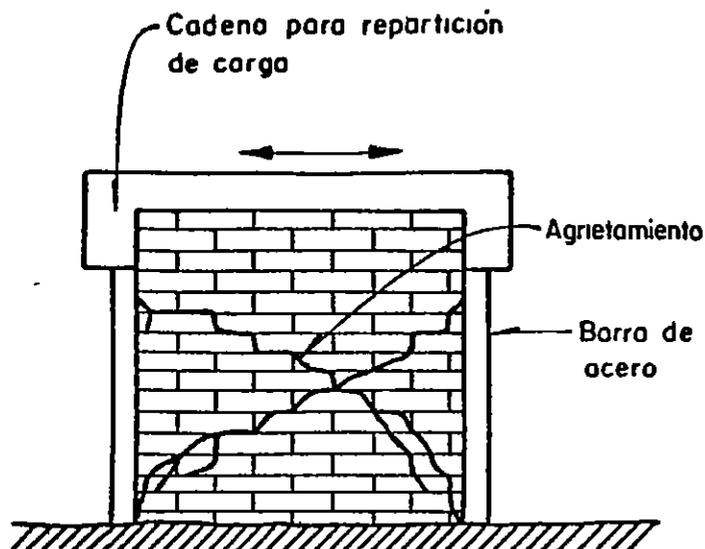


Fig 13. Modalidad de ensayo de muros de adobe ante cargas laterales alternadas

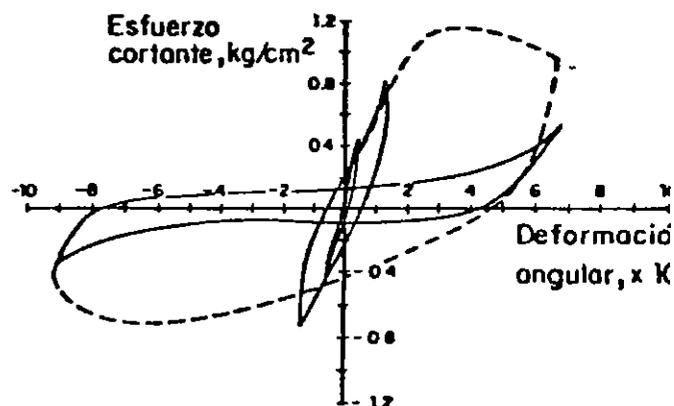
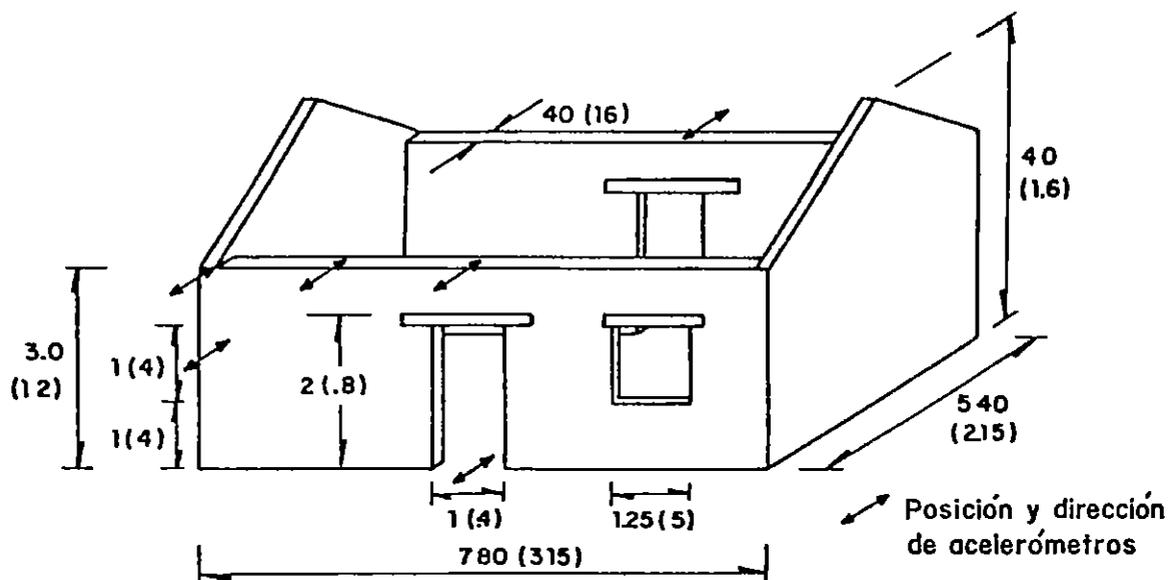


Fig 14. Comportamiento ante cargas alternadas de un muro de adobe



Medidas en el prototipo, en m
Medidas efectuadas en el modelo (entre paréntesis)

Fig 15. Modelo típico ensayado y distribución de los instrumentos de medición

a) Principales relaciones dimensionales que deben cumplirse

$$\frac{\sigma_m T_m^2 L_m}{M_m} = \frac{\sigma_p T_p^2 L_p}{M_p} \quad (1)$$

$$\frac{A_m T_m^2}{L_m} = \frac{A_p T_p^2}{L_p} \quad (2)$$

$$\frac{\rho_m L_m^3}{M_m} = \frac{\rho_p L_p^3}{M_p} = 1 \quad (3)$$

Para condición estática

$$\frac{\alpha_{vm} L_m}{\rho_m} = \frac{\alpha_{vp} L_p}{\rho_p} \quad (4)$$

$$\text{De (1)} \quad S_T = \left(\frac{S_M}{S_\sigma S_L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$\text{De (2)} \quad S_A = S_L / S_T^2 \quad (6)$$

$$\text{De (3)} \quad S_M = S_L^3 S_\rho \quad (7)$$

$$\text{De (4)} \quad S_{\sigma_v} = S_L S_\rho \quad (8)$$

b) Notación

- A Aceleración
- L Longitud
- M Masa
- T Tiempo
- ρ Densidad de masa
- γ Peso volumétrico, $S_\gamma = S_\rho$
- σ Esfuerzos dinámicos
- σ_v Esfuerzos inducidos en condición estática
- m Relativo al modelo
- p Relativo al prototipo
- S Factor de escala
- S = $\frac{\text{Parámetro del prototipo}}{\text{Parámetro del modelo}}$

c) Alternativa 1

Fijando $S_\sigma = 1$ $S_\gamma = \sqrt{S_L}$

De (7) $S_M = S_L^2$ De (5) $S_T = \left(\frac{S_L^2}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{1}{2}}$

De (6) $S_A = \frac{S_L}{S_L} = 1$ De (8) $S_{\sigma_v} = S_L \frac{1}{S_L} = 1$

d) Alternativa 2

Fijando $S_\gamma = 1$ $S_\sigma = S_L$

De (7) $S_M = S_L^3$ De (5) $S_T = \left(\frac{S_L^3}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{3/4}$

De (6) $S_A = \frac{S_L}{S_L^{3/2}} = S_L^{-1/2}$ De (8) $S_{\sigma_v} = S_L = S_\sigma$

e) Alternativa 3

Fijando $S_\sigma = 1$ $S_\gamma = 1$

De (7) $S_M = S_L^3$ De (5) $S_T = \left(\frac{S_L^3}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L$

De (6) $S_A = \frac{1}{S_L}$ De (8) $S_{\sigma_v} = S_L \neq S_\sigma \neq 1$

Se cumplen las condiciones dimensionales bajo efectos dinámicos, pero no las de condiciones estáticas

f) Alternativa 4

Fijando $S_\gamma = S_L^{\frac{1}{2}}$ $S_\sigma = 1$

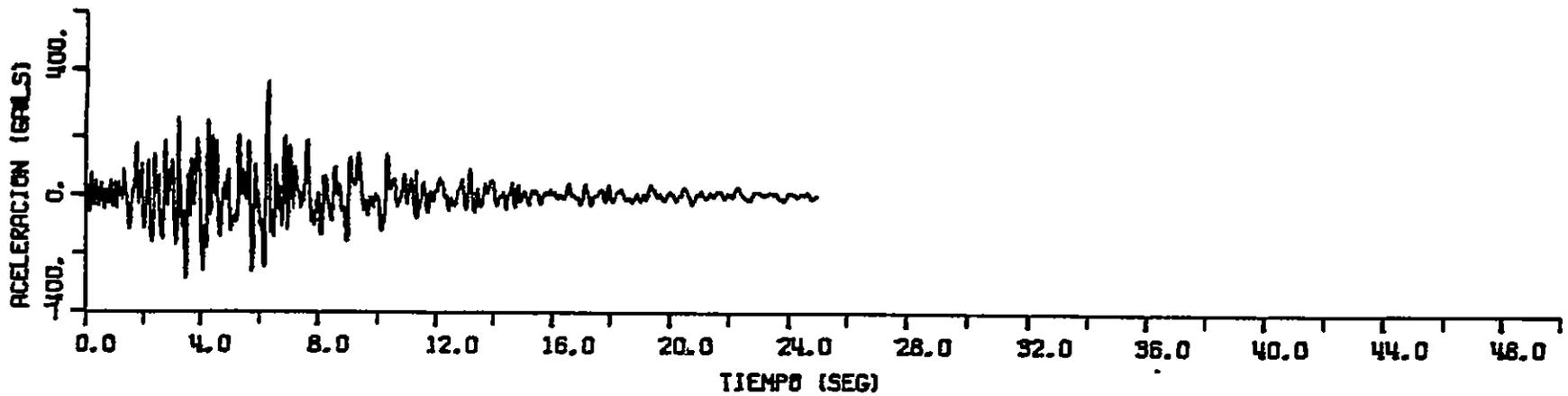
De (7) $S_M = S_L^{\frac{1}{2}} S_L^3 = S_L^{7/2}$ De (5) $S_T = \left(\frac{S_L^{7/2}}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{3/4}$

De (6) $S_A = \frac{S_L}{S_L^{3/2}} = S_L^{-1/2}$ De (8) $S_{\sigma_v} = \frac{S_L}{S_L^{\frac{1}{2}}} = S_L^{-1/2} \neq S_\sigma$

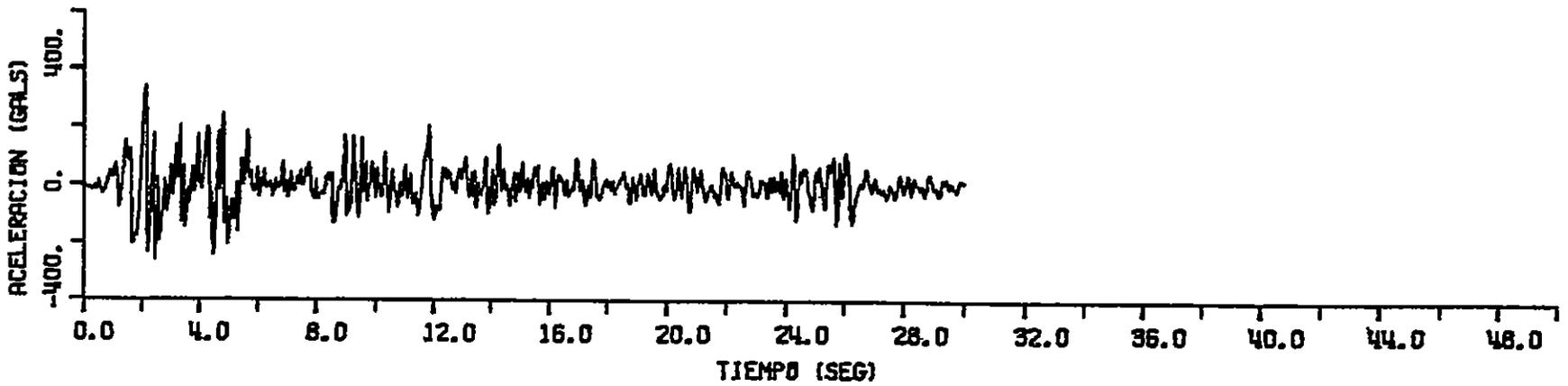
Tampoco se cumplen las condiciones dimensionales para efectos estáticos, pero la diferencia es menor que en la alternativa 3.

Fig 16. Análisis dimensional

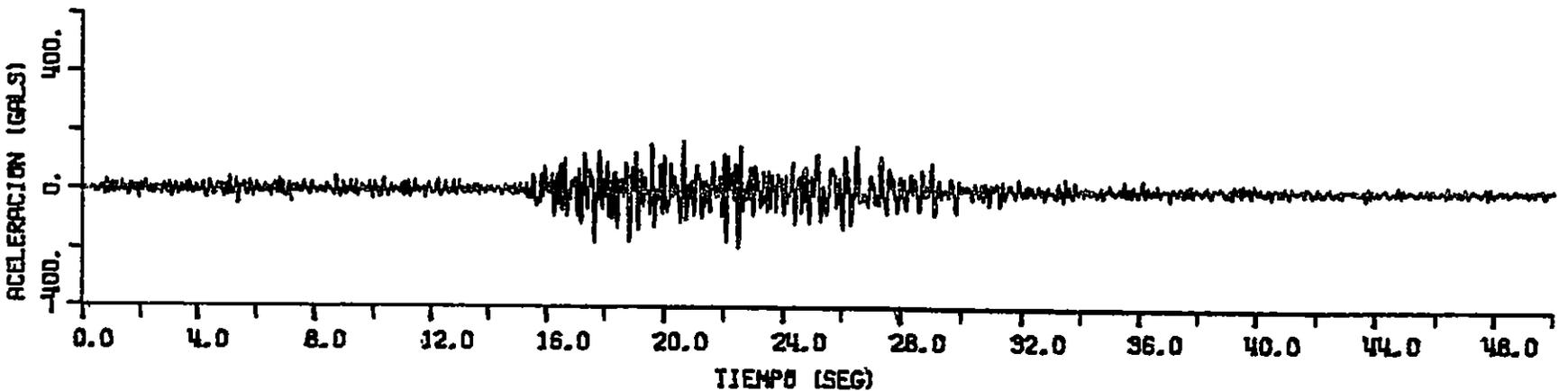
MANAGUA, DIC 23, 1972, COMPONENTE EW



EL CENTRO, MAY 18, 1940, COMPONENTE NS



ORIZABA, AGO 28, 1973, COMPONENTE NS



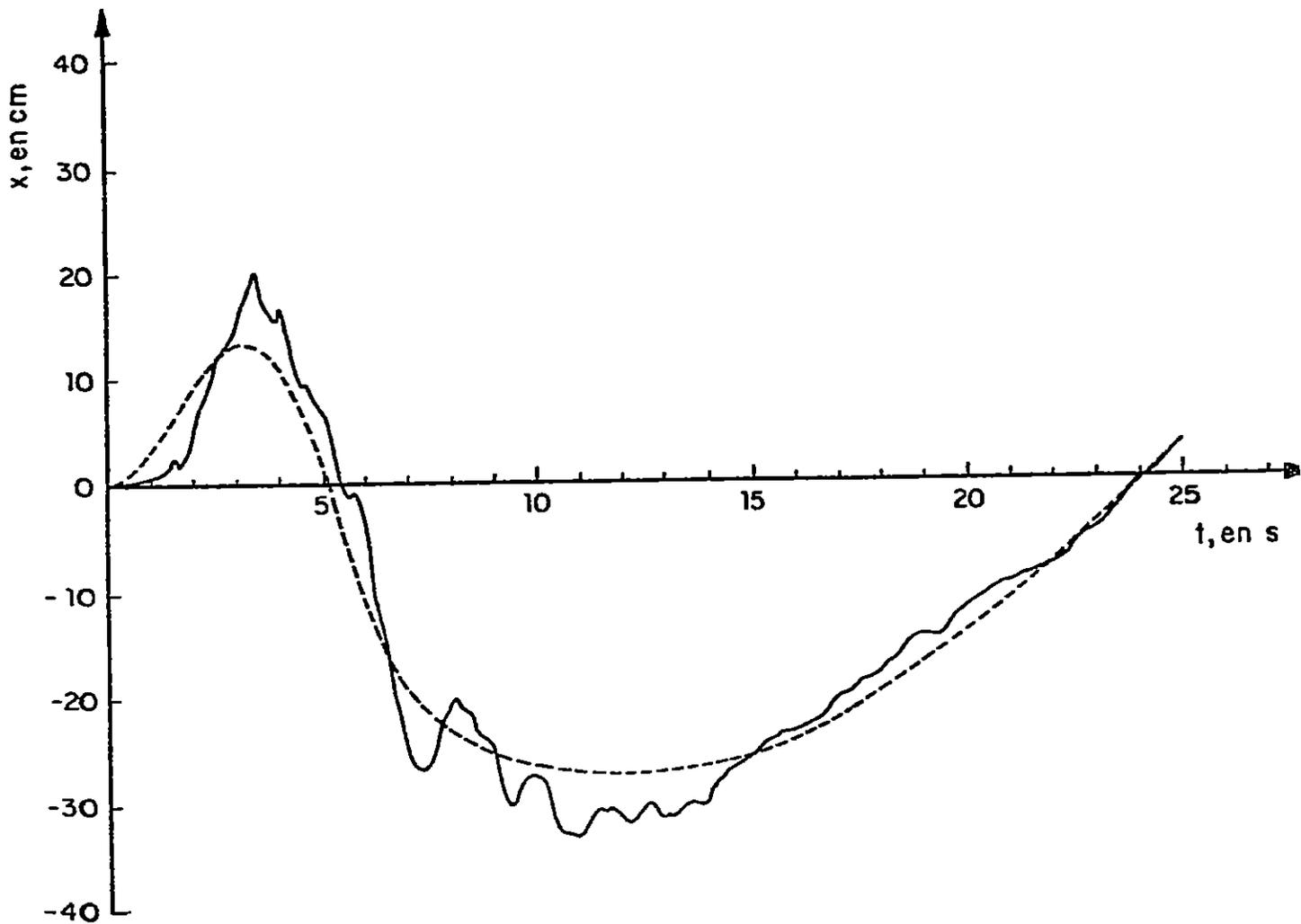
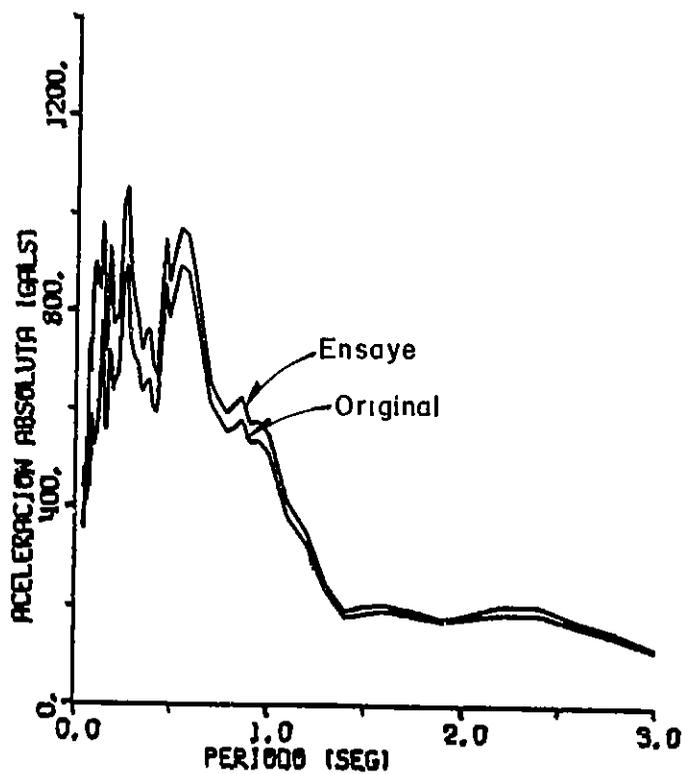
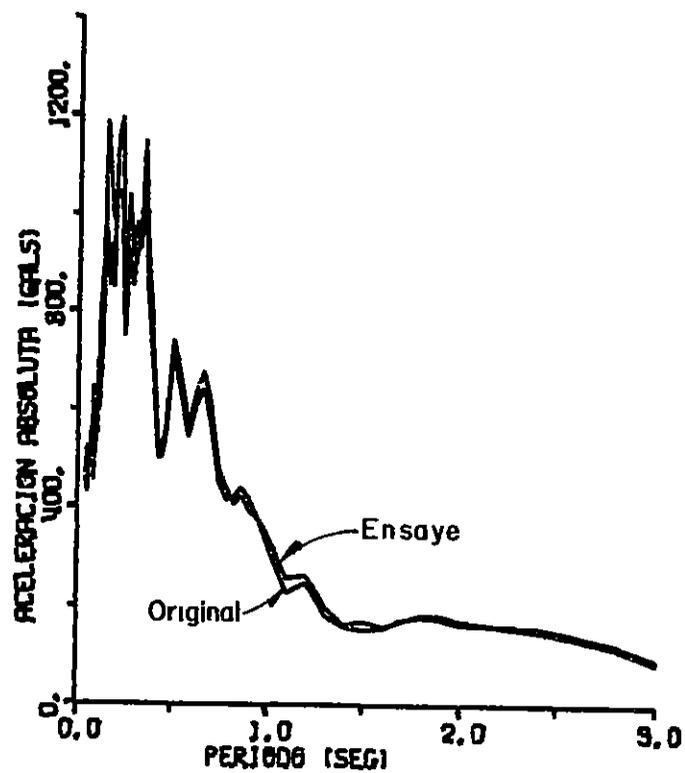


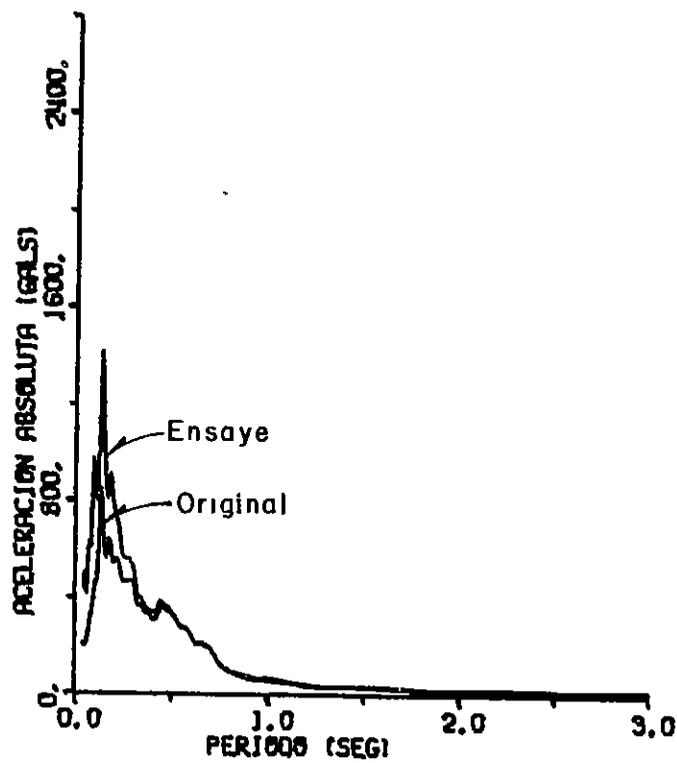
Fig 18. Historia de desplazamientos del sismo de Managua, y corrección de línea base empleada para realizar los ensayos



a) El Centro, Cal



b) Managua



c) Oaxaca

Fig 19. Espectros de los movimientos sísmicos empleados. Valores correspondientes al prototipo

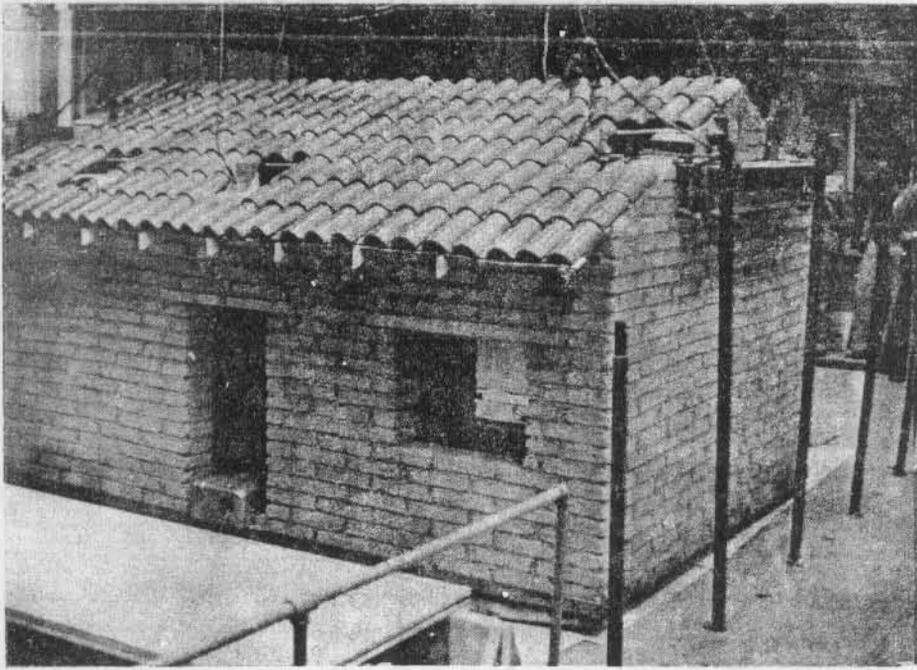


Fig 20. Modelo típico ensayado en mesa vibratoria

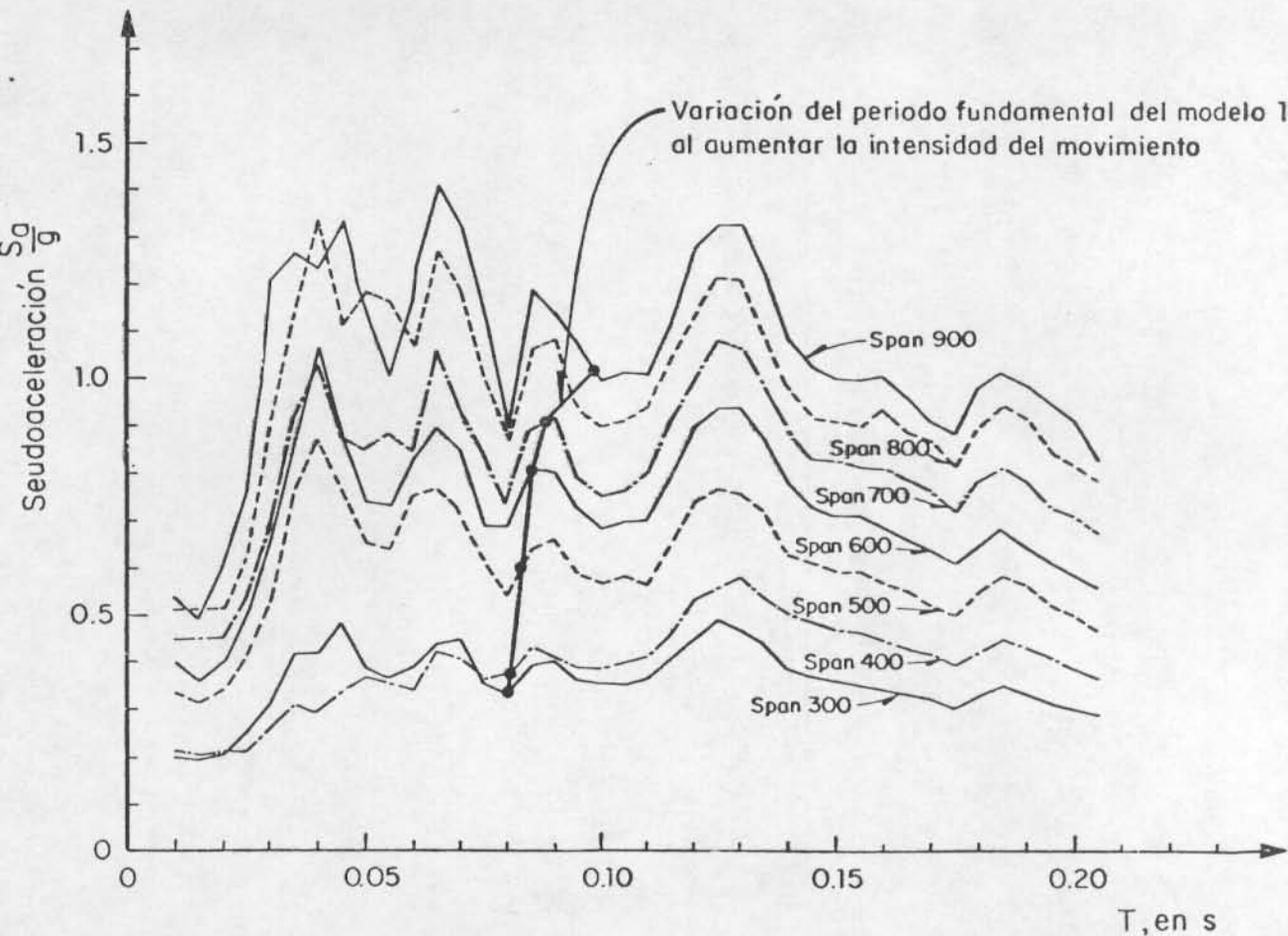


Fig 21. Espectros de los movimientos registrados en la mesa, para distintas intensidades del sismo de El Centro, Cal

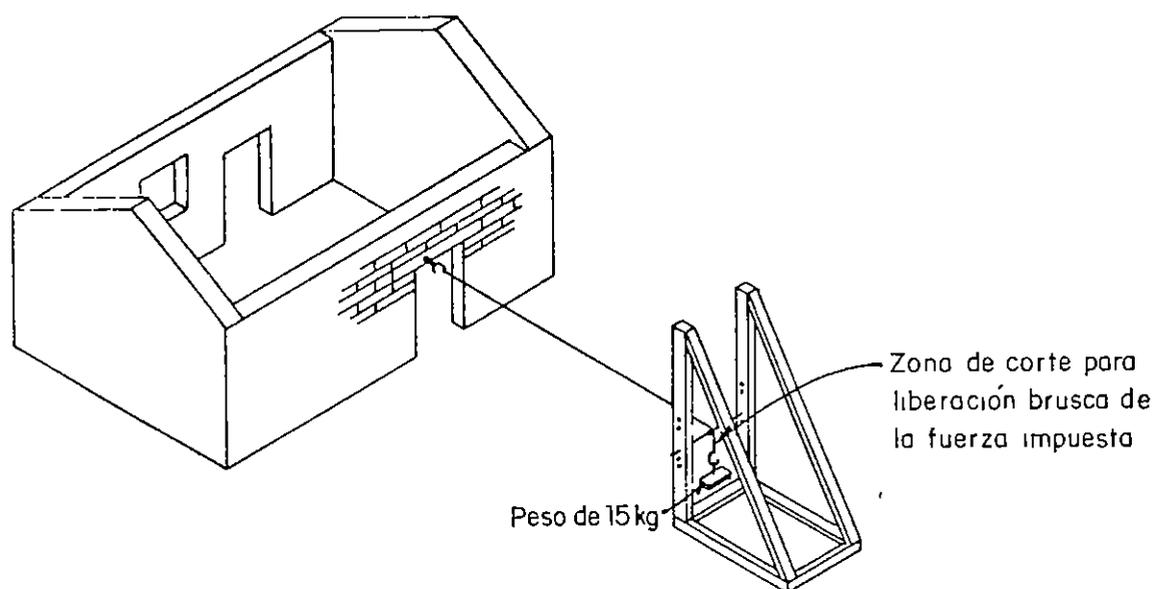


Fig 22. Prueba de vibración libre

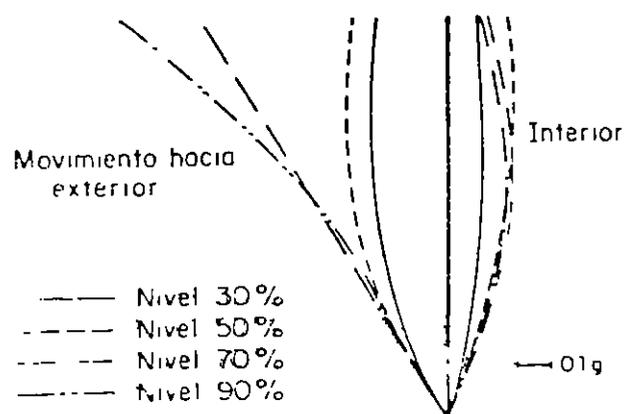
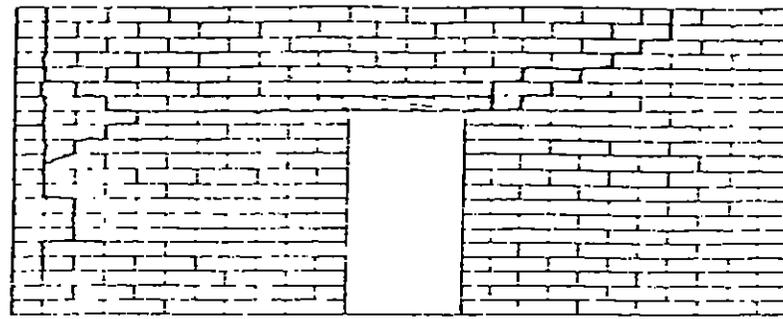
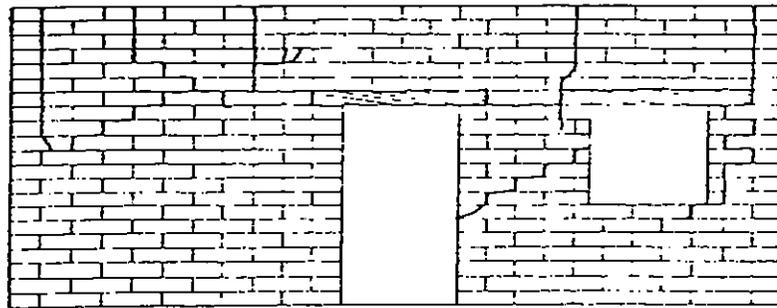


Fig 23 Distribución de aceleraciones en la altura del muro frontal para diferentes niveles del sismo



Fachada posterior



Fachada anterior

Fig 24. Agrietamiento final del modelo 1

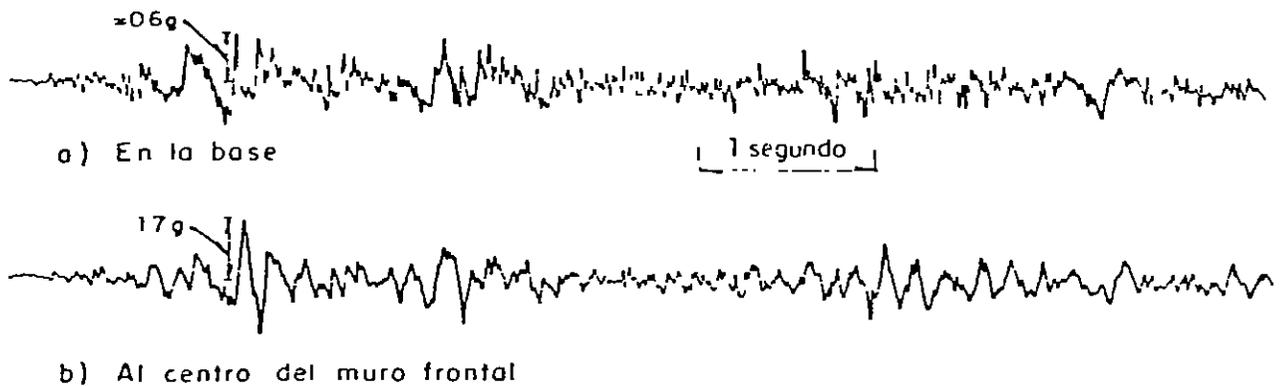
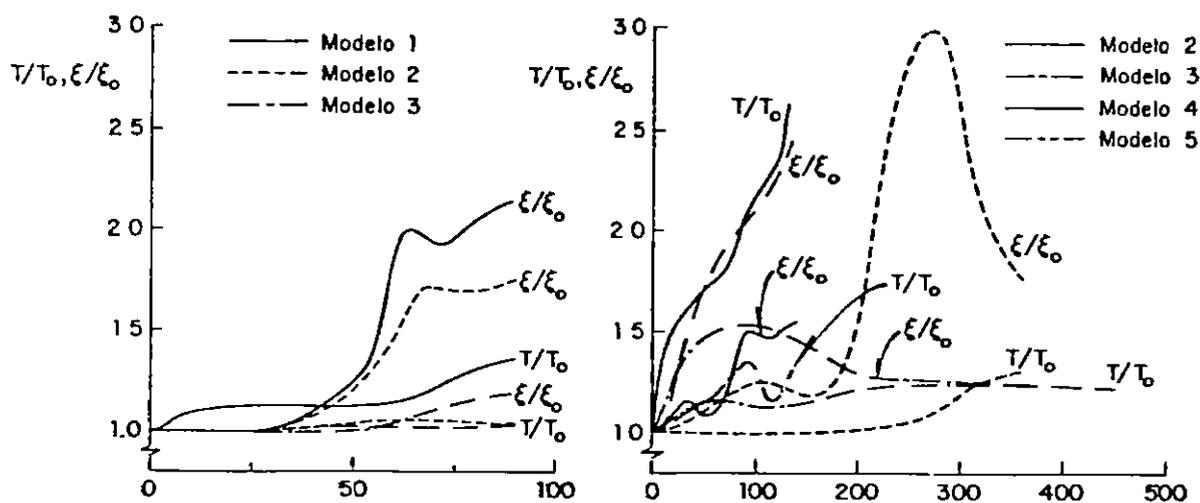
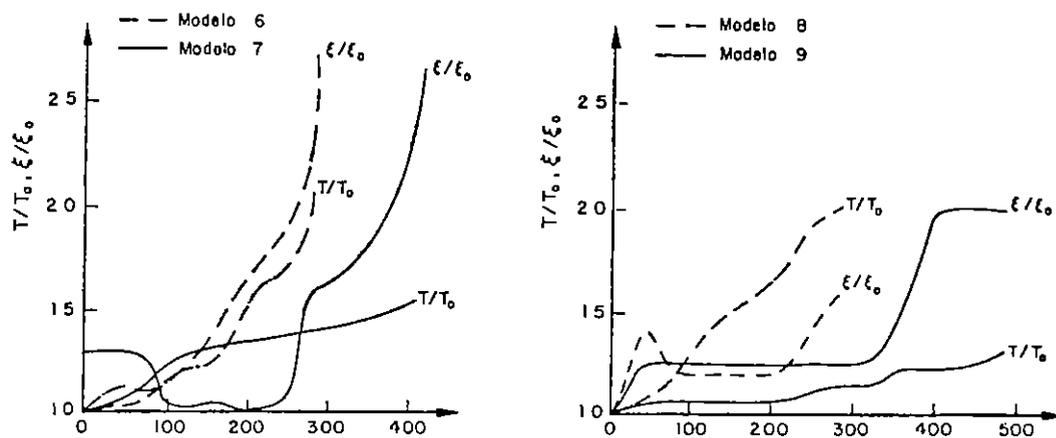


Fig 25. Acelerograma correspondiente a 90 por ciento del componente N-S de El Centro, Cal



a) Porcentaje de la intensidad del sismo de El Centro, Cal

b) Porcentaje de la intensidad del sismo de Oaxaca



c) Porcentaje de la intensidad del sismo de Oaxaca

Fig 26 Variación del periodo y el amortiguamiento con el nivel de excitación

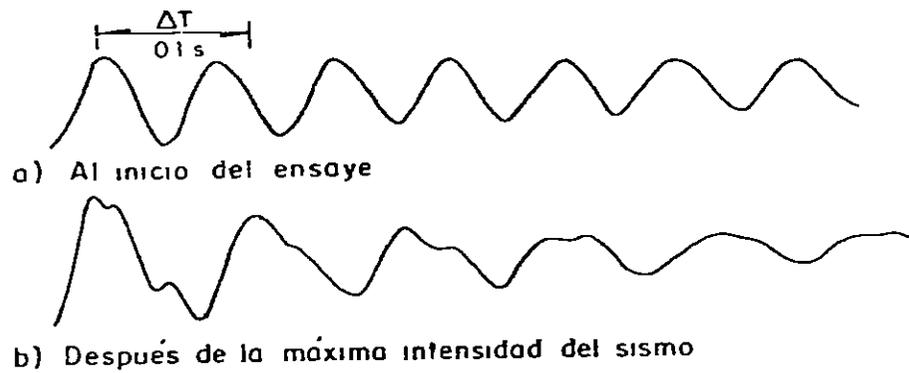


Fig 27. Acelerogramas para el muro posterior en prueba de vibración libre

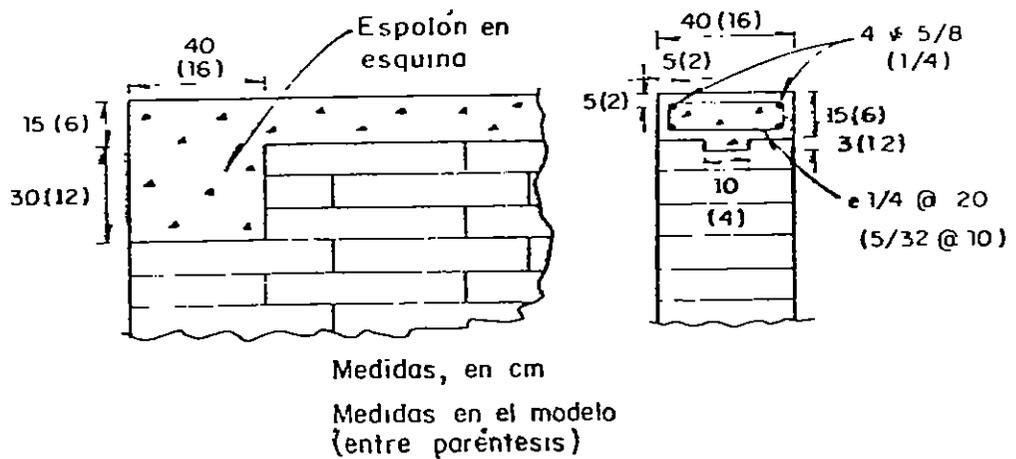


Fig 28. Dimensiones de la cadena de refuerzo en la parte superior del muro

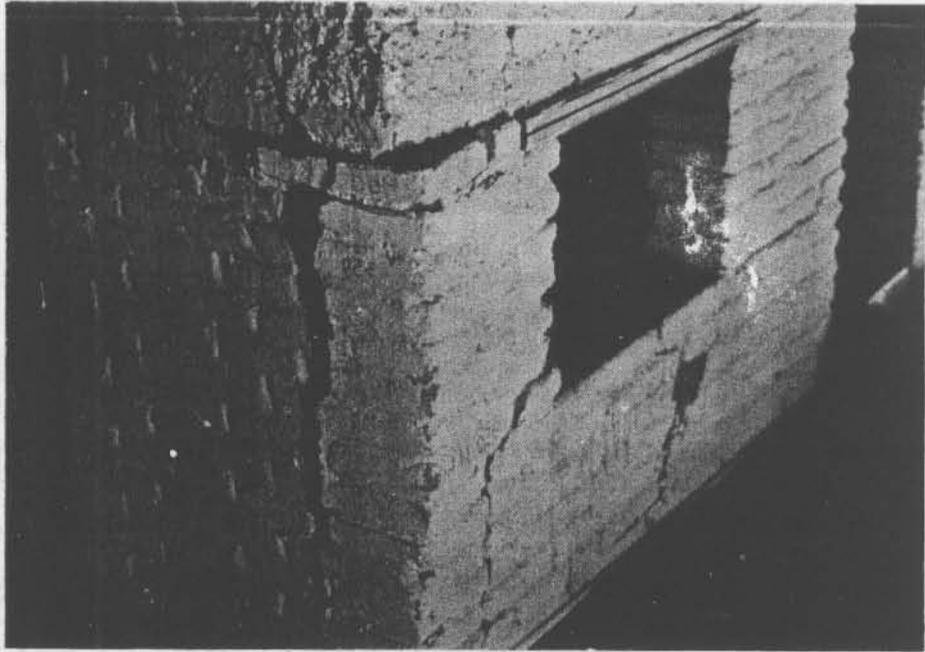


Fig 29. Estado de daño del modelo 2 al final de la prueba

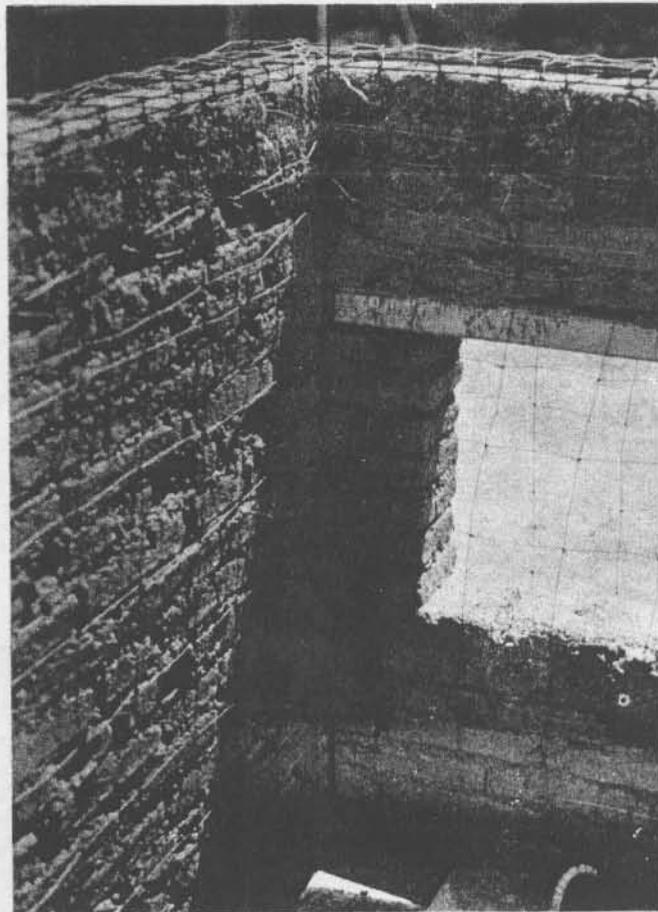


Fig 30. Procedimiento de refuerzo empleado en el modelo 3

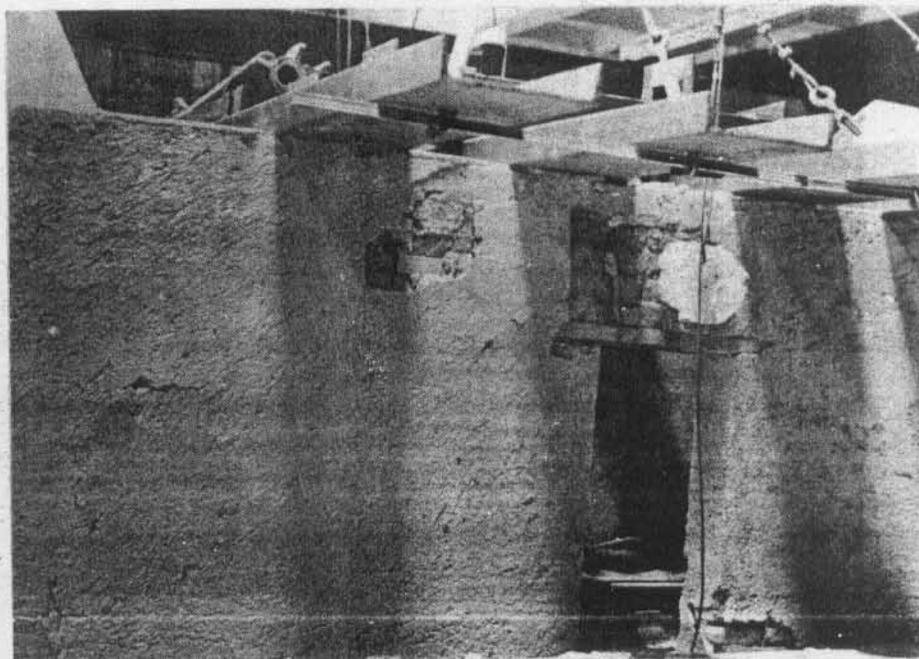


Fig 31. Estado de daño del modelo 3 al final de la prueba

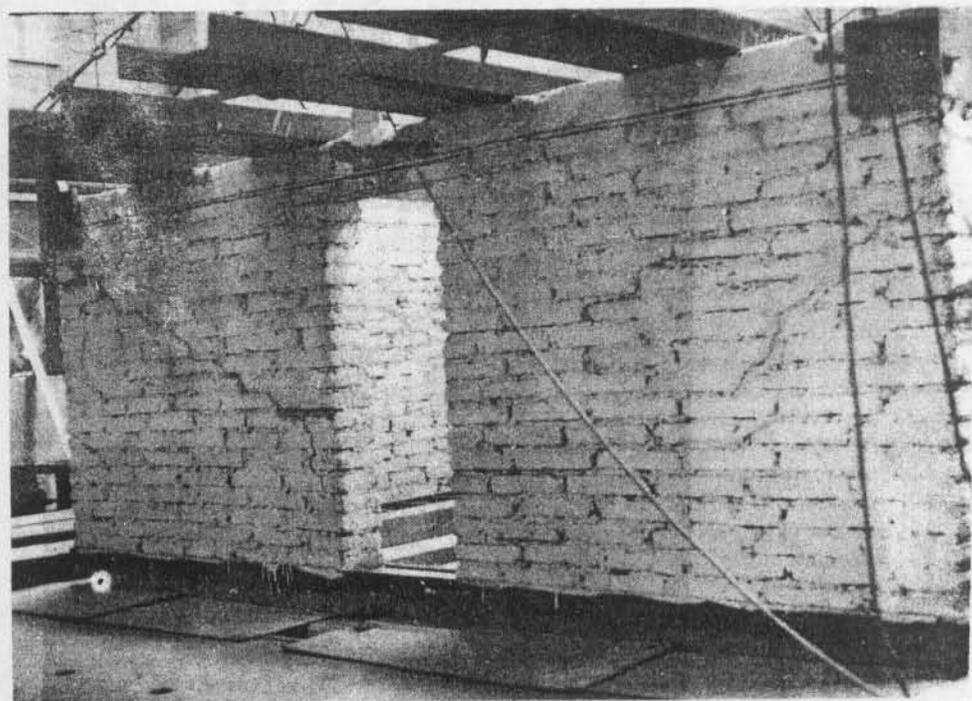
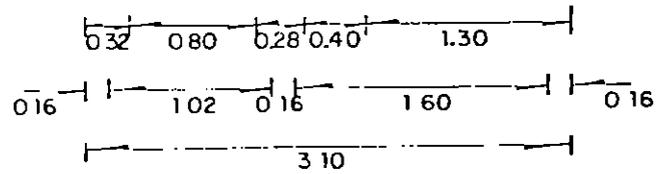
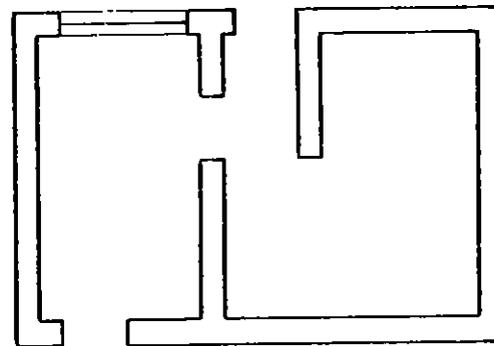
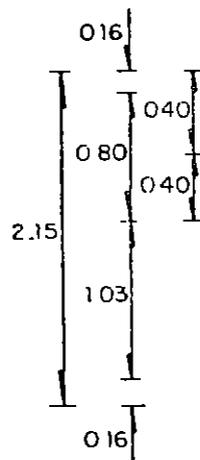
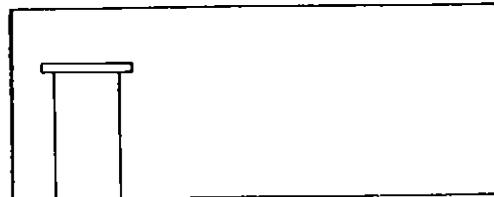
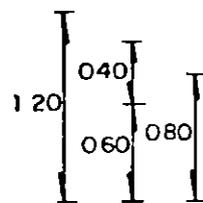
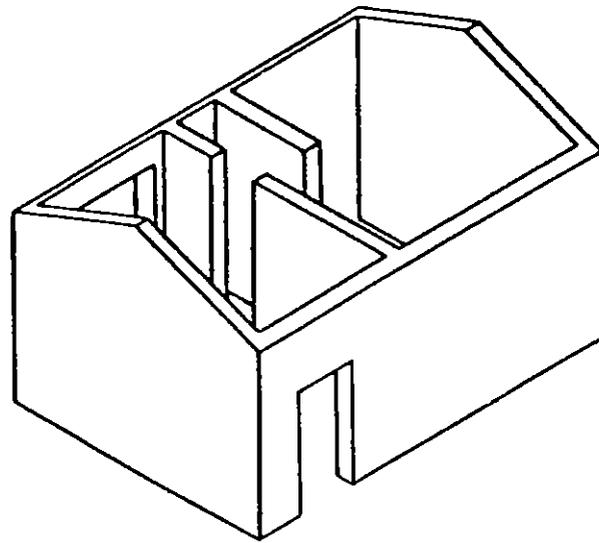


Fig 32. Ensayo del modelo 5, reforzado con tirantes horizontales



Anotaciones, en m
Escala 1: 50

Fig 33. Geometría del modelo 6

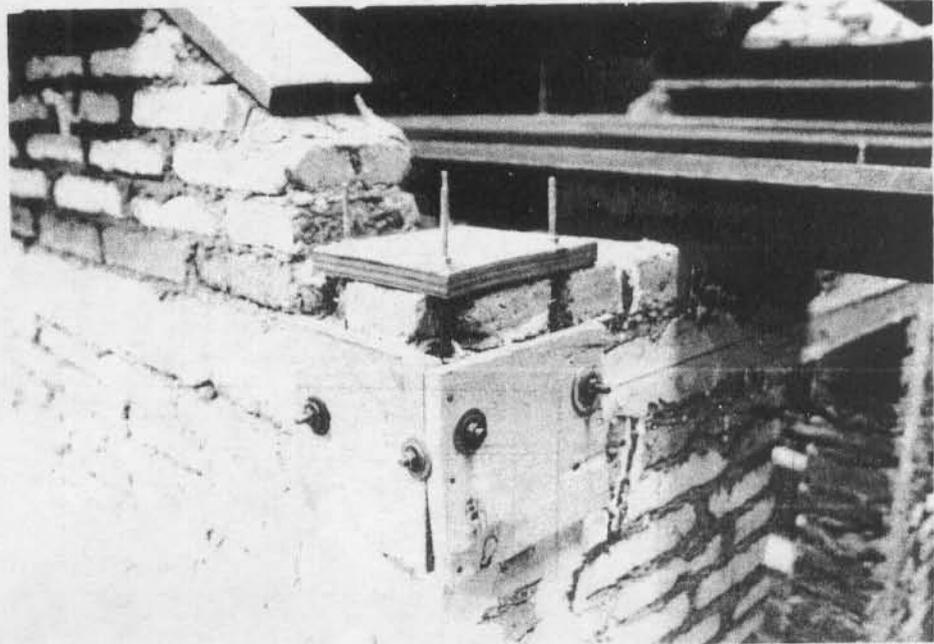


Fig 34. Procedimiento de refuerzo empleado en el modelo 7

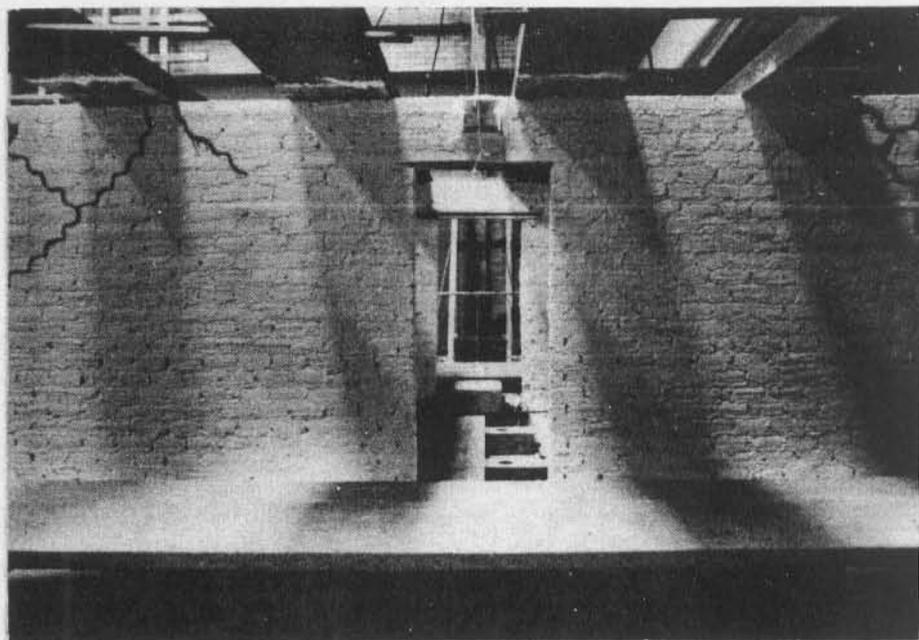
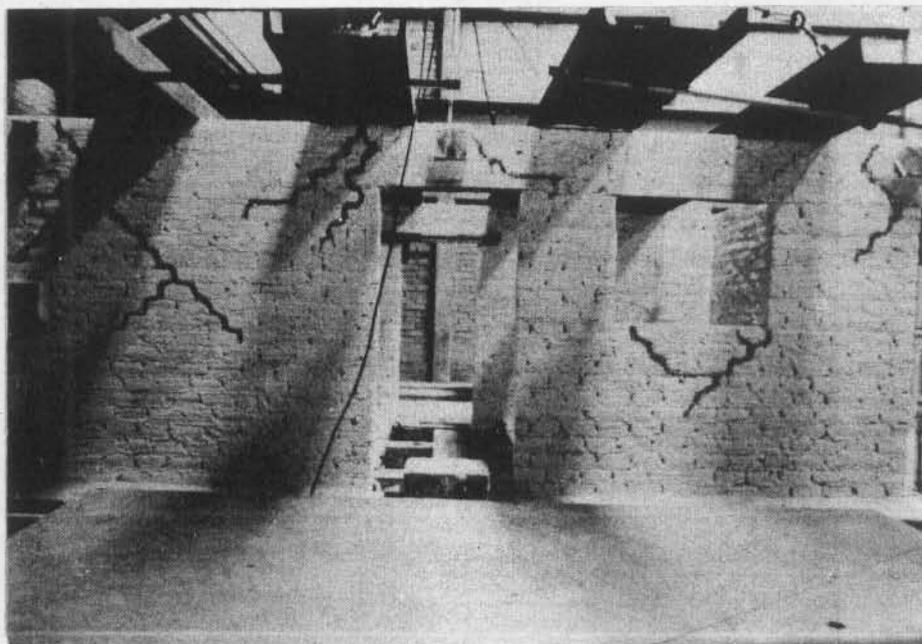


Fig 35. Estado de daño de los muros largos del modelo 8 al final de la prueba

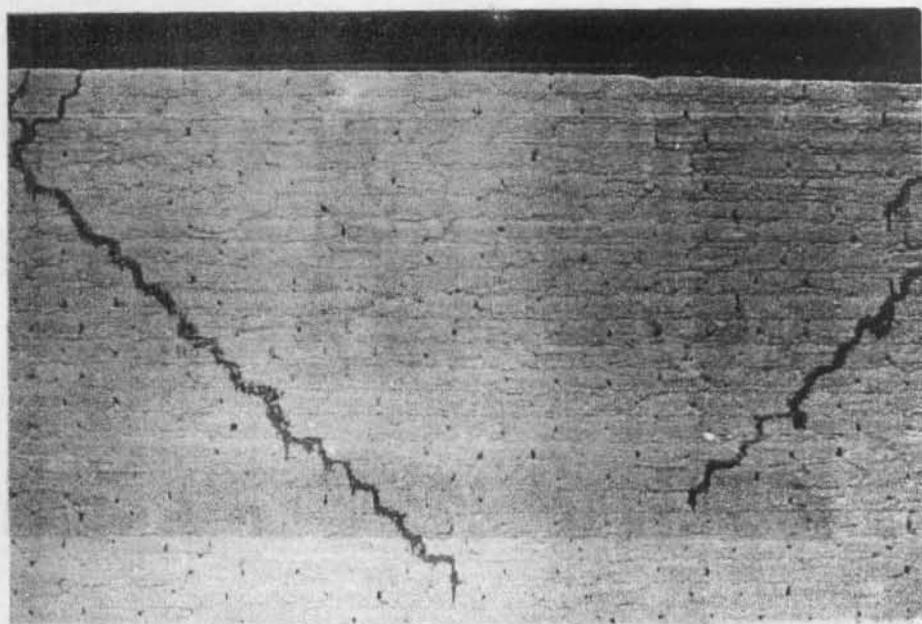
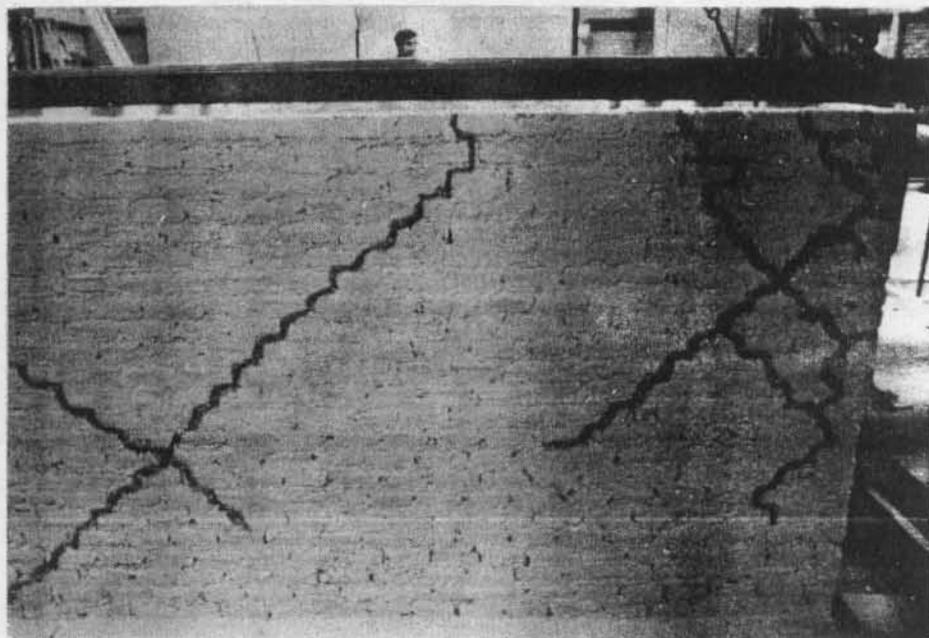


Fig 36. Estado de daño de los muros cortos del modelo 8 al final de la prueba

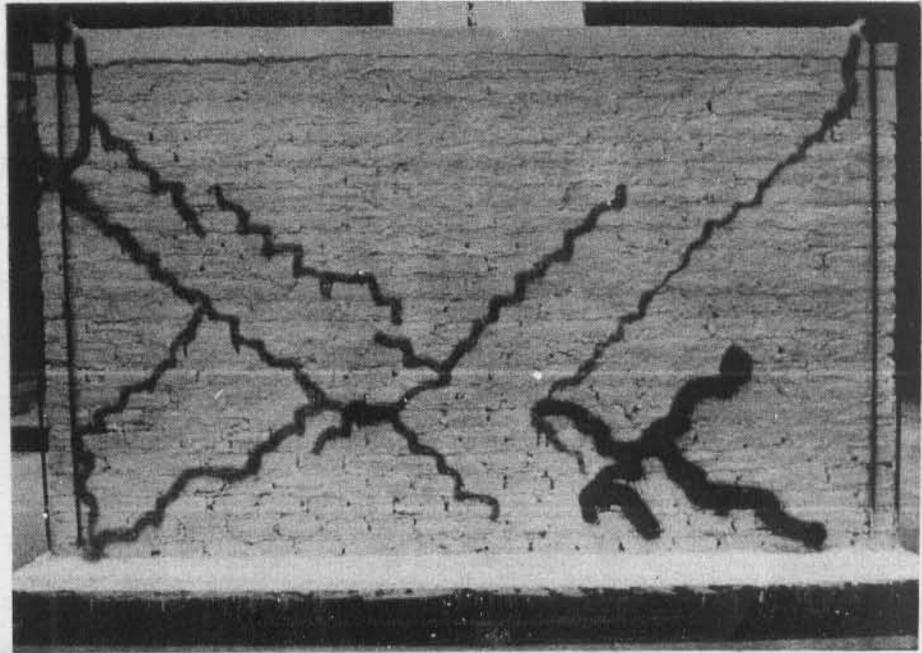


Fig 37. Estado de daño de uno de los muros cortos del modelo 9 al final de la prueba

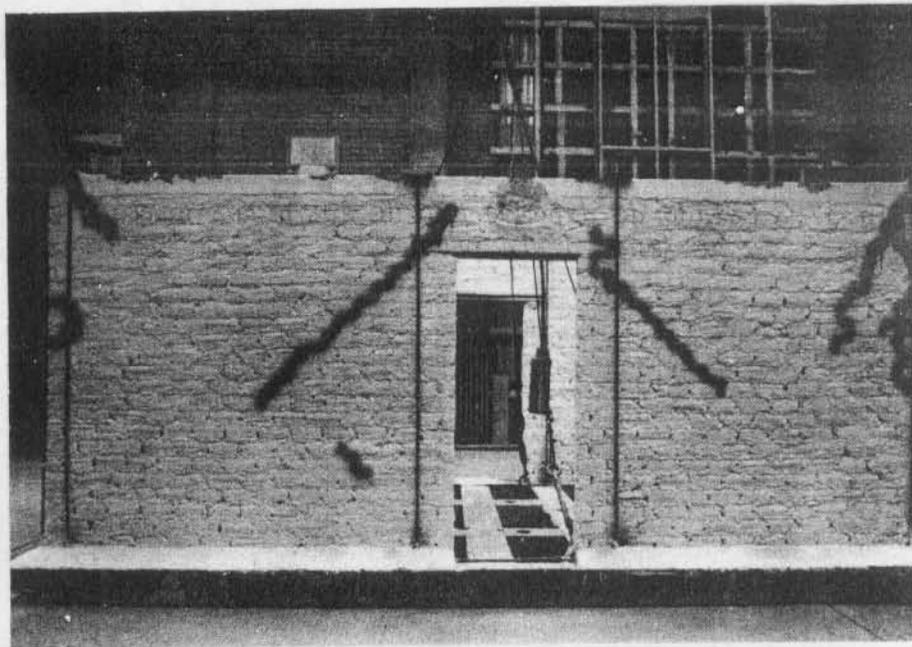
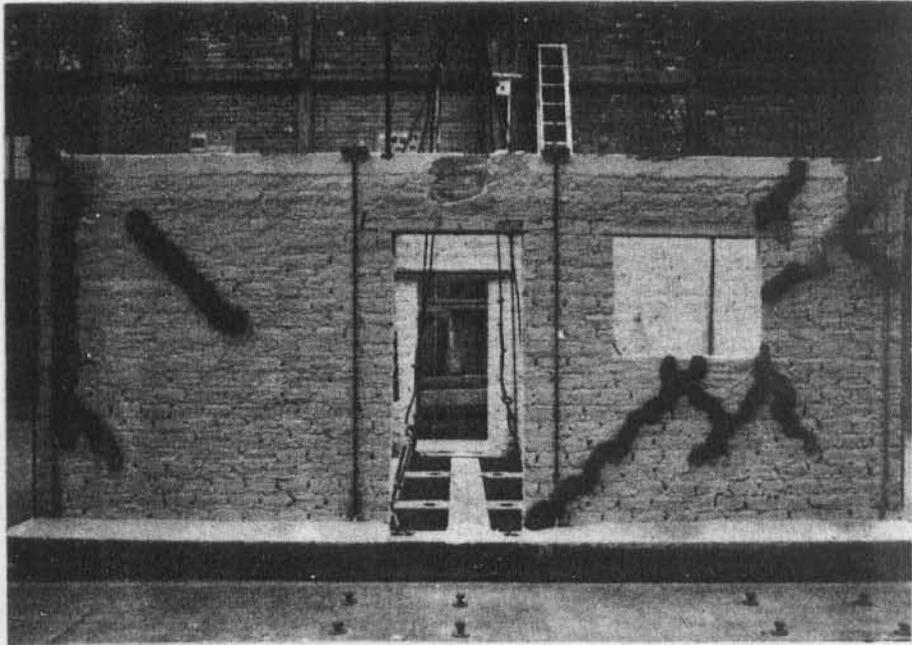


Fig 38. Estado de daño de los muros largos del modelo 9 al final de la prueba

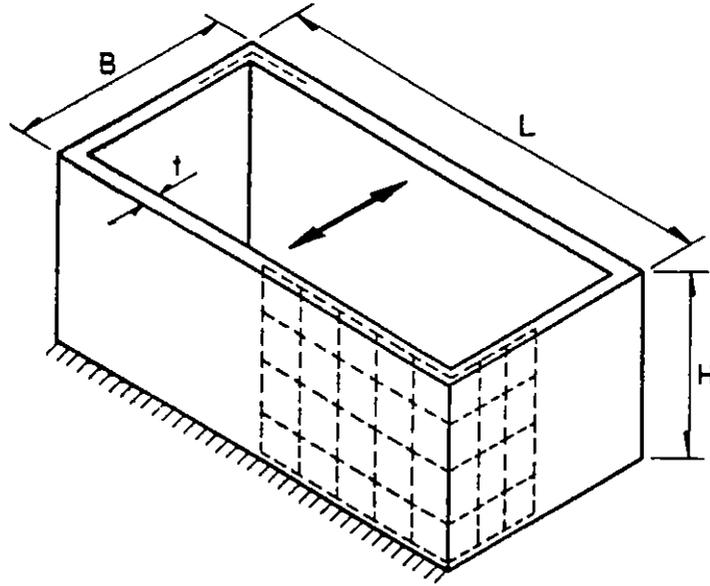


Fig 39. Modelo empleado para el análisis dinámico por elementos finitos