



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"COMPORTAMIENTO DE MUROS DE
MAMPOSTERIA CONFINADA ENSAYA-
DOS EN MESA VIBRADORA"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A .

JULIO CESAR MALDONADO MERCADO

DIRECTOR DE TESIS: DR. DAVID MURIA VILA

MEXICO, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE.

I Introducción.

II Análisis Bibliográfico.

- 2.1 Introducción.
- 2.2 Comportamiento de los materiales constitutivos.
 - 2.2.1 Compresión axial.
 - 2.2.2 Tensión diagonal.
- 2.3 Comportamiento y diseño de muros de mampostería.
 - 2.3.1 Filosofía de diseño.
 - 2.3.2 Rigidez a la flexión.
 - 2.3.3 Capacidad última a la flexión.
 - 2.3.4 Distribución del refuerzo para la resistencia a la flexión.
 - 2.3.5 Diseño por cortante.
 - 2.3.6 Adherencia y anclaje.
 - 2.3.7 Dúctilidad de los muros de cortante de mampostería.
- 2.4 Idealización y reproducción del efecto sísmico en el laboratorio.
 - 2.4.1 Ensayes estáticos.
 - 2.4.2 Pruebas dinámicas.
- 2.5 Modelación matemática.
- 2.6 Efectos de escala.
- 2.7 Métodos de reparación y reforzamiento.
- 2.8 Efectos de interacción suelo-estructura en edificios de mampostería.

III Programa Experimental.

3.1 Mesa Vibradora.

3.1.1 Introducción.

3.1.2 Características de la mesa vibradora y su cimentación.

3.1.3 Sistemas de excitación y control.

3.1.4 Estudios realizados.

3.2 Características del modelo.

3.2.1 Antecedentes.

3.2.2 Diseño y construcción del modelo.

3.3 Muestreo.

3.3.1 Cubos y vigas de mortero.

3.3.2 Cilindros de concreto.

3.3.3 Pilas, muretes y piezas de adherencia.

3.4 Instrumentación.

3.4.1 Acelerómetros.

3.4.2 Transductores.

3.4.3 Deformímetros eléctricos.

3.5 Adquisición de datos.

3.6 Programa de pruebas.

IV Respuesta Experimental.

4.1 Registros obtenidos.

4.2 Características dinámicas.

4.3 Curvas histeréticas.

4.4 Degradación de rigidez, energía disipada y amortiguamiento.

4.5 Patrones de grietas.

V Modelación matemática.

5.1 Antecedentes.

5.2 Modelo elástico (SAP 90).

VI Conclusiones.

REFERENCIAS.

TABLAS.

FIGURAS.

APENDICE.

I INTRODUCCION.

La mampostería se ha utilizado en la construcción de casas habitación en el mundo y en México, es un material muy usado en edificios de interés social.

En el caso de la mampostería confinada su comportamiento durante los sismos fue aceptable.

Para conocer mejor el comportamiento dinámico de sistemas de muros de mampostería confinada tridimensionalmente, se realizó un proyecto de investigación en el Instituto de Ingeniería, utilizando la mesa vibradora que se encuentra en el jardín botánico de la UNAM.

Las limitaciones de la mesa en cuanto a peso y desplazamiento influyeron para construir un modelo a escala (1:3) realizando una escalación en el material para que representara adecuadamente el comportamiento real.

El modelo fue probado con excitaciones senoidales de diferentes amplitudes de aceleración.

Este trabajo presenta los antecedentes, desarrollo y conclusiones previas de ese proyecto experimental, en su primera etapa.

El desarrollo de la tesis es el siguiente:

-En el capítulo II, Análisis bibliográfico, se expone el comportamiento de los materiales constitutivos, así como el comportamiento y diseño de muros de mampostería confinada, se muestran los diferentes tipos de pruebas que se han realizado experimentalmente (ensayos estáticos y pruebas dinámicas) así como su modelación matemática. Se señalan los posibles problemas que se presenta al escalar una prueba. También se habla de algunos tipos de reparación y reforzamiento. Se mencionan los efectos de interacción suelo-estructura que se presentan en edificios de mampostería.

-En el capítulo III, Programa Experimental, se describe el dispositivo utilizado en la pruebas dinámicas (mesa vibradora), así como los problemas que presenta. Se hace una descripción detallada del diseño y construcción del modelo, así como del muestreo que se realizó para realizar las pruebas de materiales y conocer las propiedades de estos. También se señalan los tipos de aparatos utilizados (acelerómetros, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos) y el equipo de adquisición de datos utilizado en las pruebas, indicándose el programa seguido.

-El capítulo IV, Respuesta Experimental, muestra las señales captadas durante las pruebas, su procesamiento y los resultados obtenidos como son curvas histeréticas, degradación de rigidez, energía disipada y amortiguamiento. Además se describe el patrón de grietas que presentó el modelo durante las pruebas.

-En el capítulo V, Modelación Matemática, se señalan los problemas que enfrenta, una adecuada modelación matemática de ensayos experimentales, se muestra un modelo elástico utilizando el programa de elemento finito SAP 90.

-En el capítulo VI, Conclusiones, se comentan los resultados obtenidos y se señalan las posibles líneas de investigación a seguir en muros de mampostería confinada.

II ANALISIS BIBLIOGRAFICO.

2.1 INTRODUCCION

La mampostería es un material heterogéneo formado por piezas prismáticas (tabiques o bloques), dispuestos en hiladas, unidas entre sí por un mortero.

La mampostería se ha utilizado ampliamente en la construcción de casas-habitación en el mundo. En zonas de bajo riesgo sísmico como Inglaterra y Suiza, se han construido edificios entre quince y veinte pisos a base de muros de carga de mampostería sin ningún refuerzo; en zonas de mayor riesgo sísmico como el suroeste de E.E.U.U. se han construido edificios de hasta quince pisos, con muros de mampostería de bloques de concreto con refuerzo (ref. 1).

En México se han utilizado muros de mampostería reforzados con dadas y castillos, en edificios hasta de seis pisos.

Entre las ventajas que presenta este material, están el que no requiere de equipo elaborado ni costoso y utiliza mano de obra poco especializada, pero se tiene dificultad en ejercer un control de calidad estricto en el material y en la construcción. Adicionalmente la mampostería tiene baja resistencia a la tensión y presenta gran fragilidad ante las deformaciones en su plano, pero lo anterior se puede resolver, controlando la calidad de los materiales, realizando pruebas tanto a piezas y morteros de acuerdo a lo que marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (ref. 2) y ejerciendo una eficaz supervisión en su construcción. En cuanto a su resistencia a la tensión, se puede aumentar empleando acero de refuerzo.

En general se clasifica a las construcciones de mampostería en :

-Construcciones de adobe.- Son construcciones rústicas en donde se tiene escasa resistencia en tensión del adobe y poca adherencia en las juntas con los morteros de lodo, esto aunado al gran peso de muros y techos hace que fallen generalmente por fuerzas normales a su plano (volteamiento), esto aumenta por el intemperismo que sufre el material.

-Construcciones de mampostería no reforzada.-Las construcciones de tabique o bloque de concreto sin refuerzo sufren de falla frágil; pues es en las esquinas de puertas y ventanas donde la concentración de esfuerzos es mayor, lo que provoca la iniciación de grietas diagonales que llevan a la falla a todo el muro.

-Construcciones de mampostería confinada.- Son los muros que están rodeados en su perímetro por castillos y dadas que forman un marco, lo que aumenta la capacidad de deformación pero aún así, también se presentan agrietamientos diagonales en los muros.

-Construcciones de mampostería con refuerzo interior.- Consiste en reforzar los muros con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o en piezas especiales (figura 2.1).

2.2 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS.

La mampostería reforzada consta de tres materiales independientes: unidades de ladrillo o de concreto, mortero y refuerzo, los cuales se requieren que actúen en forma combinada.

2.2.1 COMPRESION AXIAL.

En la figura 2.2 se muestran las curvas típicas esfuerzo contra deformación unitaria de prismas que constan de cuando menos tres hiladas de unidades de ladrillo sólido o de concreto, sujetas a compresión axial, e incluyen las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los materiales constitutivos.

Las unidades de ladrillo (figura 2.2.a) pueden tener resistencia a la compresión mayor que 60 MPa y por lo general muestran un modo de falla frágil después de alcanzar el esfuerzo máximo; un comportamiento similar aunque con esfuerzos de aplastamiento más pequeños y una falla un poco más dúctil, resulta de los ensayos a compresión en unidades de mampostería de concreto (figura 2.2.b).

El mortero posee un módulo de elasticidad y una resistencia última a la compresión, más bajos que los del ladrillo o del concreto, pero hay una parte de la curva relativamente plana en la rama descendente. Las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los prismas, tienden a ser intermedias entre las de los materiales constitutivos (ref. 3).

Es difícil predecir las características en compresión del conjunto, con base en sus materiales constitutivos, esto se debe a que hay una interacción entre los dos materiales.

Bajo el efecto de la carga vertical, la pieza y el mortero sufren deformaciones verticales acompañadas de un alargamiento transversal. Si los dos materiales pudieran deformarse libremente, tendrían deformaciones transversales distintas, de acuerdo con sus propiedades elásticas respectivas, figura 2.3.a, (ref. 4), pero es la adherencia y la fricción en las caras de contacto lo que impiden el deslizamiento relativo y obligan a que los dos materiales tengan la misma deformación transversal (figura 2.3.b).

Para adoptar esta posición el material más deformable, el mortero, sufre compresiones en ambas direcciones transversales, quedando sometido a un estado de compresión triaxial. En cambio, el material más rígido sufre tensiones transversales.

La falla podrá presentarse por aplastamiento de las piezas, debido a los esfuerzos de compresión axial o por agrietamiento vertical producido por las deformaciones transversales que acompañan a la longitudinal; cuando el agrietamiento vertical se vuelve excesivo, éste produce la inestabilidad del elemento de mampostería y su falla (ref. 4).

2.2.2 TENSION DIAGONAL.

Las cargas laterales en un muro inducen esfuerzos de tensión diagonal que pueden causar la falla del muro; este tipo de falla se identifica porque la grieta diagonal que se presenta atraviesa tanto las piezas como el mortero con una trayectoria recta.

La figura 2.4.a (ref. 4), muestra la distribución de esfuerzos a lo largo de la diagonal para un elemento cuadrado, sujeto a dos cargas de compresión a lo largo de la diagonal y en la figura 2.4.b, sujeto a una carga horizontal aplicada en el extremo del elemento trabajando en voladizo. Estos dos tipos de carga idealizan las solicitaciones a las que puede verse sujeta un muro por efecto de las cargas laterales. En ambos casos, hay esfuerzos de tensión a lo largo de casi toda la diagonal principal con un valor máximo al centro del elemento, lo cual explica el modo de falla observado experimentalmente.

2.3 COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA.

En zonas sísmicas los muros ayudan a resistir fuerzas laterales, debido a su gran rigidez. Hay dos maneras principales de estructuración a base de muros:

1) Muros de carga.- Son los que resisten tanto fuerzas verticales como horizontales.

2) Muros diafragma.- Son cuando están confinados en marcos de acero o concreto, que le transmiten la fuerza lateral.

2.3.1 FILOSOFIA DE DISEÑO.

Existe una forma de diseñar los edificios de mampostería utilizando métodos de "esfuerzos de trabajo" (ref. 3), en donde se supone que la respuesta a la acción sísmica será elástica, para evitar así el daño, en un material como la mampostería, que tiene una falla frágil. Otra forma consiste en reconocer que ocurrirán deformaciones inelásticas ante sismos severos, por lo que el diseño debe considerarlos.

2.3.2 RIGIDEZ A LA FLEXION.

El módulo de elasticidad de la mampostería depende del tipo y proporción de los materiales que la forman. Estudios realizados en México, han encontrado valores entre 5 y 10 ton/cm² (refs. 5 y 6), este valor es importante pues el módulo de elasticidad influye en la rigidez a la flexión y a su vez en el período natural de vibración. Algunos autores proponen que la rigidez debe basarse en la sección agrietada.

2.3.3 CAPACIDAD ULTIMA A LA FLEXION.

La resistencia de los muros de cortante de mampostería reforzada que fallan por flexión, se puede predecir por la teoría de la resistencia última del concreto reforzado, ya que los principios fundamentales del refuerzo de la mampostería son similares a aquéllos del concreto reforzado; el refuerzo debe soportar la tensión y cortante, mientras que las unidades de mampostería y mortero soportan la compresión.

En las Normas Técnicas de Mampostería (ref. 2), se propone para flexión simple el momento resistente siguiente:

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde:

A_s .- es el área de acero colocada en el extremo del muro.

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

Cuando existe carga axial sobre el muro, el momento de la sección se calcula :

$$M_R = M_o + 0.30 P_u d' ; \text{Si } P_u \leq P_R / 3$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d') \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) ; \text{Si } P_u > P_R / 3$$

donde:

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

d es el peralte efectivo del refuerzo de tensión.

P_R es la resistencia a compresión axial.

F_R se toma igual a 0.8 si $P_u \leq P_R / 3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

donde $P_R = F_R F_E f^* m A_T$

F_R es 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y 0.3 para muros no reforzados.

$f^* m$ es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

F_E es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

A_T es el área de la sección transversal del muro.

2.3.4 DISTRIBUCION DEL REFUERZO PARA LA RESISTENCIA A LA FLEXION.

La capacidad última a la flexión de los muros con porcentajes bajos de carga axial y refuerzo, es independiente de la distribución del refuerzo vertical, siempre que se coloque simétricamente respecto al centroide del muro (ref 3).

Si la misma cantidad se distribuye uniformemente a lo largo del muro, casi todo el acero fluye, debido a la poca profundidad del eje neutro. Por eso no hay ventaja importante, en términos de capacidad última, al distribuir el acero uniformemente a lo largo del muro que al concentrarlo en los extremos del muro.

2.3.5 DISEÑO POR CORTANTE.

Las fallas por cortante de los muros de mampostería, son repentinas y tiene como resultado una pérdida casi total de la capacidad para soportar la carga lateral. La figura 2.5 muestra este tipo de falla (ref 9).

Debido a la fragilidad de la falla por cortante de la mampostería, es importante diseñar los muros de mampostería, para soportar la fuerza cortante verdadera, a la que estarán sujetos los muros, la cual no debe exceder sustancialmente la fuerza cortante en la base, especificada por los reglamentos (ref. 3).

La fuerza cortante de diseño se determina de acuerdo a las Normas de Mampostería (ref. 2) de la forma siguiente:

a) Para muros diafragma:

$$V_R = F_R (0.85 v' A_T)$$

b) Para otros muros:

$$V_R = F_R (0.5 v' A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v' A_T$$

donde :

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

v' es el esfuerzo cortante medio de diseño.

El factor de reducción de resistencia F_R se toma como sigue:

- 0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior.
- 0.4 para muros no confinados ni reforzados.

En mampostería con refuerzo por cortante, se ha estudiado la colocación del acero tanto en forma vertical (figura 2.6.a) como horizontal (figura 2.6.b), se ha encontrado que una vez iniciado el agrietamiento, la fuerza cortante tiende a desplazar horizontalmente la porción superior del muro, en vez de abrir la grieta perpendicular al plano de ésta. En estas condiciones el acero horizontal resiste la fuerza cortante mediante tensión directa, como se muestra en la figura 2.6.b; pero el acero vertical resiste la fuerza mediante la acción de espiga, la cual solo se genera si ocurren desplazamientos horizontales importantes a través de la grieta (ref. 3), en condiciones óptimas, la fuerza soportada mediante la acción de espiga es 30 % de la soportada por el mismo acero horizontalmente.

2.3.6 ADHERENCIA Y ANCLAJE.

El refuerzo horizontal por cortante debe engancharse alrededor de las varillas verticales de los extremos como se muestra en la figura 2.7.a ó; si el ancho del espacio del relleno no impide esta operación, debe usarse un doblar a 90° con una extensión paralela al refuerzo por flexión, que sea capaz de desarrollar la totalidad de la fuerza de fluencia, figura 2.7.b (ref. 3).

No debe traslaparse el refuerzo horizontal por cortante en las posibles zonas de articulaciones plásticas. En muros de cortante deben usarse varillas lisas como refuerzos de flexión o de cortante.

En los muros es necesario colocar una cantidad mínima de refuerzo bien distribuido, para controlar las grietas de contracción y asentamiento. Además, el acero proporciona confinamiento a la mampostería. En las figuras 2.8 y 2.9 se pueden ver los requisitos de refuerzo y las modalidades de colocación del refuerzo (ref. 7).

2.3.7 DUCTILIDAD DE LOS MUROS DE CORTANTE DE MAMPOSTERIA.

Varios estudios acerca de tableros de cortante, bajo carga cíclica de desplazamiento controlado, incrementando gradualmente la carga, han indicado que hay una importante ductilidad disponible en los muros de cortante para diferentes esfuerzos máximos. La figura 2.10 muestra, las curvas carga-deformación en un muro de mampostería de ladrillo reforzado, con una fuerza cortante moderada.

2.4 IDEALIZACION Y REPRODUCCION DEL EFECTO SISMICO EN EL LABORATORIO.

El comportamiento sísmico de un elemento estructural está definido por su relación carga-deformación, ante acciones dinámicas; sus características principales, son la rigidez inicial y la resistencia que se relacionan con la capacidad de la estructura de absorber la energía producida por el sismo y de amortiguar el movimiento vibratorio.

Para estudiar lo anterior, se han realizado ensayos dinámicos de los elementos estructurales en mesa vibradora ó aplicando las sollicitaciones en ciclos de carga alternada.

2.4.1 ENSAYES ESTATICOS.

En el Instituto de Ingeniería (refs. 8 a 10) se han probado muros a tamaño natural ante carga lateral en una dirección, estos experimentos se realizaron con dos tipos de ensaye básicamente, los cuales representan algunas de las posibilidades de cómo se aplican las fuerzas.

En la figura 2.11 se puede ver al espécimen tipo y las modalidades de ensayos. El ensaye en compresión diagonal, es donde la carga horizontal se aplica en el extremo superior del muro restringiendo ahí las deflexiones verticales, mientras que el otro extremo del muro, queda apoyado en una trabe rígida, esto se realizó para eliminar los efectos de la flexión general del muro y ver el comportamiento ante fuerza cortante.

El otro tipo de ensaye llamado prueba en voladizo, consiste en someter a una carga lateral en su extremo superior, sin restringir ahí las deformaciones verticales, aplicando una carga vertical uniforme constante, con el fin de representar en conjunto los efectos de la fuerza cortante, la flexión y la carga axial, pero se tiene la limitante que la relación entre el momento flexionante y fuerza cortante es fija, por lo que no se reproducen todas las posibilidades que se presentan en la realidad.

De las pruebas realizadas en compresión diagonal y en voladizo, se obtuvieron, tanto para resistencia en flexión, utilizando el criterio de diseño plástico para concreto, como para tensión diagonal, fórmulas empíricas.

Para los muros diafragma (figura 2.12) ensayados en compresión diagonal, la curva carga-deformación se caracterizó por tener una zona inicial de rigidez alta, seguida por una reducción en rigidez, que corresponde a la aparición de una separación entre el muro y el marco en dos de las esquinas, continuados por una disminución brusca de la carga, correspondiente a la formación de una grieta diagonal que se abre en las juntas o atravesando las piezas; la carga vuelve a incrementarse hasta alcanzar un máximo valor, después del cual se presentan deformaciones relativamente grandes, a pequeños incrementos de carga.

Se tienen dos tipos de falla, uno debido a la falla de piezas débiles y superficies rugosas, que tienen una buena adherencia con el mortero ó en muros en donde existen esfuerzos de compresión altos en dirección normal a las juntas, se encontró esto, en muros de tabique recocido, algunos de bloque de concreto y en tabiques ligeros: el segundo tipo de falla se presenta en muros formados por piezas de alta resistencia, de escasa adherencia con el mortero,

por sus superficies lisas o por tener huecos grandes y en muros en donde no existen esfuerzos verticales importantes.

Hasta la carga de agrietamiento diagonal, el comportamiento no depende en forma importante de las características del marco confinante; pero después de ésta, la posible reserva de carga y en parte la ductilidad, sí depende del marco, especialmente de la resistencia en cortante de las esquinas, pues si es baja la grieta se prolonga rápidamente en el marco, aunque la carga no aumente apreciablemente; en cambio si la esquina del marco es resistente, se tiene un incremento importante de carga, hasta que ocurre la falla por aplastamiento local en la mampostería.

También se han probado marcos de concreto reforzado con mampostería, sujetos a carga lateral cíclica; para conocer la interacción entre los marcos de concreto reforzado y los diferentes tipos de muros de mampostería, así como el efecto del refuerzo en la resistencia y ductilidad del marco. En este tipo de pruebas se fijan los especímenes a la base y se sujetan a una constante carga vertical, a semejanza de la carga gravitacional, actuando en cada columna y una carga cíclica horizontal aplicada en la viga, la cual es aplicada por medio de dos gatos hidráulicos que trabajan alternativamente a cada lado de la viga. Durante las pruebas se miden las deformaciones de los especímenes por medio de micrómetros y la variación de los esfuerzos con los deformímetros (strain gauges) en el refuerzo. En estas pruebas se presentan patrones típicos de grietas que se forman en la diagonal. Estudiando la propagación de las grietas y comparando las relaciones de carga horizontal-deformación se ha encontrado que antes de que aparezcan las grietas diagonales en el muro, ambos, muro de mampostería y marco de concreto reforzado, actúan monolíticamente formando un sistema estructural único; pero después de la aparición de las grietas diagonales ó cuando la resistencia lateral del relleno es alcanzado, la contribución de la mampostería a la resistencia lateral del sistema no es disminuida. El marco toma una parte significativa de la carga lateral hasta que las columnas fallan a cortante.

En otro estudio realizado en el CENAPRED (ref. 11) se ensayaron muros de mampostería diseñados y construidos según la práctica actual. Los especímenes fueron ensayados aplicando cargas laterales alternadas con un actuador hidráulico de tipo estático. Las historias de carga tuvieron dos fases; en la primera, las pruebas fueron controladas por carga, con cortantes máximos de 5 t, 10 t, 18 t y el que produjera el agrietamiento diagonal inicial.

En la segunda fase, controlada por desplazamiento después del primer agrietamiento diagonal, se aplicaron varios ciclos crecientes con distorsiones de hasta 0.012 (considerando como distorsión al desplazamiento lateral medido en la losa por un transductor, dividido por la altura de dicho instrumento desde la viga de cimentación).

Entre los resultados obtenidos, se observó que el daño en los especímenes estuvo dominado por el agrietamiento diagonal, influyendo el tipo de abertura, las grietas diagonales principales se iniciaron desde las esquinas de las aberturas hacia las esquinas diagonalmente opuesta. (figura 2.13.b)

El comportamiento histerético de la respuesta de uno de los modelos en términos de cortante de entrepiso contra la distorsión, se muestra en la figura 2.13.c, se señalan la resistencia de cortante, V_{GRDF} , calculada con las Normas Técnicas de Mampostería (ref. 2). Durante los ciclos previos al agrietamiento, el modelo tiene una respuesta elástico-lineal. La etapa de comportamiento no lineal se inicia una vez que los muros se agrietan. Se destaca que para casi todos los ciclos, la resistencia alcanzada fue igual o mayor que la capacidad calculada según las normas. Los lazos histeréticos, muestran una degradación de rigidez, después del agrietamiento diagonal.

2.4.2 PRUEBAS DINAMICAS.

En general el comportamiento de los edificios de muros de mampostería confinada, ha sido aceptable bajo efectos sísmicos, a pesar de su baja resistencia a la tensión y su comportamiento frágil, esto se puede explicar por varias razones, como son la compleja pero importante interacción entre los componentes estructurales: horizontales y verticales, la distribución de los muros, la interacción suelo-estructura (ref. 27).

Para conocer más a fondo la importancia de lo anterior, se han realizado múltiples experimentos tanto en pruebas estáticas como dinámicas.

De las pruebas dinámicas, se tienen las realizadas en mesa vibradora en Yugoslavia (refs. 12 a 15), en donde se han probado modelos a escala de edificios de mampostería de varios niveles, calculando la respuesta con diferentes modelos matemáticos y comparando con las mediciones experimentales, obteniéndose buenas correlaciones, aunque existen variables importantes que han sido introducidas en la respuesta calculada, como son las diferencias entre la degradación de la rigidez del modelo, en las pruebas dinámicas en tres dimensiones y la degradación elastoplásticas, que se escoge para el modelo matemático en dos dimensiones.

Este tipo de experimentos se enfrenta a varios problemas, como son la limitada capacidad de los aparatos (mesa vibradora) que obligan a utilizar modelos a escala, en donde se debe cuidar las variables a escalar para representar adecuadamente el fenómeno a estudiar

(adelante se comentara más ampliamente).

Para lograr un comportamiento semejante entre el prototipo y el modelo en cuanto a distribución de masa y rigidez, se le agrega peso adicional, así también para lograr similitud entre el esfuerzo actuante entre los muros que soportan la carga y los muros de la periferia se procede a presforzarlos y anclarlos a la base, lo cual después de cálculos y pruebas muestran que no tiene influencia significativa en el comportamiento dinámico ni en el cortante actuante.

La fuerza sísmica es aplicada por un simulador que consiste de un guía horizontal y una vertical, una plataforma de acero sobre la cual la base es fijada, el actuador de desplazamiento programable es conectado a la plataforma y controlado por una computadora.

El comportamiento dinámico de los modelos estudiados en Yugoslavia fue en rangos de vibración lineal y no lineal, utilizando acelerogramas generados sintéticamente para producir el movimiento del simulador sísmico; se uso un espectro de respuesta específico llegando a un máximo de 0.1 g en la aceleración del terreno que corresponde a un sismo de moderada intensidad.

En esas pruebas se verificó que el equipo de prueba fuera capaz de reproducir el movimiento de acuerdo al acelerograma aplicado, para obtener una correlación real entre la acción aplicada y la obtenida, esto se hizo comparando los espectros de respuesta y de Fourier de los acelerogramas aplicados y el movimiento reproducido (los acelerogramas grabados en la base del modelo).

Los modelos fueron instrumentados con acelerómetros, midiendo las aceleraciones absolutas en cada nivel, así como un movimiento torsional inducido, que se obtuvo al quitar la mitad de la masa agregada al modelo en el último piso.

Se midieron los desplazamientos horizontales relativos a la cimentación. El movimiento de la mesa vibradora (con aceleraciones horizontal y vertical y desplazamiento horizontal) fue controlado.

En este estudio se comparó el efecto en la respuesta de la aplicación de fuerzas a diferentes frecuencias. Después de cada prueba, se determinaba la frecuencia fundamental y la correspondiente fracción de amortiguamiento crítico a partir de registros de vibración libre, obtenidos al golpear la viga superior, horizontalmente con un martillo. Al mismo tiempo el modelo era inspeccionado para ver la evolución de grietas.

Los resultados en el modelo que representaba a un edificio de tres pisos a escala, mostraron que una combinación de grietas de cortante y flexión ocurren en las paredes intermedias y en las esquinas de las paredes en la dirección de la acción sísmica, en el primer piso, desarrollándose articulaciones plásticas en los demás

pisos, pero al incrementarse la intensidad del movimiento el daño permaneció concentrado en el primer piso.

Para comparar cualitativamente la respuesta sísmica de varios modelos, tres umbrales son definidos:

-Limite elástico, definido por la aparición de la primera grieta visible en los elementos estructurales del modelo.

-Resistencia máxima, definida por el máximo cortante basal actuando en los modelos, calculado con base en la distribución de masas, las formas de los modos y la máxima aceleración obtenida.

-Estado último, representado por las características del modelo, justo antes del colapso.

Se observó como se presentaba una importante disminución de la frecuencia natural resultado del incremento del daño, sin obtener cambios significativos en el amortiguamiento viscoso equivalente.

También en Yugoslavia se han realizado pruebas experimentales en mesa vibradora, cambiando las variables de forma y refuerzo en modelos a escala de muros de mampostería (ref. 13).

En el caso de muros construidos y reforzados en la misma forma y sujetos a la misma magnitud de carga vertical, con diferentes relaciones altura a longitud (relación de aspecto), como se muestra en la figura 2.14, la influencia de la relación de aspecto y el promedio entre la carga vertical y lateral, en la resistencia a cortante en los muros de mampostería es la siguiente:

- a) Los muros reforzados únicamente con refuerzo vertical, cuando fueron sujetos a cargas laterales repetidas, se comportan como elementos estructurales no dúctiles y frágiles, todos fallaron en cortante.
- b) Colocando refuerzo horizontal, la resistencia a cortante mejora independientemente de su relación de aspecto. La deformabilidad y ductilidad de este tipo de muros es mucho mayor que la de los muros no reforzados de esta manera.

Para muros bajos, a pesar de colocar refuerzo horizontal, la falla es por cortante, se produce el aplastamiento de la mampostería y del mortero al pie de la sección a compresión de los muros, lo cual disminuye el área de cortante de la sección transversal efectiva. Esto causa algunas veces el rompimiento horizontal de una de las hiladas de las piezas.

Para muros altos, el refuerzo horizontal falla a flexión, pues el refuerzo fluye en la parte de tensión, además se da el aplastamiento de las piezas de mampostería y mortero.

En E.E.U.U. (refs. 16,17) se han realizado pruebas con modelos de casa habitación de un piso, fabricados a base de muros de mampostería a tamaño natural ensayados en mesa vibradora, el objetivo del estudio fue estudiar simultáneamente dos tipos de movimiento, uno "en el plano" que consistió en un movimiento horizontal paralelo a dos de los muros y otro "fuera del plano", que resultaba perpendicular a los muros; esto se lograba orientando el modelo 30° con la dirección horizontal del movimiento, además de resistir un movimiento vertical. Los modelos consistían de cuatro paredes con aberturas del tamaño de puertas y ventanas, interconectadas sólo en la parte superior por un techo de madera.

El bloque de concreto que servía de base, era un sistema que representaba la condición de un suelo rígido, para temblores moderados, sin considerar la interacción suelo-estructura. Los acelerogramas aplicados fueron del temblor de "El Centro" en 1940.

Los resultados muestran que varían los picos de las fracciones de la aceleración conforme a la dirección de aplicación de la fuerza, pero el modelo tuvo un comportamiento aceptable después de la aparición de la primera grieta, a pesar de un significativo desplazamiento y una respuesta torsional, hasta el momento que se tuvieron movimientos de alta intensidad. En este experimento se resaltó la gran importancia de las conexiones techo-muro pues la pérdida del techo por su falla, hubiera influido en detrimento del comportamiento sísmico logrado.

En Japón se han realizado estudios de estructuras de mampostería de tamaño natural (refs. 18,19).

Uno de los modelos de tamaño natural ensayados fue un edificio de cinco pisos, 14 m de altura y 15 x 14 m en planta, correspondiente a un típico edificio de apartamentos en el Japón.

El estudio se base en el entendimiento detallado del comportamiento estructural de los edificios de mampostería reforzada, derivada de programas de investigación experimental y analítica de materiales, componentes, subensambles y estructuras de marcos planos.

En la parte principal de la prueba de tamaño natural, la estructura fue sujeta al incremento de carga cíclica lateral con la distribución de carga derivada del código de edificación japonesa, de tal forma que no se presentara una rápida degradación en la rigidez de los miembros de mampostería reforzada antes de un ángulo de giro dado, para que así la falla fuera a flexión y no por

cortante en la mayoría de los miembros de mampostería reforzada.

Entre las innovaciones constructivas estaban el sistema de mampostería-concreto de Kajima, que consiste de una malla de barras uniformemente distribuidas en el muro, usando bloque de mampostería especiales, en cuyos huecos son rellenos de concreto. Este sistema fue analizado desde el punto de vista estructural y constructivo.

En los resultados se observó que la resistencia a compresión de los prismas rellenos de concreto es de 20% superior a los que no lo estaban, la rigidez de estos muros es equivalente a un muro de concreto reforzado, por lo que estos muros pueden ser analizados tomando la sección transversal completa. Al probarse los modelos, los agrietamientos se presentaron en las partes bajas de los muros y a lo largo de las orillas de los bloques.

2.5 MODELACION MATEMATICA.

Con base en los resultados obtenidos a través de métodos dinámicos (mesa vibradora) y pseudodinámicos (carga lateral), se han propuesto modelos analíticos para predecir el comportamiento sísmico de los muros de mampostería y así obtener nueva información sobre la resistencia lateral, deformabilidad, degradación de fuerza y rigidez, deterioro, ductilidad, capacidad de absorción y disipación de energía.

Algunos de los modelos analíticos son :

- a) Modelo de elemento finito.
 - b) Modelo pila.
 - c) Modelo de la columna ancha.
- a) Modelo de elemento finito.

El análisis de un tablero con características geométricas y de materiales dadas, sometido a un conjunto de cargas en su plano, puede considerarse como un problema de estado plano de esfuerzos, lo cual implica que los esfuerzos en la dirección perpendicular al plano del tablero son nulos (ref. 20), por lo que se puede modelar la mampostería con un estado plano de esfuerzos con relaciones esfuerzo-deformación no lineales (ref. 21).

Si bien la mampostería es un material anisótropo, es decir, su módulo de elasticidad (E_m) varía con la dirección de los esfuerzos, algunos estudios (ref. 22) muestran, que su módulo de elasticidad es igual en las direcciones perpendiculares y paralelas a las hiladas, por lo que se puede considerar como un material isótropo en los modelos.

Otra variable importante en los modelos analíticos es el amortiguamiento dado que en una estructura el amortiguamiento depende del nivel de daño; en los muros de mampostería, en que las grietas frecuentemente van por las juntas, es posible disipar cantidades apreciables de energía, por lo que se esperan valores altos de amortiguamiento (ref. 21).

Se han utilizado elementos finitos elásticos tridimensionales de cuatro nudos (ref. 23), cada uno de seis grados de libertad para modelar edificios. Estos elementos combinan ambas acciones de flexión y de membrana. Manejando los resultados en esfuerzos, se puede obtener la distribución de estos, haciendo énfasis en que las concentraciones son mayores en la base y alrededor de las aberturas (ventanas y puertas). El elemento finito era "agrietado", cuando se le asignaba un módulo equivalente de elasticidad basado en el momento de inercia agrietado, que se calculaba de la siguiente manera :

$$E_{cr} = \left(\frac{I_{cr}}{I_g} \right) E_m$$

donde:

E_{cr} es el módulo de elasticidad asignado a los elementos observados agrietados, de acuerdo a documentos de patrones de carga.

E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería inicial.

I_{cr} es el momento de inercia del área agrietada.

I_g es el momento de inercia del área inicial.

Otro análisis del elemento finito del pánel, fue usando propiedades del material equivalente y tratando al muro de mampostería como un medio homogéneo, modelándolo como un ensamble de elementos tipo armadura y elementos placa; los primeros fueron usados para modelar el acero de refuerzo. Este análisis se realizó previo a la prueba experimental para obtener una mejor idea de la rigidez inicial y la

probable localización de las grietas, se asumió que la región del tensor de esfuerzos principales máximos, daría una indicación de la localización de estas grietas.

Para realizar un análisis de elemento finito no lineal más detallado, es necesario el desarrollo de un criterio de falla para la mampostería, bajo las condiciones de esfuerzo combinado.

b) Modelo pila.

Se denomina pila en una estructura a los elementos de mampostería entre aberturas.

En algunas partes, las estructuras de muros de cortante perforados de mampostería reforzados, han sido diseñados tratando cada pila como un elemento individual (ref. 23) Las pilas del primer nivel se consideran sobrerreforzadas en ambos extremos y actuando en doble curvatura (figura 2.15).

El método consiste en dividir el cortante basal de diseño entre las pilas de acuerdo a su rigidez relativa, usualmente ambas deformaciones, cortante y flexión son consideradas en la determinación de la rigidez relativa, mientras que el efecto de cargas axiales es despreciado. Las propiedades de la sección bruta (no agrietada) son usadas en el cálculo de la rigidez, para determinar los factores de distribución en el "modelo pila". Una observación de estos factores, muestran que la consideración del agrietamiento y la dirección de la carga, tienen influencia sobre la fuerza cortante de diseño de una pila.

Experimentalmente se hizo un estudio para evaluar la distribución del cortante de piso, usando las distorsiones de pila.

La cantidad relativa de cortante resistida por una pila en cualquier punto se determinó como :

$$v = G_m \gamma A_v$$

donde :

G_m es el módulo de cortante.

γ es la deformación cortante medida.

A_c es el área de cortante de la pila.

El factor de distribución fue calculado en cada pila dividiendo el cortante entre la suma de los cortantes calculados para todas las pilas en el primer nivel.

Los resultados mostraron que la presencia de una fuerza de compresión axial en una pila, incrementa significativamente la cantidad de cortante, que esa pila atrae y resiste, lo que implica que el agrietamiento propio de cada pila tenga una influencia importante en el módulo de cortante de cada pila.

c) Modelo de la columna ancha.

Este método se basa en que, las deformaciones laterales de un muro se pueden calcular con los procedimientos de resistencia de materiales, considerando las deformaciones debidas a flexión y a cortante. La columna ancha es un miembro idealizado en donde interesan, tanto las deformaciones de flexión como de cortante.

Para analizar sistemas de muros y muro-marco, se considera cada muro como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión (ref. 24). Esto se muestra en la figura 2.16, en donde se ve un sistema muro-marco típico y su idealización, como un marco con columnas anchas. Con este método los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, igual que los marcos.

2.6 EFECTOS DE ESCALA.

La ventaja de utilizar modelos a escala esta en que permite probar hasta la falla configuraciones estructurales complejas en el ambiente controlado de un laboratorio a un costo accesible, pero al realizarse pruebas con modelos, se presentan efectos a escala, como es la distorsión de la respuesta, pues una o más de las propiedades dimensionales básicas en el sistema FLTT (Fuerza, longitud, tiempo, temperatura, son escaladas en un experimento (ref. 25).

En las investigaciones de ingeniería sísmica, los efectos de escala ocurren tanto en los experimentos quasi-estáticos, pseudodinámicos y los realizados a escala reducida, donde la longitud es escalada y en consecuencia, la fuerza y el tiempo tienen que ser escalados también.

En la tabla 2.1 se resumen las leyes de escala para tres tipos de modelos, que pueden ser útiles para el estudio de la respuesta sísmica, considerando un comportamiento inelástico del material.

La cantidad l , denota el promedio de la longitud del modelo al del prototipo.

Como se muestra en la tabla 2.1, para tener una réplica verdadera del modelo (columna 1) se requiere un material cuya rigidez específica (E/ρ) siga la misma ley de escala que la dimensión de longitud, además debe simular las propiedades esfuerzo-deformación en el rango inelástico, como no es posible obtener este material fácilmente, por eso las réplicas verdaderas del modelo, tiene pocas aplicaciones en pruebas sísmicas de estructuras.

Siempre que sea posible, los modelos estructurales deben ser hechos del material del prototipo o parecido, con el fin de minimizar las distorsiones de las propiedades básicas del material, por eso los modelos a escala reducida son usualmente de los tipos identificados en las columnas 2 y 3 de la Tabla 2.1.

Los efectos de escala en las propiedades esfuerzo-deformación varían según el material. Para el concreto se han realizado investigaciones utilizando concreto y microconcreto, encontrándose que para el concreto prototipo, los efectos de rango de deformación reportados son usualmente mas pequeños que en el microconcreto.

La reducción en el tamaño del espécimen conduce a un incremento de las propiedades de la resistencia, pero esto puede ser superado realizando pruebas del material de referencia en los modelos.

Se presentan efectos de escala debidos a la fabricación, por ejemplo, en el acero, al soldar, se afecta una mayor área dependiendo de la escala del modelo, para elementos a escala grande (en el orden 1:2) usualmente no se presentan problemas; en elementos de escala mediana (del orden 1:3 a 1:6) pueden causarse ciertas distorsiones.

En el concreto, al aumentar el promedio superficie a volumen en modelos a escala reducida, la contracción en los modelos ocurren mucho más rápido y aparecen grietas por contracción, tan pronto como se secan los modelos. Por eso los especímenes de modelos deben ser almacenados cercanos a 100% de humedad, tanto como sea posible y deben ser sellados, una vez que su superficie se ha secado después de ser movidos del cuarto húmedo. Esto previene de la

pérdida de humedad y las subsecuentes grietas de contracción.

El número de grietas es menor al disminuir el tamaño del modelo, sin embargo, los patrones de grieta del modelo pueden ser mantenidos en modelos bien diseñados y construidos. La iniciación de la grieta está en función del tensor de fuerza del concreto, el cual se incrementa a escala reducida. El espaciamiento y ancho de grieta son ambos dependientes de la distancia entre los materiales componentes. El refuerzo con un espaciamiento adecuado ayudan a mantener una similitud en el agrietamiento, es importante también que el refuerzo del modelo, simule las características de endurecimiento al esfuerzo de las barras del prototipo; este rango es el que permite que las barras que cruzan una grieta, desarrollen el tensor de fuerzas suficiente, para superar la fuerza del tensor combinado del concreto no agrietado y del acero no fluido y así se abran nuevas grietas, más que aumentar las ya existentes.

En los modelos de estructuras y elementos de mampostería y adobe, aparecen problemas adicionales causados por los requerimientos de similitud en las uniones de mortero; debido a la variabilidad de los morteros no se pueden obtener conclusiones cuantitativas, en efectos de escala, pero los resultados experimentales indican que hay un incremento considerable en la resistencia del mortero y la unión entre el mortero y ladrillo, comparado con el comportamiento del prototipo. La principal razón, parece ser el incremento del promedio superficie a volumen en los modelos. El mortero húmedo se seca en poco tiempo, incrementando así la resistencia del mortero y relativamente más agua penetra del mortero húmedo al ladrillo, así aumentando su resistencia.

El tipo de carga influye en los resultados, por ejemplo en una viga a escala cargada hasta la falla a una velocidad de carga rápida, la resistencia media de la viga se incrementa en 9% comparando con las pruebas bajo cargas estáticas.

Resultados experimentales muestran que en modelos a escala reducida en estructuras de mampostería, el incremento de resistencia depende del modo de falla. La interpretación de resultados de las pruebas deben estar basados en valores de resistencia que sean obtenidos de pruebas de materiales que simulen el mismo modo de falla y sean realizados a la misma escala que la prueba del modelo.

EVALUACION DE LOS EFECTOS DE ESCALA EN DIFERENTES METODOS DE PRUEBA.

a) Pruebas quasi-estáticas.- Este proceso consiste en aplicar una historia de desplazamiento predeterminada a un espécimen de una manera lenta, con muy largas pausas para inspeccionar los daños del espécimen visualmente. Si el es del tamaño del prototipo los

efectos de escala solo resultan de escalar el tiempo comparándolo con la respuesta dinámica del elemento, pero pruebas experimentales muestran que las pruebas lentas, tienen un decremento en la fuerza y al menos, en el concreto reforzado y en la mampostería, un claro decremento en el deterioro; dado lo anterior, los resultados de estas pruebas pueden ser considerados conservadores para recomendaciones de diseño, si la historia de desplazamiento fue determinado para cubrir un rango de deformaciones que el elemento haya experimentado en un sismo severo.

b) Pruebas pseudodinámicas.- En este método se utiliza un sistema de alimentación por computadora para aplicar una historia de desplazamientos sísmicos; la intención del método es el de predecir la respuesta de un estructura a un sismo específico. Estas pruebas de desplazamiento controlado, son realizadas en rangos de tiempo que varían de muy lentos a rangos que se aproximan a una respuesta dinámica real. En rangos lentos se presentan problemas parecidos al anterior tipo de prueba, conduciendo a un decremento en resistencia y en rigidez inelástico, por lo que la respuesta sísmica predicha por computadora, puede estar basados en una resistencia y rigidez que difieren de la verdadera respuesta dinámica.

c) Pruebas con modelos de escala reducida.- Los resultados de este método de pruebas son afectados por la escalación de tiempo y tamaño. Si una prueba quasi-estática es realizada, la previa discusión de efecto en el rango de deformación es aplicable, si la prueba es realizada en la mesa vibradora, los efectos en el rango de deformación son despreciables ya que la escalación del tiempo en modelos a escala reducida no es significativa en investigación sísmica (Tabla 2.1).

Los efectos de tamaño debido a problemas de fabricación del modelo y las distorsiones propias del material, deben ser consideradas cuidadosamente, si su importancia es reconocida en el diseño de modelos, pruebas e interpretación de resultados en modelos a escala reducida, conducirán a resultados valiosos.

2.7 METODOS DE REPARACION Y REFORZAMIENTO.

Dos de los métodos utilizados en la reparación de muros de mampostería confinada, son los siguientes:

a) La reparación del marco y el muro con resina epóxica.

b) Reparar el muro de mampostería por medio de una capa de concreto reforzado colocándolo en ambos lados del muro, además de colocar una resina epóxica previamente en el marco dañado.

Se han realizado pruebas en Yugoslavia (ref. 26) con muros contruidos a escala 1:3 y sujetos a carga cíclica lateral en su plano, hasta que presentaron un severo daño, posteriormente reparándolos con los métodos antes mencionado, y una vez reforzados se volvieron a probar, sustituyendo en todos los casos el concreto aplastado en las uniones de los marcos, colocando previamente en una superficie limpia una capa de contacto de resina epóxica.

Las variables estudiadas fueron los tipos de reparación; uno consistió en reparar el muro con resina epóxica únicamente; otro aplicando además una capa de concreto reforzado en ambas caras del muro, usando varios tipos de refuerzo como malla de acero rectangular, la misma malla pero anclada al marco y malla de acero diagonal.

Entre otros resultados, se encontró que colocar solo la capa de resina en un muro de mampostería, produce que la resistencia lateral del sistema marco-muro se incremente 1.5 veces, sin embargo combinando la capa de resina y la capa de concreto reforzado, este es de 3.5 veces.

Cuando se probaron los especímenes en el estado original, las primeras grietas ocurrieron en las uniones del mortero horizontal a la mitad del relleno y en las uniones verticales entre el marco y el muro. Con el incremento de las deformaciones laterales, las grietas diagonales se desarrollaron en la mampostería y las columnas del marco comenzaron a flexionarse, lo que resultó en la fluencia del refuerzo y en el aplastamiento del concreto en las zonas de unión del marco. En cambio, cuando las pruebas se realizaron en los especímenes reparados con resina epóxica únicamente, las grietas diagonales orientadas en la mampostería se desarrollaron y propagaron lo suficiente para que el muro se separara en varias partes. Después de la separación del muro, el espécimen se comportó similar a su forma original.

En el caso de reparación con ambas capas, la de resina epóxica y la de concreto reforzado, la capa rígida incrementa significativamente la resistencia lateral del espécimen, pero también cambia el comportamiento del sistema marco-muro bajo condiciones de carga lateral, después de alcanzar la máxima carga lateral, la capa rígida, aunque agrietada en dirección diagonal, se separa del muro.

La resistencia lateral del marco se deteriora severamente, disminuyendo el valor de la resistencia lateral del sistema marco-muro, con el incremento de las deformaciones laterales, la capa de concreto reforzado se mueve como un cuerpo rígido dentro del marco y no contribuye significativamente a la resistencia lateral del sistema, al contrario, es una de las causas del excesivo daño en las uniones del marco en ese momento.

En este estudio se concluyó que aunque un severo grado de deterioro en resistencia y rigidez se presente ante las repetidas cargas laterales, en los modelos de marco-muro originales, su comportamiento puede considerarse dúctil, el sistema marco-muro dañado por sismos puede ser reparado y reforzado para resistir futuras cargas sísmicas, por medio de una capa epóxica en la mampostería incrementando resistencia y rigidez lateral del sistema muro-marco, pero permaneciendo igual el comportamiento original.

Al utilizar además una capa de concreto reforzado en la mampostería la resistencia y rigidez lateral del sistema marco-muro se incrementa significativamente. En este caso sin embargo, la resistencia y la rigidez se deterioran severamente después de alcanzar su máximo valor.

2.8 EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS DE MAMPOSTERIA.

Los edificios de mampostería, tuvieron un buen comportamiento durante los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, lo cual ha sido atribuido a fuentes de sobrerresistencia y a los efectos de interacción suelo-estructura (ref. 27)

En un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería se seleccionaron diez edificios de mampostería de cinco niveles, típicos de vivienda popular, ubicados tanto en zonas de suelo firme como en zonas de suelo blando. Las estructuras fueron diseñadas y construidas con base en las Normas de emergencia propuestas, después de los sismos de 1985.

Para estudiar la cinemática de los edificios se midieron las vibraciones de ruido ambiental a diferentes horas del día y de la noche, además de medir las vibraciones generadas manualmente, al jalar con cierta frecuencia una cuerda atada a la azotea del edificio (prueba de impulsos), registrando los movimientos con servoacelerómetros.

La relación de los periodos fundamentales con el número de pisos fue igual a 0.04 a diferencia de las estructuras a base de marcos de concreto reforzado (0.089) en la ciudad de México.

En las mediciones simultáneas entre el terreno y la planta baja del edificio, se observa el efecto de interacción suelo-estructura. Se encontró una severa reducción de las frecuencias fundamentales de traslación (90%) respecto a las desplantadas en suelo firme, mientras que la frecuencia fundamental de torsión es aproximadamente similares.

Las configuraciones espectrales obtenidas de las pruebas de impulsos, muestran que el sistema suelo-estructura tiene elevados coeficiente de amortiguamiento del suelo, lo que sugiere que el suelo está funcionando como disipador de energía.

CAPITULO III PROGRAMA EXPERIMENTAL.

3.1 MESA VIBRADORA.

3.1.1 INTRODUCCION.

Las mesas vibratoras son utilizadas para conocer el comportamiento dinámico de modelos de estructuras.

Para obtener un adecuado funcionamiento en todo su rango de operación, se requieren varias condiciones de la obra civil (mesa e instalaciones accesorias) del equipo de excitación y de los equipos periférico de soporte. La interacción de lo anterior, durante el funcionamiento del sistema determina sus características dinámicas (ref. 28).

El Instituto de Ingeniería en colaboración con la UNESCO, adquirió una mesa vibradora con su equipo asociado, para llevar a cabo investigación en dinámica estructural, se encuentra ubicada dentro del Jardín Botánico de la UNAM.

3.1.2 CARACTERISTICAS DE LA MESA VIBRADORA Y SU CIMENTACION.

La mesa vibradora, es una losa nervada de concreto de 40 cm de espesor y de 4.5 por 2.4 m de dimensiones en planta (Figura 3.1). La plataforma se apoya sobre dos trabes longitudinales de 130 cm de peralte. En el sentido transversal tiene tres diafragmas, dos en cada extremo y uno en el centro. Además del refuerzo de acero convencional, las nervaduras y las trabes de apoyo se postensaron.

La mesa pesa aproximadamente 15 toneladas y tiene capacidad para soportar modelos de hasta 15 toneladas. Todo el conjunto descansa sobre cuatro pedestales de acero, biarticulados, de sección tubular circular que a su vez se apoyan sobre la losa de cimentación.

La cimentación está formada por tres partes rígidamente unidas: losa de piso, muros de retención y trabe de borde. La losa y los muros tienen un espesor de 50 cm. Las dimensiones en planta de la primera son 710 cm por 370 cm; los muros miden tres metros de altura. La sección de la trabe de borde es 50 cm por 100 cm, excepto en la parte intermedia al actuador, donde mide 50 por 150 cm.

3.1.3 SISTEMAS DE EXCITACION Y CONTROL.

El sistema que se usa para excitar y controlar el movimiento de la mesa, figura 3.2, consiste de un equipo electrohidráulico de circuito cerrado, capaz de generar movimiento senoidal o aleatorio en dirección horizontal.

La mesa forma parte del sistema de control de circuito cerrado y por consiguiente sus características y las del modelo ensayado afectan directamente el comportamiento del sistema.

Las partes principales del sistema de control son las siguientes:

- 1) Consola de control.- Contiene todos los módulos electrónicos para controlar un actuador hidráulico como son : el selector de programas (selecciona el programa deseado para excitar la mesa), acondicionador de programas (evita paros y arranques bruscos, permite además al operador, integrar una o dos veces la señal de entrada si ésta es de velocidad o aceleración respectivamente. El sistema se controla por medio de un transductor de desplazamiento (LVDT), servocontrolador, controlador de válvula, acondicionador del transductor, estabilizador del circuito.
- 2) Actuador hidráulico.- Es el dispositivo generador de fuerza y/o posición en el sistema; tiene una capacidad de 75 toneladas de fuerza y un desplazamiento de 5 cm (pico a pico). El fluido bajo presión se aplica en un lado del pistón ocasionando su movimiento. Si el vástago del pistón establece contacto con algún punto de reacción externa, se genera una fuerza aplicada sobre dicho punto igual al área efectiva del pistón, multiplicada por la presión actuante. El actuador hidráulico se encuentra equipado con bases oscilantes para su fijación a la cimentación y a la mesa.
- 3) Servoválvula.- Controla al actuador hidráulico abriéndose o cerrándose en respuesta a una señal del controlador de válvulas.
- 4) Fuente de potencia hidráulica.- Proporciona potencia hidráulica al sistema y además satisface el requerimiento exacto de la servoválvula. Tiene dos niveles de salida en presión (7 kg/cm² y 210 kg/cm²).

- 5) Múltiple de servicio hidráulico.- Suministra las demandas instantáneas de fluido hidráulico requeridas por la servoválvulas y reduce las fluctuaciones y sacudidas en las líneas hidráulicas durante los programas dinámicos.
- 6) Cojinetes hidrostáticos.- El movimiento transversal de la mesa se atenúa con un sistema de restricción de tres cojinetes ensamblados. Los cojinetes se cargan hidrostáticamente contra los lados de la mesa, por la presión del puerto piloto del múltiple de servicio hidráulico. Un cojinete suministra una fuerza constante, controla la mesa, mientras que los otros dos que están en contacto con el otro lado de la mesa, establecen una posición de referencia de la mesa, proporcional a la fuerza.

3.1.4 ESTUDIOS REALIZADOS.

Se realizaron estudios en la mesa vibradora en el año de 1979 (ref. 28).

En este estudio los objetivos fueron los siguientes:

- 1) Determinar las propiedades dinámicas del sistema mesa-actuador.
- 2) Conocer las variaciones en el comportamiento dinámico del sistema debidos a cambios en:

-La condición de carga sobre la mesa.

-Nivel de las aceleraciones de excitación.

-Interacción de una estructura resonante con el resto del sistema.

-Utilización de excitaciones de tipo sísmico.

Los resultados de las pruebas de vibración libre, frecuencia natural f_n y amortiguamiento (ξ) son los mostrados en la tabla 3.1.

Considerando que el sistema se comporta esencialmente como un oscilador de un grado de libertad y que su rigidez no varía al aumentarse la masa, las razones de las frecuencias naturales no amortiguadas del sistema serán:

$$\frac{f_1}{f_2} = \sqrt{1 + \frac{\Delta m}{m}}$$

en donde m es la masa del sistema para la frecuencia f_1 y Δm es el incremento de masa para la frecuencia f_2 .

De los estudios realizados se ha encontrado que el movimiento de la mesa no es de cuerpo rígido y que además experimenta mayor estabilidad conforme se incrementa la carga.

La figura 3.3 muestra la respuesta a la frecuencia de la mesa para un nivel de excitación controlada sobre la misma de 0.15 g. El acelerómetro testigo se colocó al centro de la mesa, se utilizaron diferentes condiciones de carga.

Los resultados muestran:

-Una tendencia del punto uno a atenuarse conforme aumenta la frecuencia.

-La respuesta es menos estable conforme se incrementa la frecuencia y el nivel de carga estática sobre la mesa.

-Arriba de 45 Hz la respuesta de la mesa presenta problemas de inestabilidad a carga total.

Para determinar la variación de las aceleraciones sobre la superficie de la mesa, se instrumentaron varios puntos en la mesa vibradora y se llevó a cabo una prueba de vibración senoidal.

Con base en este estudio se muestran en la figura 3.4 las curvas de nivel de aceleración para la excitación armónica de 5 Hz; los porcentajes se refieren a diferencias con respecto al punto central.

Durante las pruebas de vibración libre se midieron las aceleraciones verticales de dos puntos del foso donde apoya la mesa, localizados sobre el centro de los ejes transversales de los pedestales. Al observar los registros de vibración libre de estos puntos, se encontró que las aceleraciones de uno y otro estaban desfasados 180°, lo que hizo suponer que la frecuencia fundamental del sistema, corresponde a un modo de vibrar de cabeceo en el que

la mesa y su cimentación interactúan.

Los niveles de distorsión para la mesa sin lastre, son ligeramente mayores que lo especificado por el fabricante y al aumentar el lastre y/o el nivel de excitación, disminuye considerablemente.

Entre las conclusiones obtenidas en este estudio se tienen las siguientes:

-El sistema se comporta esencialmente como un oscilador de un grado de libertad. Su frecuencia fundamental (29 Hz) corresponde a un modo de cabeceo, como resultado de la interacción entre la mesa y su cimentación.

-Usando un acelerómetro de control sobre la mesa es posible obtener respuesta plana hasta 40 Hz con excitación senoidal.

-El desplazamiento máximo del actuador (± 5 cm), establece restricciones para el estudio de algunos modelos en su rango no lineal.

3.2 CARACTERISTICAS DEL MODELO.

3.2.1 ANTECEDENTES.

El objetivo del programa experimental es el estudio de las características de la respuesta dinámica de muros de mampostería confinada.

Debido a las limitaciones de la mesa vibradora en cuanto peso y desplazamiento, se decidió construir el modelo a escala reducida (un tercio del tamaño natural).

La mesa vibradora fue usada para producir los efectos dinámicos en el modelo, sometiéndolo a movimientos senoidales en su base, a diferentes amplitudes y frecuencias para producir así sucesivos niveles de daño.

3.2.2 DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO.

El modelo fue diseñado y construido siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Mampostería (ref. 2).

El espécimen en la mesa vibradora, consiste en dos muros de mampostería paralelos de 80 por 80 cm, ligados por una losa de

concreto y construidos sobre una losa de cimentación. Los muros son de tabiques de barro recocido, de aproximadamente un tercio el tamaño de un tabique normal 7x14x28 cm es decir 2x4x8 cm.

Los muros se encuentran confinados con castillos de 5 x 5 cm y una dala de 5 cm de espesor, además los muros están unidos por dos vigas IPS de 7.6 cm de peralte, sobre las cuales se apoya la losa de 3.5 cm de espesor.

En las figuras 3.6 a 3.8 se muestran las dimensiones del modelo.

a) LOSA DE CIMENTACION.

La losa de cimentación consiste en un armado de bastones del No. 3 a cada 20 cm en ambas direcciones, formando una parrilla de 180 x 120 cm (fig. 3.9). En ella se incluyeron unas placas de anclaje, consistentes en secciones de acero de 8 x 8 cm, unidas a cuatro pedazos de varillas del No. 3 de 9 cm de longitud, de los cuales se colocaron barrenos de 5/32" de diámetro (figura 3.10). Este dispositivo sirvió para desplantar de ahí los castillos, pues las varillas únicamente se atornillaron. Así se tiene la posibilidad de recuperar las losas para utilizarse en futuros ensayos.

Adicionalmente, en la losa de cimentación se colocaron pedazos de tubo de PVC de 5 cm de diámetro exterior, en los puntos indicados en la figura 3.9 para dejar el hueco, que después serviría para fijar con tornillos la losa de cimentación a la mesa vibradora. En la figura 3.11 se ve la distribución final, tanto del armado como de las placas de anclaje y de los tubos PVC, así como los cuatro ganchos de las esquinas que se usaron después para contraventeo.

Las curvas granulométricas de la grava de 3/4" y de la arena de Santa Fé utilizadas, se muestran en la figura 3.12. La granulometría de la grava, ni de la arena usados en la losa de cimentación fue escalada, pues se consideró que no afectaba el comportamiento del modelo.

Las proporciones de cemento Portland tipo III, arena y grava para la losa de cimentación fueron 1:1.32:2 en peso, con una relación agua-cemento de 0.48.

Durante el colado de la losa se hicieron cilindros, de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura. Los resultados se muestran en la tabla 3.4. La resistencia final del concreto de la losa de cimentación fue de 371 kg/cm².

El peralte de la losa fue de 15 cm. Para el colado de la losa, se usó una revolvedora de medio saco, se vibró el concreto (figura 3.13), después se procedió al curado de este.

b) MUROS.

El proceso de construcción consistió en armar la primera mitad de los castillos y construir la primera mitad de los muros, proceder al colado de esa mitad de castillos y continuar con la segunda mitad del muro hasta completarlo, colar el resto de los castillos y una vez colocadas las vigas IPS, armado de las dalas y losa superior para colarlas monolíticamente. En la figura 3.14 se muestra la primera mitad de los muros.

En los muros se utilizó un mortero 1:3 relación cemento-arena. El cemento fue tipo III Portland, en este caso se escaló la arena, pues como componente del mortero y éste a su vez de la mampostería influye directamente en la resistencia del muro. Por eso la arena se cribó en máquina sueca y a mano, esta arena también se utilizó para los castillos.

En la figura 3.15 se ve la ubicación del modelo sobre la mesa vibradora, identificándose los muros A y B. El muro A, fue el muro más instrumentado.

Los tabiques utilizados en la construcción fueron especialmente mandados a hacer para tener aproximadamente una escala 1:3 con los tabiques de 7x14x28, tienen dimensiones promedio 2.23x3.91x7.86 cm.

c) CASTILLOS.

Para los castillos se usaron cuatro barras del No. 1.25, las cuales fueron atornilladas a las placas de anclaje, descritas anteriormente; para los estribos se utilizó alambre recocido calibre 16. La distribución del armado se muestra en la figura 3.16.

Las curvas granulométricas del granzón (3/8") y de la arena cribada en maquina sueca y a mano, se muestra en la figura 3.17. Se escaló tanto la arena como el granzón para obtener un comportamiento adecuado del concreto.

Las proporciones de cemento Portland tipo III, arena y grava para los castillos fueron 1:2.63:2.05 en peso, con una relación agua-cemento de 0.79, la cual se usó para que pudiera llevarse a cabo mejor el colado de los castillos; a pesar de esto, en uno de ellos, del muro A, ubicado en el punto 2 de la figura 3.15, no se coló correctamente, por eso después de que se coló el castillo superior, se procedió a reparar con un concreto de baja contracción, probado previamente en un cilindro; en este concreto se utilizó el mismo

material que en el resto de los castillos, con igual relación cemento, arena y grava pero su relación agua-cemento bajó a 0.64. Se consideró que este detalle no influiría en los resultados del modelo, pues la reparación fue hecha en la parte media del castillo, siendo que se espera las mayores deformaciones y agrietamiento en la parte inferior o superior.

Se hicieron cilindros de concreto, los resultados se muestran en la tabla 3.4. La resistencia final del concreto de los castillos fue de 158 kg/cm².

Las dimensiones de los castillos fueron de 5 x 5 cm.

d) LOSA SUPERIOR.

La losa superior está armada sobre las vigas IPS de 7.6 cm de peralte que están sobre los muros. Esta losa consiste en varillas del No. 3 a cada 15 cm en su lecho inferior, en la dirección longitudinal, con barras de alambroón de 50 cm de longitud a cada 15 cm en esa dirección, pero en el lecho superior y en barras de alambroón a cada 20 cm en la dirección transversal (figura 3.18).

Adicionalmente las viguetas tienen soldados pernos de corte hechos con varilla del No. 3 a cada 5 cm para ayudar a la unión con la losa.

Las dalas se armaron según lo muestra la figura 3.16, además se colocaron dos ganchos en cada extremo para posteriormente poder hacer un contraventeo.

Las curvas granulométricas del granzón de 3/8", así como de la arena de Santa Fé utilizada, se muestra en la figura 3.19. Las proporciones de cemento Portland tipo III, arena y grava para la losa superior fueron 1:1.61:1.43 en peso con una relación agua-cemento de 0.48.

El peralte de la losa fue de 3.5 cm. Durante el colado de la losa se hicieron cilindros de concreto de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura. Los resultados se muestran en la tabla 3.4. La resistencia final del concreto de la losa superior fue de 321 kg/cm².

e) CONTRAVENTEEO.

Se diseñó un dispositivo de contraventeo para disminuir el problema de torsión que presenta la mesa vibradora, consistente en canales estándar de 4" de acero A-36, formando un triángulo a 70°, con la horizontal, soldados en su parte inferior a otro canal, que se fija con los pernos de la losa de cimentación, mientras que en su parte

superior se soldó a placas de acero, esto se hizo a ambos lados del modelo. En las vigas IPS, se soldaron dos tramos de ángulo de 4"x 3/8" con atizadores, sirviendo como guía para otro canal estándar que se fijó únicamente a las placas del contraventeo con pernos, para unir ambos lados, de tal manera que podía moverse en la dirección de los muros; se aplicó grasa grafitada a la unión entre acero para que se disminuyera la posible fricción. Este dispositivo fue muy útil dadas las dimensiones de las secciones, pues le dio gran rigidez en la dirección perpendicular a los ejes de los muros y no influyó en la dirección del movimiento. Se muestra una vista del contraventeo en la figura 3.20

3.3 MUESTREO.

Simultáneamente al colado de las losas, y de la construcción de los muros se tomaron muestras de cilindros, cubos y vigas de mortero, muretes, pilas y piezas de adherencia, así como de probetas de las varillas utilizadas en la construcción, para poder después probar la resistencia de los materiales con los cuales se construyó el modelo. Además se construyeron muretes, pilas y piezas de adherencia con tabiques medianos de 3.5 x 7 x 14 cm para comparar efectos de escala que se presentan en estas pruebas.

3.3.1 CUBOS Y VIGAS DE MORTERO.

Durante la construcción de los muros se tomaron cubos de mortero de 5 cm de arista. El procedimiento consistió en llenar los moldes de los cubos, previamente engrasados, en dos capas, compactando cada una con 20 golpes con una varilla del No. 5, dejando curar al aire los moldes por tres días, antes de proceder al desmolde.

La prueba consistió en aplicar la carga a compresión sobre dos caras lisas del cubo, con una velocidad de carga de 5 t/min, de acuerdo a las normas ASTM. Esto se realizó en la máquina universal. Obteniéndose los esfuerzos a compresión $f'm$ de la forma siguiente

$$f'm = \frac{P_{Max}}{A_T}$$

donde :

$f'm$ = esfuerzo en compresión del mortero.

P_{Max} = carga máxima.

A_T = área.

Los resultados se muestran en la tabla 3.2

Las vigas se muestrearon usando moldes prismáticos de 10x5x5 cm. El llenado de las vigas, fue en dos capas, cada una compactada 12 veces con una pala de 1 kg, que ocupaba una cuarta parte del área en planta del molde. Al igual que los cubos de mortero, se curaron al aire por tres días junto al modelo, antes de proceder al desmolde.

Las vigas se probaron con cargas al centro del claro y apoyadas en sus extremos libremente.

El valor de esfuerzo a tensión $f't$ se calculó de la forma siguiente:

$$M_{Max} = \frac{PL}{4} \text{ y } S = \frac{bd^2}{6}$$

$$f't = \frac{M}{S}$$

siendo :

M_{Max} = momento máximo.

P = carga máxima.

L = longitud de la viga.

b, d = largo y ancho transversal de la sección.

s = modulo de sección.

Los resultados se muestran en la tabla 3.3.

3.3.2 CILINDROS DE CONCRETO.

Conforme se coló la losa de cimentación, la losa superior y los castillos, se muestrearon cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura; llenados en tres capas, compactando cada capa 25 veces con la barra usada para el revenimiento, se curaron al aire hasta el día que se decimbraron las losas o los castillos, según fuera el caso.

Los resultados de los cilindros probados a compresión en la máquina universal, se muestran en la tabla 3.4, reportándose la resistencia a compresión $f'c$.

3.3.3 PILAS, MURETES Y PIEZAS DE ADHERENCIA.

Las pilas, muretes y piezas de adherencia, fueron hechos con los tabiques y mortero utilizados en el modelo.

Se construyeron pilas, con siete piezas de tabique sobrepuestas, teniendo las juntas un espesor de 3 a 4 mm.

A las pilas cabecadas con azufre, se le aplicaron cargas a compresión monotónica hasta la falla en la máquina universal.

El esfuerzo a compresión se calculó de la forma siguiente:

$$f'm = \frac{P}{A_T}$$

donde :

$f'm$ = esfuerzo a compresión.

P = carga máxima.

A_T = área transversal.

Los resultados se muestran en la tabla 3.5

Los muretes se construyeron formando una figura sensiblemente cuadrada, de un tabique y medio de largo por seis hiladas de altura. Los muretes fueron colocados en forma inclinada a 45° en la prueba, para aplicar la carga de compresión en su diagonal hasta la falla.

Se determinó el esfuerzo cortante de la siguiente manera:

$$v' = \frac{P}{A_d}$$

siendo:

v' = esfuerzo cortante.

P = carga máxima.

A_d = área de la diagonal del muro.

Los resultados se muestran en la tabla 3.6.

Se construyeron piezas de adherencia, con tres tabiques, uno sobre la mitad de otro, usando juntas similares a las usadas en los muros.

Se calculó el esfuerzo cortante de la forma siguiente:

$$\tau_s = \frac{P}{2bh}$$

siendo :

τ_s = esfuerzo cortante.

P = carga axial máxima.

b = ancho del tabique.

h = longitud del tabique sobre el otro.

Los resultados se muestran en la tabla 3.7.

3.4 INSTRUMENTACION.

La respuesta del modelo fue monitoreada con una combinación de acelerómetros, transductores de desplazamiento (DCDT) y deformímetros eléctricos.

Los acelerómetros midieron aceleración absoluta en ambas direcciones longitudinal y transversal. Los deformímetros midieron desplazamiento lateral relativo a un marco de referencia o entre dos puntos del modelo.

3.4.1 ACELEROMETROS.

Los acelerómetros utilizados para medir la aceleración absoluta en la dirección longitudinal y transversal durante las pruebas dinámicas fueron del tipo servoacelerómetros, marca Donner con rangos de $\pm 1g$ y $\pm 2g$. Estos aparatos suministran señales de voltaje directamente proporcionales a la aceleración de su base, las cuales pasan a través de filtros y acondicionadores en ventanas de 80 Hz, para ser captados por una computadora personal.

Se fijaron cuatro acelerómetros en placas de acrílico pegadas por debajo de la losa superior. La ubicación de los acelerómetros número 1, 2, 3 y 4 se muestra en la figura 3.21; otros dos acelerómetros se colocaron al pie de los muros, sobre la losa de cimentación (número 5 y 6) como se muestra en la figura 3.22. Los acelerómetros utilizados en las pruebas, fueron calibrados para conocer sus constantes de aceleración.

3.4.2 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.

Los transductores de desplazamiento (DCDT), utilizados en las pruebas, fueron de la marca Trans-tek con un rango de excitación de 10 Voltios. Estos aparatos miden el desplazamiento relativo a un punto de referencia o entre dos puntos de la estructura.

Para medir el desplazamiento relativo del modelo en la dirección longitudinal de los muros, con referencia a un marco, se colocaron dos transductores a la mitad de la losa superior, en los ejes de los muros (A6 y A7), y otros dos a la mitad de la losa de

cimentación, también en los ejes de los muros (A8 y A9).

En la figura 3.23 se muestra el modelo instrumentado y cargado con los bloques de concreto que se utilizaron para proporcionar la carga vertical necesaria, consistente en cuatro bloques de concreto de 40x50x200 cm, dando un peso total de 3.2 toneladas, además se muestra el marco donde se colocaron los transductores horizontales, el cual estaba fijo sobre placas de acero, atornilladas a la mesa. Este marco tenía unas frecuencias de vibrar en la dirección del movimiento de la mesa de 54.5 Hz y en la dirección normal de 43.2 Hz, las cuales son bastante mayores a las del modelo cargado, esto se hizo para evitar que en las pruebas dinámicas entrara en resonancia.

En la figura 3.24 se observa la ubicación de los transductores del muro A, que fue el más instrumentado, mientras que en la figura 3.25 están los transductores del muro B.

Otros dos transductores se colocaron en la parte inferior de cada castillo del muro A (A0, A1, B0 y B1), todos en dirección vertical, con el fin de medir la separación del castillo con respecto a la base y así calcular la curvatura.

En las diagonales de los muros, se colocaron en la parte anterior y posterior del muro un dispositivo construido especialmente para el modelo, que consistió en una barra de cobre fija en la diagonal del muro con pernos, a la cual se le empotró un transductor mientras que el vástago de este llegaba a otra pieza de cobre que se encontraba sobre la barra con holgura para moverse; esto sirvió para detectar distorsiones a flexión, en las diagonales. Los aparatos fueron A2, A3, A4 y A5 como se muestra en las figuras 3.24 y 3.25.

Todos los DCDT fueron calibrados previamente para manejar en un rango adecuado el desplazamiento esperado.

3.4.3 DEFORMINMETROS ELECTRICOS.

Los deformímetros eléctricos, utilizados fueron de la marca TML, de un cuarto de puente, con una resistencia de 120 ohms, con un factor de 2.1, se usaron para medir las microdeformaciones de las varillas de los castillos en las pruebas dinámicas. Se instrumentaron sólo las varillas exteriores del muro A, como se muestra en la figura 3.26.

3.5 ADQUISICION DE DATOS.

Las señales de salida analógicas tanto de los deformímetros eléctricos, transductores de desplazamiento y acelerómetros, pasaron a través de acondicionadores, restauradores, filtros y amplificadores para después ser adquiridos por dos convertidores analógico-digitales de 16 canales, conectados a cada una de las dos computadoras personales 486, equipadas con el programa IFCIIA, desarrollado en el Instituto de Ingeniería (ref. 29), el cual permite captar la información en archivos binarios para su posterior procesamiento.

Debido a la limitación de 16 canales como máximo por computadora, se optó por dividir la información de los 24 canales (12 DCDT, 6 deformímetros eléctricos y 6 acelerómetros) entre las dos computadoras A y B. Como no se contaba con un dispositivo especial para que la captura de la información fuera simultánea en las dos computadoras, se optó por repetir un canal en las dos computadoras, para poder posteriormente corregir el desfase entre las señales de cada computadora. El transductor de desplazamiento A6 del muro A fue común a las dos computadoras. El arreglo final de los canales se muestra en la tabla 3.8.

3.6 PROGRAMA DE PRUEBAS.

El programa de pruebas se muestra en la tabla 3.9, se realizaron en total 13 pruebas, que consistieron en lo siguiente: la prueba 00 fue la calibración de los acelerómetros, por lo que se colocaron todos en un punto de la mesa, para así conocer su función de transferencia con respecto a un canal que correspondía al acelerómetro calibrado mecánicamente, del que se conocía su factor de calibración.

Las pruebas 1,4 y 10 fueron de vibración ambiental, las cuales permiten conocer las propiedades dinámicas del modelo conforme avanzan las pruebas. La prueba número uno fue para conocer el estado inicial del modelo, se realizó con los controladores de la mesa apagados, la cuatro se realizó después de dos pruebas de tracción, con los controladores de la mesa encendidos y la diez fue realizada posteriormente al agrietamiento inicial.

Las pruebas 2,3,5 y 11 fueron pruebas de tracción que consistieron en tensionar el modelo con un cable y después cortarlo, para darle un impulso al modelo, esta prueba permite identificar el amortiguamiento del modelo y sus frecuencias en esa dirección.

Las pruebas 6,7,8,9 y 12 consistieron en las pruebas dinámicas propiamente dichas a diferentes "spans". El span es una medida propia que se usa en el control de la mesa y está relacionado con el desplazamiento del actuador y la aceleración de la mesa, su valor se varió de cero a ocho. El control de la mesa vibradora y del experimento en su conjunto puede hacerse con base en la aceleración o el desplazamiento.

La excitación fue del tipo senoidal con una frecuencia de 3 Hz y se aplicaron 15 ciclos aproximadamente, en cada prueba, variando solo la amplitud, se realizaron pruebas a span 0.5 (prueba 06), span 1.0 (prueba 07), span 3.0 (prueba 08), span 6.0 (prueba 09), en donde se presentó el primer agrietamiento y finalmente al span 8.0 (prueba 12) que correspondió a la falla.

CAPITULO IV RESPUESTA EXPERIMENTAL.

4.1 Registros obtenidos.

Para conocer las diferentes características del modelo de muros de mampostería, así como su comportamiento ante las sollicitaciones sísmicas, se realizaron varios tipos de pruebas, como son las de vibración ambiental, tracción y las pruebas en mesa vibradora a los diferentes spanes.

En el apéndice, se muestran las señales registradas por cada uno de los canales de ambas computadoras, en las diferentes pruebas dinámicas. La primera hoja de figuras de cada span son de las señales de los 11 canales de la computadora B, la segunda y tercera hoja son los 15 canales de la computadora A, siguiendo la clasificación dada en el capítulo anterior.

Las señales captadas por los acelerómetros, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos presentaron algunos problemas de tipo mecánico y/o eléctrico en ciertos aparatos. Del primero se tuvieron problemas de fijación, debido al continuo movimiento del modelo, algunas veces esto influyó en que se moviera el aparato y saliera del cero eléctrico y del rango de observación.

Algunos de los canales se saturaron durante las pruebas, como se ve en el canal 7 del span 0.5 (Apéndice, Fig.1) que corresponde a una diagonal, se trató de evitarlo, verificando durante todas las pruebas su funcionamiento, pero debido a daños locales, algunos aparatos dejaron de funcionar adecuadamente.

Las señales de los canales se procesaron utilizando, los paquetes de computación IFCII (ref. 29) y Degtra5 (ref. 30).

El procedimiento consistió en obtener la señal en el dominio del tiempo, identificando los intervalos de interés en estas señales, debido a que se encontraba corrida la señal con respecto a la línea de referencia, se le aplicó la corrección de línea base, además se presentaron altas frecuencias en los registros dinámicos de las pruebas (spanes); por esto se decidió filtrarlos a 5 Hz con un filtro pasabajas, eliminando así el ruido que alteraba la señal.

También se realizó una conversión de unidades físicas de interés, pues los aparatos captan la información en voltajes, a los que es necesario aplicar los factores correspondientes para conocer los resultados en las unidades requeridas (gales, cm, etc).

La sollicitación sísmica que tuvo cada muro, al momento de las pruebas para los diferentes spanes, se muestra en la tabla 4.1,

donde las aceleraciones filtradas corresponden a los acelerómetros 2 y 4, que se encontraban colocados a ambos lados de los muros en su parte superior.

Además se calculó la función de transferencia (cociente entre aceleraciones máximas) entre ambos, observándose que la aceleración del muro B fue superior a la del muro A en todos los casos, variando de un 4 a 8%, lo que muestra que ese muro presentaba una mayor fuerza (se comentará más adelante). También se indica el número de ciclos estables que tuvo cada señal, este número de ciclos varió entre 12 y 25.

Al ver la gráfica del canal 06 en el span 0.5 (Apéndice, fig.1), se observa cómo la señal va aumentando paulatinamente hasta llegar a estabilizarse y continuar así hasta que se apaga el actuador de la mesa vibradora y después viene una zona de vibración libre. Lo primero se debe a que el actuador de la máquina tarda unos instantes (2 segundos aproximadamente) en llegar a la amplitud deseada y lo último se debe a que después de apagado el actuador, el sistema sigue vibrando.

4.2 Características dinámicas.

a) Pruebas de vibración ambiental.

Esta prueba consiste en medir las vibraciones del modelo producidas por solicitaciones ambientales. Se colocaron en todas las pruebas los acelerómetros como se indicó en el capítulo anterior; las señales captadas por los acelerómetros son transmitidas a los acondicionadores donde se amplifican, filtrándose las altas frecuencias para obtener así, registros claros. Cuando las señales son captadas por una computadora personal a través del programa IFCII, se realiza la transformada rápida de Fourier, que es un algoritmo que permite convertir los resultados del dominio del tiempo al de la frecuencia.

Para la obtención de los modos de vibrar del modelo se realiza un análisis espectral de las pruebas efectuadas, utilizando las gráficas correspondientes a los espectros de potencia; localizando las ordenadas espectrales más significativas llamadas picos, las cuales están asociadas a un valor de amplitud máxima en el espectro y representan estimaciones preliminares de las frecuencias naturales del modelo.

La función de transferencia entre dos puntos, se obtiene al realizar el cociente espectral de las amplitudes de los espectros de potencia, tomados de una misma prueba en dos puntos de medición, se grafica en función de la frecuencia, es ahí donde se detectan las frecuencias de las ordenadas más significativas y aquéllas que coinciden con las localizadas anteriormente en los espectros de

potencia, son las frecuencias naturales de vibrar del modelo. Después, para estas frecuencias se obtiene el ángulo de fase correspondiente, con éste, se define el modo de vibrar asociado a cada frecuencia.

Además, se obtiene la gráfica de la coherencia que sirve para estimar tanto la relación de movimientos entre dos puntos del modelo, como la magnitud de los posibles ruidos durante el proceso de medición.

Lo anterior se realizó en todas las pruebas de vibración ambiental y tomando varios canales de referencia se calcularon los espectros de potencia, coherencia, ángulo de fase y función de transferencia para cada canal de referencia contra los demás y para cada prueba.

En la figura 4.1 se muestran estas gráficas de la prueba cuatro, con referencia al canal 14 que corresponde al acelerómetro colocado en el punto 2 (junto al muro A en su parte superior); en esta prueba el modelo se encontraba intacto pues solo se habían realizado pruebas de vibración ambiental y de tracción. Los canales 15 a 10 corresponden a los acelerómetros 1 a 6.

En la figura 4.2 se muestran los resultados de la prueba 10, del mismo canal 14 como referencia. Aquí el modelo había sufrido el primer agrietamiento (span 6).

La dirección transversal del modelo, corresponde al eje de los muros y fue en la cual se aplicó la excitación.

Con base en el análisis espectral de las pruebas, se identificaron las frecuencias naturales de la estructura en las diferentes etapas de la prueba, los resultados se muestran en la tabla 4.2.

El modelo sin carga presentó un acoplamiento en la dirección transversal con la longitudinal, es decir, que el centro de masa no coincidió con el centro de giro del mismo. Al colocarse los bloques de concreto que sirvieron de peso simétricamente, este acoplamiento continuó; lo que pudo haber influido en los resultados obtenidos, pues se presentó una torsión.

Las frecuencias naturales de la estructura metálica en la que se colocaron los transductores de desplazamiento horizontales fueron de 54.5 Hz, en la dirección transversal y 43.2 en la dirección longitudinal. Esta estructura se construyó de forma que sus frecuencias estuvieran alejadas de las del modelo y de la frecuencia de excitación, para evitar que entrara en resonancia. La diferencia entre las frecuencias de las pruebas con carga en el modelo sin daño (13.0 Hz) y el modelo después del primer agrietamiento (11.6 Hz) es del orden del 11%. Este cambio en la frecuencia refleja cómo el modelo, al dañarse se vio afectado en su rigidez.

De estas pruebas, se obtuvieron ciertos parámetros que sirven para visualizar el comportamiento del modelo a través de las diferentes pruebas.

Uno de los parámetros, fue el factor de amplificación dinámica, que es el cociente de la aceleración máxima del nivel superior y la aceleración máxima en la base.

El factor de amplificación dinámica en resonancia de un sistema de un grado de libertad se calcula en forma aproximada como :

$$FDA = \frac{1}{2\xi}$$

donde :

ξ = fracción del amortiguamiento crítico del sistema

FDA = factor de amplificación dinámica.

Por lo tanto es posible definir un amortiguamiento crítico equivalente a partir de los factores de amplificación encontrados durante las pruebas. Los resultados se muestran en la tabla 4.3.

b) Pruebas de Tracción.

Consistieron en aplicar una fuerza al modelo en un instante; para lograrlo, se jaló con un cable hasta tensionarlo con una fuerza de 107.3 kg aplicada a 21°, es decir que la resultante fue de 100 kg en dirección horizontal, se cortó el cable, cuidando de que fuera al centro del modelo y paralelo a su eje para que se excitara solo el modo en esa dirección y no otros modos distintos cercanos a esas frecuencias. Estas pruebas ayudaron a definir claramente las frecuencias de los modos, así como el amortiguamiento del modelo.

Los resultados se muestran en la tabla 4.3.

En esta tabla se muestran las frecuencias del modelo, así como los amortiguamientos obtenidos con varios métodos como son el de vibración ambiental, tracción y las pruebas de vibración libre al final de las pruebas en mesa vibradora.

En el caso de las pruebas de tracción la frecuencia del modelo en la dirección del eje de los muros fue de 12.3 Hz al principio de las pruebas, disminuyendo a 10.55 Hz, posterior al primer agrietamiento. El amortiguamiento fue aumentado consistentemente hasta llegar a ser de 4.4% en la última prueba, esto refleja la energía disipada por el modelo, a través del daño.

c) Pruebas en mesa vibradora (spanes).

Se realizaron varias pruebas dinámicas a spanes de 0.5, 1.0, 3.0, 6.0 y 8.0. En el apéndice A, se puede observar las gráficas de estas pruebas, de ellas se obtuvo con la parte final de la excitación en el tiempo, la frecuencia y amortiguamiento del modelo, pues corresponde a lo que sería una vibración forzada, ya que la mesa se encontraba en movimiento hasta un instante en que se para la fuerza del actuador, pero continúa vibrando el modelo. Los intervalos considerados útiles fueron cuando la frecuencia de excitación (3 Hz), desaparecía y daba paso a la frecuencia del modelo. Los resultados se muestran en la tabla 4.3.

Los resultados muestran una variación del amortiguamiento entre 2 y 8 %. Este último valor se obtuvo de la prueba con el span 6.0, donde se observó que influyeron otras frecuencias al momento de la prueba. En general los resultados muestran un cambio de la frecuencia desde el span 3.0, siendo que no se observó ninguna grieta, después del span 6.0 la frecuencia disminuye aún más, presentando un fuerte amortiguamiento. Para el span 8.0, el modelo ya estaba dañado, por lo que la pérdida de rigidez es muy alta. La frecuencia baja a 2.9 Hz, teniendo un amortiguamiento alto (5 Hz). Estos resultados varían con los de las pruebas de tracción, esto es debido a que son obtenidas con la vibración libre de un gran fuerza que es aplicada al modelo, por lo que su respuesta, en general es mayor que las de tracción en cuanto amortiguamientos.

También se obtuvieron los factores de amplificación (FDA) de desplazamiento entre los transductores A6, A7, A8 y A9, para cada span. Los resultados se muestran en la tabla 4.4, donde se muestran otras relaciones de interés entre los diferentes puntos.

Los FDA en desplazamiento y aceleración son muy pequeños en los primeros spanes, pero que va aumentando conforme avanza la prueba. Comparando las aceleraciones en la parte superior de la losa en las diferentes pruebas se observa que son muy parecidas (diferencias entre 1 y 7%), al comparar en desplazamientos, estas diferencias varían entre 2 y un 14 %.

4.3 Curvas histeréticas.

4.3.1 Introducción.

La histéresis es un fenómeno en que el estado de evolución de un proceso esta determinado, no sólo por la causa que lo provoca, sino también por la historia o valores del mismo.

En el caso de la mampostería, en los diagramas histeréticos de fuerza contra distorsión, por ejemplo, se presentan reducciones de rigidez severas que se deben a efectos combinados de agrietamientos, deslizamientos de las uniones durante el movimiento, etc.

En la mampostería es significativa la disipación de energía histerética durante los últimos ciclos.

Algunas estructuras de mampostería muestran suficiente amortiguamiento histerético que limita la amplificación de la aceleración de la base durante un fuerte movimiento.

4.3.2 Curvas histeréticas de fuerza contra distorsión.

En las figuras 4.3 a,b,c,d y e se muestran a la misma escala los ciclos histeréticos completos de cada uno de los muros en los diferentes spans 0.5, 1, 3, 6 y 8.

Estas gráficas se obtuvieron de las historias en el tiempo, ya filtradas, de los transductores de desplazamiento horizontales, se calculó la diferencia entre los desplazamientos horizontales superior e inferior para cada muro y cada span, con el fin de obtener los desplazamientos absolutos en su parte superior, dividiendo cada uno de estos, entre la altura del transductor superior al paño de la losa de cimentación, se obtuvo así lo que se conoce como distorsión.

$$\gamma_A = \frac{A6-A8}{H_A} \quad \gamma_B = \frac{A7-A9}{H_B}$$

donde

A6,A7 = Transductores de desplazamiento horizontales superiores del muro A y B.

$A_8, A_9 =$ Transductores de desplazamiento horizontales inferiores del muro A y B.

$H_A, H_B =$ Alturas del aparato al paño de la losa de cimentación del muro A y B.

La fuerza graficada resulta de multiplicar las aceleraciones de cada uno de los muros por la mitad de la masa total.

$$F_A = m \cdot a_2$$

$$F_B = m \cdot a_4$$

donde :

$F_A, F_B =$ Fuerzas en el muro A y B

$a_2, a_4 =$ Aceleraciones en los puntos 2 y 4, que corresponden a las medidas en muros A y B en su parte superior.

En las figuras a y b, de los spans 0.5 y 1.0, las fuerzas fueron muy pequeñas y el comportamiento de los muros fue elástico lineal, con rangos de distorsión menores a ± 0.001 .

Para el span 3, el muro A y B siguieron presentando un comportamiento elástico, con distorsiones de ± 0.001 ; en esta prueba no se observó ningún agrietamiento y el comportamiento de ambos muros fue similar.

A partir del span 6.0, es cuando se presentó el primer agrietamiento, comienza a observarse una paulatina degradación de la rigidez, las distorsiones aumentan al doble del anterior span, siendo del orden de ± 0.002 , el muro A presentó mayor daño, y la rigidez entre los dos muros comienza a variar.

En el span 8.0, fue cuando se presentó la falla que correspondió al ciclo 12 en el muro B, en el muro A, el registro de ciclos estables llega hasta el ciclo 8, debido a la saturación del aparato a partir de ese ciclo.

Se observa que el muro B resistió una mayor carga, ya que el muro A, desde la anterior prueba (span 6.0) se encontraba dañado, así el muro B fue el que resistió la mayor fuerza, siendo eso lo que le produjo la falla y el colapso total.

En esta prueba es interesante hacer notar que los rangos de distorsión alcanzados son altos (± 0.008), si los comparamos con aquellos que marca el Reglamento de D.F., como una distorsión máxima permisible de 0.006, es decir que aquí se alcanzaron valores de deformaciones mayores.

4.3.3 Curvas histeréticas de fuerza contra rotación.

Se obtuvieron también curvas histeréticas, con los transductores de desplazamiento, ubicados en los castillos en forma vertical; en este caso se trató de medir la rotación entre los castillos.

En la figura 4.4 a se muestra una de las gráficas histeréticas; se calculó obteniendo la diferencia entre los desplazamientos de los transductores B1 y B0, que se encontraban a la misma altura en los dos castillos del muro A, este desplazamiento absoluto se dividió entre la distancia entre los dos aparatos.

$$\theta = \frac{B_1 - B_0}{a}, \quad \phi = \frac{\theta}{b}$$

siendo :

B1, B0 = los desplazamientos verticales de los castillos.

a = distancia entre aparatos.

b = distancia de punto de fijación a la punta del vástago.

Como se observa en la gráfica, los resultados aún siendo de la última prueba, son muy pequeños, por lo que realmente la curvatura fue mínima, lo que implica que no hubo prácticamente rotación del modelo, esto indica que las deformaciones por flexión son muy pequeñas.

4.4 Degradación de rigidez, energía disipada y amortiguamiento.

Degradación de rigidez.

Se obtuvieron las envolventes de los ciclos de cada muro. En la figura 4.5.a se muestran las envolventes del muro A y del B en el span 6.0. La envolvente positiva corresponde a los valores máximos de la fuerza en cada ciclo en el primer cuadrante, la envolvente negativa corresponde a los máximos valores en el tercer cuadrante, pero se graficaron en el mismo, para poder comparar directamente, ambos. En estas gráficas se observa que la forma de ambas envolventes son muy parecidas, pero las envolventes negativas no alcanzan las máximas distorsiones positivas. En esta prueba las distorsiones máximas no alcanzan 0.003, aquí el modelo comenzó a agrietarse.

En la figura 4.5.b se observa la misma gráfica, pero para el span 8.0, cuando el modelo falló, en este caso se alcanzaron fuerzas 1.4 veces mayores que en el anterior span, además la distorsión fue de 0.007, es decir 2.3 veces la distorsión máxima del anterior span.

En esta prueba el muro A, presentó una diferencia entre sus lazos positivo y negativo a partir de la distorsión 0.003, esto puede deberse al tipo de daño que presentó el muro, pues si bien la falla final presenta un agrietamiento en forma de "X", el daño en sus castillos no fue totalmente simétrico.

Para observar la degradación de rigidez, se calculó con el criterio de rigidez pico a pico, para cada ciclo, de cada muro. Este criterio consiste en calcular la pendiente de la línea recta que une los puntos que representan la mayor fuerza de cada ciclo histerético.

Se graficó la distorsión contra la rigidez; en la figura 4.6.a se muestra para el span 6.0, los valores de la rigidez contra los de la distorsión, tanto positiva como negativa. Se observa que se presenta una degradación de rigidez mayor al principio de los ciclos, que puede deberse al reacomodo de los tabiques y a los agrietamientos que sufrió el modelo.

El muro B resultó más rígido en todos los ciclos y presentó una menor distorsión que el muro A.

La pérdida de rigidez entre el primer ciclo y el último del muro A, para este span fue de 66% y para el muro B fue de 62%.

En la figura 4.6.b se muestra la rigidez contra la distorsión del span 8.0, que corresponde a la falla del modelo; en esta prueba, el muro B presentó una rigidez mayor que la del muro A, que se encontraba ligeramente más agrietado.

Se alcanzaron distorsiones superiores a 0.007. El porcentaje de pérdida de rigidez del muro A, del primero al último ciclo fue de 49%, mientras que la del muro B fue de 73%; esto refleja el comportamiento del muro, ya que el muro B, se agrietó más, hasta llegar al colapso.

Las curvas de rigidez resultaron menor pronunciadas, que las obtenidas en pruebas estáticas a tamaño natural (ref. 11).

Energía disipada.

En cada ciclo, la energía que se disipa equivale al área que se encuentra dentro de los lazos. En la figura 4.7.a se muestra la energía acumulada para cada ciclo y cada muro en el span 6.0, contra la distorsión positiva y negativa de los ciclos. se observa que el muro B, disipo más energía que el muro A, siendo del orden de 3.2 veces.

En la figura 4.7.b se muestra, la misma gráfica, pero para el span 8.0, el muro B siguió disipando mayor energía que el muro A, fue de dos veces considerando los primeros ocho ciclos y de cinco considerándolos todos.

La energía disipada en esta prueba fue de 1.8 y 2.75 veces; la de los muros A y B en el span 6.0; es decir que a pesar de tener algún daño el modelo, pudo aún disipar mayor energía que en la anterior prueba.

Amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento histerético se presenta cuando una estructura está sujeta a inversiones en el signo de la carga, en el rango inelástico. La energía que corresponde al área de cada lazo se disipa en el ciclo. Esta disipación de la energía se define como amortiguamiento histerético. No se afecta por la velocidad de la estructura, pero se incrementa con el nivel de desplazamiento.

En un análisis, el amortiguamiento viscoso equivalente reemplaza al amortiguamiento histerético.

Algunos autores (ref. 31 y 32) definen al amortiguamiento equivalente como el cociente del área de un ciclo entre el área de dos triángulos formados por la máxima carga positiva y negativa, el origen y el punto en donde corta una vertical trazada al eje x, y todo esto entre 2η (Figura 4.8.a).

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área}_{ABCD}}{\Delta OAE + \Delta OCF} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

En la figura 4.8.b se muestra el amortiguamiento histerético calculado para cada ciclo, junto con la energía disipada, el intervalo fue de 0.001 a 0.06 para el muro A y de 0.01 a 0.06 para el muro B, en este caso se observan variaciones entre algunos valores de un ciclo para otro, pero es resultado del comportamiento del modelo en cada ciclo, además de que este criterio es muy sensible, pues cuando se da una ligera variación en la rigidez, incluso lineal, la variación del cálculo del área que representa a la energía es mayor.

En la figura 4.8.c se observa el amortiguamiento para el span 8.0, que estuvo en un intervalo de 0.01 a 0.07 para el muro A y de 0.02 a 0.12 para el muro B, esto representa un amortiguamiento de 2.3 veces el alcanzado en la prueba anterior.

4.5 Patrones de Grietas.

Además de una adecuada instrumentación con transductores de desplazamiento y acelerómetros, es importante la observación de los modelos en cada paso de una prueba, pues se obtiene una información adicional del comportamiento de estos directamente.

Se observaron algunas grietas en la losa superior antes de cargarla, que fueron probablemente resultado de una contracción del concreto, debido a un deficiente curado de éste. Estas grietas no afectaron el comportamiento del modelo.

En la figura 4.9.a y b se muestran los patrones de grietas de los muros A y B que corresponden al span 6.0, donde aparece el primer agrietamiento.

En el muro A se observó que la primera grieta diagonal apareció al centro del muro, propagándose hacia la esquina inferior izquierda del muro, presentándose además una grieta en la unión del castillo izquierdo y el muro, así como una grieta entre las dos primera

hiladas de los ladrillos y en la unión de la mitad inferior del muro (que se construyó primero) y la superior, como se comentó anteriormente, por lo que se puede deber a un deficiente secado en la unión de las dos partes del muro.

En el muro B se presentaron pocas grietas diagonales en su extremo inferior derecho hacia el centro del muro, así como una grieta entre la primer y segunda hilada, por el mortero.

En esta prueba el muro mas agrietado fue el muro A, por lo que en el resto de la prueba, el comportamiento de cada muro fue diferente, pues el muro B, tendía a resistir un porcentaje mayor (10%) de la carga que el muro A.

En las figuras 4.10.a y 4.10.b se observa el comportamiento de los muros después de la falla; en el muro B, el agrietamiento comenzó al centro del muro, propagándose la grieta diagonal del centro a las esquinas opuestas, esto en ambos sentidos, simultáneamente apareció una grieta en la unión del castillo con el muro, primero de su parte inferior a la parte media del castillo, más avanzada la prueba, apareció otra en la unión del castillo con el muro, pero en su parte superior, en esos momentos, la grieta en forma de "X" estaba bien definida, apareciendo otras grietas diagonales y es cuando comienza el aplastamiento de la mampostería al centro del muro, así como el agrietamiento en las esquinas de los castillos. Se presentó la falla total del modelo, incluso se da el desprendimiento de algunas piezas de la mampostería, en esos pedazos se pudo observar que la grieta atravesó tanto las piezas, como el mortero en forma diagonal.

No se observaron grietas adicionales a las de contracción en las trabes ni en la losa del espécimen.

En la fig. 5.11 se muestra el estado final del muro B.

V. MODELACION MATEMATICA.

5.1 INTRODUCCION.

En la modelación matemática de una estructura se deben considerar las características principales de ésta y así obtener un modelo simplificado que represente la realidad adecuadamente. En este proceso es necesario realizar una calibración del mismo.

Se modelaron los muros de mampostería con el programa de computadora "SAP-90" (ref. 32), que trabaja en el rango elástico, obteniéndose las frecuencias naturales, formas modales de vibrar del modelo, así como la distribución de esfuerzo en el rango elástico.

5.2 MODELO ELASTICO (SAP-90).

El programa SAP-90 se basa en la teoría de elemento finito. Considerando que el primer paso para resolver el problema de elemento finito es discretizar el dominio, es decir; hacer una malla que abarque todo el modelo, se trazó una malla sensiblemente regular, como se muestra en la figura 5.1.a, en donde el modelo está sin carga y 5.1.b con carga. El contravento se modeló originalmente, pero debido a su diseño, este trabajaba únicamente en la dirección longitudinal, y no en la de excitación de los muros, por lo que se decidió trabajar con el modelo mostrado.

El siguiente paso en la solución con elementos finitos, es seleccionar el elemento que permita representar mejor el comportamiento del modelo, por lo que se decidió modelarlo tridimensionalmente, con elementos "sólidos" de ocho nudos que permitieron manejar los resultados en esfuerzos, en tres dimensiones, para representar así la mampostería de los muros, el concreto de los castillos, losa y bloques.

El modelo consistió en 498 elementos sólidos, cada tipo de material (concreto y mampostería) se introdujo con las propiedades obtenidas experimentalmente.

Las propiedades geométricas y mecánicas del modelo se muestran en la tabla 5.1.

PROPIEDADES DINAMICAS.

Un primer paso para calibrar el modelo, fue obtener sus frecuencias naturales de vibrar, sin carga como con carga. En la tabla 5.2 se muestran estas frecuencias. La carga influye mucho en el modelo, tanto por su magnitud, como por su ubicación, ya que se trata de cuatro bloques de concreto que en su conjunto representan casi el 90 % del peso, además los bloques tenían la altura de los muros, por lo que producían un momento de fuerza muy grande, debido a esto se decidió modelar también los bloques como elementos del modelo y no solo como cargas concentradas.

La frecuencia fundamental del modelo cargado en la dirección del eje de los muros fue de 12.38 Hz, que resulta un 5% menor que la experimental (13 Hz). La frecuencia longitudinal obtenida fue un tercio de la experimental (9.4 Hz). En la frecuencia de rotación la diferencia fue de un 15%.

El primer modo esta asociados a la dirección longitudinal del modelo; el segundo a la dirección transversal y el tercero a la torsión. De este análisis se obtuvieron con el postprocesador Saplot, las gráficas de los primeros tres modos de vibrar (figuras 5.2 a,b y c), en ellas se puede observar el plano del movimiento; la figura 5.2.a es el asociado a la dirección del eje de los muros, la 5.2.b es en la dirección perpendicular a ellos y la 5.2.c es una vista de la losa por su parte superior, ahí se observa cómo se torsiona con respecto al eje z.

En estos resultados se ve que la frecuencia del modo de torsión está alejada del modo fundamental, lo que si coincide con el modelo físico, lo cual se trató de obtener, para evitar los problemas de torsión que presenta la mesa, los cuales fueron anteriormente descritos, sin embargo el modelo matemático presenta los modos desacoplados a diferencia del modelo experimental, lo que puede influir en los resultados.

RESPUESTA DINAMICA DEL MODELO.

Después de calibrar el modelo, se le sometió a este a una excitación senoidal, correspondiente a la de la señal filtrada del acelerómetro del punto 5, medida en la base durante el span 6.0 (fig. 5.3), son 30 ciclos con una frecuencia de 3 Hz, con este programa solo se puede estudiar el comportamiento en el rango elástico, sin embargo se le aplicó también la aceleración correspondiente al span 8.0.

Alguna de las facilidades que permite el programa SAP-90, esta en sus postprocesadores. Uno de ellos es el "Saptime" que permite

obtener gráficas de las historias en el tiempo de aceleraciones, velocidades o desplazamientos de cualquier nudo o elemento. En este caso se obtuvieron las del nudo 67 que se muestra en la figura 5.4, el cual está situado en el muro A.

En las figuras 5.5 a y b se muestran la historia de aceleraciones y desplazamientos en el tiempo del nudo 67, bajo la excitación senoidal de 3 Hz descrita, se observa que los desplazamientos son menores que los experimentales, lo que indica que el modelo es mas rígido.

El amortiguamiento considerado fue de 3.0% del amortiguamiento crítico que corresponde al obtenido experimentalmente de las pruebas de tracción antes del daño.

Se obtuvieron para esa misma sollicitación, la distribución de los esfuerzos, S_{xx} , S_{yy} , S_{zz} , S_{xy} , S_{xz} y S_{yz} , en kg/cm^2 (figura 5.6 a, b, c, d y f) en donde se puede observar el comportamiento de la mampostería en el span 8.0.

Por ejemplo el esfuerzo cortante S_{yy} es menor al esfuerzo resistente de la mampostería (5 kg/cm^2) en el span 6.0, lo que muestra que el muro todavía esta en el rango elástico, pero después en el span 8.0 aumenta y la distribución de los esfuerzos cortantes muestra un comportamiento muy similar al experimental, ya que se observa cómo en una de las diagonales se encuentra a tensión, mientras que la otra a compresión, es decir que es el tipo de esfuerzo que provoca la aparición de grietas diagonales.

Además se presenta una mayor concentración de los esfuerzos, en la parte superior, en la unión de muro-castillo-losa, esto se debe a que es durante el movimiento dinámico, que el muro comienza a deformarse, pero al estar confinado por los castillos y trabes, estos le impiden una deformación mayor, por lo que se produce una concentración de esfuerzos en esos puntos.

VI. CONCLUSIONES.

1. Se encontró que el comportamiento del modelo de muros de mampostería no fue simétrico, presentándose frecuencias acopladas en la dirección transversal con la longitudinal. Se presentó una torsión en el modelo.
2. Se observó que las señales de las pruebas presentaban altas frecuencias por la cual se filtraron para analizar las propias de la excitación, encontrándose que la variación en cuanto a desplazamientos y aceleraciones cambia dependiendo del nivel de daño del modelo.
3. La curva de degradación de rigidez no fue tan pronunciada como la obtenida en otros estudios realizados a tamaño natural y probados estáticamente.
4. El comportamiento histórico de la mampostería confinada para pequeños spans (0.5, 1.0) y medianos (3.0) es elástico lineal, en cambio para las aceleraciones mayores se degrada muy rápidamente.
5. La energía disipada por la mampostería en el rango inelástico es muy grande pues el material se agrieta permitiendo que se libere energía en el sistema, pero su daño es tan severo que trae consigo el colapso.
6. El amortiguamiento histórico tiene intervalos de variación muy altos, debido al criterio utilizado, en donde un ligero cambio en la rigidez produce uno mayor en el amortiguamiento, sin embargo, éste es alto también debido a la cantidad de energía que se disipa en los ciclos.
7. Los patrones de grietas son también indicativos del tipo de falla por cortante, en donde se presentó un fuerte agrietamiento por tensión diagonal, incluso la pérdida de material en uno de los muros, lo que muestra el nivel de daño alcanzado.
8. El modelo matemático muestra lo importante que resulta el realizar pruebas experimentales para calibrar los modelos y que éstos pueden utilizarse para estudiar el comportamiento de la mampostería.

Estudios futuros.

1. En donde este tipo de pruebas dinámicas permite conocer al comportamiento de los sistemas de muros de mampostería en una forma más directa y real que las pruebas estáticas, pero se debe tener cuidado al escalar las propiedades y al aplicar los factores que permitan comparar los resultados con otras pruebas realizadas al tamaño natural.

Se deberán comparar estos resultados con el de pruebas estáticas y ver las semejanzas y diferencias de ambas con la realidad.

2. Es necesario correlacionar los resultados experimentales con modelos matemáticos que permitan una representación más exacta de la realidad verificando su comportamiento en el rango inelástico.
3. Es muy importante continuar con este tipo de pruebas, para conocer mejor el comportamiento de la mampostería y que así se puedan evaluar los criterios de diseño vigentes.

REFERENCIAS.

- (1). O. Hernández, Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería y su Reflejo en las Normas de Diseño, Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, octubre, 1988.
- (2). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., septiembre, 1987.
- (3). M.J. Niegel Priestley, Editor E. Rosenblueth, Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos. Capítulo 6. Mampostería. IMCYC.
- (4). R. Meli, A. Reyes, Propiedades Mecánicas de la Mampostería, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 288, julio 1971.
- (5). R. Meli, O. Hernández. Propiedades de Piezas para Mampostería producidas en el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 297, diciembre 1971.
- (6). D. Murià Vila, E. Cruz, Propiedades dinámicas de las estructuras representativas de edificios de la Ciudad de México. III Propiedades dinámicas de Edificios de Mampostería, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 8711, junio 1989.
- (7). R. Meli, Comentarios y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. ES-4, enero 1992.
- (8). R. Meli, A. Zeevaart, L. Esteva, Comportamiento de Muros de Mampostería Hueca ante Carga Lateral Alternada, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 156, julio 1968.
- (9). R. Meli, G. Salgado, Comportamiento de Muros de Mampostería sujetos a Carga Lateral. 2o. Informe, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 237, septiembre, 1969.

- (10) R. Meli, Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 352, abril, 1975.
- (11) S. Alcocer, K. Ishibashi, F. León, R. Meli, L. Sánchez. Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, noviembre, 1991.
- (12) M. Tomazevic, M. Lutman, A. Znidaric, R. Zarnic, Seismic Resistance of Reinforced Masonry Walls, Volume 2 : Test Results, Part two, Ljubljana, Yugoslavia, 1987.
- (13) Research in the Field of Earthquake Engineering. Selected Papers. 1987/1988., Ljubljana, Yugoslavia, 1988.
- (14) M. Tomazevic, C. Modena, L. Petkovic, Seismic Behaviour of Masonry Buildings. Volume 3: Shaking Table Study of a Reinforced Masonry Building with Cross-Wall. Test Results, Ljubljana, Yugoslavia, 1988.
- (15) M. Tomazevic, C. Modena, L. Petkovic, Seismic Behaviour of Masonry Buildings. Volume 4: Shaking Table Study of an Unreinforced Masonry Building Model with a Central R.C. Column, Test Results, Ljubljana, Yugoslavia, 1988.
- (16) P. Gülkan, R.W. Clough, R.L. Mayes, G. Manos, Seismic Testing of Single-Story Masonry Houses. Part 1 and 2, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No.1, Enero 1990.
- (17) D. Abrams, T. Paulson, Dynamic Testing of One-quarter Scale Reinforced Concrete Masonry Building Structures, Fourth Meeting of the U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, San Diego, California, U.S.A., octubre, 1988.
- (18) S. Okamoto, Y. Yamazaki, T. Kaminosono, Seismic Test of Five Story Full Scale Reinforced Masonry Building U.S.-Japan Coordinate Earthquake Research Program on Masonry Buildings, Mayo, 1988.

- (19) K. Okamoto, S. Bessho, K. Miyakawa, Structural Properties of Framed Wall Panel with Newly Developed Reinforced Concrete Masonry, Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokio-Kioto, Japón, agosto, 1988.
- (20) Zienkiewicz, The Finite Element Method in Engineering Science, Mc Graw-Hill, 1982.
- (21) E. Bázan, Muros de Mampostería ante Cargas Laterales, Tesis Doctoral, UNAM, 1980.
- (22) O. Hernández, R. Meli, Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería. Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 382, diciembre 1976.
- (23) T. Paulson, D. Abrams, Measured Inelastic Response of Reinforced Masonry Building Structures to Earthquake Motions, Tomo I y II, Urbana, Illinois, octubre, 1990.
- (24) E. Bazán, R. Meli, Manual de Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa, 1990.
- (25) H. Krawinkler, Scale Effects in Static and Dynamic Model Testing of Structures. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokio-Kioto, Japón, Vol. III, agosto, 1988.
- (26) R. Zarnic, M. Tomazevic, T. Velechousky, Experimental Study of Methods for repair and Strengthening of Masonry Infilled Reinforced Concrete-Frames, Eighth European conference of Earthquake Engineering, Lisboa, 1986. Vol. 5.
- (27) D. Murià Vila, Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios de Mampostería. IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, noviembre, 1991.
- (28) E. Rodriguez, E. Ovando, Determinación experimental de las características dinámicas de una mesa vibradora, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 8150, febrero, 1979.

- (29) D. Murià Vila, Sergio Guzmán Lara, Imelda Guzmán Lara, Programa IFCII, desarrollado en el Instituto de Ingeniería y el Instituto de Fisiología Celular.
- (30) M. Ordaz, C. Montoya, Programa Degtra5, programa para filtrado de señales.
- (31) E. Rosenblueth, N.M. Newmark, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Ed. Diana, D.F. 1976.
- (32) M. Wakabayashi, E. Martínez, Diseño de estructuras Sismoresistentes, McGraw-Hill, México, D.F. 1986.

TABLA 2.1

Cantidad física	TIPO DE MODELO.		
	Replicación verdadera del modelo (1)	Simulación de la masa (Material del prototipo) (2)	Fuerzas de gravedad despreciadas (Material del prototipo) (3)
Longitud l	l_r	l_r	l_r
Tiempo t	$l_r^{1/2}$	$l_r^{1/2}$	l_r
Frecuencia ω	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1/2}$	l_r^{-1}
Velocidad v	$l_r^{1/2}$	$l_r^{1/2}$	1
Gravedad g	1	1	despreciada
Aceleración a	1	1	l_r^{-1}
Densidad de masa ρ	E/l_r	*	1
Deformación ϵ	1	1	1
Esfuerzo	E_r	1	1
Módulo de Elasticidad E	E_r	1	1
Rígidez Específica. E/ρ	l_r	-----	1
Desplazamiento δ	l_r	l_r	l_r
Fuerza F	$E_r l_r^2$	l_r^2	l_r^2

* Para masas concentradas $M_r = E_r l_r^3$

TABLA 3.1

Pruebas	f_n	ξ
Mesa sin lastre	29.64	0.174
Mesa con 6775 kg de lastre	24.64	0.16
Mesa con 13,631 kg de lastre	20.04	0.1

Tabla 3.2 Resultados de Cubos de Mortero.

No	Procedencia	Edad (días)	Area cm ²	P_{Max} kg	$f'm$ kg/cm ²	C.V.
3	Mortero del Muro	28	25	1810	72.4	0.05
6	Mortero del Muro	148	25	2497	99.8	0.18

Tabla 3.3 Resultados de Vigas de Mortero.

No	Procedencia	Edad (días)	P_{Max} kg	S cm ³	M_{Max} kg-cm	$f't$ kg/cm ²	C.V.
1	Mortero de Muros	28	71.07	11.33	177.70	15.68	0.11

Tabla 3.4 Resultados Cilindros de Concreto.

No	Procedencia	Edad (días)	Area cm ²	P _{Max} kg	f'c kg/cm ²	E kg/cm ²	C.V.
2	Losa Cimentación	28	78.77	29245	371	-	0.01
2	Castillos mitad inferior	28	79.09	12205	155	-	0.11
6	Castillos mitad inferior	148	80.68	12280	152	127036	0.05
2	Castillos mitad superior	28	79.08	13155	165	-	0.05
7	Castillos mitad superior	148	79.36	13037	164	-	0.08
3	Losa superior	148	80.48	25856	321	-	0.07
1	Concreto reparación castillos	148	81.71	17750	217	-	-

Tabla 3.5 Resultados de Pilas.

No	Procedencia	Edad (días)	Area cm ²	P _{Max} kg	f'm kg/cm ²	E _m kg/cm ²	C.V.
2	Muros mitad superior	28	30.78	1605	55.14	15000	0.04
9	Muros mitad inferior	148	32.47	1398	43.41	-	0.05
6	Tabique mediano	148	68.45	3358	49.13	8300	0.23

Tabla 3.6 Resultados de Muretes.

No	Procedencia	Edad (días)	A_d cm ²	P_{MMA} kg	v' kg/cm ²	G kg/cm ²	C.V.
2	Muro mitad superior	28	69.8	585	8.38	4500	0.15
9	Muro mitad inferior	148	65.5	487	7.42	-	0.17
6	Tabique mediano	148	129.8	815	6.25	2500	0.21

Tabla 3.7 Resultados de Pruebas de Adherencia.

No	Procedencia	Edad (días)	b (cm)	h (cm)	P (kg)	r_a (kg/cm ²)	C.V
3	Muro mitad inferior	148	3.99	4.38	196	5.62	0.38
3	Tabique mediano	148	5.87	5.56	537	8.22	0.36
2	Tabique grande	148	11.7	12.6	1840	6.14	0.15

TABLA 3.8

CANAL	COMPUTADORA A	COMPUTADORA B
15	C1 Deformímetro eléctrico	01 Acelerómetro (1g)
14	C2 Deformímetro eléctrico	02 Acelerómetro (2g)
13	C3 Deformímetro eléctrico	03 Acelerómetro (1g)
12	C4 Deformímetro eléctrico	04 Acelerómetro (2g)
11	C5 Deformímetro eléctrico	05 Acelerómetro (2g)
10	C6 Deformímetro eléctrico	06 Acelerómetro (1g)
09	A0 DCDT	A6 DCDT
08	A1 DCDT	A4 DCDT
07	A2 DCDT	A5 DCDT
06	A3 DCDT	A7 DCDT
05	A6 DCDT	A9 DCDT
04	A8 DCDT	-----
03	B0 DCDT	-----
02	B1 DCDT	-----

Tabla 3.9 Programa de Pruebas.

Número	Tipo de prueba	Observaciones
00	Calibración	
01	Vibración ambiental	Controlador de la mesa apagado
02	Prueba de Tracción	F=107.3 kg a 21 ^o .
03	Prueba de Tracción	F=107.3 kg a 21 ^o .
04	Vibración ambiental	Controlador de la mesa encendido
05	Prueba de Tracción	F=107.3 kg a 21 ^o .
06	Prueba dinámica	f= 3 Hz. Span 0.5
07	Prueba dinámica	f= 3 Hz. Span 1.0
08	Prueba dinámica	f= 3 Hz. Span 3.0
09	Prueba dinámica	f= 3 Hz. Span 6.0
10	Vibración ambiental	Controlador de la mesa encendido
11	Prueba de Tracción	F=107.3 kg a 21 ^o .
12	Prueba dinámica	f= 3 Hz. Span 8.0

Tabla 4.1

Span	Aceleraciones (cm/s ²)		Función de transferencia	Número de ciclos estables
	Muro A	Muro B		
0.5	36.23	39.11	1.07	18
1.0	73.80	78.81	1.08	15
3.0	227.5	241.9	1.06	24
6.0	486.1	507.0	1.04	25
8.0	686.4	724.1	1.05	12

TABLA 4.2 FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR DEL MODELO (Hz).

Pruebas V.A.	Dirección		
	Transversal	Longitudinal	Rotacional
Sin carga	60.6°	50.3	69.0
Con carga	13.0°	9.4	21.4
Después de agrietamiento	11.6°	----	18.26

* Acoplado con la dirección longitudinal.

Tabla 4.3

Número de prueba	Tipo de prueba	Frecuencia del Modelo (Hz)	Amortiguamiento (ξ)
03	Prueba de Tracción	12.30	0.028 ⁺
04	Vibración ambiental	13.00	0.030 [*]
05	Prueba de tracción.	12.30	0.032 ⁺
07	Prueba dinámica (span 1.0)	12.11	0.033 ⁺
08	Prueba dinámica (span 3.0)	11.52	0.049 ⁺
09	Prueba dinámica (span 6.0)	7.8-8.00	0.08 ⁺
10	Vibración ambiental	11.60	0.030 [*]
11	Prueba de tracción	10.55	0.044 ⁺
12	Prueba dinámica (span 8.0)	2.90	0.054 ⁺

* Calculado con el FDA.

+ Calculado con decremento logarítmico.

· TABLA 4.4

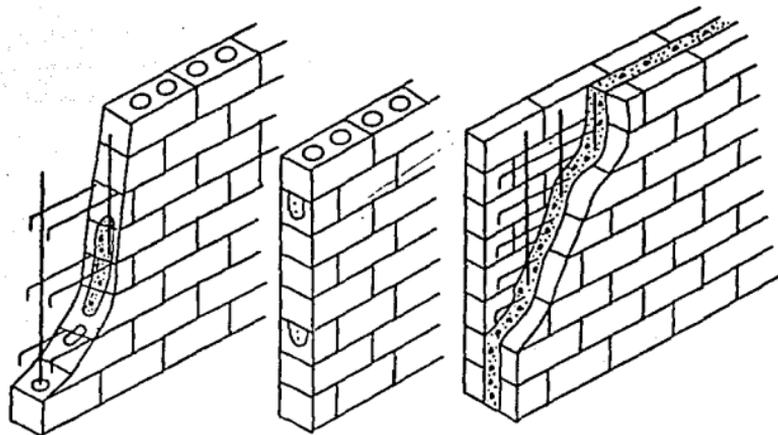
Prueba	Cocientes espectrales entre los puntos indicados.			
	A6/A8	A7/A9	A7/A6	A9/A8
Span 0.5	51.76	65.4	0.98	0.78
Span 1.0	69.65	63.3	1.14	1.26
Span 3.0	98.71	77.32	0.77	0.99
Span 6.0	646.4	1280	0.86	0.97
Span 8.0	1401.0	1342	0.83	0.87

Tabla 5.1 Propiedades geométricas y mecánicas.

Elementos	E (kg/cm ³)	G (kg/cm ²)	T (kg/cm ³)	P.V. (kg/cm ³)
Bloques	183847	73538	2.37×10^{-3}	2.42×10^{-6}
Castillos	127036	50814	2.19×10^{-3}	2.23×10^{-6}
Losa	225166	73538	1.32×10^{-3}	1.34×10^{-6}
Muros	15000	4500	1.22×10^{-3}	1.24×10^{-6}

Tabla 5.2 Frecuencias naturales de vibrar (Hz).

Tipo de medición.	L	T	R
Experimental sin carga	50.30	60.60	69.00
Analítica sin carga	13.74	47.33	74.00
Experimental con carga	9.40	13.00	21.40
Analítica con carga.	3.00	12.28	18.30



Vertical en huecos y horizontal en juntas

Vertical en huecos y horizontal en piezas especiales

Refuerzo vertical y horizontal en un colado entre muros (cavity wall)

FIGURA 2.1 Formas de colocar el refuerzo interior.

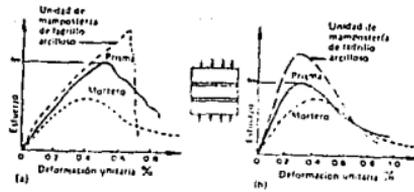


FIGURA 2.2 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para prismas de mampostería. a) Mampostería de tabique de ladrillo. b) Mampostería de concreto.

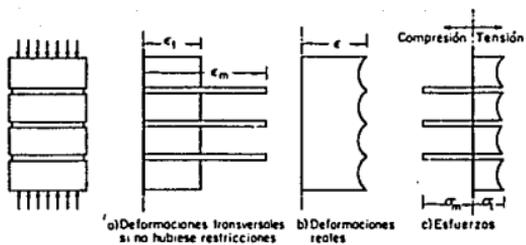


FIGURA 2.3 Idealización de la interacción entre mortero y pieza. Mortero más deformable que la pieza.

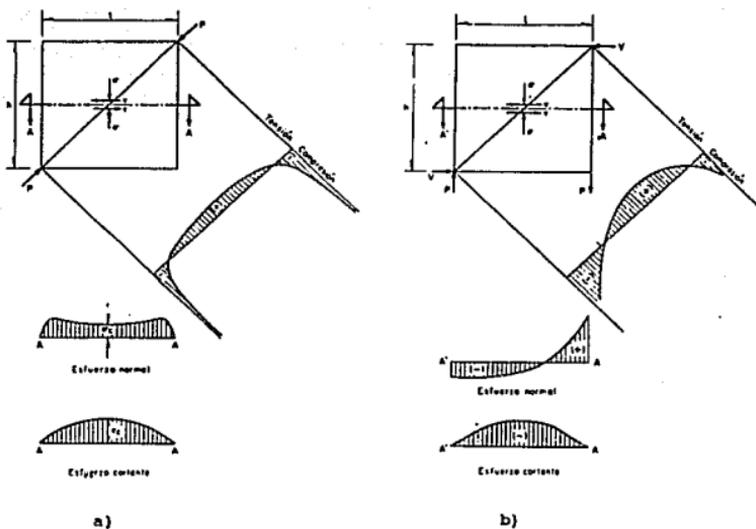
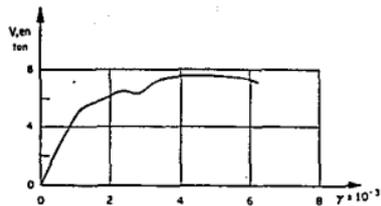
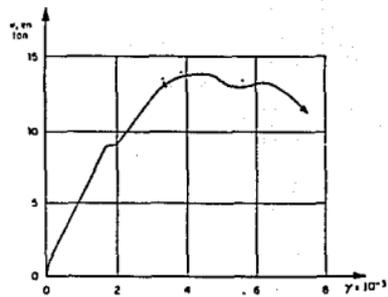


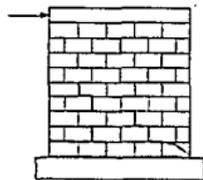
FIGURA 2.4 a) Distribución de esfuerzos en un elemento sujeto a compresión diagonal. b) Distribución de esfuerzos en un elemento sujeto a fuerzas cortantes.



a) Curva carga-deformación

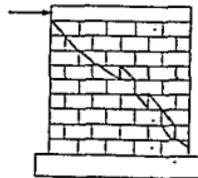


b) Curva carga-deformación



a) Agrietamiento

Comportamiento de un muro con refuerzo interior
y falla por flexión



b) Agrietamiento

Comportamiento de un muro con refuerzo interior
y falla por cortante

FIGURA 2.5 Tipos de Fallas.

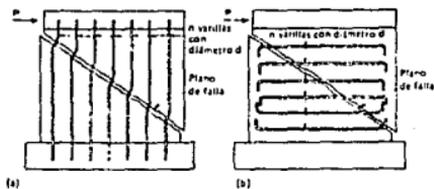


FIGURA 2.6 Eficacia relativa del acero vertical y horizontal para resistir cortante. a) El acero soporta el cortante mediante acción de espiga. b) El acero soporta la carga mediante tensión.

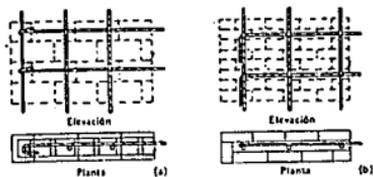
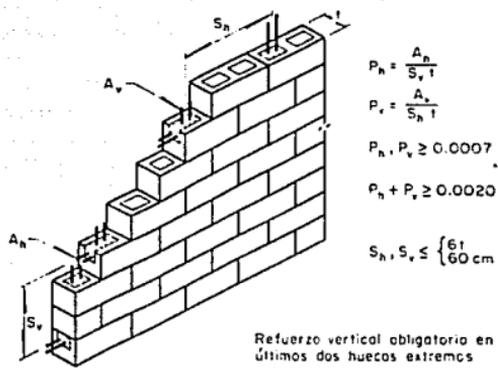
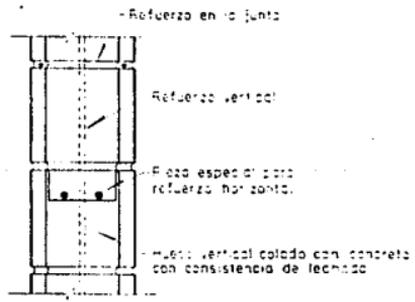


FIGURA 2.7 Anclaje horizontal del refuerzo por cortante. a) Gancho alrededor de la varilla vertical en el muro de mampostería reforzada de unidades huecas. b) Doblado verticalmente en mampostería reforzada rellena de mortero.



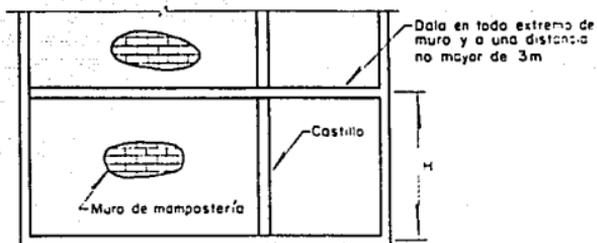
Reforzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos

a) Requisitos de refuerzo

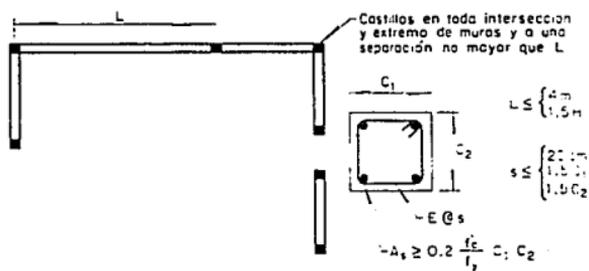


b) Modalidades de colocación del refuerzo

FIGURA 2.8 Características de la mampostería reforzada.



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



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

FIGURA 2.9 Características de la mampostería reforzada.

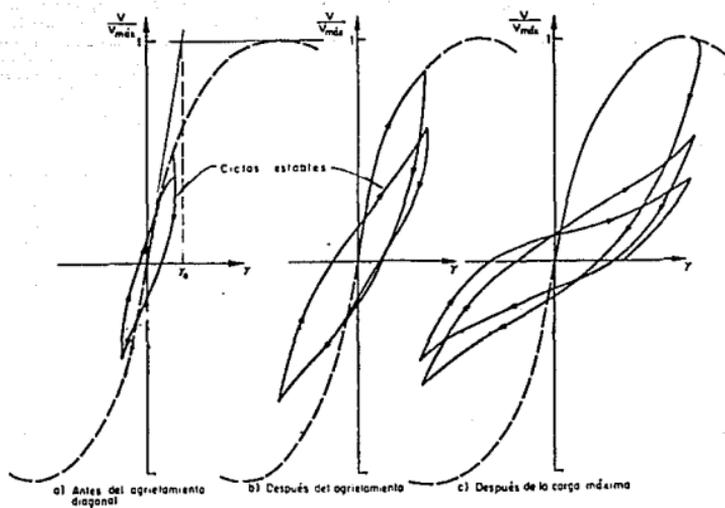
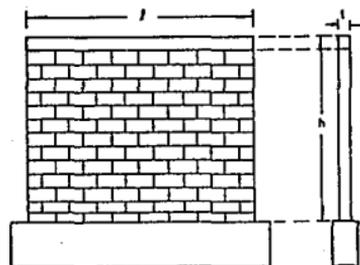


FIGURA 2.10 Deformaciones para ciclos de carga alternada.



a) Espécimen tipo

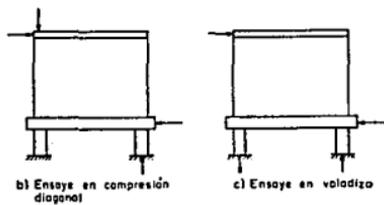


FIGURA 2.11 Espécimen tipo y modalidades de ensayo.

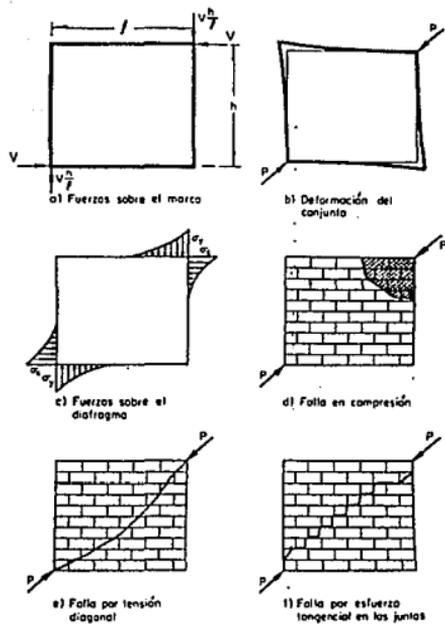


FIGURA 2.12 Distribución de carga y modos de falla de muros con marco confinante.

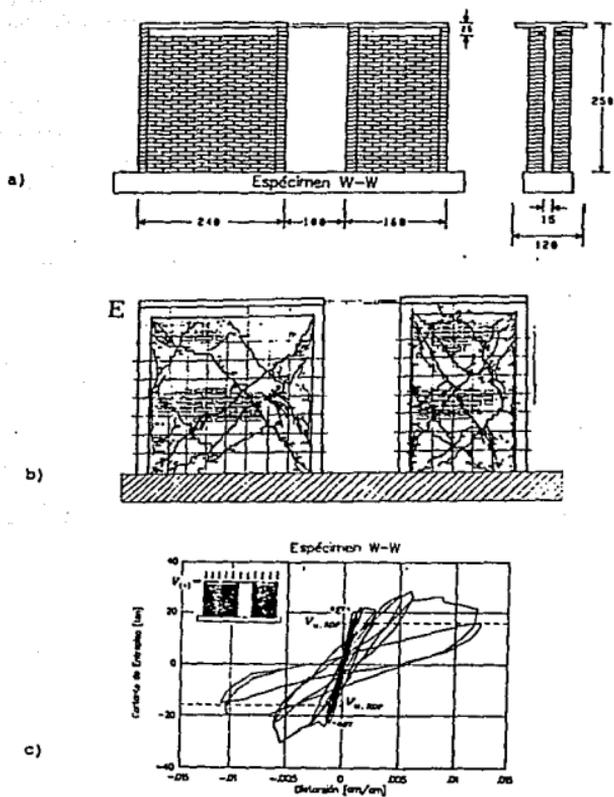


FIGURA 2.13 a) Dimensiones del modelo (acotado en centímetros).
 b) Patrón final de agrietamiento c) Respuesta histerética del espécimen.

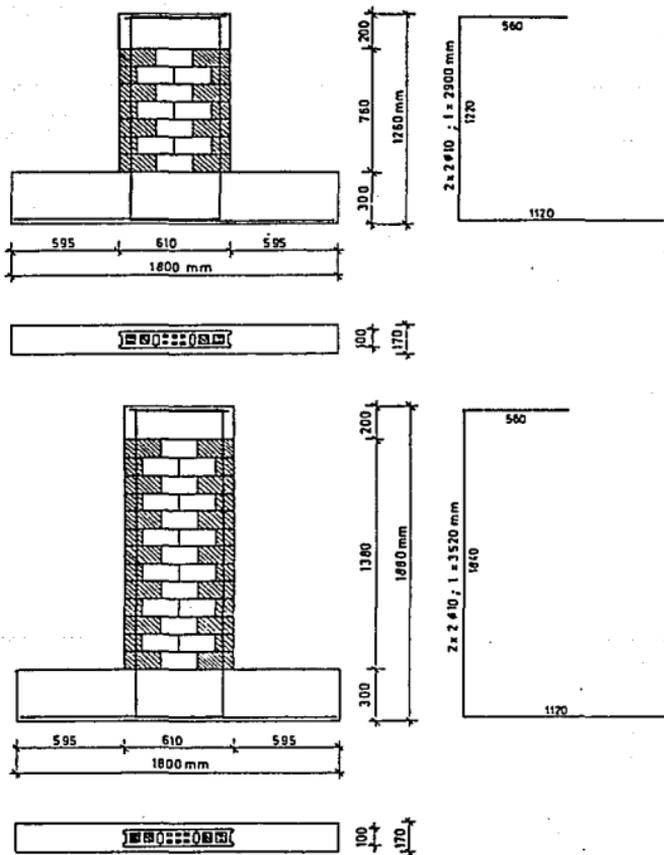


FIGURA 2.14 Dimensiones y refuerzo de muros esbeltos y cortos.

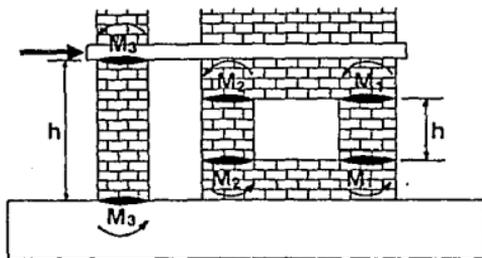
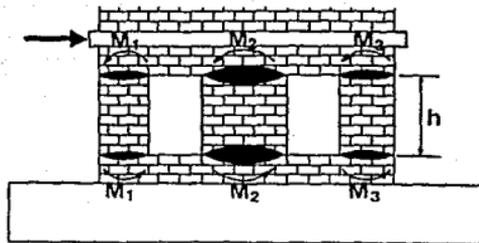


FIGURA 2.15 Mecanismos de colapso.

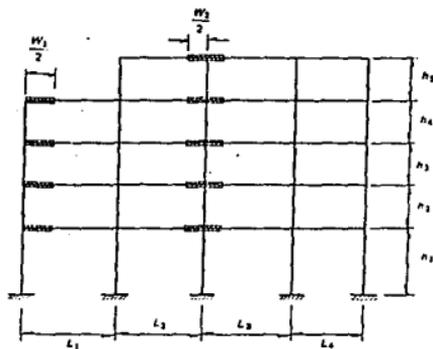
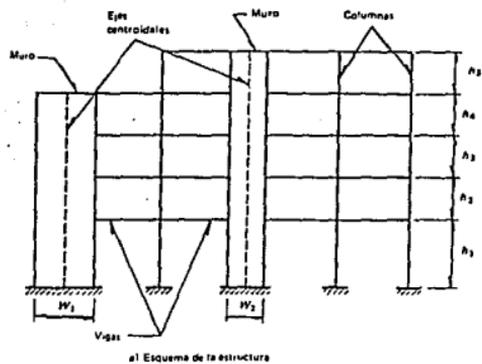
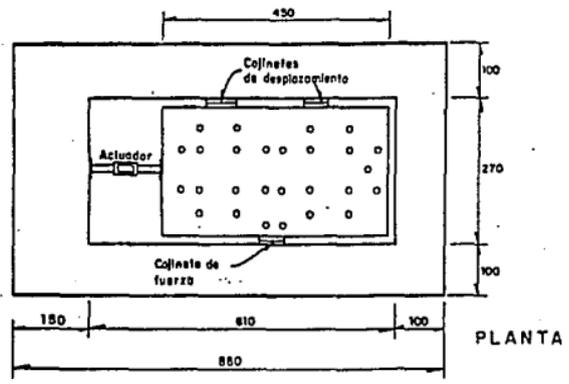
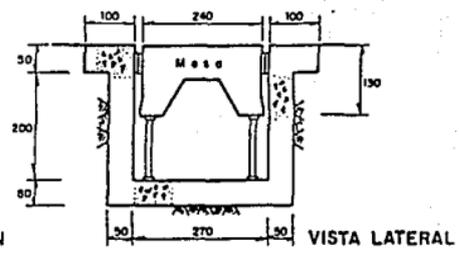
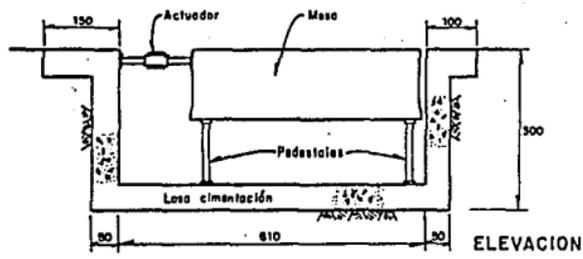
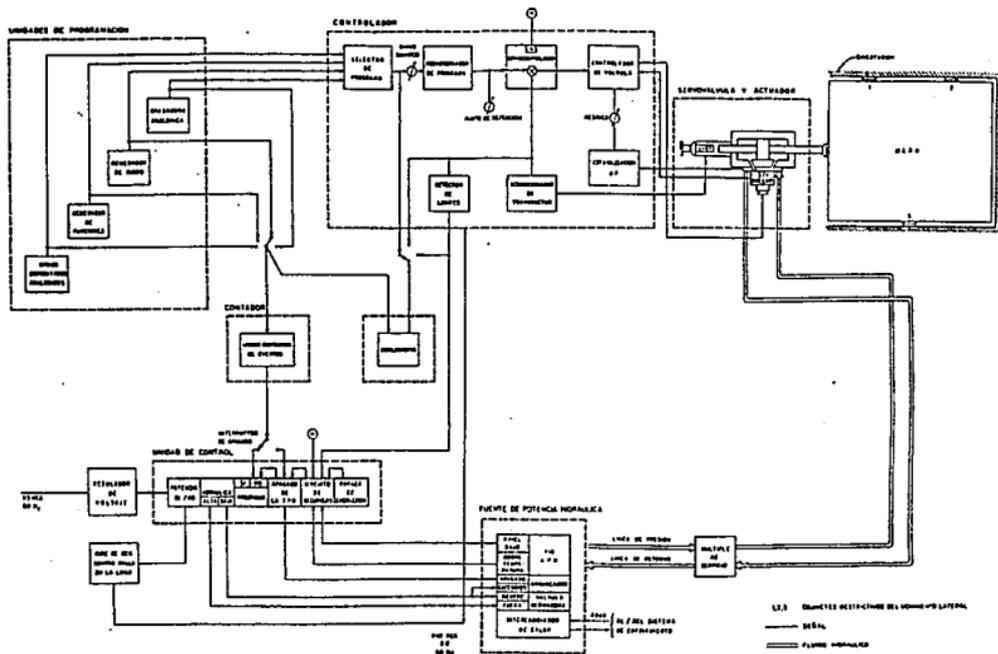


FIGURA 2.16 Sistema muro-marco típico y su idealización como un marco con columnas anchas.

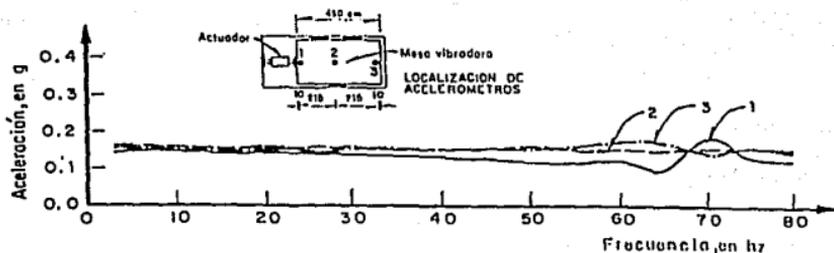


Acolaciones en cm

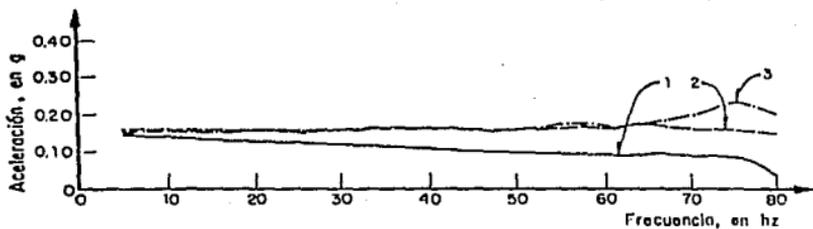
3.1 Mesa Vibradora.



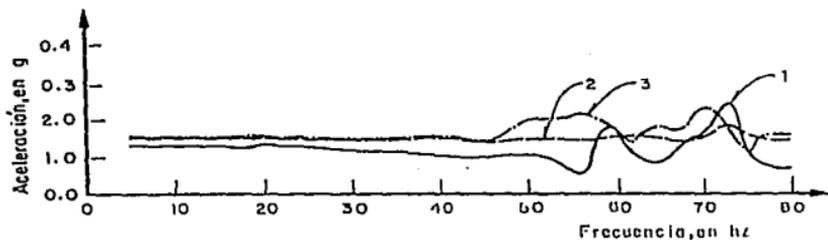
3.2 Sistema electrohidráulico de circuito cerrado para el control de la mesa vibradora.



a) Nivel = 0.15 g , mesa sin lastre

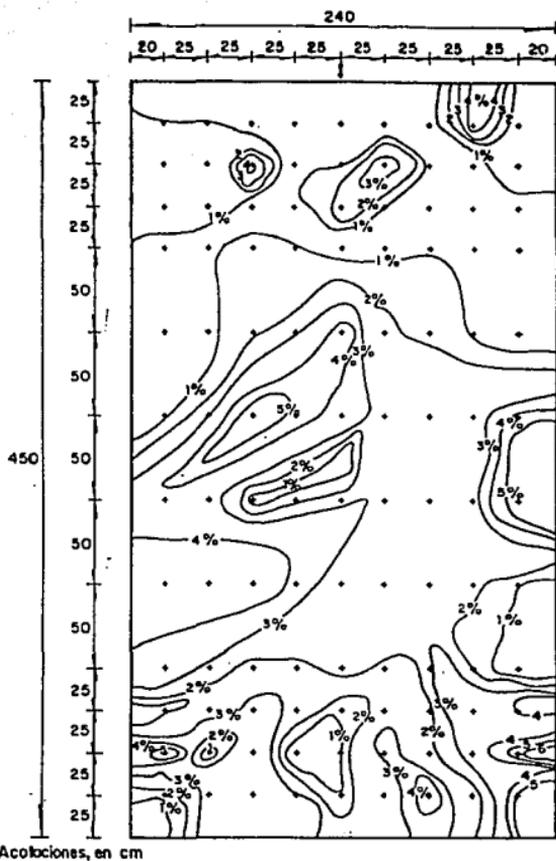


b) Nivel = 0.15 g ; lastre = 6775 kg



c) Nivel = 0.15 g ; lastre = 13631

3.3 Aceleración controlada en el centro de la mesa vibradora.



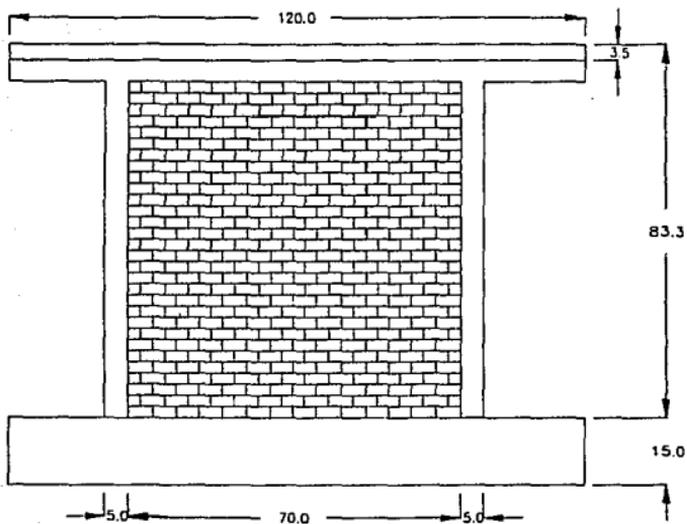
3.4 Curvas de nivel de aceleración sobre la mesa vibradora, $f=5$ Hz.



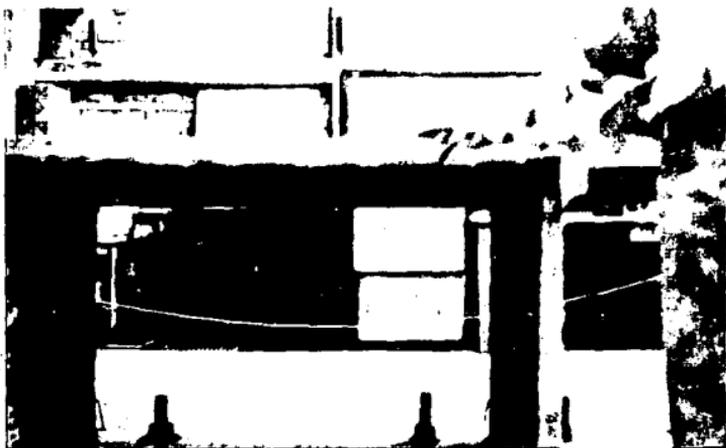
3.5 Modelo en la mesa vibradora.



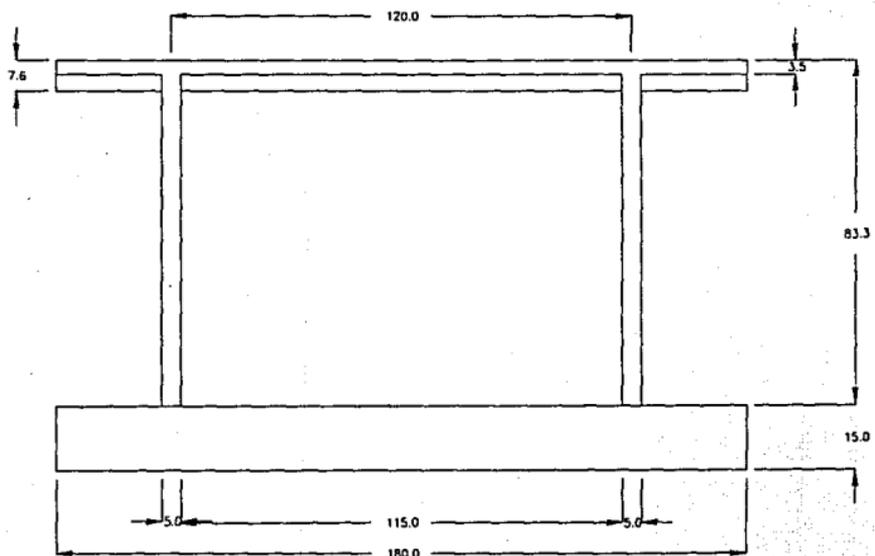
3.6 Vista transversal.



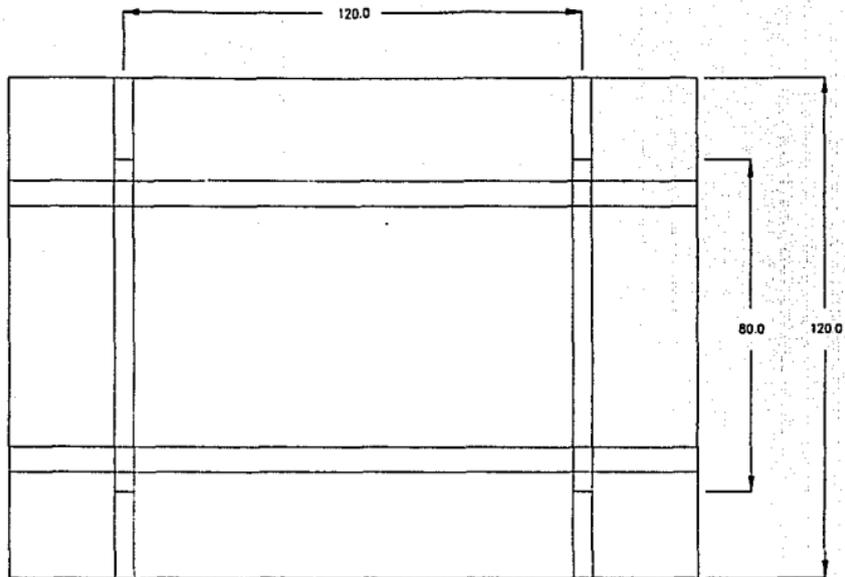
3.6 Dimensiones del Modelo. (Corte transversal).



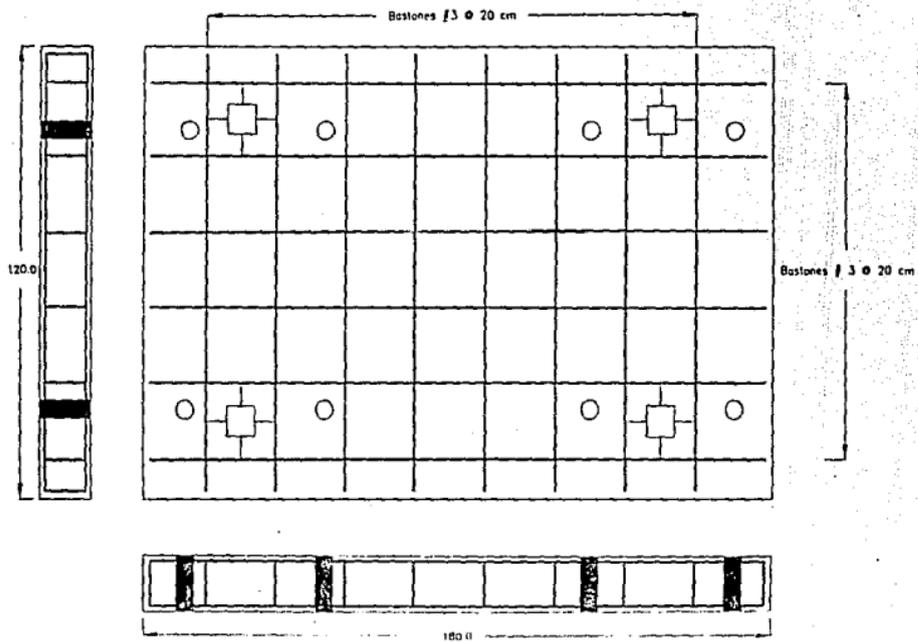
3.7 Vista longitudinal.



3.7 Dimensiones del Modelo. (Corte Longitudinal).



1.8 Dimensiones del Modelo. (Planta).



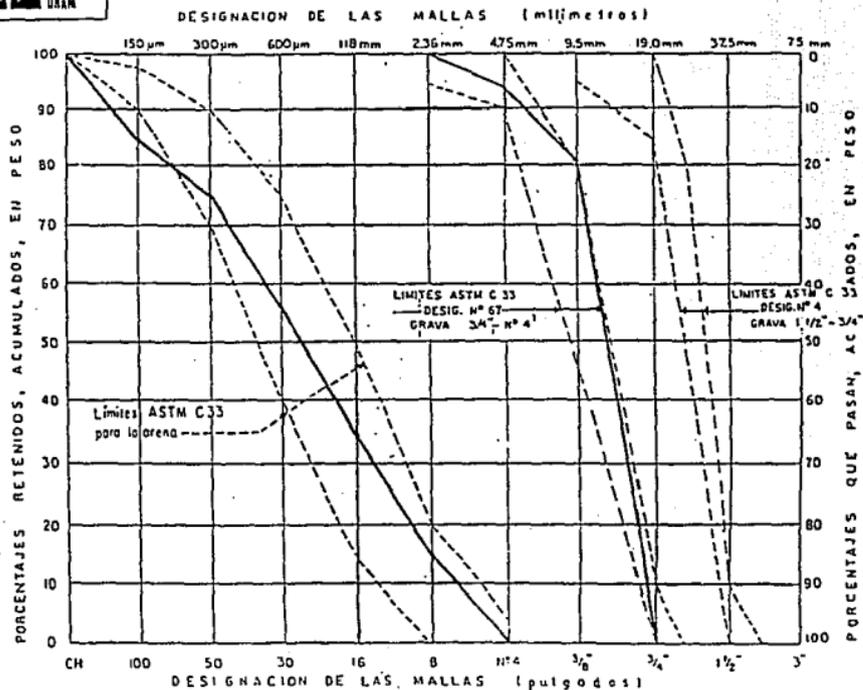
3.9 Dimensiones y detalles del armado de la losa de cimentación.



3.10 Detalle de las placas de anclaje.



3.11 Distribución del armado, placas de anclaje y tubos de PVC de la losa de cimentación.



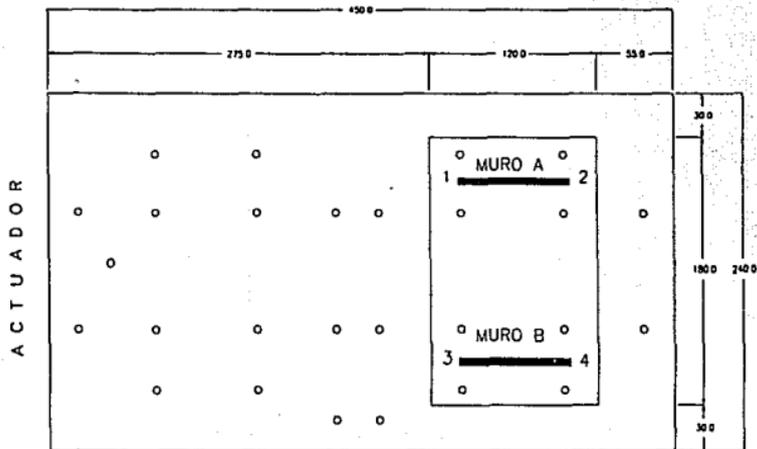
J.12 Curvas Granulométricas de grava y arena de la zona de cimentación.



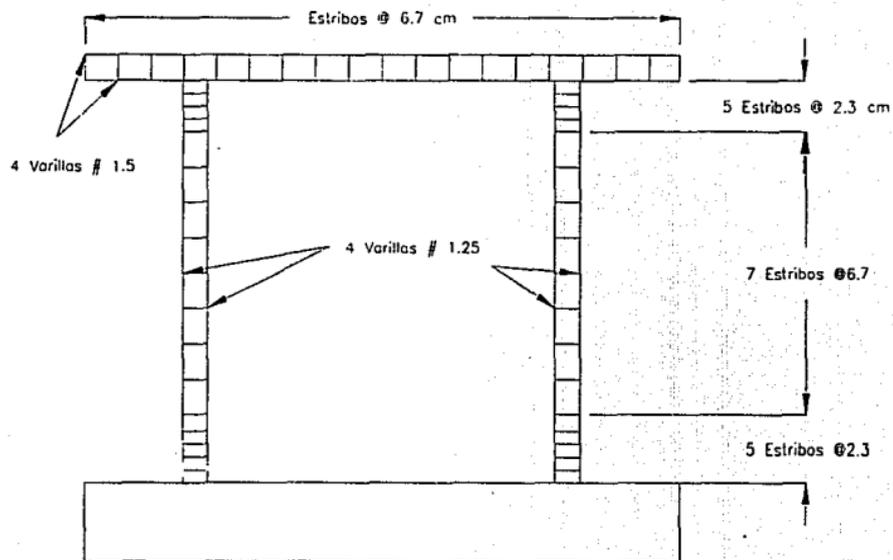
3.13 Vibrado del Concreto.



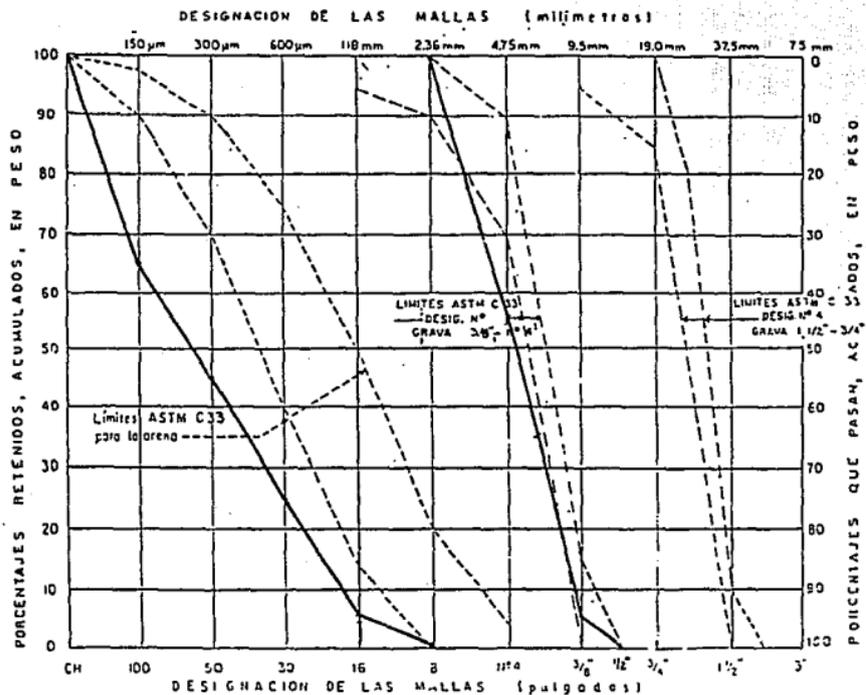
3.14 Construcción de la primera mitad del muro.



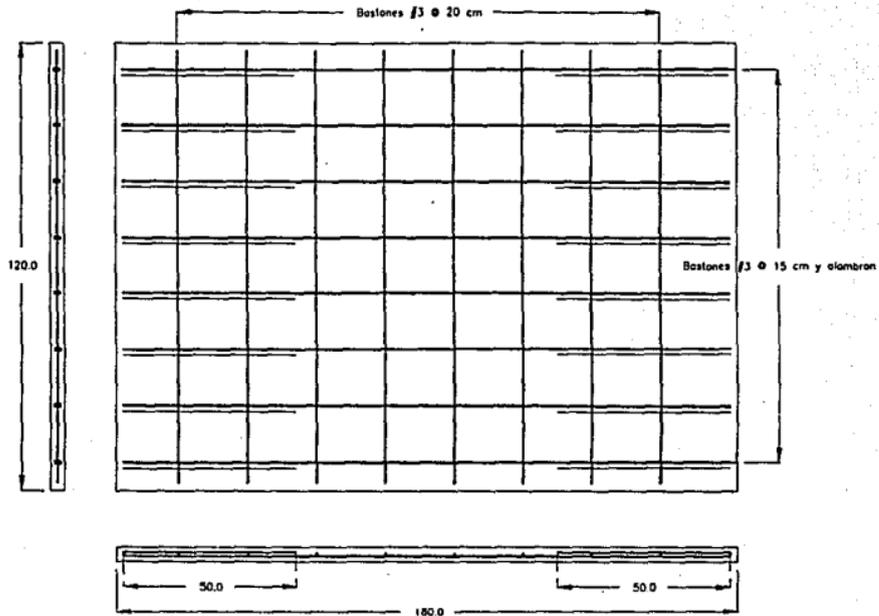
3.15 Ubicación del modelo en la mesa vibradora.



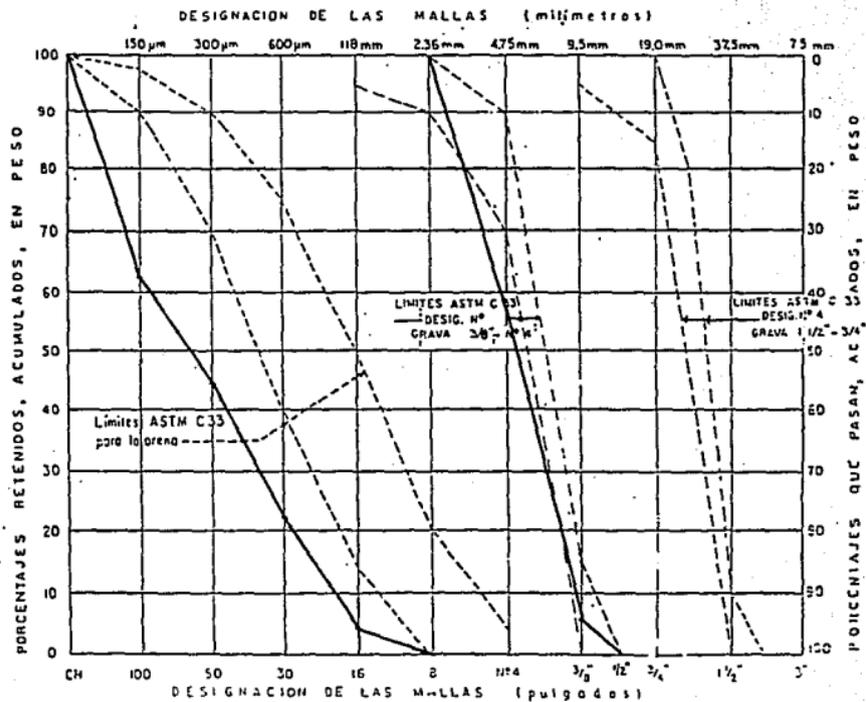
3.16 Armado de castillos y dalas.



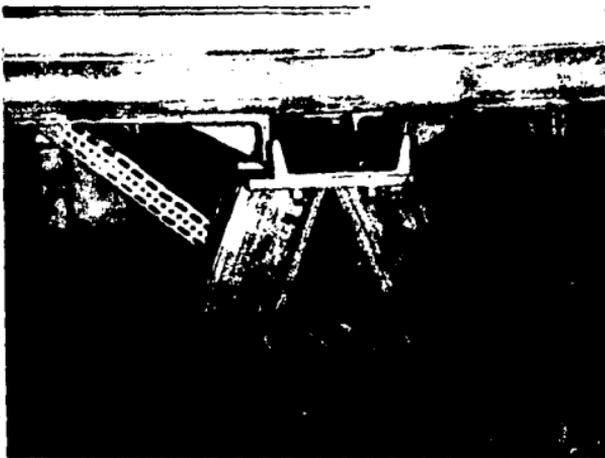
3.17 Curvas granulométricas de gránzón y arena de castillos.



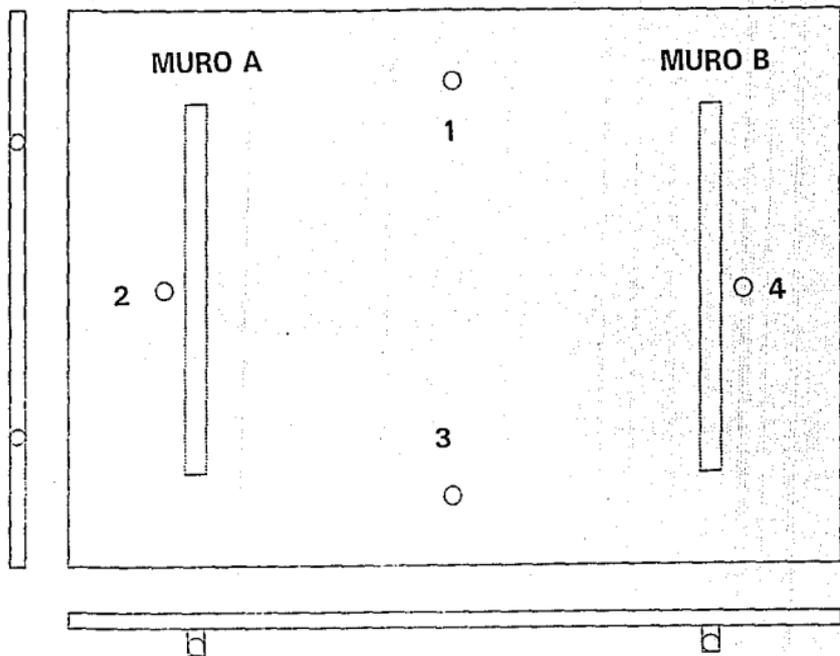
3.18 Armado de la losa superior.



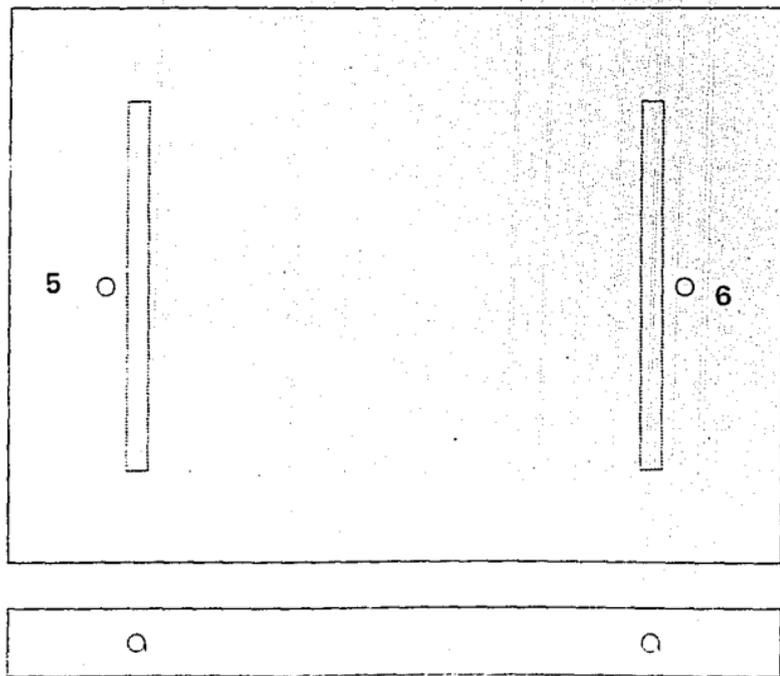
3.19 Curvas granulométricas de granzón y arena de losa superior.



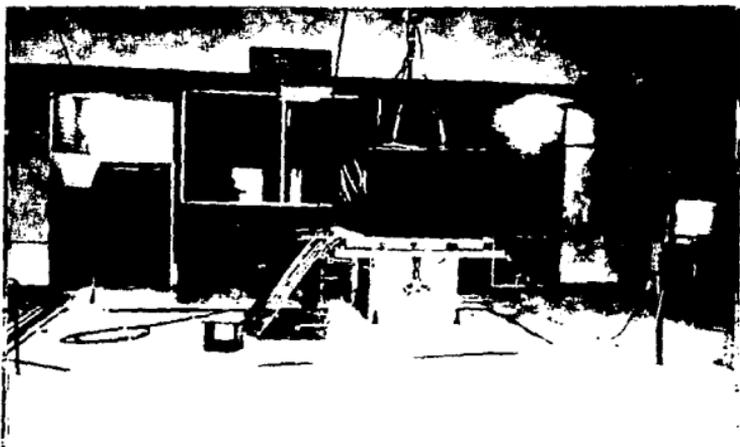
3.20 Detalle del Contraventeo.



3.21 Ubicación de acelerómetros bajo la losa superior.

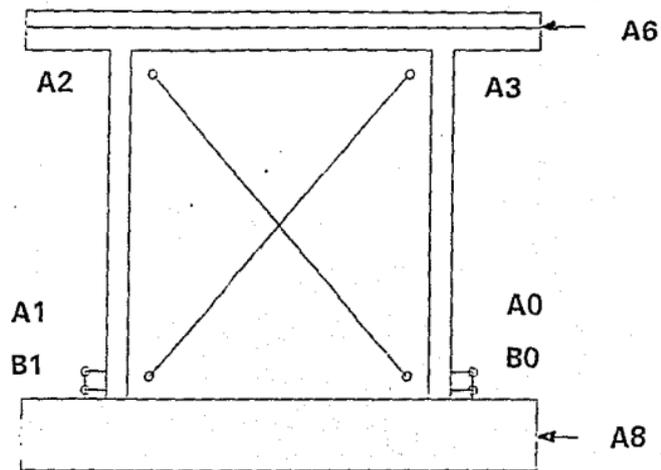


3.22 Ubicación de acelerómetros sobre la losa de cimentación.



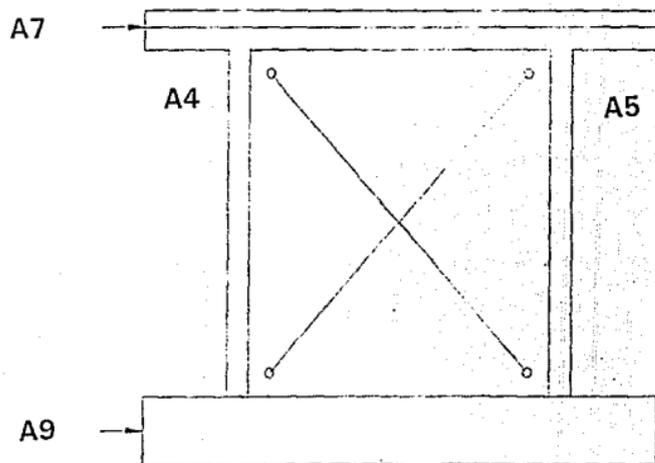
3.23 Modelo instrumentado.

MURO A



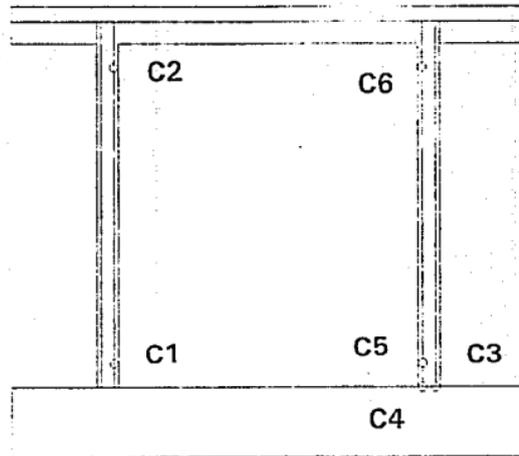
3.24 Deformímetros del muro A.

MURO B



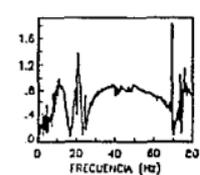
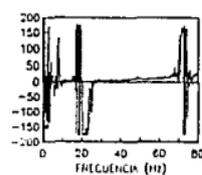
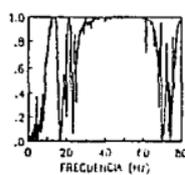
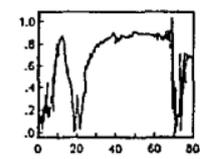
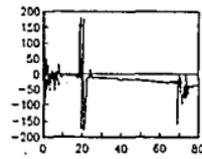
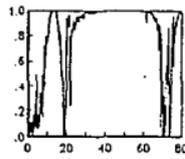
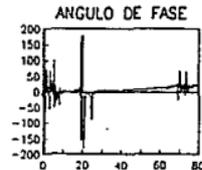
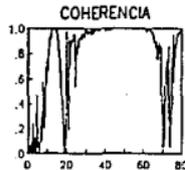
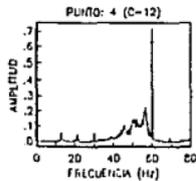
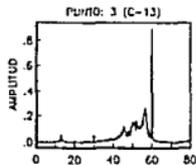
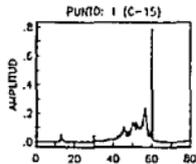
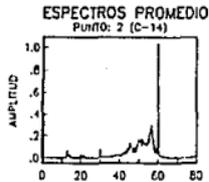
3.25 Deformímetros del muro B.

MURO A



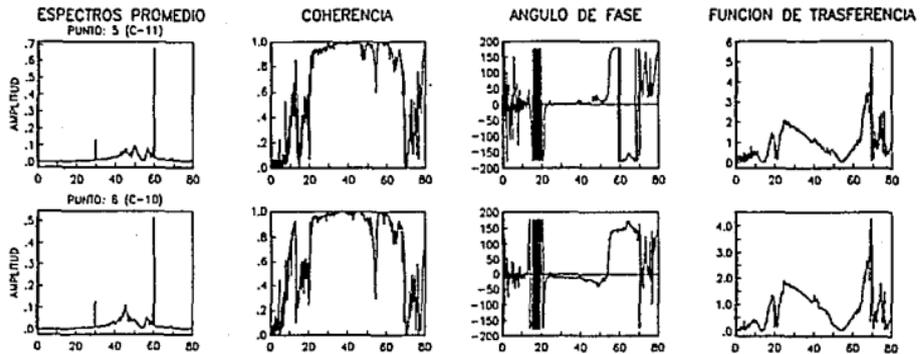
3.26 Defomímetros eléctricos en el muro A.

PRUEBA 04-14 (T-VA)



4.1 Gráficas de Vibración ambiental. Prueba 04. Referencia canal 15.

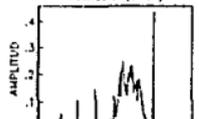
PRUEBA 04-14 (T-VA)



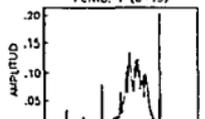
4.1 Gráficas de Vibración ambiental. Prueba 04. Referencia canal 14.

ESPECTROS PROMEDIO

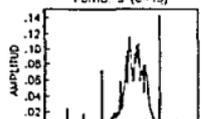
PUNTO: 2 (C-14)



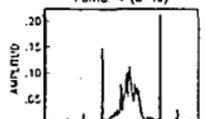
PUNTO: 1 (C-15)



PUNTO: 3 (C-13)



PUNTO: 4 (C-12)

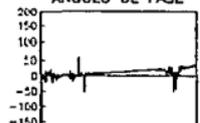


PRUEBA 10-14 (T-VA)

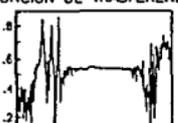
COHERENCIA



ANGULO DE FASE

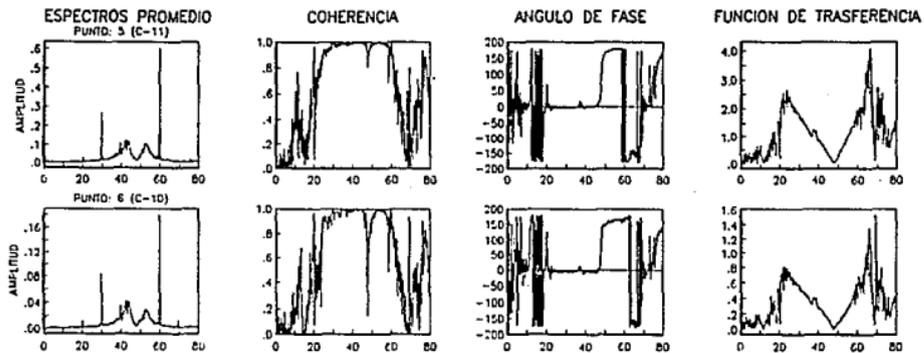


FUNCION DE TRASFERENCIA



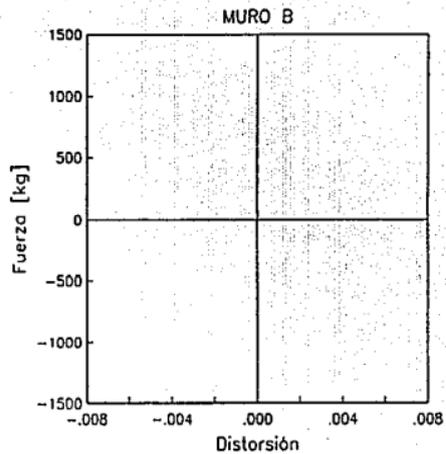
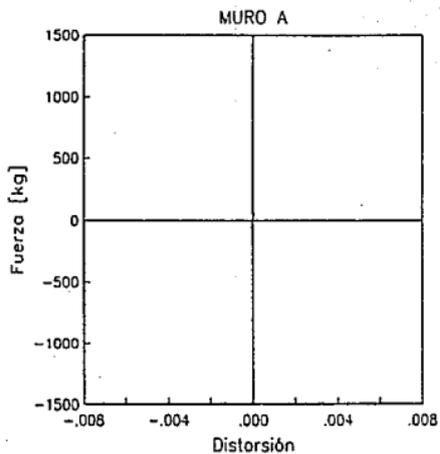
4.2 Gráficas de Vibración Horizontal. Prueba 10. Referencia canal 14.

PRUEBA 10-14 (T-VA)



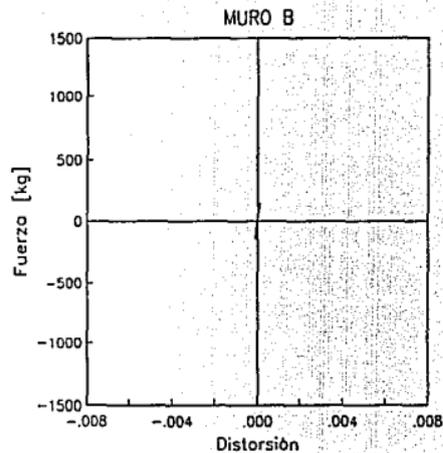
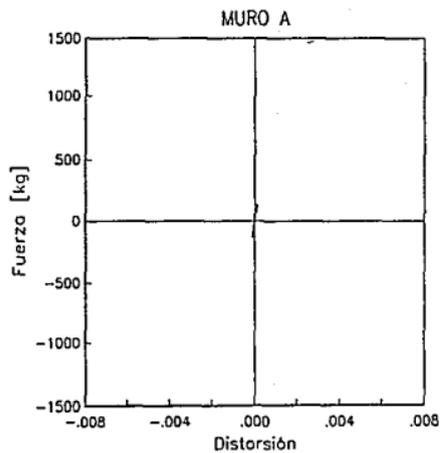
4.2 Gráficas de Vibración ambiental. Prueba 10. Referencia canal 14.

SPAN 0.5



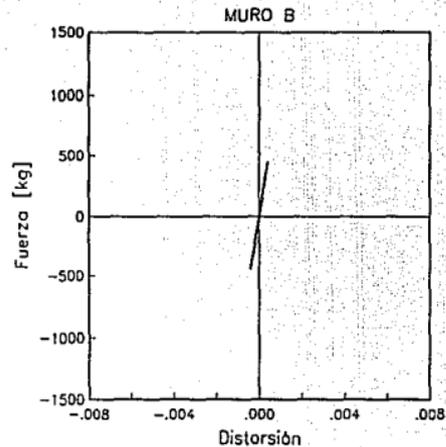
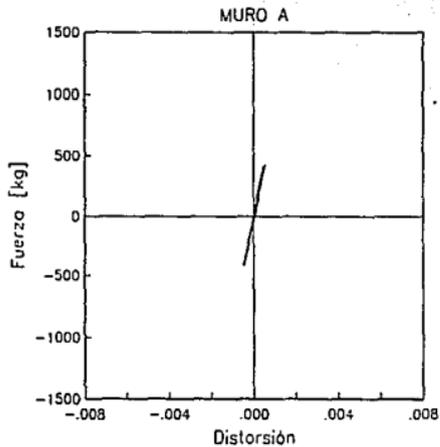
4.3.a Ciclos histeréticos. Span 0.5

SPAN 1.0



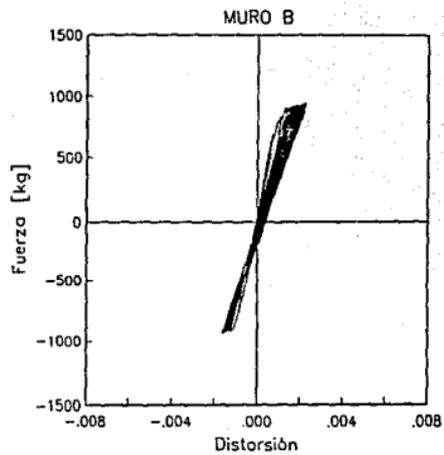
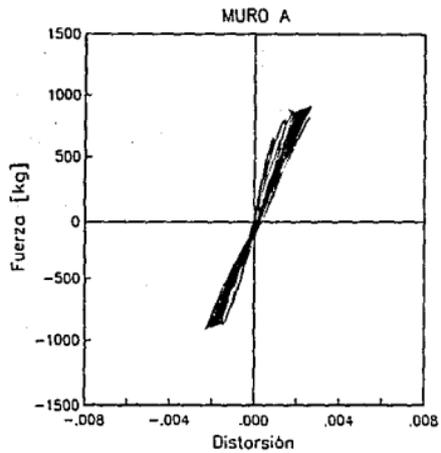
4.3.b Ciclos histeréticos. Span 1.0

SPAN 3.0



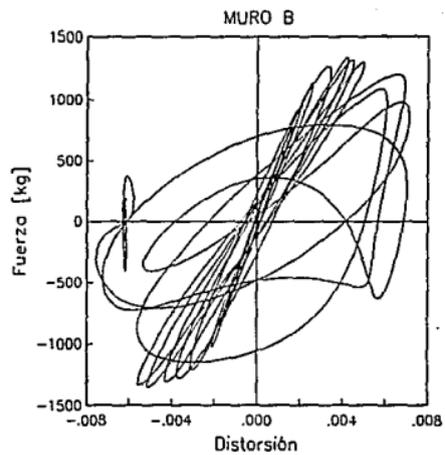
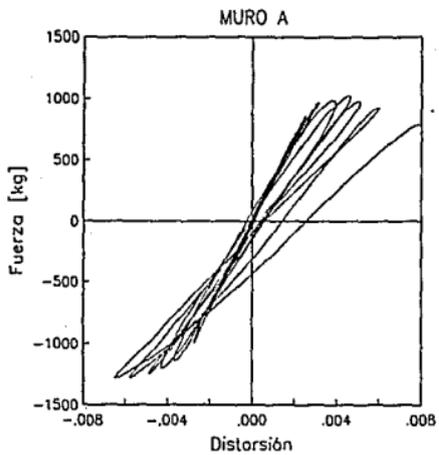
4.3.c Ciclos histeréticos. Span 3.0

SPAN 6.0



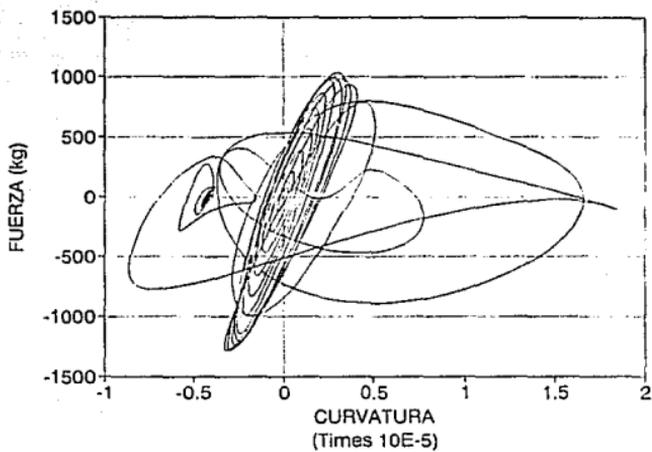
4.3.d Ciclos histeréticos. Span 6.0

SPAN 8.0



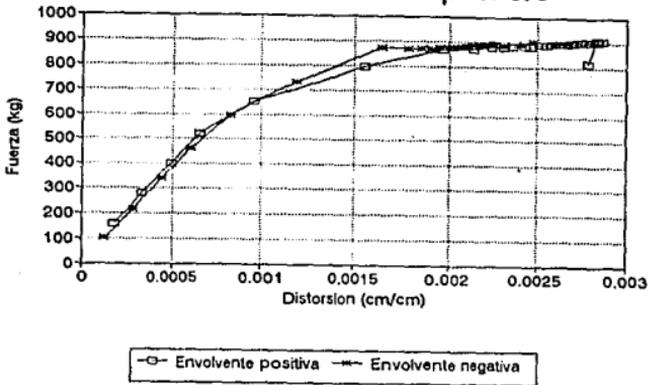
4.3.e Ciclos histeréticos. Span 8.0

Muro A. B1-B0 SPAN 8

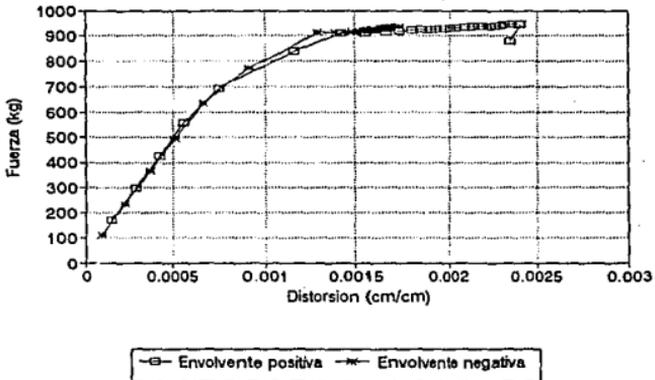


4.4 Ciclo histerético. Span 8.0 Fuerza contra Rotación.

Envolvente Muro A Span 6.0

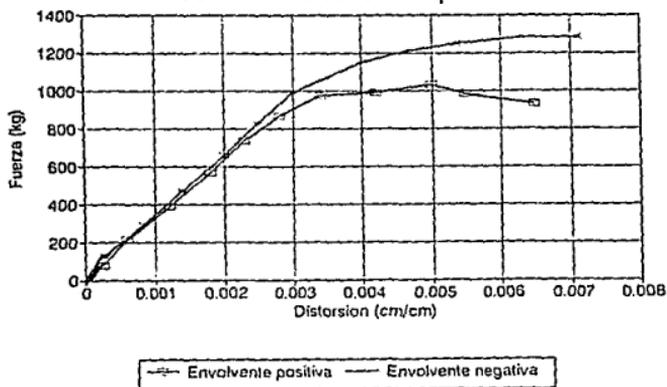


Envolvente Muro B Span 6.0

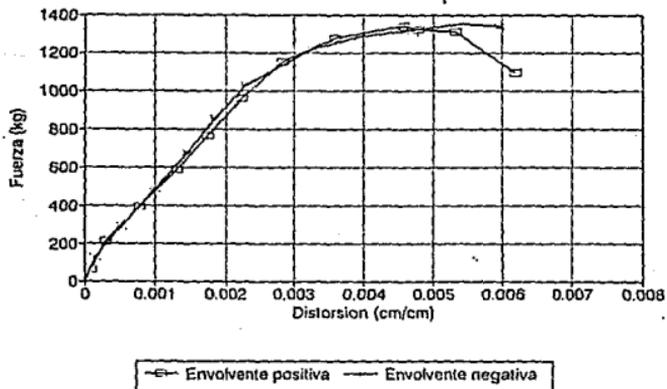


4.5.a Envolventes de cada muro. Span 6.0

Envolvente Muro A Span 8.0

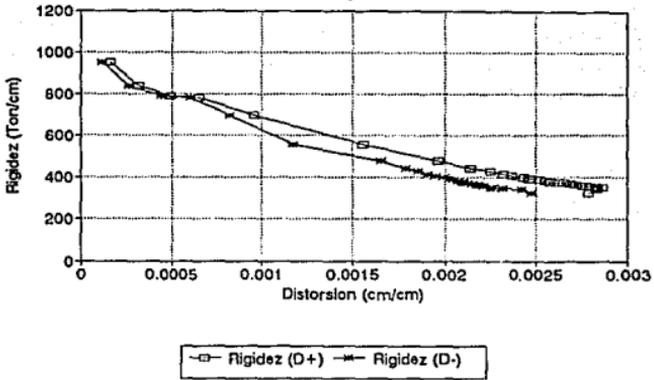


Envolverte Muro B Span 8.0

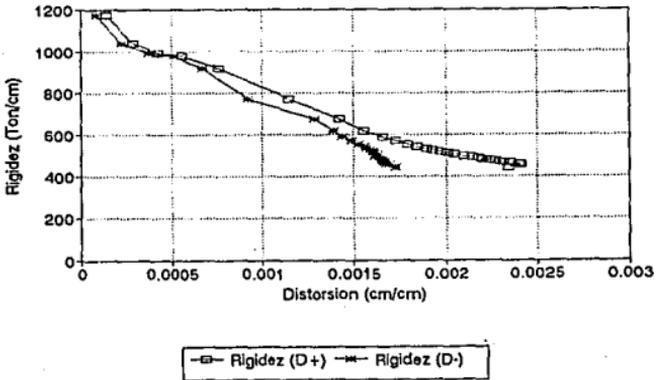


4.5.b Envolvertes de cada muro. Span 8.0.

Muro A Span 6.0

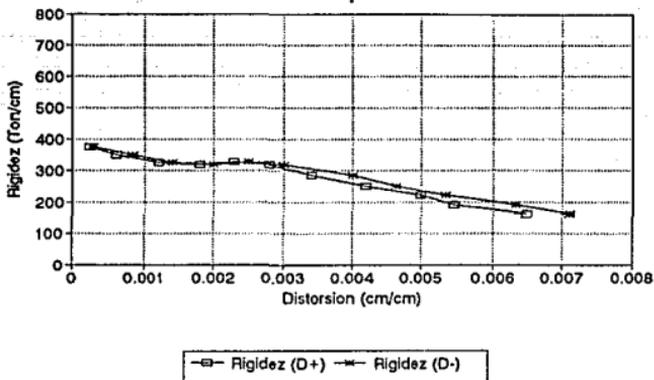


Muro B Span 6.0

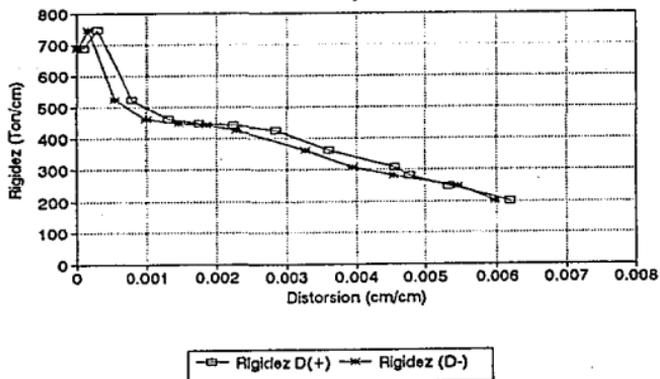


4.6.a Gráficas de rigidez de cada muro. Span 6.0.

Muro A Span 8.0

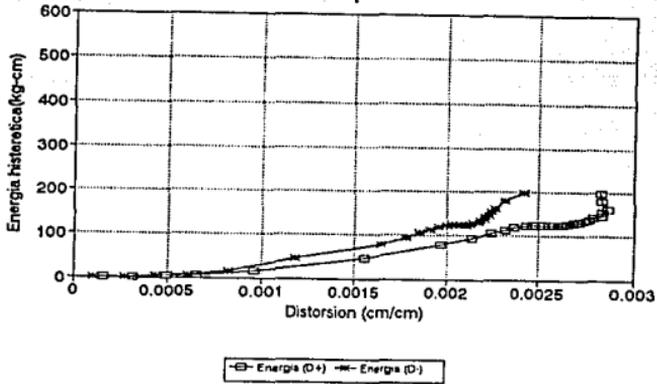


Muro B Span 8.0

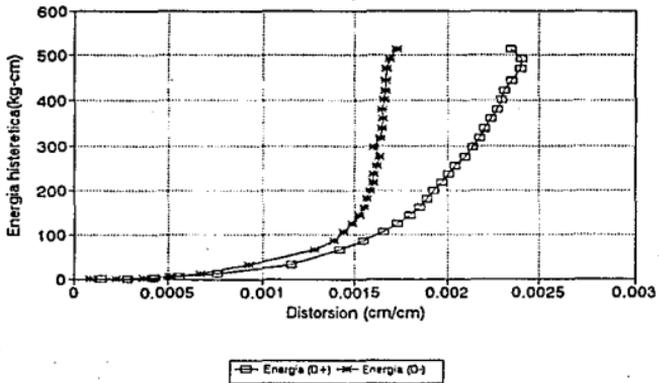


4.6.b Gráficas de rigidez de cada muro. Span 8.0.

Muro A Span 6.0

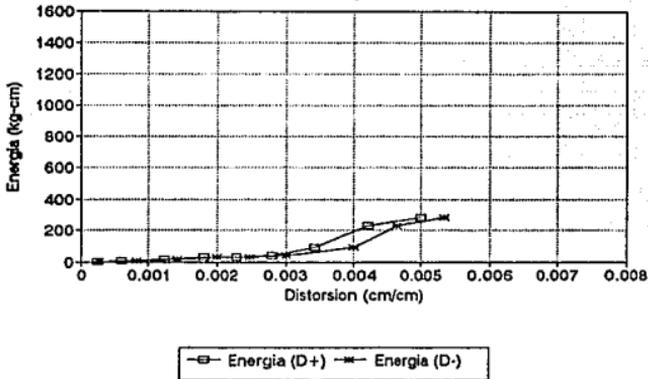


Muro B Span 6.0

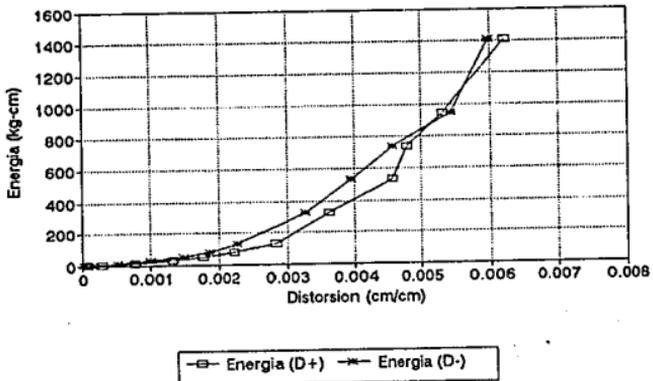


4.7.a Energía histerética de cada muro. Span 6.0.

Muro A Span 8.0

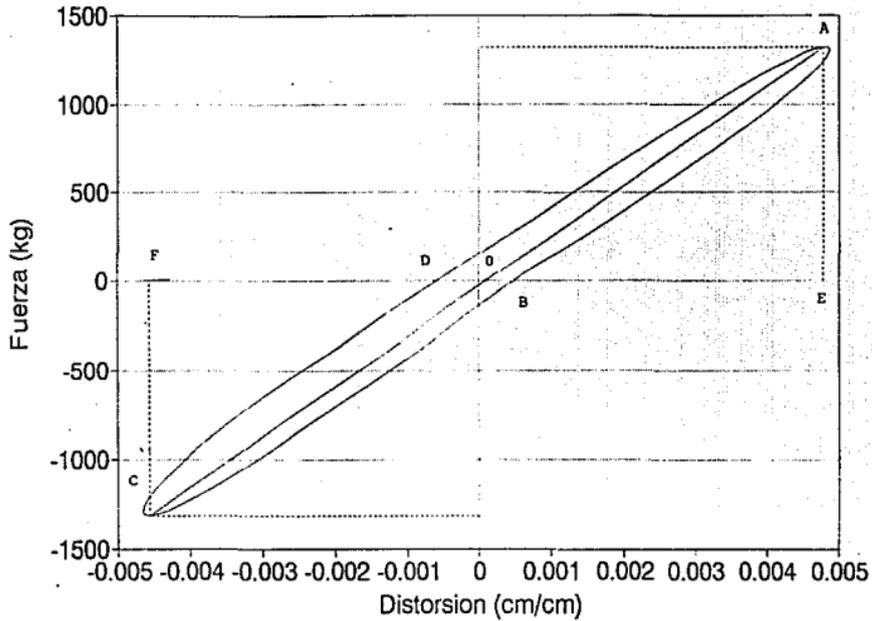


Muro B Span 8.0



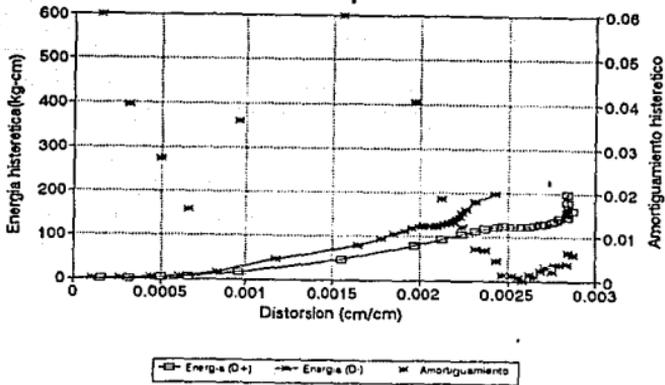
4.7.b Energía histerética de cada muro. Span 8.0.

Ciclo Histeretico

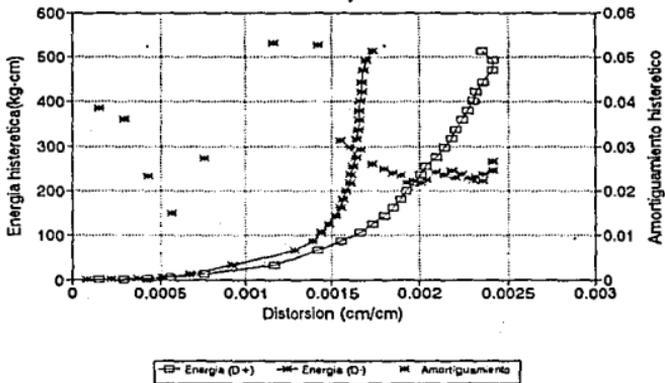


4.8.a Ciclo histérico.

Muro A Span 6.0

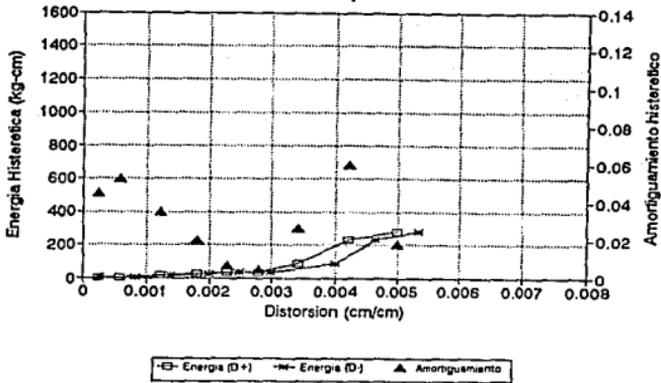


Muro B Span 6.0

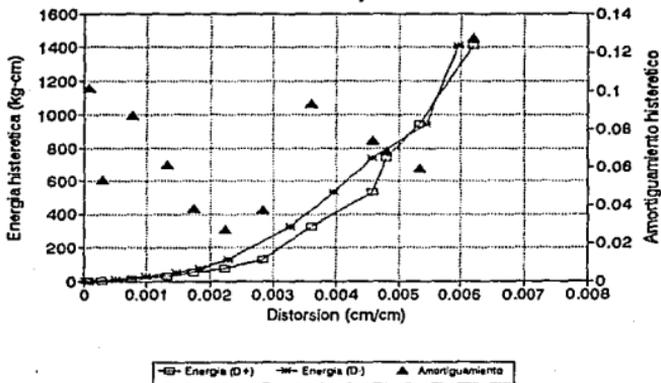


4.8.b Amortiguamiento histérico. Span 6.0.

Muro A Span 8.0

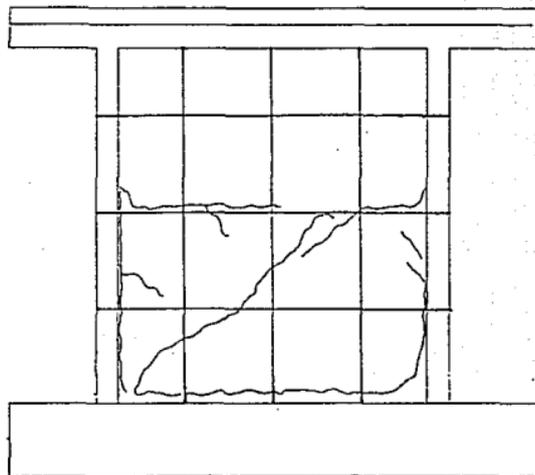


Muro B Span 8.0



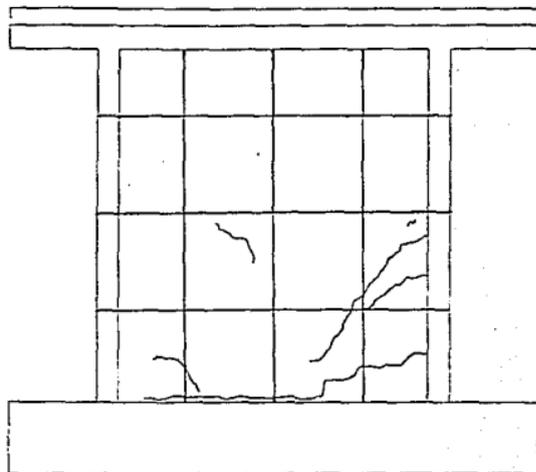
4.8.c Amortiguamiento histerético. Span 8.0.

MURO A



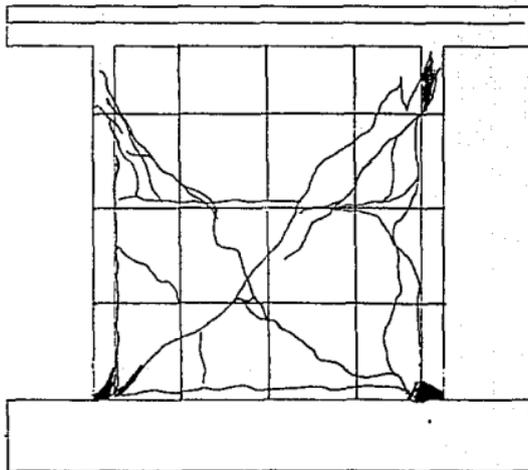
4.9 Patrón de grietas Span 6.0

MURO B



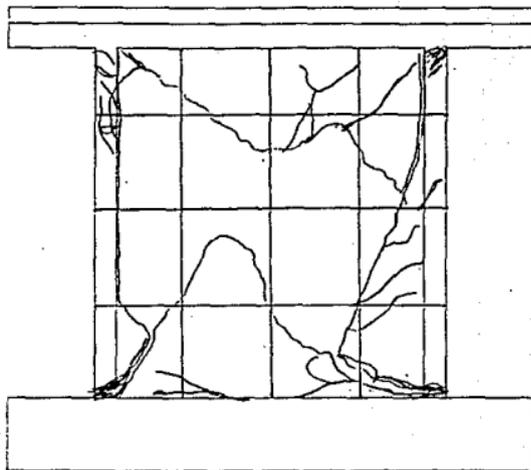
4.9 Patrón de grietas Span 6.0

MURO A



4.10 Patrón de grietas Span 8.0

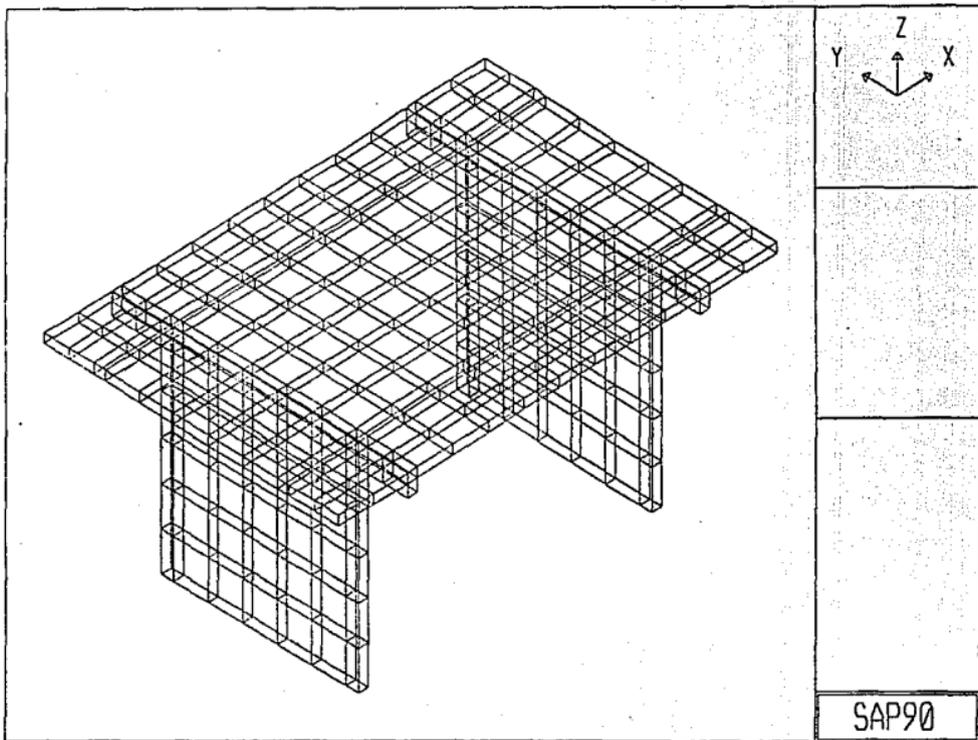
MURO B



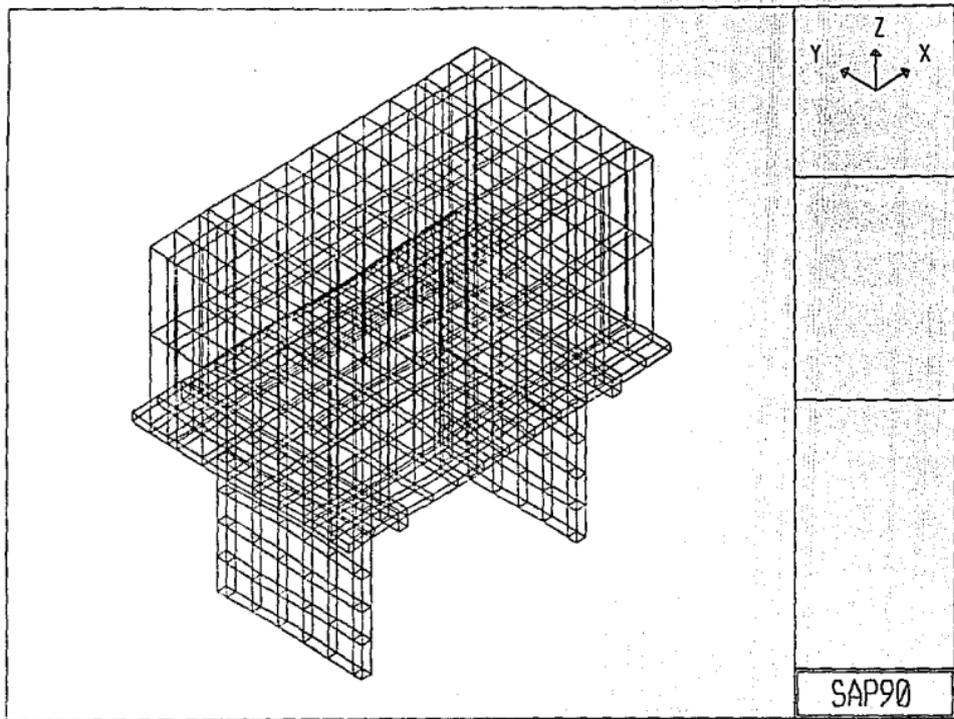
4.10 Patrón de grietas Span 8.0



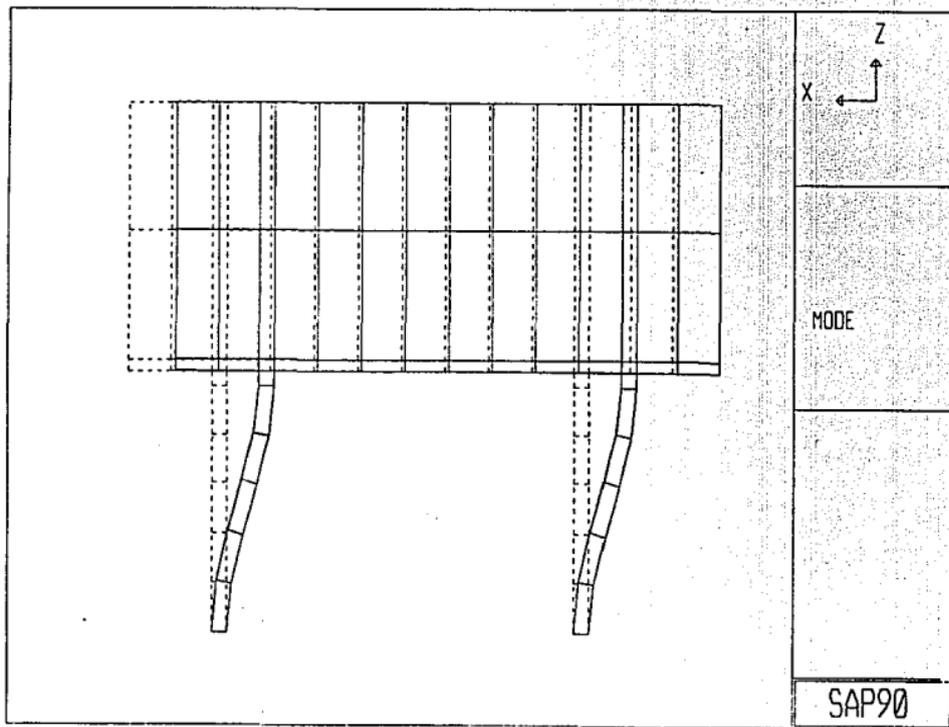
4.11 Modelo ensayado.



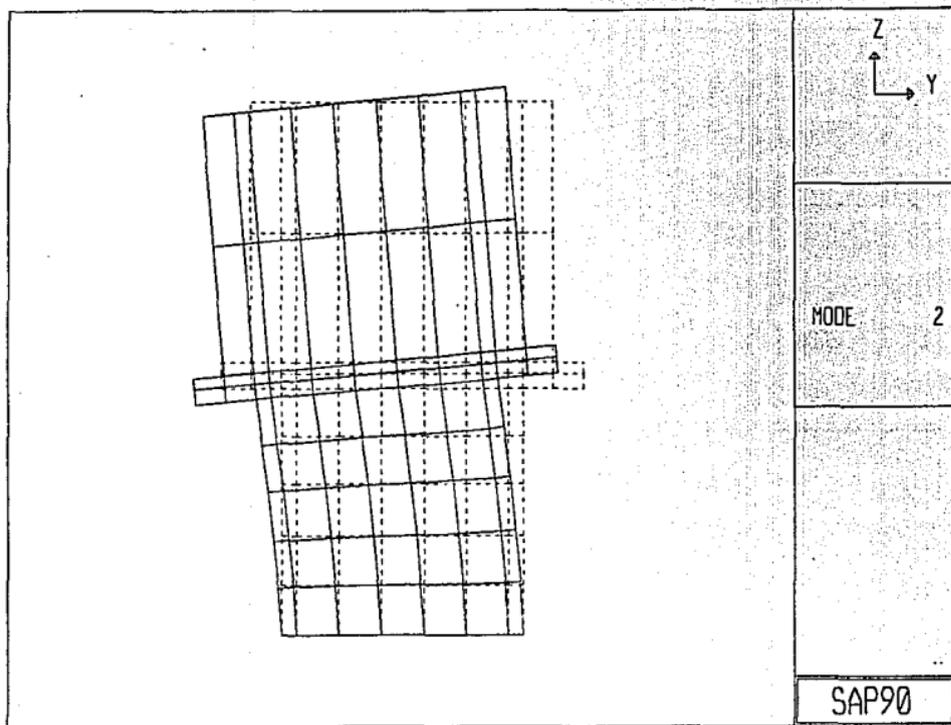
5.1.a Modelo sin carga (SAP-90).



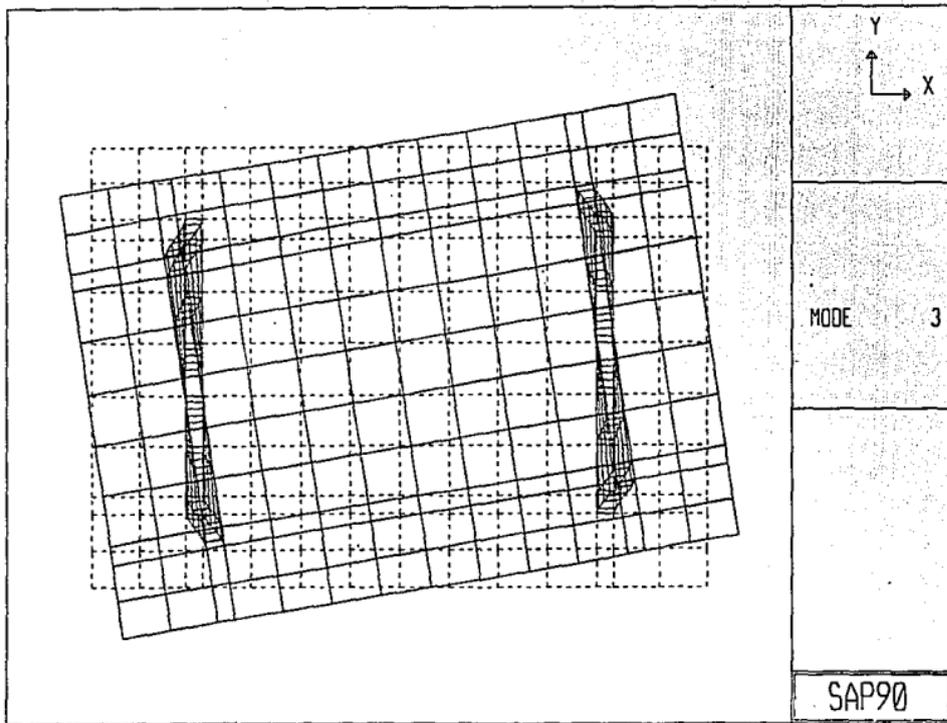
5.1.b Modelo con carga (SAP-90).



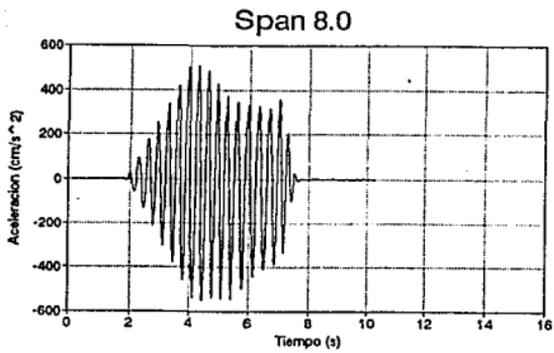
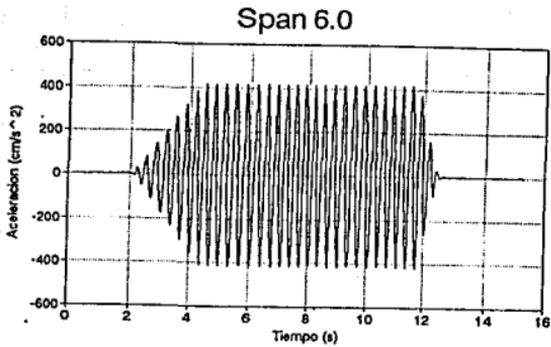
5.2.a Primer modo de vibrar (SAP-90).



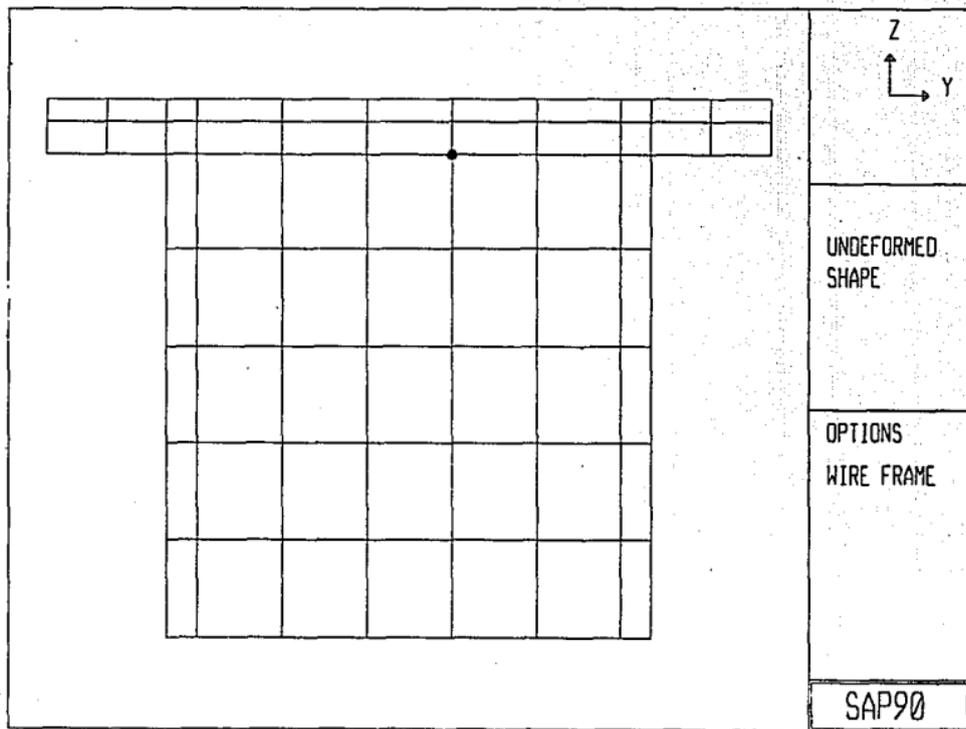
5.2.b Segundo modo de vibrar (SAP-90).



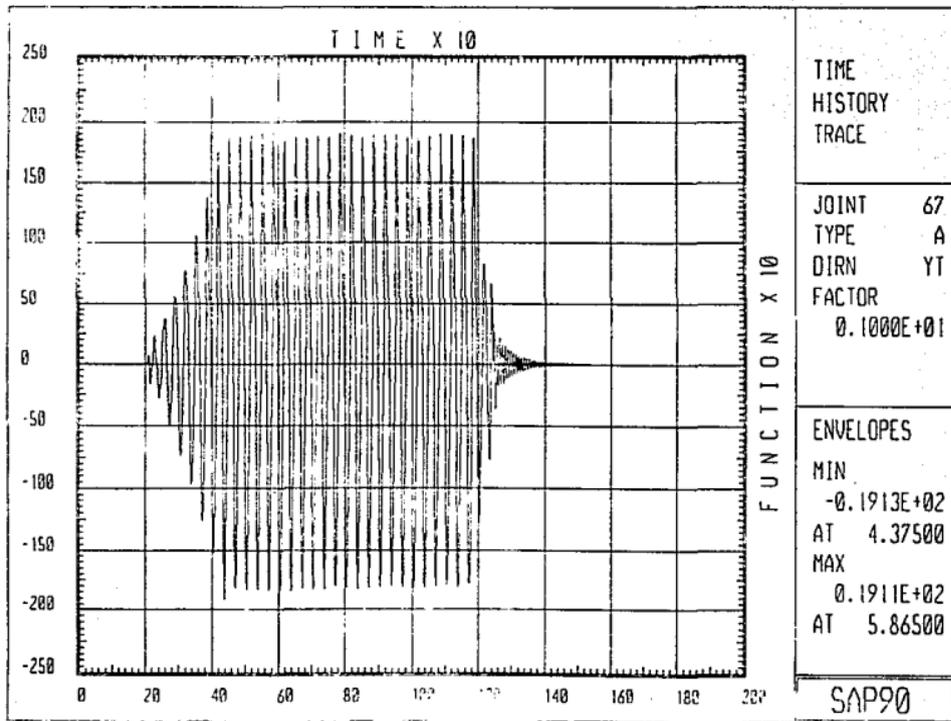
5.2.c Tercer modo de vibrar (SAP-90).



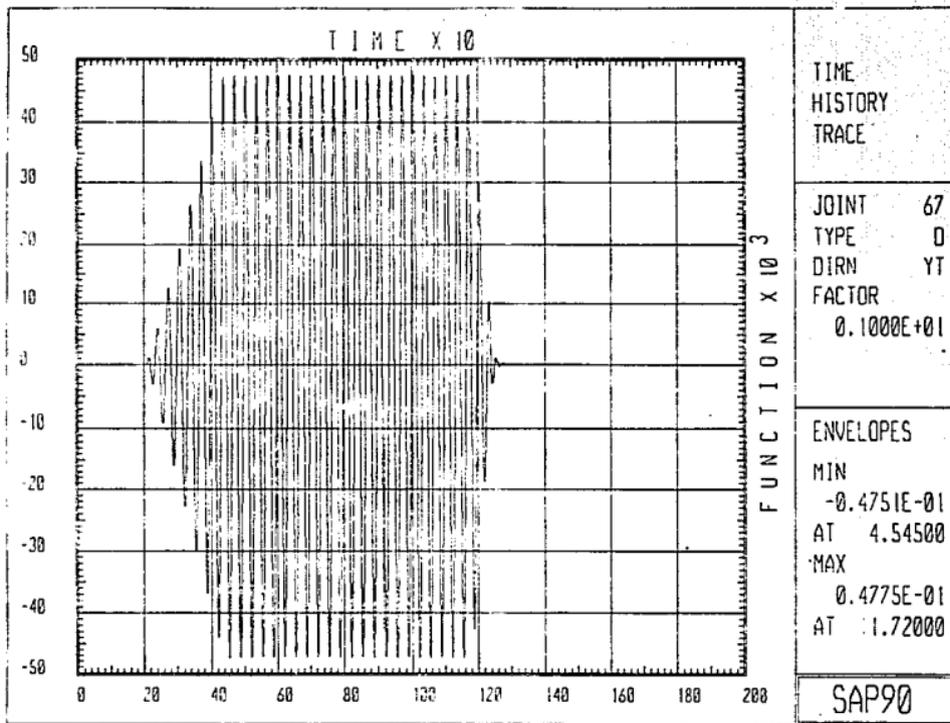
5.3 Aceleraciones en la base. Span 6.0 y 8.0.



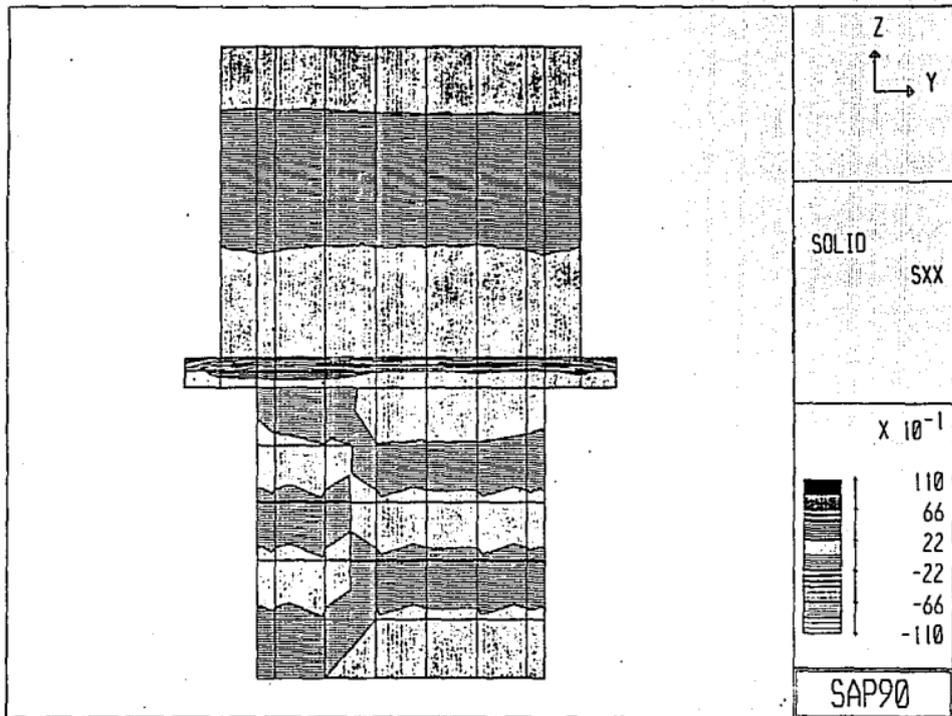
5.4 Ubicación del nudo 67 en el muro.



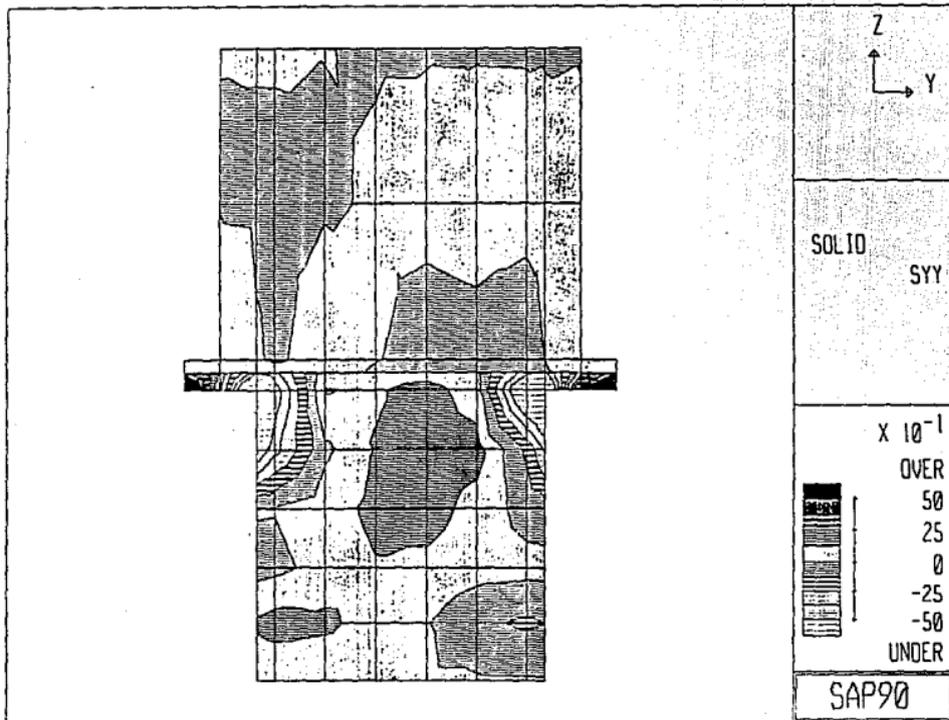
5.a Aceleración contra tiempo del nudo 67.



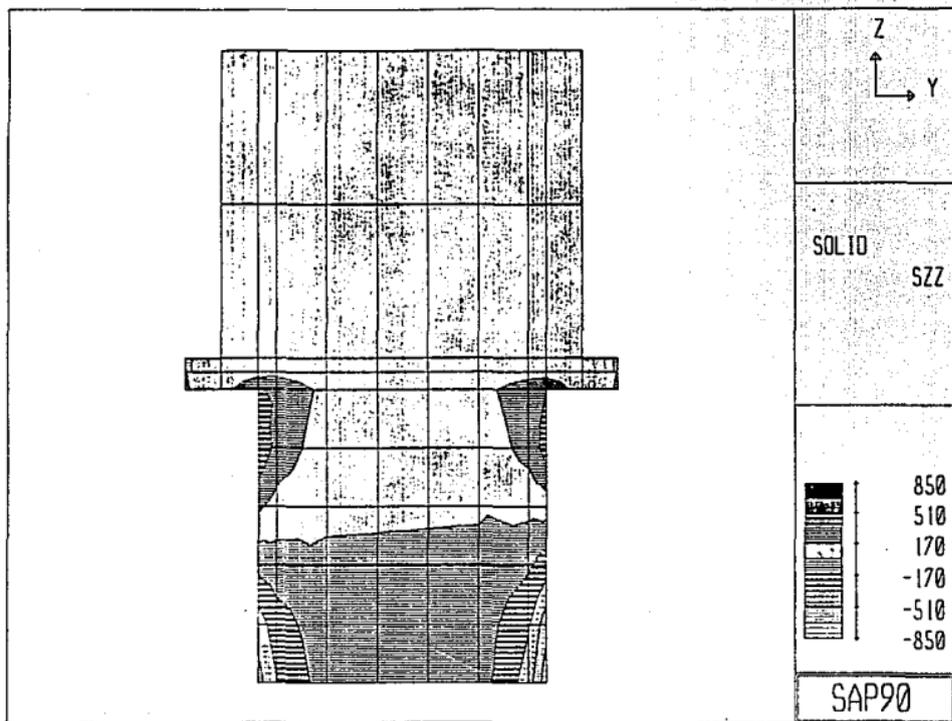
5.5.b Desplazamiento contra tiempo del nudo 67.



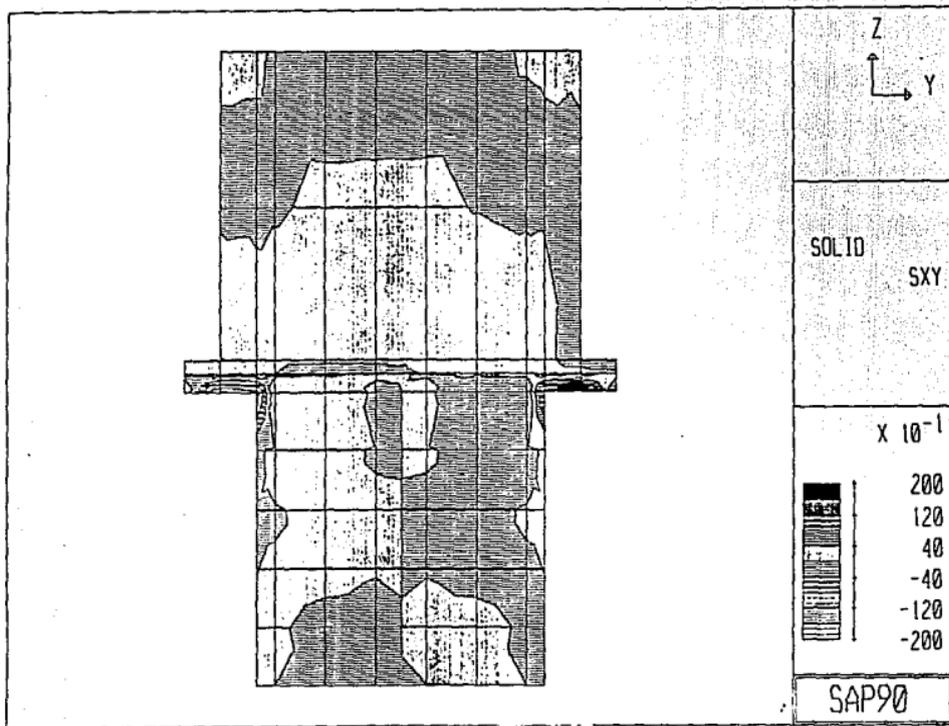
5.6,a Distribución de esfuerzos Sxx.



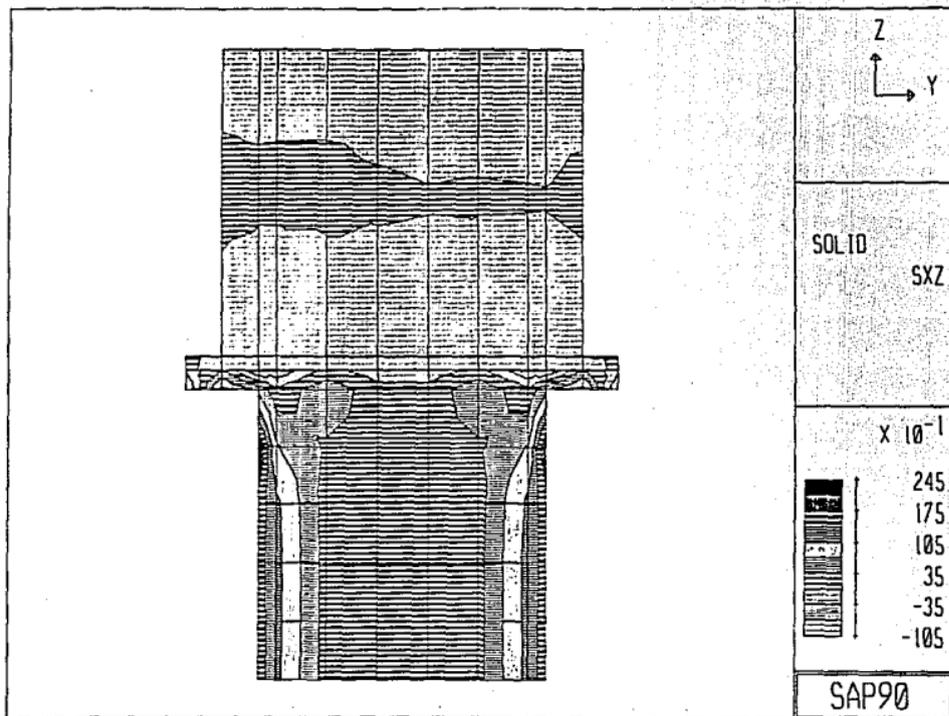
5.6.b Distribución de esfuerzos S_{yy} .



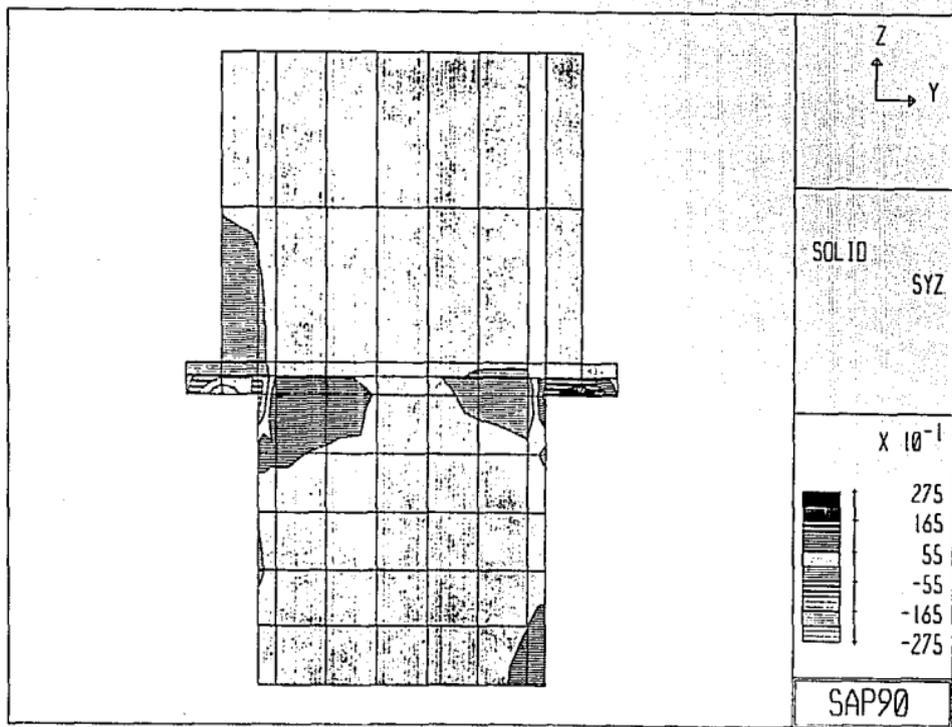
5.6.c Distribución de esfuerzos Szz.



5.6.d Distribución de esfuerzos Sxy.



5.6.e Distribución de esfuerzos S_{xz} .



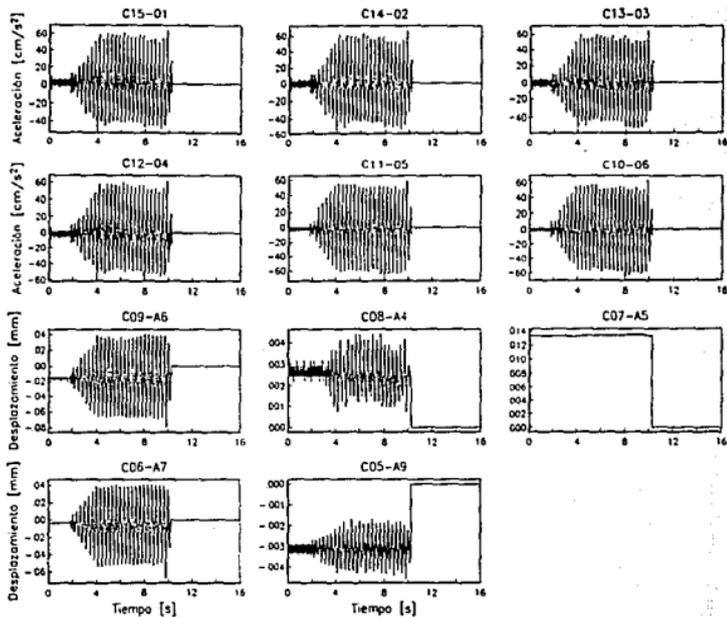
5.6.f Distribución de esfuerzos Syz.

APENDICE.

06

SPAN 0.5

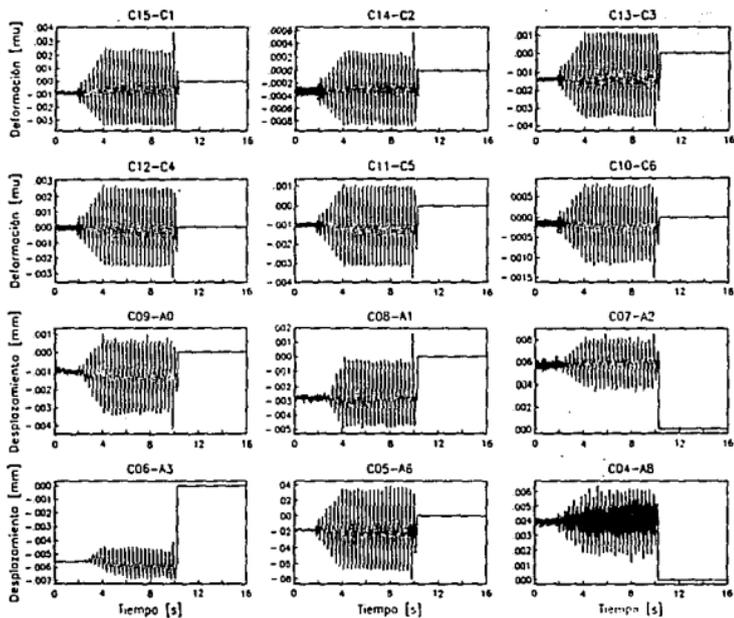
F=3 Hz



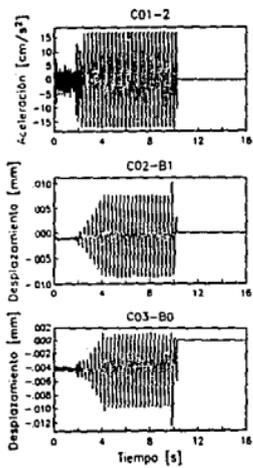
06

SPAN 0.5

F=3 Hz



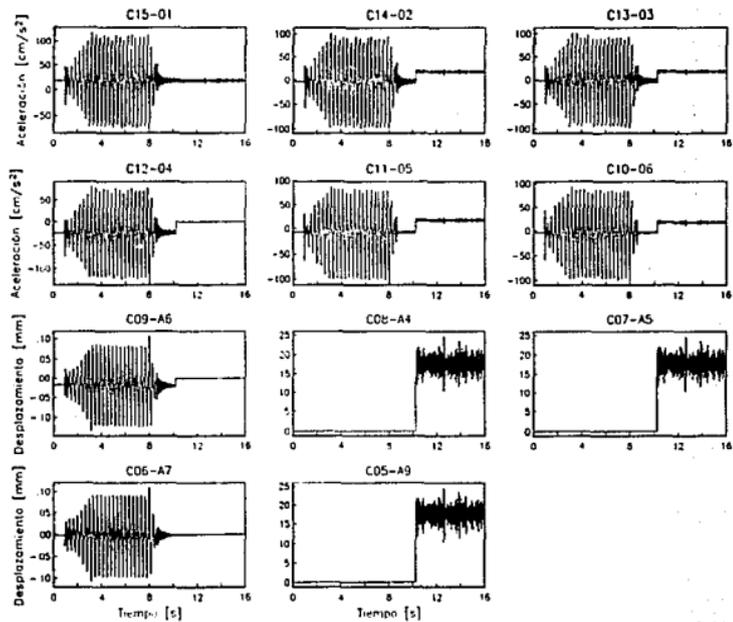
D6-SPAN 0.5



07

SPAN 1.0

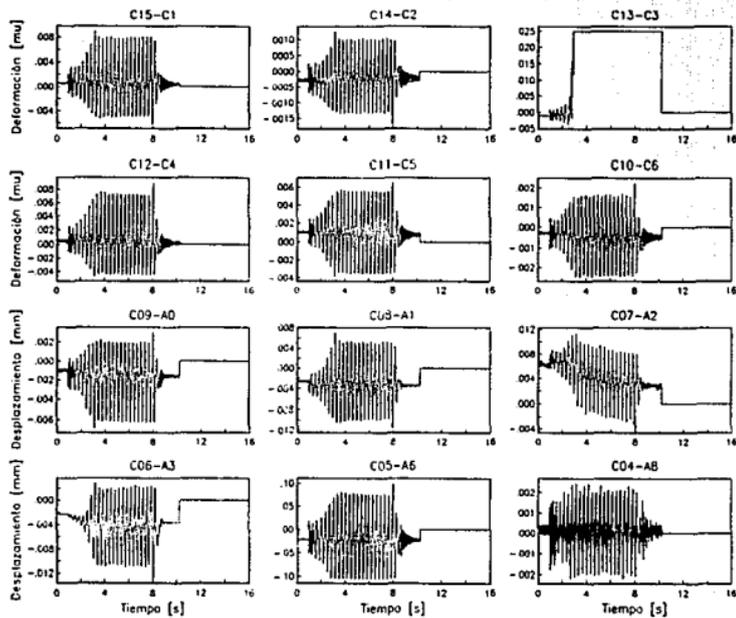
F=3 Hz



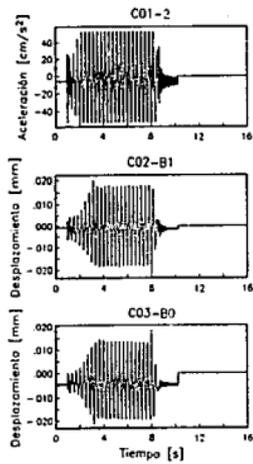
07

SPAN 1.0

F=3 Hz



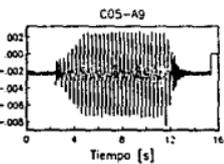
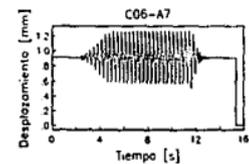
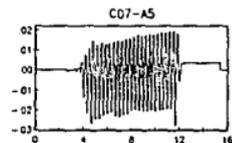
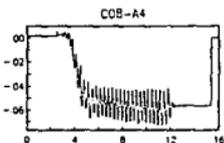
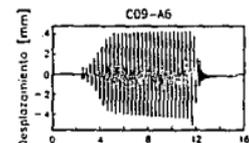
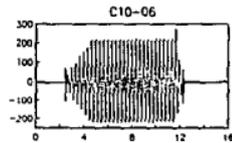
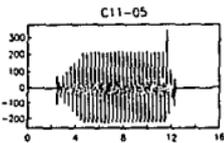
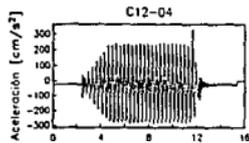
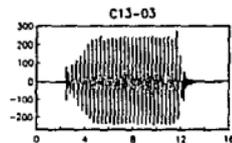
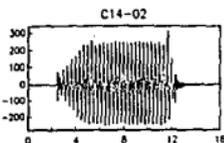
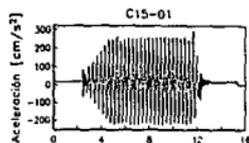
07-SPAN 1.0



08

SPAN 3.0

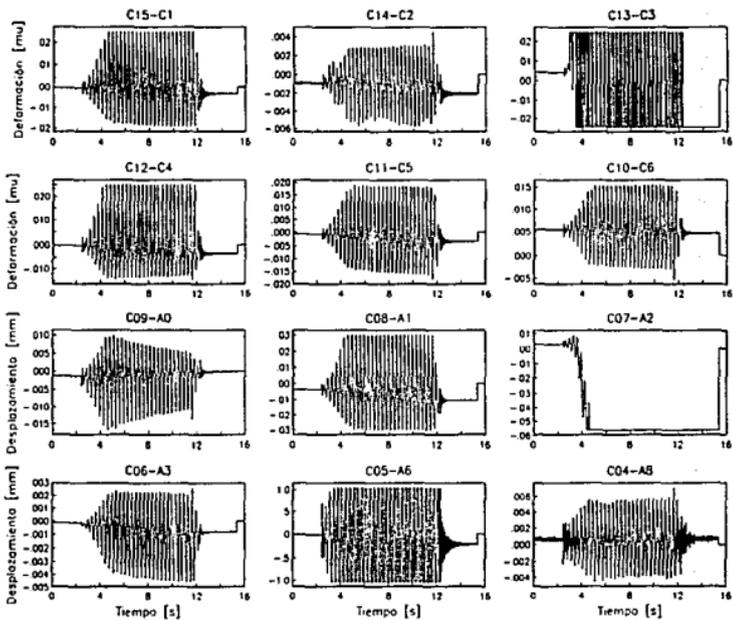
F=3 Hz



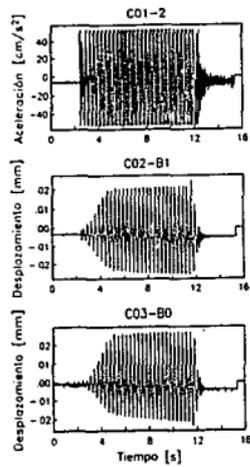
08

SPAN 3.0

F=3 Hz



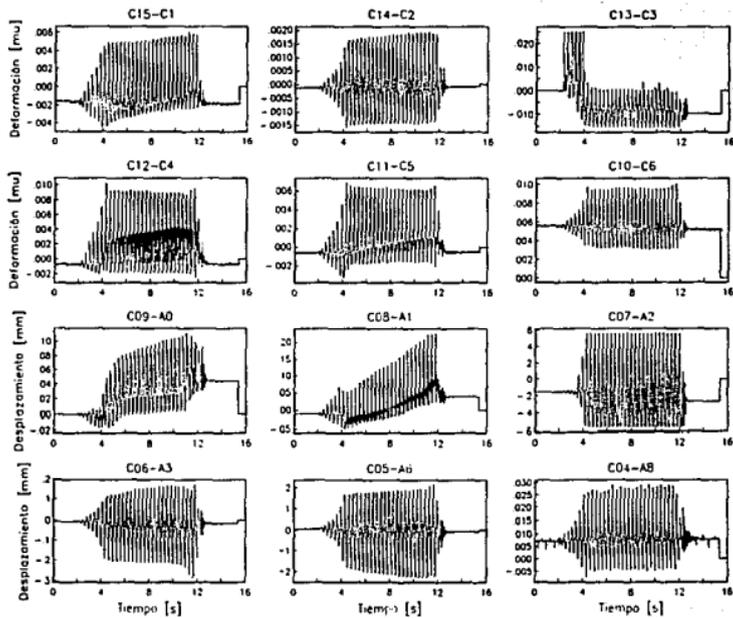
08-SPAN 3.0



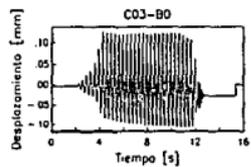
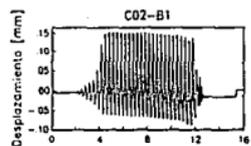
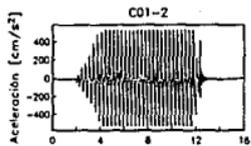
09

SPAN 6.0

F=3 Hz



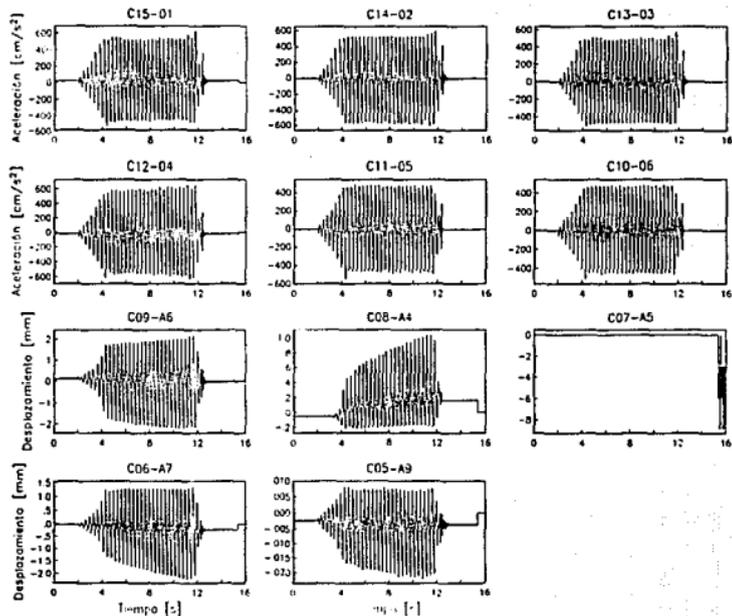
09-SPAN 6.0



09

SPAN 6.0

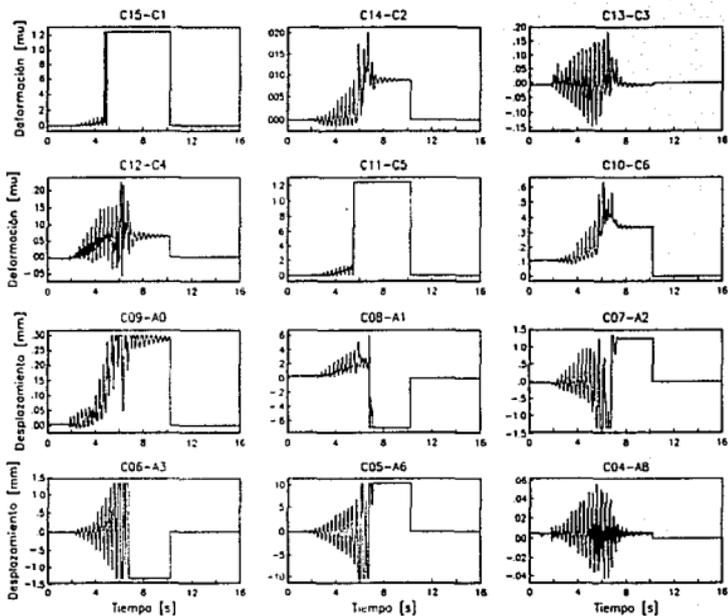
F=3 Hz



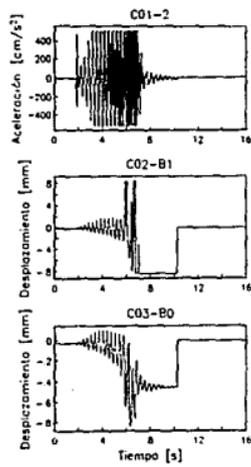
12

SPAN 8.0

F=3 Hz



12-SPAN 8.0



12

SPAN 8.0

F=3 Hz

