

300615



UNIVERSIDAD LA SALLE

24

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.**

2ej

**COMPORTAMIENTO DINAMICO DE UN EDIFICIO DE
MAMPOSTERIA DE CINCO NIVELES**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

MANUEL TREVIÑO FRIAS

ASESOR DE TESIS:

Dr. David Muria Vila

TESIS CON
FOLIO DE CARMEN

México, D. F.

1992



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.

INTRODUCCIÓN	1
Capítulo 1 ANÁLISIS BIBLIOGRÁFICO	3
1.1 Muros de Mampostería	4
1.1.1 Sistemas Estructurales con Muros de Mampostería	4
1.1.2 Comportamiento Estructural	5
1.1.3 Comportamiento Sísmico	8
1.1.4 Normatividad	11
1.2 Interacción Suelo-Estructura	11
Capítulo 2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	14
Capítulo 3 METODOLOGÍA ANALÍTICA	17
3.1 Modelación de la Estructura	17
3.2 Modelación del Efecto de Interacción Suelo-Estructura	19
3.3 Respuesta Dinámica del Sistema Suelo-Estructura	29
3.3.1 Método β de Newmark	30
3.3.2 Programa para Calcular la Respuesta Estructural	34
Capítulo 4 RESULTADOS Y ANÁLISIS	36
4.1 Calibración del Modelo con Base Rígida	36
4.2 Respuesta Estructural ante un Impulso	38

CONCLUSIONES

54

BIBLIOGRAFÍA

56

TABLAS Y FIGURAS

INTRODUCCIÓN

Las estructuras a base de muros de mampostería se caracterizaron por haber tenido un buen comportamiento ante los sismos de septiembre de 1985 que afectaron a la ciudad de México. La evaluación de la resistencia de estas estructuras usando las normas con las que fueron diseñadas indica que estos edificios debieron haber tenido algún daño estructural. La respuesta dinámica real evidenció que su resistencia es superior a la estimada analíticamente. Este comportamiento se atribuye, entre otros factores, al efecto de interacción suelo-estructura.

Por otra parte, en México los programas de construcción de vivienda de carácter económico, como las unidades habitacionales, antes de que se diseñaran con el nuevo Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (RCDF-87, ref. 1) usaban proyectos tipo de edificios multifamiliares, principalmente de cinco pisos construidos con sistemas tradicionales, es decir, con muros de carga de mampostería de tabiques o bloques.

Los diseños estructurales de edificios de mampostería de estas características utilizando el RCDF-87 resultaron ser demasiado caros, en virtud de los requisitos reglamentarios más estrictos en lo referente a diseño sísmico que se imponen a este tipo de edificaciones.

En vista de lo anterior, en este trabajo se desarrolla un modelo matemático de una estructura de mampostería de cinco niveles, representativa de los edificios de

vivienda popular de la ciudad de México, localizada en la zona de alta compresibilidad, involucrando los efectos de interacción suelo estructura, tanto en rigidez como en capacidad de disipación de energía.

El objetivo general es estudiar los efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de mampostería característico de vivienda económica.

Los objetivos particulares son:

- Correlacionar las características dinámicas del modelo matemático con las obtenidas experimentalmente con el método de vibración ambiental.
- Analizar la respuesta dinámica ante excitaciones sísmicas, estudiando la influencia de la disipación de energía por parte del suelo en la respuesta estructural en lo referente a desplazamientos laterales, cortantes y momentos de volteo de la estructura.

Alcance

- Se utilizan modelos planos exclusivamente, por lo que se desprecian los efectos de torsión.
- El efecto de interacción suelo-estructura se modela mediante un semiespacio homogéneo e isotropo.
- Se hace el análisis de interacción suelo-estructura dinámico.
- Para hallar la respuesta de la estructura se emplea un método de integración paso a paso.
- Se considera comportamiento elástico únicamente.

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS BIBLIOGRÁFICO

Después del buen comportamiento que tuvieron las estructuras de mampostería ante los sismos de septiembre de 1985, en México (ref. 2), se ha despertado el interés por conocer más ampliamente las características de estos sistemas estructurales, principalmente ante acciones sísmicas. Sin embargo, aún no se tiene un conocimiento cabal sobre las características mecánicas de sus componentes estructurales; para ello se requiere información adicional sobre el comportamiento tridimensional del sistema estructural completo. Los complejos mecanismos entre los componentes verticales y horizontales de una estructura deben aún ser estudiados (ref. 2 y 3).

Recientemente, sismos como éste han puesto en evidencia la importancia que la naturaleza del suelo tiene en la respuesta sísmica de las estructuras, especialmente si se trata de suelo blando (ref. 4). Con el fin de evaluar la respuesta sísmica de una estructura, deben conocerse las propiedades dinámicas del suelo y la estructura conjuntamente, tomando en cuenta la interdependencia entre ambos, lo cual es el efecto de interacción suelo-estructura.

1.1 MUROS DE MAMPOSTERÍA

La mampostería a base de tabiques y bloques es un material de construcción utilizado desde tiempos remotos; en la actualidad se usa convenientemente como componente importante de la solución habitacional urbana. Sin embargo, es común que la mampostería se asocie a procedimientos rudimentarios, tanto en la fabricación de las piezas como en procesos constructivos (ref. 5). En efecto, el control de calidad en la construcción de muros de mampostería en muchas ocasiones es deficiente, además de que se diseña en forma burda y con altos factores de seguridad. Esto se debe a la variabilidad en las propiedades de sus componentes -piezas prismáticas y morteros- y a la falta de conocimiento acerca del comportamiento de la mampostería ante las sollicitaciones básicas (ref. 6). Por ello, se han emprendido estudios acerca de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de los muros de mampostería, que han conducido a la elaboración de recomendaciones para su diseño y construcción en zonas sísmicas.

1.1.1 Sistemas Estructurales con Muros de Mampostería

Los sistemas estructurales que hacen uso de este material son (ref. 5 y 7):

- Estructuras con muros diafragma: en construcciones a base de marcos de acero o concreto se colocan muros de mampostería confinados por el marco, de tal forma que funcionan como diafragmas del marco principal, soportando cargas laterales y dando rigidez al conjunto, mientras el marco resiste cargas verticales y flexión.
- Estructuras con muros de rigidez o de carga: es un sistema muy utilizado

(principalmente en edificios de pocos niveles), en el que los muros son el único elemento vertical resistente, soportando cargas horizontales y verticales. Es común y recomendable confinar los muros de carga por medio de elementos de concreto reforzado horizontales (dadas) y verticales (castillos), cuyos espesores son iguales al del muro; estos elementos mejoran la ductilidad del muro y le permiten soportar repeticiones de carga sin deteriorarse. Este sistema, denominado mampostería confinada, es el más común para la construcción de vivienda económica en México. En el caso de la mampostería constituida por piezas huecas, se coloca refuerzo vertical en dichos huecos, y horizontal en las juntas y huecos, consistente en barras de acero de pequeño diámetro, y los huecos se rellenan con concreto (esto es la mampostería con refuerzo interior, la cual no ha tenido mucha aceptación en México, ref. 2).

La conveniencia de usar muros de carga radica en que el mismo elemento que permite subdividir espacios tiene una función estructural, además de que su proceso constructivo no es muy elaborado ni costoso, y es llevado a cabo por mano de obra poco especializada (ref. 5), lo que le confiere ventajas tanto económicas como técnicas. Estos muros son recomendables cuando deben hacerse muchas subdivisiones y cuando éstas tienen una distribución regular, tanto en planta como en elevación.

1.1.2 Comportamiento Estructural

Cuando el muro de mampostería está sujeto a la acción de fuerza vertical, se produce sobre él una combinación de carga axial y momento flexionante ocasionado por el sistema de piso, lo que puede considerarse como una excentricidad de la carga

axial (ref. 6). Esto produce deformaciones laterales que equivalen a un incremento en la excentricidad inicial aplicada. Para conocer la resistencia, en este caso, es muy conveniente tener ensayos que proporcionen su resistencia ante carga axial.

En el caso de cargas laterales por sismo o viento, se provoca en los muros un conjunto de sollicitaciones que dependen de las condiciones de continuidad en sus extremos. Si el muro está confinado por un marco, las cargas pueden simplificarse como dos cargas concentradas de compresión en los extremos de una de las diagonales del muro. Si está sujeto sólo por el sistema de piso, puede analizarse simplificadaamente como un voladizo sujeto a dos tipos de carga: una lateral en su extremo superior y otra axial, generalmente de compresión.

En ambos casos, los esfuerzos críticos son los de tensión -en dirección normal a la diagonal cargada- y los esfuerzos tangenciales en las juntas entre el mortero y las piezas. Estos dos tipos de esfuerzo pueden provocar falla en una grieta que atraviesa al muro diagonalmente (ref. 6).

Efecto de Sollicitaciones Básicas (ref. 6)

a) Carga axial

Dado que la mampostería está formada por dos materiales con características-esfuerzo deformación diferentes, al somerla a carga axial, éstos tienden a deformarse de manera distinta, presentándose una compleja interacción entre ambos. Al estar sujeta a esta carga, la mampostería sufre deformaciones verticales y alargamiento transversal. Si los materiales se deformaran libremente, al ser el mortero más flexible que la pieza, de acuerdo a sus propiedades elásticas, se deformaría más,

pero por la adherencia y fricción se impide el desplazamiento relativo entre ambos, y la deformación transversal es intermedia. En ella, el mortero -más deformable- sufrirá compresiones transversales y el material más rígido -la pieza- tendrá tensiones transversales. Por ello, aumenta la resistencia del mortero con respecto a la que tendría en compresión simple, y disminuye la de la pieza (efecto de junta).

Los esfuerzos transversales inducidos serán mayores cuanto mayor sea la diferencia entre los módulos de elasticidad respectivos y cuanto mayor sea el espesor de la junta. La falla se presentará por aplastamiento de las piezas por la compresión axial y también por agrietamiento vertical producido por las deformaciones transversales.

b) Tensión diagonal

Las cargas laterales provocan esfuerzos de tensión diagonal que ocasionan la falla, la cual se reconoce porque la grieta diagonal atraviesa piezas y mortero con trayectoria aproximadamente recta a partir del centro del muro (donde está el valor máximo de los esfuerzos de tensión) y hacia los extremos. La carga que ocasiona el comienzo de la grieta diagonal se considera el límite de la resistencia del muro.

c) Esfuerzos tangenciales en las juntas

Cuando las piezas de mampostería que forman el muro son muy resistentes, antes de que los esfuerzos de tensión diagonal superen su resistencia, los esfuerzos tangenciales ocasionados por carga lateral vencen la adherencia entre mortero y piezas, provocando deslizamiento en las juntas y una grieta aproximadamente al centro del muro que se extiende diagonalmente hacia los extremos.

La resistencia ante estos esfuerzos es proporcionada por la adherencia entre mortero y piezas y por la fricción entre los dos materiales originada por la compresión en dirección normal a la junta; para que la grieta diagonal se extienda, debe vencerse también la resistencia a tensión de las juntas verticales.

1.1.3 Comportamiento Sísmico

- **Mampostería no reforzada:** tiene un comportamiento sísmico deficiente debido a la inadecuada liga entre los componentes del muro, a la baja resistencia a tensión de la mampostería y a que la falla es frágil. Los huecos para puertas y ventanas no reforzados originan concentraciones de esfuerzos en las esquinas, que provocan grietas que llevan al muro a la falla. Este tipo de muros debe evitarse en zonas sísmicas (ref. 5).
- **Mampostería confinada:** tiene mayor capacidad de deformación que la mampostería no reforzada. El muro queda adecuadamente ligado con los elementos adyacentes; se reduce la probabilidad de un colapso, pero no se evitan los agrietamientos diagonales, porque la resistencia a tensión diagonal de la mampostería no aumenta significativamente con la presencia de castillos y dadas (ref. 5). El confinamiento impide el colapso frágil y da aceptable ductilidad a los muros (ref. 2). De hecho, el confinamiento no trabaja sino hasta que el muro se agrieta; al producirse el agrietamiento, gran parte de la fuerza cortante es resistida por la sección de concreto del elemento de confinamiento (ref. 8).
- **Mampostería con refuerzo interior:** su comportamiento es mejor que el de la

mampostería no reforzada; es más dúctil que ésta, pero para ello se requiere una alta cantidad de refuerzo a separaciones pequeñas. Si se reduce la cuantía de refuerzo, el comportamiento sísmico es defectuoso. Su ventaja con respecto a la mampostería confinada es que el refuerzo interior poco espaciado incrementa la resistencia y limita el agrietamiento, además de que el muro puede quedar aparente, mientras que tiene como desventajas las fallas locales que las piezas tienden a presentar, así como un acoplamiento menos efectivo entre los distintos elementos (ref. 5).

En estructuras con muros diafragma, los daños ocasionados por sismos se deben principalmente a (ref. 7):

- Flexibilidad excesiva de estructuras esbeltas, lo que ocasiona grietas en los muros por haber deformaciones angulares mayores que las que puede soportar la mampostería
- Fragilidad de los muros con alto porcentaje de huecos; las piezas fallan, inhabilitando al muro para resistir nuevas cargas
- Debilidad de las esquinas del marco al someterse a fuerza cortante
- Huecos en el muro de proporciones importantes, no confinados debidamente, que reducen el área útil del muro y provocan concentraciones de esfuerzos que lo debilitan.

En estructuras con muros de carga (muros de rigidez), los daños sísmicos se deben a (ref. 7):

- Falta de confinamiento y refuerzo en el muro

- Falta de liga entre los elementos
- Fragilidad del material
- Distribución inadecuada de los elementos estructurales.

Comportamiento Sísmico Observado

El sistema estructural a base de muros de rigidez confinados ha tenido resultados positivos en zonas sísmicas durante eventos recientes (ref. 2, 8, 9 y 10).

En el sismo de marzo de 1985, en Chile (ref. 2 y 10), cuyos periodos dominantes fueron cortos y cercanos a los periodos fundamentales de los edificios de mampostería de 3 ó 4 niveles, muy comunes en ese país y similares a los de México, no se presentaron colapsos ni daños graves que se juzgaran irreparables; sí hubo casos de agrietamiento horizontal y diagonal de muros, explicables dada la intensidad del movimiento del terreno y la resistencia teórica de la mampostería.

En cuanto a los sismos de México de septiembre del mismo año (ref. 2), hubo daños en muchos edificios, pero atribuibles al uso de materiales pobres o deteriorados, a mampostería insuficientemente reforzada, o bien a escasa cantidad de muros en alguna dirección o distribución asimétrica de los mismos. Se presentaron agrietamientos en muros, pero se debieron, en la mayoría de los casos, a asentamientos diferenciales de los edificios. En estructuras de mampostería confinada o reforzada de acuerdo a los requisitos reglamentarios no hubo colapsos ni daños graves.

1.1.4 Normatividad

Por la magnitud de las fuerzas sísmicas actuantes, comparada con la capacidad de la mampostería, debió haber más daños que los observados. Es decir, en la zona de terreno compresible de la ciudad de México las fuerzas que realmente se ejercen en las estructuras son menores que las evaluadas usando las determinaciones de las normas, de acuerdo a la ref. 2.

Las disposiciones que presentan distintos reglamentos para diseño y construcción de mampostería (v.gr. ref. 11) suelen estar excedidas (ref. 8), y esto se explica por las incertidumbres que se tienen acerca de su comportamiento. Las normas deben perfeccionarse para hallar un balance entre seguridad y economía. A medida que continúen y se incrementen las investigaciones tendientes a profundizar y afinar los conocimientos, las normas podrán adecuarse a la realidad, de tal forma que se pueda seguir usando este sistema económico y confiable para la construcción de vivienda.

1.2 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El efecto interdependiente entre una estructura y el suelo sobre el cual está desplantada se manifiesta en dos hechos (ref. 12): el comportamiento sísmico de la estructura se ve afectado por las propiedades del suelo, y el movimiento en la base y en el terreno circundante a la estructura no es el mismo que el que se presentaría si la estructura no existiera. Evidentemente, esta influencia mútua, a pesar de que siempre se presenta, no siempre resulta importante, y en muchos casos es despreciable. Para valorarla han de considerarse las propiedades físicas del suelo, las

características de la estructura, así como la naturaleza de la excitación sísmica. Como puede apreciarse, el problema es muy complejo; por la dificultad que representa establecer modelos analíticos que simplifiquen e idealicen la interacción suelo-estructura, es práctica usual despreciar su efecto (ref. 13), considerando a las estructuras como desplantadas sobre una base rígida. Es interesante averiguar cuándo sus efectos sobre la estructura a analizar serán lo suficientemente importantes como para ameritar tenerla en cuenta. Por ejemplo, el RCDF-87 (ref. 14) indica que la interacción suelo-estructura puede calcularse para estructuras asentadas sobre la zonas de transición y de terreno blando, sin embargo sólo se propone su cálculo de manera optativa. En la ref. 15 se presenta un criterio, basado en la estructuración del edificio y el tipo de suelo, para determinar si se justifica considerar este efecto.

En general, considerar el efecto de interacción suelo-estructura implica que como resultado en las propiedades dinámicas del sistema se obtendrá:

- una reducción de la frecuencia fundamental del sistema con respecto a la que tendría el edificio apoyado sobre una base rígida
- modificación del movimiento de la base de la estructura con respecto al movimiento que tendría el terreno sin la estructura
- disipación de parte de la energía vibracional de la estructura.

Últimamente, estudios orientados al análisis de cimentaciones de edificios que alojan máquinas que ocasionan vibraciones han desarrollado varias técnicas para valorar los efectos de la interacción suelo-estructura (ref. 16 a 18). Es común representar al suelo como un medio discreto, a través de resortes estáticos y amortiguadores viscosos equivalentes en la base del edificio; esto también suele hacerse mediante un piso ficticio con propiedades que idealicen las del suelo (ref. 19);

otra técnica es modelar el sistema haciendo uso de elementos finitos (ref.13). Finalmente, la que se usará en este análisis, es representarlo como un semiespacio homogéneo e isótropo, en el que las rigideces y el amortiguamiento son dependientes de la frecuencia, por lo que se trata de un análisis de interacción suelo-estructura dinámico.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

La estructura en estudio es un edificio de cinco niveles ubicado en la zona de terreno compresible de la ciudad de México, es decir, en la zona III de acuerdo a la zonificación geotécnica del valle de México propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-87 (ref. 14). La localización del edificio se presenta en la fig. 1.

Se trata de un edificio característico de vivienda popular, correspondiente a la unidad habitacional "El Ranchito", localizado en Av. Congreso de la Unión y la calle Coyuya. Fue diseñado y construido con base en las normas de emergencia formuladas consecutivamente a los sismos de septiembre de 1985.

Su estructuración es a base de muros de carga de mampostería confinados por dalas y castillos. La mampostería está constituida por piezas de tabique de concreto de 7 x 14 x 29 cm. Algunos de los muros presentan huecos para ventanas de 60 x 60 cm, todos ellos rodeados por cerramientos.

El sistema de piso en niveles tipo, losa tapa y azotea lo forman diafragmas contruidos con el sistema placa-losa, en el que se utilizan paneles prefabricados cuya longitud es igual a la del claro por cubrir, su ancho es de 30 cm y su espesor es de

3.5 cm (en losas presforzadas) o de 5 cm (en losas precoladas), sobre los cuales hay una capa de concreto colado en obra, reforzado por malla electrosoldada de denominación 6 x 6 - 8 / 8, para dar un peralte total de 10 cm, excepto en el piso de tinacos donde dicho peralte es de 12 cm.

El edificio se apoya sobre un cajón hueco de cimentación de concreto reforzado, con un peralte de 3.12 m, el cual permite compensar parcialmente la sobrecarga que se transmite al terreno. Las contratraves del cajón de cimentación tienen una sobrelevación de 30 cm con respecto al nivel del terreno. La losa de cimentación tiene un peralte de 16 cm. Bajo toda la cimentación hay una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor.

La edificación se caracteriza por su regularidad en elevación y en planta, y por su simetría en el eje transversal y su asimetría en el eje longitudinal. En las figs. 2 a 5 se presenta la planta y las fachadas del edificio, donde se observa que hay un apéndice en la azotea en la zona de escaleras de 2.60 m de altura, además de pretilas en las fachadas principal y posterior.

Las dimensiones de la estructura en planta son de 16.04 m por 7.04 m, y la superficie sobre la cual se desplanta es de 102.84 m². Las alturas de entrepiso son de 2.35 m en todos los casos, sobresaliendo la estructura a una altura total de 14.77 m sobre el nivel del terreno.

En cuanto a secciones transversales, los castillos de concreto reforzado tienen dimensiones variadas: los hay desde 14 x 14 cm hasta de 14 x 65 cm, en tanto que las secciones transversales de las traves de concreto reforzado son de 19 x 20 cm y

de 19 x 30 cm de peralte. Los cerramientos que enmarcan a todos los muros, puertas y ventanas miden 19 x 20 cm. El claro máximo a cubrir por los paneles de placa losa es de 2.85 m. El pretil perimetral en azotea sobresale 20 cm por encima del nivel de la losa de azotea.

Las resistencias nominales de los materiales con los que está construido el edificio son: 4200 kg/cm² como límite de fluencia del acero de refuerzo, 200 kg/cm² como resistencia a la compresión del concreto en trabes, dadas y castillos, así como en los tableros del sistema placa-losa. Para la losa de cimentación y contratraveses la resistencia nominal del concreto es de 300 kg/cm². En cuanto a la mampostería, la resistencia nominal de los tabiques a compresión es de 120 kg/cm², en tanto que los muros tienen una resistencia nominal al esfuerzo cortante de 5.0 kg/cm².

Según se hace constar en los planos constructivos del inmueble, la sobrecarga neta que se transmite al terreno es de 3.4 ton/m² y la capacidad al cortante del suelo de cimentación es de 10.0 ton/m² ante la acción de sismo y carga vertical.

La frecuencia fundamental de vibración del suelo en donde está desplantada la estructura es de aproximadamente 0.32 Hz (ref. 9). Asimismo, un sondeo indica que la capa dura está a 40 m de profundidad, y que su espesor aproximado es de 3 m (ref. 20 y 21).

Por otra parte, se han hallado los siguientes valores promedio en la zona donde se localiza la unidad habitacional: la densidad de masa del suelo es de 0.122 ton·s/m, y la velocidad de las ondas de cortante es de 115 m/s para el movimiento de traslación y de 67 m/s para el de cabeceo (ref. 22 y 23).

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA ANALÍTICA

Para modelar al sistema suelo-estructura se siguen varias etapas; la primera de ellas, se realiza a partir de un programa comercial de análisis, calibrando las propiedades dinámicas de la estructura con las obtenidas experimentalmente mediante pruebas de vibración ambiental. Posteriormente, se obtiene la matriz de rigidez condensada del edificio, y a ella se le incluyen los efectos de interacción suelo-estructura; con otro programa se estiman sus propiedades dinámicas, que serán comparadas con las experimentales. Finalmente, se elaboró un programa que permitirá realizar un análisis paso a paso de la respuesta estructural. A continuación se describe el procedimiento seguido en estas etapas.

3.1 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los modelos matemáticos se desarrollan utilizando el programa SUPER-ETABS (ref. 24 y 25), el cual permite realizar el análisis elástico lineal de estructuras bajo los efectos de cargas estáticas y dinámicas. La idealización se hace considerando un sistema de marcos planos independientes entre sí. Los pisos se comportan como diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. Para formar la matriz de rigidez se supone que todos los marcos están ligados entre sí a la altura de los niveles de piso por medio de dichos diafragmas. Las masas de la estructura están concentradas en

cada piso. Las cargas horizontales son ejercidas solamente en los niveles de piso; por consecuencia, estas cargas se transfieren a los muros y columnas a través de los diafragmas de piso. Además, se estima que dentro de las juntas entre elementos estructurales no hay deformaciones, esto es, los nudos son rígidos. Entonces la longitud efectiva de vigas y columnas se reduce de acuerdo a la zona rígida definida.

El modelo del edificio consta de 15 marcos, de los cuales seis corresponden a la dirección longitudinal y nueve a la dirección transversal. Todos los marcos en la dirección longitudinal son distintos entre sí, mientras que en la dirección transversal hay cinco marcos de diferentes características, para totalizar once marcos tipo. Las consideraciones de análisis fueron las siguientes:

- Zonas rígidas en las uniones viga-columna; en la mayoría de los casos, para una viga, la longitud de esa zona en cada uno de sus extremos es igual a la mitad del ancho de las columnas que están bajo ella, y para una columna, es la mitad del peralte de las trabes o dalas que están en sus extremos superior e inferior.
- Para tomar en cuenta la masa que corresponde al apéndice, se suma ésta a la del último nivel.
- Los pretilos forman parte de los elementos estructurales del nivel más alto por estar ligados a los castillos y a las dalas.
- Al evaluar las secciones transversales de las vigas que cubren claros en los que no hay muros, se incluye parte de la losa como acoplada a esas vigas, de acuerdo al criterio de secciones L y T indicado por el RCDF-87 (ref. 26).

- Las dalas o vigas que tienen muros directamente bajo ellas se suponen infinitamente rígidas a flexión.
- Los muros resisten tanto flexión como cortante.
- Además de los cinco niveles que tiene el edificio, se adiciona un nivel para modelar el cajón de cimentación.

3.2 MODELACIÓN DEL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para la idealización del sistema suelo-estructura, la primera hipótesis es que el cajón de cimentación se desplaza como si fuera infinitamente rígido. Hasta este punto, se tendrían tres grados de libertad para la cimentación, pensando en un análisis de marcos planos: traslación horizontal y vertical, y rotación; de aquí se despreja el que corresponde a la dirección vertical, debido a que las aceleraciones verticales del terreno no producen, al menos en este tipo de estructuras, efectos significativos que puedan ser comparables a los originados por las aceleraciones horizontales (ref. 27). Por lo tanto, para la cimentación, quedan en cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, un grado de libertad en traslación horizontal y uno de rotación (cabeceo) con respecto a un eje perpendicular. El sistema suelo-estructura estudiado se complementa con una estructura de n niveles, de comportamiento lineal y amortiguamiento viscoso, con un grado de libertad por piso, que corresponde a la traslación horizontal; entonces, el sistema tendrá $n + 2$ grados de libertad en cada dirección de análisis: traslación horizontal de cada piso y de la base, y rotación de la base. El sistema suelo-estructura idealizado queda como se muestra en la fig. 6.

Para modelar el sistema descrito, se piensa en la estructura como apoyada sobre un semiespacio lineal, viscoelástico, homogéneo al que subyace un estrato de suelo indeformable. Este semiespacio queda caracterizado, para efecto de esta modelación, por cuatro propiedades: el módulo de cortante, la velocidad de las ondas de cortante, la relación de Poisson, y la densidad de masa. Se supone que las paredes de la cimentación y el suelo circundante permanecerán en contacto durante las vibraciones, sin que exista separación entre ellos (ref. 16).

Bajo estas conjeturas, las propiedades del sistema real pueden modelarse mediante un conjunto de funciones que permiten determinar rigideces y amortiguamientos equivalentes a los del suelo, los cuales se consideran dependientes de la frecuencia, y se cuantifican por medio de coeficientes. De acuerdo con los grados de libertad especificados, se tienen dos coeficientes de rigidez, uno para el movimiento de traslación (K_x) y el otro para el de rotación (K_R) y dos coeficientes de amortiguamiento, C_x y C_R , para la traslación y el cabeceo respectivamente. Éstos se evalúan para cada dirección de análisis, con las siguientes expresiones propuestas en la ref. 16:

$$K_x = \frac{8GR_x}{(2-\nu)} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_x}{H} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_x} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H} \right] \quad (1)$$

$$K_R = \frac{8GR_R^3}{3(1-\nu)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_R}{H} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_R} \right] \left[1 + 0.7 \frac{D}{H} \right] \quad (2)$$

$$C_x = \rho V_s A \quad (3)$$

$$C_R = \frac{3.40}{\pi(1-\nu)} \rho V_s I \quad (4)$$

donde:

- K_x rigidez equivalente a la traslación horizontal de la base de la estructura
- K_R rigidez equivalente al cabeceo de la base de la estructura
- C_x coeficiente de amortiguamiento de radiación equivalente asociado a la traslación horizontal de la base de la estructura
- C_R coeficiente de amortiguamiento de radiación equivalente asociado al cabeceo de la base la estructura
- G módulo de rigidez del suelo
- ν relación de Poisson
- ρ densidad de masa
- V_s velocidad de las ondas de cortante
- A área de la superficie neta de cimentación
- I momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a un eje transversal a la dirección de análisis
- R_x radio equivalente = $\left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}}$
- R_R radio equivalente = $\left(\frac{4I}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}}$
- D profundidad del desplante
- H espesor del estrato compresible.

Las fórmulas propuestas por el RCDF-87 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (ref. 14) para calcular los coeficientes de

rigidez de interacción suelo-estructura, son una simplificación de las anteriores 1 y 2, tomadas de la misma referencia y presentadas en forma de tablas (ref. 27).

Las fórmulas están ideadas suponiendo una cimentación de forma circular. Generalmente las cimentaciones no tienen este contorno, pero dada la dificultad para hallar soluciones para otras formas, se usa ésta, y se extrapola hacia la forma real. Así, es práctica usual transformar cualquier forma de cimentación, valiéndose de un círculo equivalente de la misma área (para los modos traslacionales) o de igual momento de inercia (para los modos rotacionales). De ahí la presencia de R_x y R_R en las expresiones precedentes.

Para estimar el valor de G , se utiliza la siguiente expresión, obtenida mediante la solución de la ecuación del movimiento para un medio elástico, que relaciona el módulo de cortante con la velocidad de propagación de las ondas de cortante (ref. 28):

$$G = \rho V_s^2 \quad (5)$$

Los coeficientes obtenidos con las expresiones 1 a 4, se modifican al tomarse en consideración la frecuencia de excitación y la relación de aspecto de la planta de cimentación. En cuanto a la frecuencia de excitación usada en estos cálculos, se consideraron dos: la frecuencia del suelo (ref. 9) y la frecuencia experimental del sistema suelo-estructura (ref. 9). Se plantearon modelos con ambas, optándose finalmente por la frecuencia experimental para los modelos definitivos, por estimarse más apegado a la realidad el hecho de que la excitación ocurre a la frecuencia que tiene el sistema en su conjunto y no únicamente a la del suelo. Con los parámetros de

frecuencia y relación de aspecto, y los coeficientes previamente obtenidos, se entra a las gráficas que para tal efecto se proponen en la referencia 17, que modifican dichos coeficientes.

Por otra parte, existen dos fuentes de disipación de energía en un sistema suelo-cimentación que contribuyen al amortiguamiento. Una de ellas, es el amortiguamiento por radiación. De la energía que llega en forma de ondas a la cimentación de la estructura a través del suelo, una parte entra a ella, y otra es reflejada por la cimentación. El amortiguamiento por radiación es el asociado a esta energía disipada por la cimentación. La otra fuente de disipación de energía es el amortiguamiento propio del material que constituye el suelo de la cimentación, también llamado amortiguamiento interno.

Los coeficientes de amortiguamiento hasta aquí calculados suponen un suelo perfectamente elástico con amortiguamiento del material igual a cero, es decir, los coeficientes representan sólo el amortiguamiento por radiación. Sin embargo, aun a bajos niveles de esfuerzo, el suelo tiene un amortiguamiento histerético debido al material que se supone independiente de la frecuencia. Una vez que los valores de K y C se han calculado para un medio elástico de amortiguamiento nulo, el efecto del amortiguamiento interno del material se incorpora aproximadamente con las expresiones siguientes, basadas en el principio de la viscoelasticidad (ref. 17):

$$K(\beta) = K - \omega C \beta \quad (6)$$

$$\bar{C}(\beta) = \bar{C} + \frac{2K\beta}{\omega} \quad (7)$$

donde:

- β fracción de amortiguamiento crítico del suelo asociado al amortiguamiento interno del material
- $\bar{K}(\beta)$ coeficiente de rigidez equivalente modificada en función de β
- $\bar{C}(\beta)$ coeficiente de amortiguamiento equivalente modificado en función de β
- ω frecuencia circular de excitación
- K coeficiente de rigidez equivalente modificada
- \bar{C} coeficiente de amortiguamiento de radiación equivalente modificado.

Por otra parte, las ecuaciones de equilibrio en análisis dinámico, estimando comportamiento lineal del suelo y la estructura, y en el caso de que los desplazamientos sean pequeños, están representadas por:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{P(t)\} \quad (8)$$

donde M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente; $\ddot{x}(t)$, $\dot{x}(t)$ y $x(t)$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente; $P(t)$ es el vector de cargas externas, todos ellos, en función del tiempo.

Las fuerzas que se ejercen sobre la estructura se deben a la excitación, representada por las aceleraciones del terreno. Estas fuerzas forman parte de las fuerzas de inercia, y están en función de la excitación y de la propia masa de la

estructura. De tal forma, tomando en consideración los dos grados de libertad adicionales debidos a la interacción suelo-estructura, las ecuaciones de equilibrio dinámico (8) pueden expresarse como (ref.12):

M		m_n	$\frac{m_n h_n}{\hbar}$
		\vdots	\vdots
		m_2	$\frac{m_2 h_2}{\hbar}$
		m_1	$\frac{m_1 h_1}{\hbar}$
$m_n \quad \dots \quad m_2 \quad m_1$		$\sum_{i=1}^n m_i + m_0$	$\sum_{i=1}^n \frac{m_i h_i}{\hbar}$
$\frac{m_n h_n}{\hbar} \quad \dots \quad \frac{m_2 h_2}{\hbar} \quad \frac{m_1 h_1}{\hbar}$		$\sum_{i=1}^n \frac{m_i h_i}{\hbar}$	$\sum_{i=1}^n \frac{m_i h_i^2 + I_i}{\hbar^2}$

\ddot{x}
\ddot{x}_0
$\phi \ddot{h}$

+

C		Q	Q
Q^T		\bar{C}_x	$\frac{C_{xR}}{\hbar}$
Q^T		$\frac{\bar{C}_{Rx}}{\hbar}$	$\frac{C_R}{\hbar^2}$

\dot{x}
\dot{x}_0
$\phi \dot{h}$

+

K		Q	Q
Q^T		\bar{K}_x	$\frac{K_{xR}}{\hbar}$
Q^T		$\frac{\bar{K}_{Rx}}{\hbar}$	$\frac{K_R}{\hbar^2}$

x
x_0
ϕh

=

m_n	$\ddot{x}_s(t)$
\vdots	
m_2	
m_1	
$\sum_{i=1}^n m_i + m_0$	
$\sum_{i=1}^n \frac{m_i h_i}{\hbar}$	

(9)

donde:

\underline{x}	$\{x_j\}$, vector columna
x_j	desplazamiento horizontal de la estructura en el j-ésimo nivel relativo a la base, sin incluir rotaciones
x_s	desplazamiento de la superficie en el terreno
x_o	desplazamiento de traslación de la base relativa al movimiento del terreno
ϕ	rotación de la base
h_j	altura del j-ésimo nivel sobre la base
m_j	masa del j-ésimo nivel
m_o	masa de la base
n	número de niveles
I_c	suma de los momentos de inercia centroidales de las $n + 1$ masas
\hat{h}	altura de referencia.

El desplazamiento $\hat{h}\phi$ es usado como una medida de la rotación de la base, con el propósito de tener un conjunto de variables homogéneas.

En estas ecuaciones, las submatrices **M**, **K** y **C** representan las matrices condensadas (de n por n) de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura, respectivamente.

Para formar la matriz condensada de masa de la estructura sólo es necesario acomodar las masas de cada nivel en su diagonal principal, y colocar ceros en las demás posiciones (es una matriz diagonal).

Para constituir la matriz de rigidez condensada se utilizan los modelos

planteados inicialmente con el programa SUPER-ETABS; el procedimiento consiste en aplicar a la estructura cargas unitarias, hallar sus desplazamientos, los cuales formarán la matriz de flexibilidad de la estructura; la inversa de ésta es la matriz de rigidez. Las matrices de rigidez así obtenidas se comprobaron por medio de un programa denominado CAL-86 (ref. 29)

En cuanto a la matriz condensada de amortiguamiento, en este caso se adopta una matriz de amortiguamiento de tipo proporcional, de la forma propuesta por Rayleigh (ref. 30):

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (10)$$

donde a y b son coeficientes de proporcionalidad. Entonces, la matriz de amortiguamiento es una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez. Los coeficientes a y b se calculan, en este caso, asignando el mismo valor de amortiguamiento modal para los primeros dos modos de vibrar. Las frecuencias de vibración asociadas a estos dos modos son las calculadas en los modelos con base empotrada. Para el cálculo de a y b se plantea el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \left\{ \frac{a}{\omega_1} + b\omega_1 \right\} \quad (11)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2} \left\{ \frac{a}{\omega_2} + b\omega_2 \right\} \quad (12)$$

donde ξ_1 y ξ_2 son los amortiguamientos modales asociados a los primeros dos modos de vibrar, mientras que ω_1 y ω_2 son las frecuencias naturales promedio

de dichos modos.

Una simplificación comúnmente utilizada en el análisis de los sistemas suelo-estructura empleando estas ecuaciones, es anular los términos C_{xR} y C_{Rx} , presentes en la matriz de amortiguamiento, y los términos K_{xR} y K_{Rx} , de la matriz de rigidez, porque generalmente son despreciables en comparación con C_x y C_{Rr} y con K_x y K_{Rr} , respectivamente (ref. 12). Esta simplificación es considerada en el análisis en cuestión.

3.3 RESPUESTA DINÁMICA DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA

Las ecuaciones 8 y 9 representan sistemas de ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden, que podrían ser resueltos por los procedimientos comunes de solución de ecuaciones diferenciales con coeficientes constantes, lo cual resultaría muy laborioso si la dimensión de las matrices es grande. Por ello, se han desarrollado métodos más efectivos, que se clasifican en métodos de integración directa y métodos de superposición modal.

Para resolver las ecuaciones de equilibrio, en este caso, se utiliza un método de integración directa denominado método β de Newmark (ref. 30 y 31). En los métodos de integración directa, la integración se logra usando un procedimiento numérico paso a paso, y se llama "directa" porque no se hace una transformación de las ecuaciones a una forma distinta. En ellos, se aplica una función excitadora que depende del tiempo y se calcula la historia de respuesta de la estructura durante el tiempo que dura la excitación.

Los métodos de integración directa se fundamentan en dos ideas: primero, en vez de tratar de satisfacer las ecuaciones de equilibrio en cualquier tiempo t , se busca satisfacerlas únicamente a intervalos de tiempo discretos Δt ; esto es, se busca el equilibrio, involucrando el efecto de las fuerzas de inercia, de amortiguamiento y elásticas, en puntos discretos de tiempo, dentro del intervalo de solución. La segunda idea, es que se supone que ocurre una variación de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en cada intervalo de tiempo Δt .

3.3.1 Método β de Newmark

Los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración al inicio del intervalo de solución ($t=0$) son conocidos. La solución se requiere para un intervalo de tiempo que va desde cero hasta T . Este intervalo se subdivide en n intervalos de tiempo iguales ($\Delta t = T/n$), y el método proporcionará una solución para los tiempos $0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, t, t + \Delta t, \dots, T$. El algoritmo calcula la solución correspondiente al siguiente intervalo en base a las soluciones precedentes.

El método se basa en las siguientes expresiones para la velocidad y el desplazamiento al final de cada intervalo:

$$\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{x}_t\} + [(1-\delta)\{\ddot{x}_t\} + \delta\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}]\Delta t \quad (13)$$

$$\{x_{t+\Delta t}\} = \{x_t\} + \{\dot{x}_t\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{x}_t\} + \alpha \{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} \right] \Delta t^2 \quad (14)$$

donde α y δ son parámetros que pueden ser ajustados para determinar la precisión en la integración. Originalmente, Newmark propuso que los valores de estos parámetros fueran $\alpha = \frac{1}{4}$ y $\delta = \frac{1}{2}$, con lo cual se supone que la aceleración varía en forma constante (ref. 30).

Asimismo, se satisfacen las ecuaciones de equilibrio de movimiento a un tiempo $t + \Delta t$, esto es:

$$[M]\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} + [K]\{x_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} \quad (15)$$

De las ecuaciones 13 y 14, se conocen las variables asociadas a un tiempo t , y las incógnitas son aquéllas correspondientes a un tiempo $t + \Delta t$. De la ecuación 14 se puede obtener $\dot{x}_{t+\Delta t}$ en función de $x_{t+\Delta t}$, y sustituirla en la ecuación 13; de tal forma, considerando la ecuación resultante de esta sustitución y la ecuación 14, se tendrán ecuaciones para la aceleración y para la velocidad en función de los desplazamientos desconocidos únicamente.

Para obtener los desplazamientos, se sustituyen las dos relaciones anteriores en las ecuaciones de equilibrio (15); conociendo dichos desplazamientos sólo resta sustituirlos en las ecuaciones 13 y 14 para obtener las soluciones para la aceleración y la velocidad.

Los valores de las incógnitas así obtenidas pasan a ser los datos para resolver las aceleraciones, velocidades y desplazamientos para el paso siguiente, y así se

prosigue con la sucesión de cálculos hasta completar el intervalo total de tiempo.

Para iniciar los cálculos del método β de Newmark, se requieren los siguientes datos:

- Las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura
- Los valores iniciales de los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento
- El intervalo de tiempo a lo largo del cual se calcularán las soluciones, así como el valor de los incrementos de tiempo Δt
- Los valores de los parámetros α y δ , que deben satisfacer lo siguiente:

$$\delta \geq 0.5;$$

$$\alpha \geq 0.25 (0.5 + \delta)^2$$

- Calcular las constantes de integración:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2};$$

$$a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t};$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1;$$

$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right]$$

$$a_6 = \Delta t (1 - \delta);$$

$$a_7 = \delta \Delta t$$

- Formar la matriz de rigidez efectiva \hat{K} :

$$[\hat{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

- Triangularizar la matriz \hat{K}

Con estos datos, se procede a hacer el análisis paso a paso; para cada incremento de tiempo se calcula:

- 1.- El vector de cargas efectivas:

$$\{\hat{P}_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} + [M](a_0\{x_t\} + a_2\{\dot{x}_t\} + a_3\{\ddot{x}_t\}) + [C](a_1\{x_t\} + a_4\{\dot{x}_t\} + a_5\{\ddot{x}_t\})$$

- 2.- Los desplazamientos:

$$[\hat{K}]\{x_{t+\Delta t}\} = \{\hat{P}\}$$

- 3.- Las aceleraciones y velocidades:

$$\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} = a_0(\{x_{t+\Delta t}\} - \{x_t\}) - a_2\{\dot{x}_t\} - a_3\{\ddot{x}_t\}$$

$$\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{x}_t\} + a_6\{\ddot{x}_t\} + a_7\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}$$

3.3.2 Programa para Calcular la Respuesta Estructural

Se elaboró el programa de computadora, en lenguaje FORTRAN, con el que se calculará la respuesta de los modelos con interacción suelo-estructura. Con base en los resultados que se obtienen con el algoritmo del método β de Newmark, el programa es capaz de proporcionar los siguientes resultados:

- a) Desplazamientos y aceleraciones absolutas para el nivel de interés.
- b) Historias de fuerzas (separadamente las fuerzas de inercia, de amortiguamiento y elásticas, así como las fuerzas totales) y cortantes para los niveles seleccionados.
- c) Envoltentes de fuerzas (desglosadas y totales), cortantes, desplazamientos, momentos de volteo y deformaciones angulares.

Las características del programa son:

- Los datos de la estructura y del acelerograma se suministran al programa a través de dos archivos independientes escritos en código ASCII, en formato libre, creados previamente por el usuario.
- Los resultados son escritos por el programa también en archivos en ASCII. El nombre de ellos es el mismo en todos los casos, siendo éste el nombre con el cual el usuario identifica a la estructura en la primera línea del archivo de datos de entrada. Lo que varía, de acuerdo al tipo de resultados en cada caso, es la extensión de los archivos de salida, existiendo las siguientes:

AAB	Para las aceleraciones absolutas
DES	Para los desplazamientos totales

xx	Para las historias de fuerzas y cortantes, donde xx es el número que identifica al nivel correspondiente
COR	Para las envolventes de fuerzas, cortantes, desplazamientos, momentos de volteo y deformaciones angulares
FZ	Para las envolventes de fuerzas de inercia, de amortiguamiento y elásticas.

- El dimensionamiento inicial está establecido para una estructura de ocho niveles, y el del acelerograma, para 16384 puntos.
- El contenido del archivo del acelerograma debe ser:
 1. Número de puntos
 2. Incremento de tiempo Δt
 3. Constantes α y δ
 4. Aceleraciones del terreno.
- El contenido del archivo de datos de la estructura debe ser:
 1. Datos iniciales (identificación de la estructura, opción de ejecución, niveles de interés)
 2. Matrices de rigidez, masa y amortiguamiento
 3. Vector de masas modificado
 4. Condiciones iniciales.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y ANÁLISIS

Con los planteamientos matemáticos del capítulo anterior, ahora se establecen los modelos definitivos con los que se determinan los resultados, después de especificar sus propiedades, y determinar el amortiguamiento equivalente del sistema mediante un método sencillo, auxiliándose de la aplicación de un impulso en la base del edificio. Todo esto sirve como antecedente para poder hallar la respuesta sísmica, al someter al modelo a la acción de un sismo real y hacer el análisis paso a paso.

4.1 CALIBRACIÓN DEL MODELO CON BASE RÍGIDA

Los modelos matemáticos formulados en este trabajo, pueden clasificarse en dos categorías principales, de acuerdo a las propiedades de la estructura que se incluyen en ellos; la primera es la que agrupa a los modelos formulados con las propiedades equivalentes a condiciones de altos niveles de esfuerzo, empleando masas y módulos de elasticidad para el concreto y la mampostería que son similares a los de diseño. En la otra categoría, la idealización de la estructura está basada en propiedades correspondientes a bajos niveles de esfuerzo, cuya obtención se basa en mediciones experimentales de la estructura, realizadas con el método de vibración ambiental. Las masas y módulos de elasticidad utilizados en ambas condiciones se presentan en la tabla 1.

En cuanto a las propiedades del concreto, el módulo de elasticidad para altos niveles de esfuerzo, se calcula con la expresión $E = 9\,000 \sqrt{f'c}$ (ref. 32 y 33), en tanto que se usa $E = 13\,200 \sqrt{f'c}$ como módulo de elasticidad para bajos niveles de esfuerzo (ref. 34 y 35), siendo $f'c$ la resistencia nominal del concreto a compresión. Para la mampostería, se tienen dos módulos de elasticidad secante, determinados experimentalmente (ref. 20), uno de ellos, entre el 15 y 50 por ciento del esfuerzo máximo -usado como módulo de elasticidad para altos niveles de esfuerzo- y el otro, entre el cero y 30 por ciento, usado en los modelos de bajos niveles de esfuerzo.

Las propiedades dinámicas de los modelos con base rígida se determinaron con el programa SUPER-ETABS, de cuyo análisis se obtienen los periodos, frecuencias y configuraciones modales. Las frecuencias de estos modelos se muestran en la tabla 2. Asimismo, con ese programa se calculan las matrices de rigidez condensadas de la estructura; para ello, se aplica a la estructura una carga unitaria a la vez, en cada uno de sus niveles, determinando los desplazamientos provocados por esas cargas, los cuales colocados ordenadamente constituyen la matriz de flexibilidad de la estructura; calculando la inversa de esta matriz se tiene la matriz de rigidez. Por medio del programa CAL-86 se comprobaron los resultados de los modelos con base empotrada. Para lograr esto, y dado que la frecuencia de una estructura depende básicamente de su masa y rigidez, sólo es necesario suministrar al programa las matrices correspondientes. Esto sirvió para comprobar la veracidad de los resultados proporcionados por el programa SUPER-ETABS y asegurar que las matrices de rigidez con él obtenidas fueran las correctas.

4.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL ANTE UN IMPULSO

Con el fin de calcular las frecuencias y amortiguamientos de los modelos que toman en cuenta la interacción suelo-estructura, se le aplica a la estructura cierto impulso. Para poder evaluar completamente a estos modelos, se requiere adoptar algunos valores para aplicarlos en las ecuaciones de interacción suelo-estructura:

- El valor de la relación de Poisson empleado en este caso es igual a 0.5, valor típico de las arcillas saturadas que existen en el valle de México (ref. 27).
- Los valores promedio de las velocidades de las ondas de cortante en la zona de desplante del edificio son de 115 m/s en el estrato superficial y de 67 m/s en el estrato siguiente. Entonces, dada la profundidad de la cimentación de la estructura, el estrato superficial influye en la rigidez traslacional del suelo, mientras que la deformabilidad del suelo depende del estrato siguiente, más blando, que llega hasta 40 m de profundidad; por eso la primera velocidad se aplica a la traslación, y la segunda, al cabeceo (ref. 36).
- El valor de amortiguamiento interno del suelo (β) usado en las ecuaciones 9 y 10 es de 5% (ref. 22 y 23). Para apreciar la influencia de este valor en los coeficientes, puede verse la fig. 7 donde se han graficado los coeficientes K_x , K_{R_x} , C_x y C_{R_x} en las dos direcciones de análisis, en un intervalo de β que va del 0 al 60% del amortiguamiento crítico del suelo. Las variaciones, siempre lineales dada la naturaleza de las fórmulas, muestran cómo los coeficientes de rigidez disminuyen a medida que aumenta el amortiguamiento interno del suelo, caso contrario a los coeficientes de amortiguamiento, de los cuales C_R

manifiesta una notable sensibilidad ante β .

Debe destacarse que, dado que el análisis involucra interacción suelo-estructura, se consideran dos amortiguamientos: uno es el amortiguamiento de la estructura, que se precisa al calcular la matriz de amortiguamiento condensada, y el otro es el amortiguamiento equivalente del sistema, en el cual intervienen tanto el de la estructura como el del suelo, determinado por los coeficientes C_x y C_R adicionados a la matriz de amortiguamiento.

En este trabajo, se manejan dos tipos de modelos en lo referente al amortiguamiento equivalente del sistema suelo-estructura. Por un lado, se tienen los modelos con un amortiguamiento equivalente determinado directamente por el amortiguamiento de la estructura y por los coeficientes C_x y C_R obtenidos de la ecuación 7. Para los otros modelos, con el fin de tener una referencia comparativa, el amortiguamiento equivalente del sistema se fija a un cierto valor, el cual se le asigna también a la estructura, y los coeficientes de amortiguamiento se ajustan iterativamente, de manera porcentual, hasta que el amortiguamiento equivalente del sistema sea el deseado. Entonces, por ejemplo, para hacer que el porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente del sistema sea 5%, se le asigna este mismo valor a la matriz de amortiguamiento condensada de la estructura y se ajusta el valor de los coeficientes C_x y C_R , hasta que el sistema tenga el 5% del amortiguamiento crítico. Por lo tanto, se tienen dos tipos de modelos, los de amortiguamiento calculado y los de amortiguamiento ajustado.

Para que los amortiguamientos ajustados sean congruentes con las propiedades inicialmente propuestas, se determinó que para los modelos de altos niveles de

esfuerzo, la fracción de amortiguamiento crítico equivalente del sistema sea igual a 0.05, por ser el valor que se supone en el RCDF-87. El valor respectivo para las modelaciones hechas con las propiedades de bajos niveles de esfuerzo es de 0.017, que es el promedio de amortiguamientos obtenidos experimentalmente mediante pruebas de vibración ambiental en una estructura similar al edificio en estudio (ref. 36). De tal forma, se debieron ajustar los valores de los coeficientes de amortiguamiento C_x y C_R , para que los modelos de altos niveles de esfuerzo tengan un porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente igual a 5% y los de bajos niveles de esfuerzo igual a 1.7%. En la tabla 3 se presentan las fracciones de amortiguamiento crítico y sus correspondientes coeficientes C_x y C_R , tanto los calculados directamente, como los ajustados, relacionándolos con el nombre con el que se designa cada modelo.

Para hacer el ajuste y conocer analíticamente la fracción de amortiguamiento crítico en cada modelo, se aplica al modelo de la estructura un impulso, consistente en una sucesión de aceleraciones del terreno cuyos valores tienen un aumento constante a cada intervalo de tiempo, hasta llegar a un cierto valor en el que la aceleración se mantiene constante, después de lo cual se hace nula; con esto se logra que el sistema inicialmente esté sujeto a un régimen de vibración forzada, y al anularse las aceleraciones del terreno, éste cambia a un régimen de vibración libre. Con el programa de computadora del método β de Newmark, se obtienen las historias de aceleraciones absolutas, producidas por dicho impulso en la azotea del edificio que se muestran en las figs. 8 y 9 con sus respectivos espectros de Fourier. El amortiguamiento equivalente del sistema se calcula utilizando estas historias de aceleración. Para esto, sólo se han considerado las aceleraciones a partir de que el sistema entra en el régimen de vibración libre. Puede verse en las figs. 8 y 9 el

comportamiento irregular de las aceleraciones durante los primeros ciclos de la excitación, mientras el sistema permanece sujeto a vibraciones forzadas. Por medio del decremento logarítmico aplicado a esas aceleraciones se evalúa el amortiguamiento del sistema. El decremento logarítmico se fundamenta en que una de las propiedades del amortiguamiento viscoso es el decaimiento de las amplitudes de las vibraciones, tal que las amplitudes de máximos o mínimos sucesivos cualesquiera mantienen una relación constante, y se define como el logaritmo natural de dos amplitudes de movimiento sucesivas (ref. 28 y 37):

$$\delta = \ln \frac{x_1}{x_2} \quad (16)$$

Donde x_1 y x_2 son las amplitudes de movimiento sucesivas, y δ es el decremento logarítmico. Puede aplicarse el decremento logarítmico a amplitudes de movimiento no necesariamente consecutivas:

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{x_1}{x_{1+n}} \quad (17)$$

Donde n es el número de ciclos entre una amplitud y otra. El decremento logarítmico se relaciona con el amortiguamiento por medio de la siguiente expresión:

$$\delta = 2\pi \frac{\omega}{\omega_D} \xi \quad (18)$$

donde:

- ω frecuencia circular
- ω_D frecuencia circular amortiguada
- ξ fracción de amortiguamiento crítico

de la cual se obtiene:

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} \frac{\omega_D}{\omega} \quad (19)$$

En la mayoría de las estructuras el amortiguamiento es lo suficientemente pequeño como para que la frecuencia amortiguada sea casi la misma que la no amortiguada, por lo que puede usarse la siguiente expresión simplificada:

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi} \quad (20)$$

Con base en lo anterior, se elaboró un programa de computadora que detecta los máximos y mínimos relativos de cada ciclo de las historias de aceleración, y considerando varios ciclos, evalúa el amortiguamiento y la frecuencia promedio del sistema. Con los valores del amortiguamiento en cada modelo se fue ajustando el valor de los coeficientes de amortiguamiento correspondientes a los dos grados de libertad adicionales, hasta llegar a la fracción de amortiguamiento crítico del sistema deseada.

La aplicación del impulso permite conformar los modelos para altos y bajos niveles de esfuerzo, con coeficientes C_x y C_R tanto calculados directamente con la ecuación 7 como ajustados, en las direcciones longitudinal y transversal.

Modelos con propiedades de altos niveles de esfuerzo:

- TAC -Dirección transversal, coeficientes calculados, $\xi=4.91\%$
- TAA -Dirección transversal, coeficientes ajustados, $\xi=5\%$
- LAC -Dirección longitudinal, coeficientes calculados, $\xi=11.05\%$
- LAA -Dirección longitudinal, coeficientes ajustados, $\xi=5\%$

Modelos con propiedades de bajos niveles de esfuerzo:

- TBC -Dirección transversal, coeficientes calculados, $\xi=5.16\%$
- TBA -Dirección transversal, coeficientes ajustados, $\xi=1.7\%$
- LBC -Dirección longitudinal, coeficientes calculados, $\xi=11.99\%$
- LBA -Dirección longitudinal, coeficientes ajustados, $\xi=1.7\%$

La tabla 4 relaciona estos modelos con sus respectivas frecuencias fundamentales de vibrar.

Con el fin de comparar los resultados hallados mediante el decremento logarítmico, se buscan métodos menos laboriosos para calcular el amortiguamiento equivalente del sistema suelo-estructura; para esto se evalúan fórmulas aproximadas con los modelos planteados, obteniéndose con la siguiente expresión propuesta en la ref. 38 una correlación aceptable con los amortiguamientos previamente calculados:

$$\bar{\xi} = \xi_{est} \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \frac{\xi_x}{1 + 2\xi_x^2} \left[\frac{T_x}{\bar{T}_e} \right]^2 + \frac{\xi_R}{1 + 2\xi_R^2} \left[\frac{T_R}{\bar{T}_e} \right]^2 \quad (21)$$

donde:

- $\bar{\xi}$ fracción de amortiguamiento crítico equivalente del sistema
- ξ_{est} fracción de amortiguamiento de la estructura
- ξ_x fracción de amortiguamiento asociado al movimiento de traslación
- ξ_R fracción de amortiguamiento asociado al movimiento de cabeceo
- T_e periodo de la estructura empotrada
- \bar{T}_e periodo del sistema considerando interacción suelo-estructura
- T_x periodo de la estructura asociado al movimiento de traslación
- T_R periodo de la estructura asociado al movimiento de cabeceo

De manera similar, se obtienen resultados satisfactorios utilizando las siguientes expresiones, provenientes de las referencias 39 y 40, respectivamente:

$$\bar{\xi} = \xi_{est} \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^2 + \beta \left[1 - \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^2 \right] + \xi_x \left[\frac{T_x}{\bar{T}_e} \right]^2 + \xi_R \left[\frac{T_R}{\bar{T}_e} \right]^2 \quad (22)$$

$$\bar{\xi} = \xi_{est} \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \beta \left[1 - \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^2 \right] + \xi_x \left[\frac{T_x}{\bar{T}_e} \right]^3 + \xi_R \left[\frac{T_R}{\bar{T}_e} \right]^3 \quad (23)$$

Las tres ecuaciones anteriores son parecidas, pero debe destacarse que en las

dos últimas, las fracciones del amortiguamiento crítico asociadas a la traslación (ξ_x) y al cabeceo (ξ_R) son distintas con respecto a las consideradas en la ecuación 21, ya que en ésta, la influencia del amortiguamiento interno del suelo (β) debe estar incluida en esos amortiguamientos, mientras que en aquéllas, β se involucra en un término por separado. Las ecuaciones 22 y 23 emplean los mismos términos, la única diferencia es que en la 22 los cocientes de los periodos están elevados al cuadrado, mientras que en la ecuación 23 sólo uno de esos cocientes permanece así, y los demás están elevados al cubo. Según los resultados, la ecuación 23 resulta más certera en este caso, si se usa como parámetro comparativo el amortiguamiento obtenido con decremento logarítmico.

No obstante, no todas las fórmulas que existen para calcular el amortiguamiento tienen aplicación satisfactoria, al menos en este modelo. Tal es el caso de la siguiente expresión (ref. 41 y 42):

$$\bar{\xi} = \xi_0 + \frac{\xi_{est}}{\left[\frac{\bar{T}_c}{T_c} \right]^3} \quad (24)$$

donde ξ_0 es el factor de amortiguamiento de la cimentación. Los resultados que con ella se obtienen no tienen correspondencia con los provenientes de la aplicación del decremento logarítmico, lo cual hace suponer que para este tipo de suelos y estructuras la expresión no es aplicable. Esta fórmula ha sido incluida en normas para la construcción de edificios en los Estados Unidos (ref. 43).

En la tabla 5 se presenta la comparación entre los amortiguamientos resultantes aplicando las fórmulas anteriores y el decremento logarítmico. Ahí se puede apreciar la inconsistencia de los resultados obtenidos con la fórmula 24, los cuales no mantienen una relación de proporcionalidad con respecto a los amortiguamientos de referencia (calculados con decremento logarítmico) . Las fórmulas 22 y 23 pierden precisión si se trata de amortiguamientos pequeños, como es el caso de los dos modelos con amortiguamiento de 1.7%. La fórmula 23 da los resultados más certeros en cuanto a amortiguamientos grandes, y la 21 en el caso de amortiguamientos pequeños.

Como un recurso más para evaluar el amortiguamiento equivalente del sistema, se somete a uno de los modelos a la excitación de una señal armónica cuya frecuencia es igual a la del modelo en cuestión, de tal forma que se provoca que el sistema entre en resonancia. El amortiguamiento se determina por medio del factor de amplificación dinámico, el cual se calcula dividiendo la máxima amplitud de aceleración producida por dicha excitación entre la máxima amplitud de aceleración del terreno. Para conocer el amortiguamiento se aplica la siguiente relación:

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

donde F es el factor de amplificación dinámico. El amortiguamiento que se obtiene con este procedimiento es prácticamente igual al calculado con decremento logarítmico.

Por otra parte, en las figs. 8 y 9, donde se presenta la comparación de las historias de aceleración absoluta en azotea originadas por el impulso, se observa que

las amplitudes de las aceleraciones se atenúan más rápidamente, cuanto mayor es el porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente que el sistema suelo-estructura tiene. En las figs. 10 y 11 se presentan las mismas historias de aceleración producidas por el impulso, pero separándolas en tres componentes: la aceleración debida a la estructura por el movimiento del suelo, la aceleración de traslación y la de cabeceo; ahí puede apreciarse la contribución de cada componente en el amortiguamiento total del sistema suelo-estructura.

Al comparar las frecuencias fundamentales de los modelos con base rígida con las frecuencias de los modelos con base flexible (tabla 4), evidentemente, las de base flexible resultan menores; las diferencias, comparando modelos equivalentes en propiedades y dirección son:

- En modelos con propiedades de altos niveles de esfuerzo, en dirección transversal, la frecuencia aumenta un 162% al considerar base rígida con respecto a base flexible; análogamente:
- En modelos con propiedades de altos niveles de esfuerzo, en dirección longitudinal, aumenta un 101%
- En modelos con propiedades de bajos niveles de esfuerzo, en dirección transversal, aumenta un 189%
- En modelos con propiedades de bajos niveles de esfuerzo, en dirección longitudinal, aumenta un 120%.

Se nota que las variaciones son mayores en la dirección transversal y en los modelos con propiedades de bajos niveles de esfuerzo.

Con lo anterior se destaca la importancia de realizar un análisis que considere el efecto de interacción suelo-estructura, en el caso de que el suelo sea flexible, pues las propiedades dinámicas de la estructura son muy sensibles a las características del suelo.

Debido a que se tienen mediciones de las características dinámicas de este edificio, es importante mencionar que las frecuencias de los modelos aquí presentados no tienen una adecuada correlación con aquéllas obtenidas experimentalmente mediante pruebas de impulsos. La comparación entre éstas y las frecuencias de los modelos analíticos formulados con propiedades de bajos niveles de esfuerzo y coeficientes de amortiguamiento calculados se observa en la tabla 6. El hecho de que existan estas diferencias entre frecuencias fundamentales de vibrar es significativo, pues en los edificios instrumentados previamente por el Instituto de Ingeniería no se habían presentado tales variaciones. Esto hace pensar en una posible repetición de las mediciones, ya que es factible que sean erróneas, dada la dificultad que existe en poder identificar experimentalmente las frecuencias fundamentales en estructuras desplantadas sobre suelo de alta compresibilidad. Otra posibilidad es que la estimación de las velocidades de las ondas de cortante esté equivocada; estas velocidades influyen de manera importante en el cálculo del módulo de rigidez del suelo (G), que se hizo por medio de la ecuación 5.

4.3 RESPUESTA SÍSMICA

Con los modelos calibrados por medio del impulso se procedió a hacer el análisis paso a paso de la respuesta estructural, para lo cual se usó como excitación en la base del sistema, el acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985, registrado

en la estación de la SCT en la ciudad de México, asociado únicamente al movimiento horizontal correspondiente a la dirección E-O. Las aceleraciones están registradas a intervalos de tiempo de 0.04 s. Se calculó el espectro de respuesta de este sismo basándose en un sistema de un grado de libertad y varios porcentajes de amortiguamiento crítico equivalentes, comprendidos en el intervalo de los porcentajes de amortiguamiento que tienen los modelos que se estudian. En la fig. 12 se presenta el acelerograma y el espectro de respuesta de este sismo.

Del análisis paso a paso se obtiene la respuesta de historias de desplazamientos, velocidades y aceleraciones. De éstas, se calculan las fuerzas que se ejercen sobre la estructura, a partir de las cuales se obtienen momentos de volteo y deformaciones angulares. En las figs. 13 y 14 se presentan las historias de aceleraciones absolutas en azotea y sus espectros de Fourier. En las figs. 15 a 22 se grafican las envolventes de cortantes, desplazamientos, momentos de volteo y deformaciones angulares, todo esto, para cada nivel. En las figs. 23 y 24 se ilustran las historias de cortantes en la base, en las figs. 25 y 26, las historias de desplazamientos en azotea, y en las figs. 27 y 28, las historias de aceleraciones relativas en azotea.

Se suponen, para todos los análisis, condiciones iniciales de la estructura nulas, en cuanto a aceleraciones, velocidades y desplazamientos.

El amortiguamiento se manifiesta más en la dirección longitudinal, y esto es cierto tanto en los modelos con propiedades equivalentes a altos niveles de esfuerzo, como en los de propiedades correspondientes a bajos niveles de esfuerzo. Lo anterior puede verificarse no sólo en los resultados que se presentan en este subcapítulo, sino

también en los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados, propios de cada modelo: en todos los casos es mayor el amortiguamiento del modelo de la dirección longitudinal que el de su respectivo modelo de la dirección transversal.

En las figs. 15 a 22 puede observarse para cada modelo qué tanto influye el amortiguamiento en su comportamiento ante la excitación sísmica, lo cual se pone en evidencia con las siguientes comparaciones:

- Comparando el modelo TAC -con amortiguamiento calculado- con respecto al TAA -amortiguamiento ajustado- (fig. 15), se tiene que las diferencias en cortantes de entrepiso y desplazamientos son mínimas (menos del 1%)
- Comparando los modelos LAC -amortiguamiento calculado- con LAA -amortiguamiento ajustado- (fig. 17), la variación de cortantes de entrepiso es del 24% y la de desplazamientos es del 18%
- Comparando los modelos TBC -amortiguamiento calculado- con TBA -amortiguamiento ajustado- (fig. 19), la variación de cortantes de entrepiso es del 28% y la de desplazamientos es del 30%
- Comparando LBC -con amortiguamiento calculado- con LBA -amortiguamiento ajustado- (fig. 21), se tiene que la diferencia en cortantes de entrepiso es del 26%, mientras que en desplazamientos es del 25%.

Ya que la única variación entre los dos modelos confrontados en cada caso, es el porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente del sistema, las diferencias anteriores se atribuyen exclusivamente al amortiguamiento.

En las comparaciones anteriores se nota que hay mayor variación porcentual en

fuerzas y desplazamientos, cuanto mayor es la diferencia entre los porcentajes de amortiguamiento crítico de los modelos en cuestión. Así, en la primera de ellas puede verse que prácticamente no hay variación, debido a que los porcentajes de amortiguamiento crítico de ambos modelos son muy parecidos (4.91% y 5%). Esto permite valorar el efecto que tiene el amortiguamiento sobre la estructura.

Los modelos formulados con propiedades de bajos niveles de esfuerzo presentan un porcentaje de amortiguamiento crítico mayor que el de aquéllos correspondientes a propiedades de altos niveles de esfuerzo. Aunque estas diferencias no son muy grandes, -inferiores al 10%- se presentan en todos los casos.

Como era de esperarse, los modelos de altos niveles de esfuerzo presentan desplazamientos mayores que sus correspondientes modelos con propiedades de bajos niveles de esfuerzo, tanto en envolventes (figs. 15, 17, 19 y 21), como en historias de desplazamientos en azotea (figs. 25 y 26). Esto se debe a que los modelos de altos niveles de esfuerzo involucran módulos de elasticidad de los materiales menores que aquéllos de bajos niveles de esfuerzo. Por consecuencia, los de altos niveles de esfuerzo tienen menor rigidez que los de bajos niveles de esfuerzo, lo que ocasiona que aun en el caso de que las fuerzas elásticas fueran iguales, los modelos de altos niveles de esfuerzo tendrían mayores desplazamientos. Sin embargo, las fuerzas elásticas no son iguales: resultan mayores en los modelos con propiedades equivalentes a altos niveles de esfuerzo, y esto es también explicable: las fuerzas de inercia presentes en la estructura, como se ve en el planteamiento matricial de la ecuación 9, dependen de la excitación y de la masa de la estructura. Por el equilibrio planteado, las fuerzas totales se descomponen en fuerzas elásticas, de amortiguamiento y de inercia, siendo las primeras las que originan los elementos

mecánicos en la estructura. Como los modelos que tienen propiedades de altos niveles de esfuerzo tienen masas mayores que los de bajos niveles de esfuerzo, las fuerzas de inercia son mayores, y las fuerzas elásticas lo son también.

Al obtenerse las historias de fuerzas elásticas, de amortiguamiento y de inercia, se puede apreciar en cada caso, el equilibrio logrado al sumar estas tres componentes; si se comparan las envolventes de fuerzas se tiene que las fuerzas de amortiguamiento (resultantes de multiplicar la matriz de amortiguamiento por el vector de velocidades de la estructura) son generalmente insignificantes en su magnitud comparadas con las fuerzas de inercia y las fuerzas elásticas, y además no se incrementan notablemente en los modelos con un amortiguamiento mayor con respecto a los de amortiguamiento menor, todo esto, haciendo referencia a los grados de libertad correspondientes a la estructura (que son los primeros seis). Dado que el análisis hecho involucra al conjunto suelo-estructura, el programa proporciona también los resultados pertenecientes a los dos grados de libertad adicionales, que representan las propiedades del suelo. Esto permite apreciar que las fuerzas de amortiguamiento aumentan considerablemente en estos dos grados de libertad con respecto a las de los grados de libertad de la estructura, pero siguen siendo pequeñas con respecto a la magnitud de las fuerzas elásticas y de inercia, las cuales también aumentan en esos dos grados de libertad, aunque no en la misma proporción que las de amortiguamiento.

Lo anterior indica que es en esos dos grados de libertad en que se presenta un súbito aumento de las fuerzas de amortiguamiento, donde se atenúa la respuesta del sistema; el elemento que amortigua es el suelo, al disipar la energía que las fuerzas de amortiguamiento representan. Aquí se manifiesta que el suelo, que se modeló con coeficientes de rigidez y amortiguamiento, efectivamente está disipando energía, y se

aprecia la conveniencia de modelar un suelo de estas características (cuando sea el caso), para reducir los efectos de la excitación sísmica sobre la estructura.

CONCLUSIONES

- Las frecuencias fundamentales de vibrar de los modelos matemáticos no tienen una adecuada concordancia con las de los experimentales, por lo que se recomienda hacer un sondeo para verificar las propiedades del suelo en esa zona, así como efectuar pruebas de tracción en el edificio para identificar sus frecuencias fundamentales; sin embargo, estos modelos permiten valorar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica del edificio.
- En cuanto a las frecuencias fundamentales de los modelos presentados, las diferencias entre los de base rígida y los que toman en cuenta la interacción suelo estructura son de alrededor de 140% en promedio, lo cual es significativo.
- El amortiguamiento del sistema suelo-estructura tiene una influencia decisiva en la disminución de la respuesta sísmica, ya que reduce de manera notable las fuerzas elásticas de la estructura, y por lo tanto, también los cortantes, momentos de volteo y desplazamientos.
- En estructuras de estas características -de similar rigidez, tamaño y zonificación geotécnica- se ha demostrado que la contribución del suelo en cuanto a disipación de energía es importante y no debe despreciarse. Por lo tanto, si se quiere conocer con un mayor grado de certeza su comportamiento, es recomendable considerar, entre otros factores, el efecto de interacción suelo-estructura, ya que esto permite reducir la magnitud de las fuerzas sísmicas, así como la respuesta de la estructura.

- Debido a que los módulos de elasticidad influyen de manera definitiva en la resistencia de la estructura, es importante que para modelar un edificio de mampostería, de una manera más cercana a la realidad, se tengan ensayos para determinar la resistencia de las piezas, sobre todo si se construirán varias estructuras con el mismo tipo de piezas. El gasto de hacerlo puede redituar en un ahorro considerable.
- Dado que se ha puesto en evidencia que el amortiguamiento del sistema suelo-estructura es una característica de especial relevancia en el comportamiento dinámico de estructuras de mampostería, parecidas a ésta en rigidez y masa, sería muy recomendable que en las normas se incorporara una expresión aproximada para evaluar el amortiguamiento equivalente del sistema, para estructuras de mampostería, similar en su aplicación a las ecuaciones 21 a 23, pues las actuales no proponen cálculo alguno para cuantificar este aspecto, sobre el cual existe incertidumbre.
- En tanto los conocimientos sobre el comportamiento de la mampostería sean mayores y más precisos, se podrán tener normas más refinadas, que representen con mayor veracidad las propiedades de los muros, y que, debido a ello, puedan contribuir a reducir el costo de estas estructuras. Para lograr lo anterior, hace falta investigar sobre la interacción mecánica tridimensional que existe en este tipo de estructuras entre los muros y los demás elementos verticales y horizontales que constituyen al sistema estructural; para este fin, deben desarrollarse estudios sobre modelos tridimensionales, que sean representativos del sistema estructural completo, de ser posible, a escala real.

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. *"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"*, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., julio 6, 1987.
- [2]. R. Meli, *"Diseño Sísmico de Edificios de Muros de Mampostería, la Práctica Actual y el Comportamiento Observado"*, Ingeniería Sísmica, México, D.F., sept.-dic. 1990, pp. 7 a 28.
- [3]. M. Tomažević y C. Modena, *"Seismic Behaviour of Masonry Buildings with a Mixed Structural System: Earthquake Simulator Study of Three-Storeyed Building Models"*, Int. Journal of E.E. and E.S., Vol III, 1989, pp. 29 a 40.
- [4]. T. Okada, *"Diseño Sísmico de Viviendas en Zonas Sísmicas"*, Memorias del Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED-JICA, México, D.F., sept. 25-28, 1991, pp. 16 a 25.
- [5]. O. Hernández, *"Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería y su Reflejo en las Normas de Diseño"*, III Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Guadalajara, Jal., oct. 30 a nov. 1, 1988, pp. 218 a 230.
- [6]. R. Meli y A. Reyes, *"Propiedades Mecánicas de la Mampostería"*, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 288, jul. 1971.

- [7]. R. Meli, "*Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 352, abril 1975.
- [8]. O. Hernández, "*Mampostería Reforzada con Acero de Alta Resistencia, una Opción Segura y Económica para la Vivienda de Bajo Costo*", Memorias del Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED-JICA, México, D.F., sept. 25-28, 1991, pp. 570 a 581.
- [9]. D. Murià Vila, "*Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios de Mampostería*", Memorias del Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED-JICA, México, D.F., sept. 25-28, 1991, pp. 520 a 542.
- [10]. R. Villablanca, R.E. Klingner, M. Blondet y R.L. Mayes, "*Masonry Structures in the Chilean Earthquake of March 3, 1985: Behavior and Correlation with Analysis*", Proceedings of the Fifth North American Masonry Conference, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, jun. 1990, Vol 1 pp. 225 a 236.
- [11]. "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., nov. 19, 1987.
- [12]. J. Bielak, "*Modal Analysis for Building-Soil Interaction*", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. E17, jul. 1975.
- [13]. D.J. Dowrick, "*Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos*", Editorial Limusa, México, D.F., 1984.

- [14]. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre 5, 1987.
- [15]. A.S. Veletsos y J.W. Meek, "Dynamic Behaviour of Building Foundation Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, No. 2, oct.-dic. 1974, pp. 121 a 138.
- [16]. G. Gazetas, "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art", Int. Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, enero 1983, pp. 2 a 42.
- [17]. R. Dobry y G. Gazetas, "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 2, feb. 1986, pp. 109 a 135.
- [18]. R. Dobry, G. Gazetas y K.H. Stokoe, "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations: Experimental Verification", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 2, feb. 1986, pp. 136 a 154.
- [19]. S. Kojic, M.D. Trifunac y J.C. Andersen, "A Postearthquake Response Analysis of The Imperial County Services Building in El Centro", Rep. 84-02, USC, dic. 1984.
- [20]. D. Murià Vila, E. Cruz Gómez, "Propiedades Dinámicas de Edificios de Mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 8711, jun. 1989.

- [21]. *"Revisión y Recomendaciones de las Conclusiones de los Estudios de Mecánica de Suelos de los Frentes 5 de Mayo I, 5 de Mayo II, El Recreo, Brigada Morelos II, La Angostura, Callejón de San Nicolás, El Ranchito y Jardineros"*, Vasconcelos-Peña, A.C., S.A. de C.V.
- [22]. A. Jaime y M.P. Romo, *"The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay"*, Earthquake Spectra, Vol. 4, No.4, nov. 1988, pp. 787 a 804.
- [23]. A. Jaime, *"Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México"*, Tesis doctoral, DEPMI, UNAM, nov. 1987.
- [24]. E.L. Wilson, H.H. Dovey y J.P. Hollings, *"Three-Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)"*, Univ. of California, EERC 75-13, abril 1975.
- [25]. E.L. Wilson, J.P. Hollings y H.H. Dovey, *"SUPER-ETABS"*, Univ. of California, feb. 1985.
- [26]. *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"*, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., nov. 26, 1987.
- [27]. E. Rosenblueth y D. Reséndiz, *"Disposiciones Reglamentarias de 1987 para Tener en Cuenta Interacción Suelo-Estructura Dinámica"*, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 509, ene. 1988.

- [28]. R.J. Richart, J.R. Hall y R.D. Woods, "*Vibration of Soils and Foundations*", Prentice Hall, Nueva Jersey, 1970.
- [29]. E.L. Wilson, "*CAL-86 Computer Assisted Learning of Structural Analysis and the CAL/SAP Development System*", University of California, agosto 1986.
- [30]. K.J. Bathe, "*Finite Element Procedures in Engineering Analysis*", Prentice Hall, Nueva Jersey, 1982.
- [31]. N.M. Newmark, "*A Method of Computation for Structural Dynamics*", J. Eng. Mech. Div., ASCE, 85 (EM3), jul. 1959, pp. 67 a 94.
- [32]. C.J. Mendoza y M. Mena, "*Influencia de los Agregados en los Concretos Estructurales del D.F.*", Revista IMCYC, Vol. 25, No. 192, mayo 1987, pp. 9 a 20.
- [33]. C.J. Mendoza y M. Mena, "*Comportamiento del Concreto en las Estructuras ante la Acción de los Sismos, 1ª Parte: Ensayes para Definir las Características de los Concretos Estructurales en el D.F.*", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 6738, dic. 1986.
- [34]. C.J. Mendoza, H.C. González y A. Fuentes, "*Comportamiento del Concreto en las Estructuras ante la Acción de los Sismos, 2ª Parte: Deterioro de las Propiedades del Concreto Sujeto a Ciclos de Carga de Compresión*", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyectos 6705 y 6706, dic. 1987.

- [35]. D. Murià Vila, R. González Alcorta y A. Miranda, "*Propiedades Dinámicas de las Estructuras Representativas de Edificios de la Ciudad de México*", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 8711, abril 1989.
- [36]. D. Murià Vila, R. González Alcorta, J.M. Espinosa y S.M. Moreno, "*Efectos de Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Sísmica de un Edificio Instrumentado*", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 9759, sept. 1991.
- [37]. R.W. Clough, "*Earthquake Engineering, Chapter 12: Earthquake Response of Structures*", R.L. Wiegel, editor, Prentice Hall, Nueva Jersey, 1970, pp. 307 a 334.
- [38]. J. Avilés y E. Pérez Rocha, "*Periodos y Amortiguamientos Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura*", Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, enviado para su publicación, 1992.
- [39]. J.P. Wolff, "*Dynamic Soil-Structure Interaction*", Prentice Hall, Nueva Jersey, 1985.
- [40]. J.E. Luco, M.D. Trifunac y H.L. Wong, "*On the Apparent Change in Dynamic Behavior of a Nine-Story Reinforced Concrete Building*", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 77, No. 6, pp. 1961 a 1983, diciembre, 1987.
- [41]. A.S. Veletsos y V.V.D. Nair, "*Seismic Interaction of Structures on Hysteretic Foundations*", J. Struct. Div. ASCE, Vol. 101, No. ST1, 1975, pp. 109 a 129.

- [42]. A.S. Veletsos, *"Dynamics of Structure-Foundation Systems"*, Structural and Geotechnical Mechanics, W.J. Hall, editor, Prentice Hall, Nueva Jersey, 1977.
- [43]. *"NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Part 1 Provisions, Chapter 6 Soil-Structure Interaction"*, Federal Emergency Management Agency - Earthquake Hazards Reduction Series 17, oct. 1988, pp. 63 a 71.

Tabla 1. Masas y módulos de elasticidad utilizados

Masa $\left[\frac{\text{ton}\cdot\text{s}^2}{\text{m}}\right]$		
Nivel	Altos Niveles de Esfuerzo	Bajos Niveles de Esfuerzo
5	10.75	9.85
4	8.86	7.97
3	8.86	7.97
2	8.86	7.97
1	8.86	7.97
Cimentación	15.17	14.72

Módulo de Elasticidad $\left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right]$		
Material	Altos Niveles de Esfuerzo	Bajos Niveles de Esfuerzo
Mampostería	366 395	482 300
Concreto (Estructura)	1 266 994	1 866 760
Concreto (Cimentación)	1 551 744	2 286 307

Tabla 2. Frecuencias naturales de vibrar de los modelos con base empotrada

Frecuencia [Hz]				
Condición	Altos Niveles de Esfuerzo		Bajos Niveles de Esfuerzo	
Dirección	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Modo				
1	3.85	3.94	4.47	4.61
2	13.85	12.79	15.43	14.71
3	26.20	22.99	28.60	26.07
4	35.88	31.17	38.82	35.19
5	42.49	36.67	45.82	41.39
6	50.11	68.72	52.04	70.53

Tabla 3. Coeficientes de amortiguamiento y porcentajes de amortiguamiento crítico equivalentes del sistema

Condición	ALTOS NIVELES DE ESFUERZO				BAJOS NIVELES DE ESFUERZO			
	Transversal		Longitudinal		Transversal		Longitudinal	
Coefficientes	calculados	ajustados	calculados	ajustados	calculados	ajustados	calculados	ajustados
Modelo	TAC	TAA	LAC	LAA	TBC	TBA	LBC	LBA
$C_x \left(\frac{\text{ton-s}}{m} \right)$	1960	1995	1595	681	1960	633	1595	213
$C_R \left(\frac{\text{ton-m-s}}{\text{rad}} \right)$	6588	6708	32414	13840	6588	2128	32414	4333
$\xi (\%)$	4.91	5	11.05	5	5.16	1.7	11.99	1.7

Tabla 4. Frecuencias fundamentales de vibrar de los modelos con base flexible y rígida

Base Flexible	
Modelo	Frecuencia [Hz]
Altos Niveles de Esfuerzo	
TAC	1.47
TAA	1.47
LAC	1.96
LAA	1.96
Bajos Niveles de Esfuerzo	
TBC	1.54
TBA	1.55
LBC	2.10
LBA	2.10

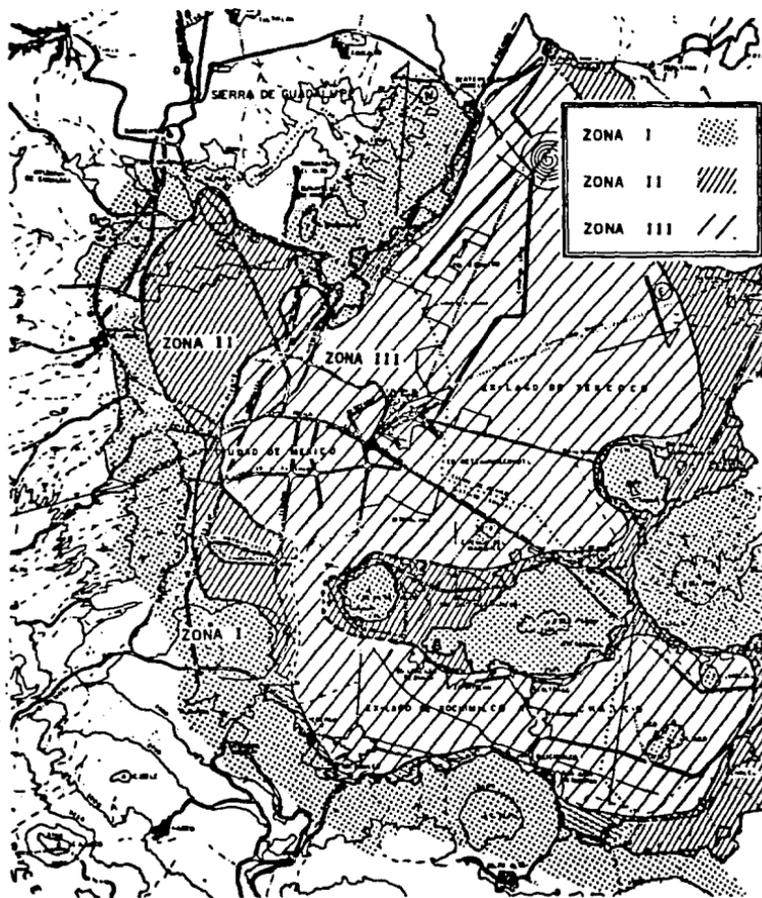
Base Rígida	
Modelo	Frecuencia [Hz]
Altos Niveles de Esfuerzo	
TA	3.85
LA	3.94
Bajos Niveles de Esfuerzo	
TB	4.47
LB	4.61

Tabla 5. Comparación entre porcentajes de amortiguamiento obtenidos con varios métodos

ξ [%]					
Modelo	Decremento Logarítmico	Ecuación 21	Ecuación 22	Ecuación 23	Ecuación 24
TAC	4.91	7.27	9.32	6.93	15.77
TAA	5	7.37	9.40	6.98	15.77
LAC	11.05	15.19	16.79	12.56	18.11
LAA	5	7.33	10.03	7.87	18.11
TBC	5.16	7.74	9.36	7.23	16.07
TBA	1.7	2.85	6.15	5.37	16.07
LBC	11.99	16.89	17.85	14.18	19.16
LBA	1.7	2.61	6.12	5.46	19.16

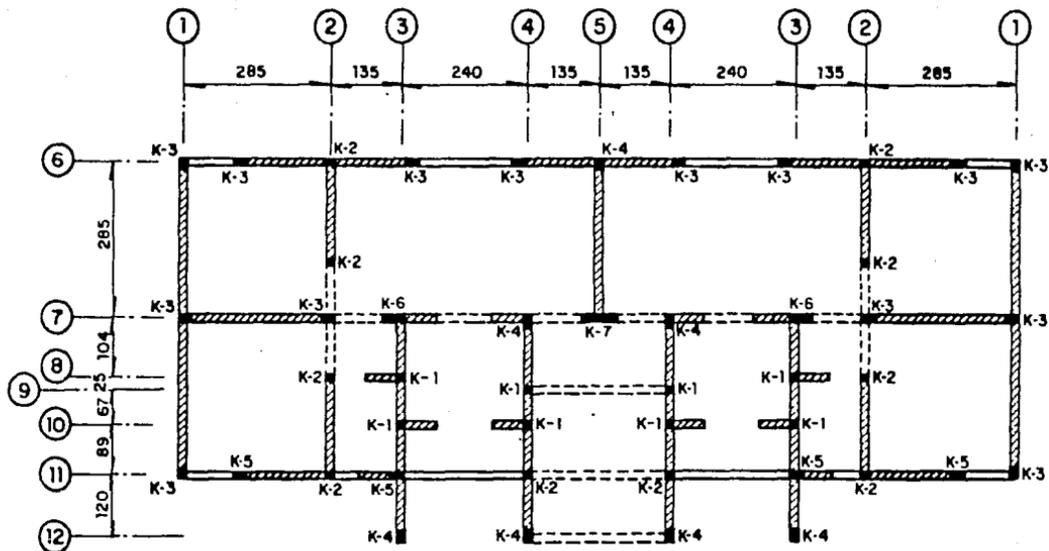
Tabla 6. Frecuencias fundamentales de los modelos experimental y analítico (con coeficientes de amortiguamiento calculados)

Frecuencia Fundamental [Hz]		
Modelo	Dirección	
	Transversal	Longitudinal
Experimental	2.52	3.05
Analítico (Bajos Niveles de Esfuerzo)	1.54	2.10



▲ UNIDAD HABITACIONAL EL RANCHITO

Fig. 1 Localización del edificio



- Pretil
- ▨ Muro
- - - - Dala
- Castillo

Acotaciones, en cm

CASTILLOS							
TIPO	K-1	K-2	K-3	K-4	K-5	K-6	K-7
SECCION (cm)	15x15	15x15	15x30	15x30	15x30	15x45	15x65

Fig. 2 Planta tipo

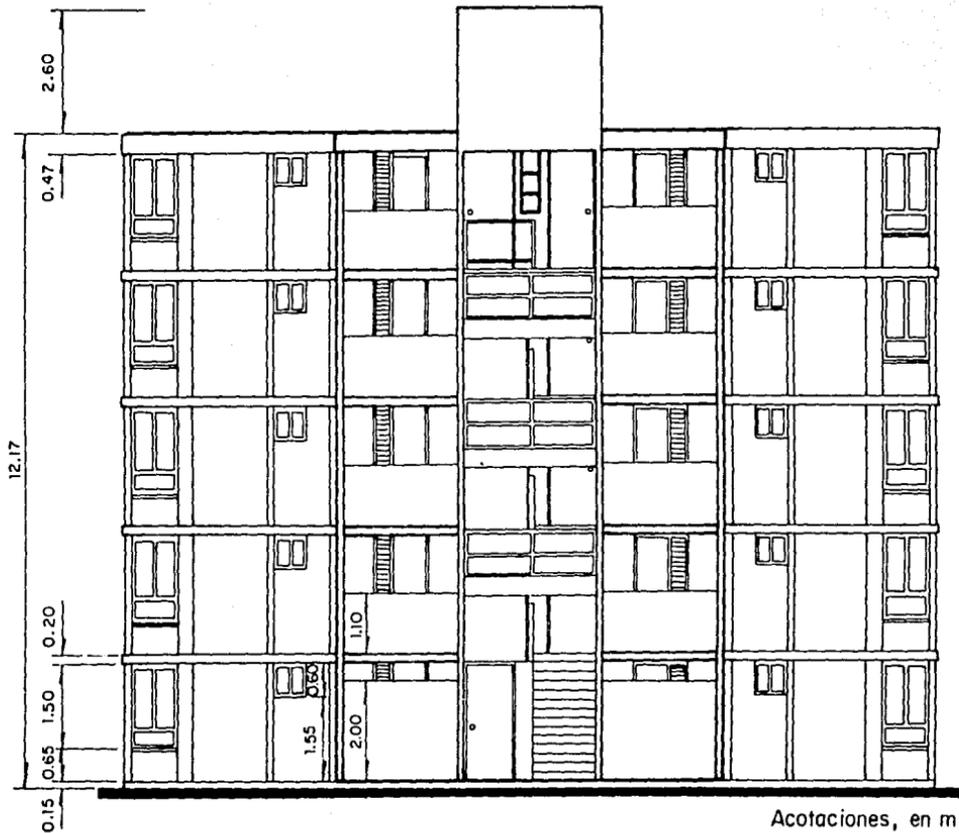


Fig. 3 Fachada principal

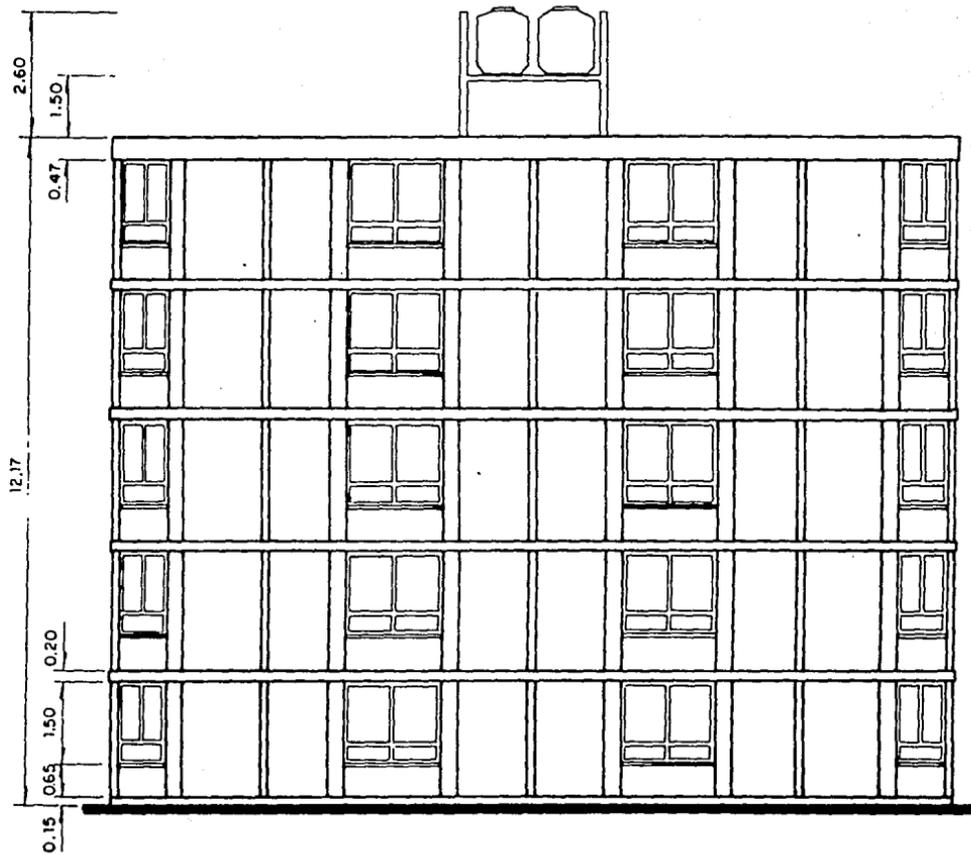


Fig. 4

Fachada posterior

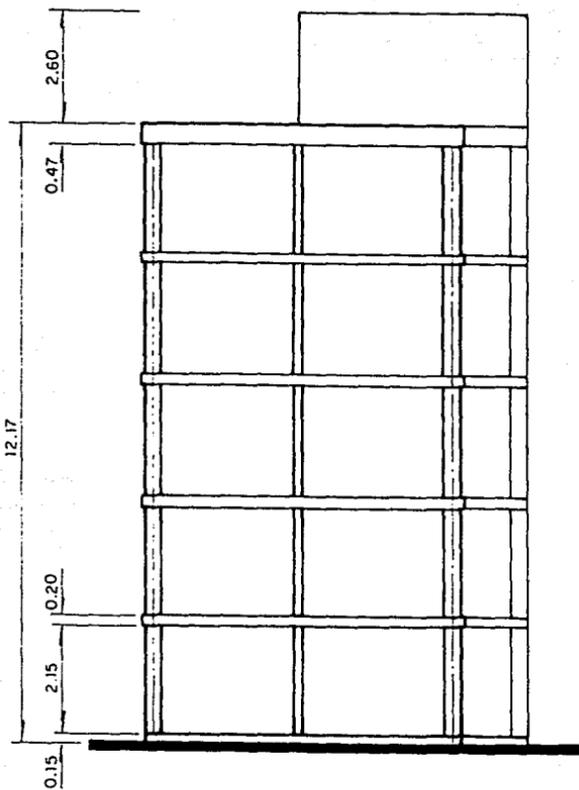
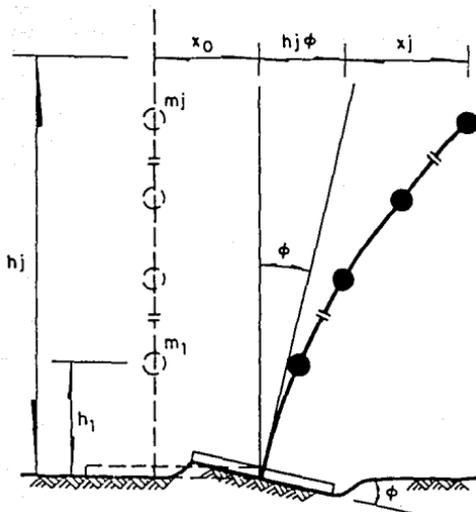


Fig. 5 Fachada lateral



m_i = masa del nivel i

h_i = altura del nivel i con respecto a la base

v_0 = desplazamiento horizontal de la base

ϕ = ángulo de giro de la base

Fig. 6 Idealización del sistema suelo-estructura

DIR. TRANSVERSAL

DIR. LONGITUDINAL

□ Coeficientes utilizados ($\beta = 5\%$)

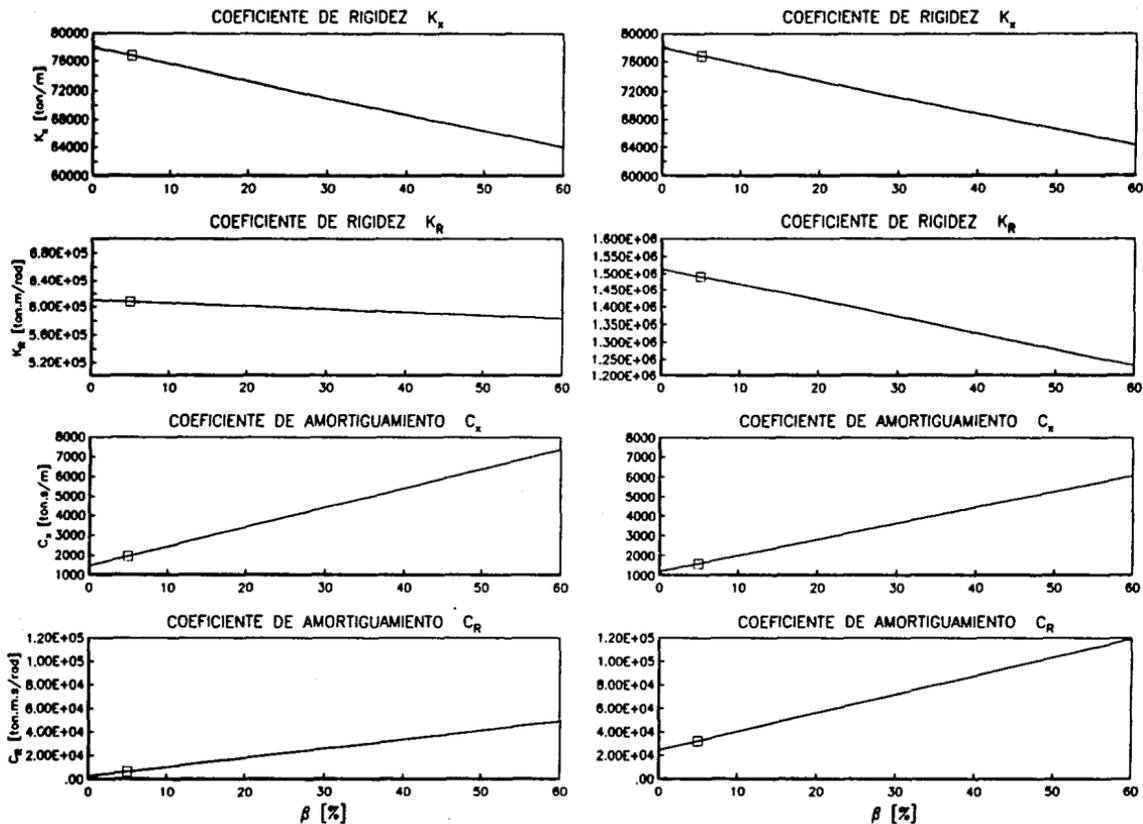


Fig. 7

Influencia del amortiguamiento interno del suelo (β) en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento

IMPULSO DIR. TRANSVERSAL

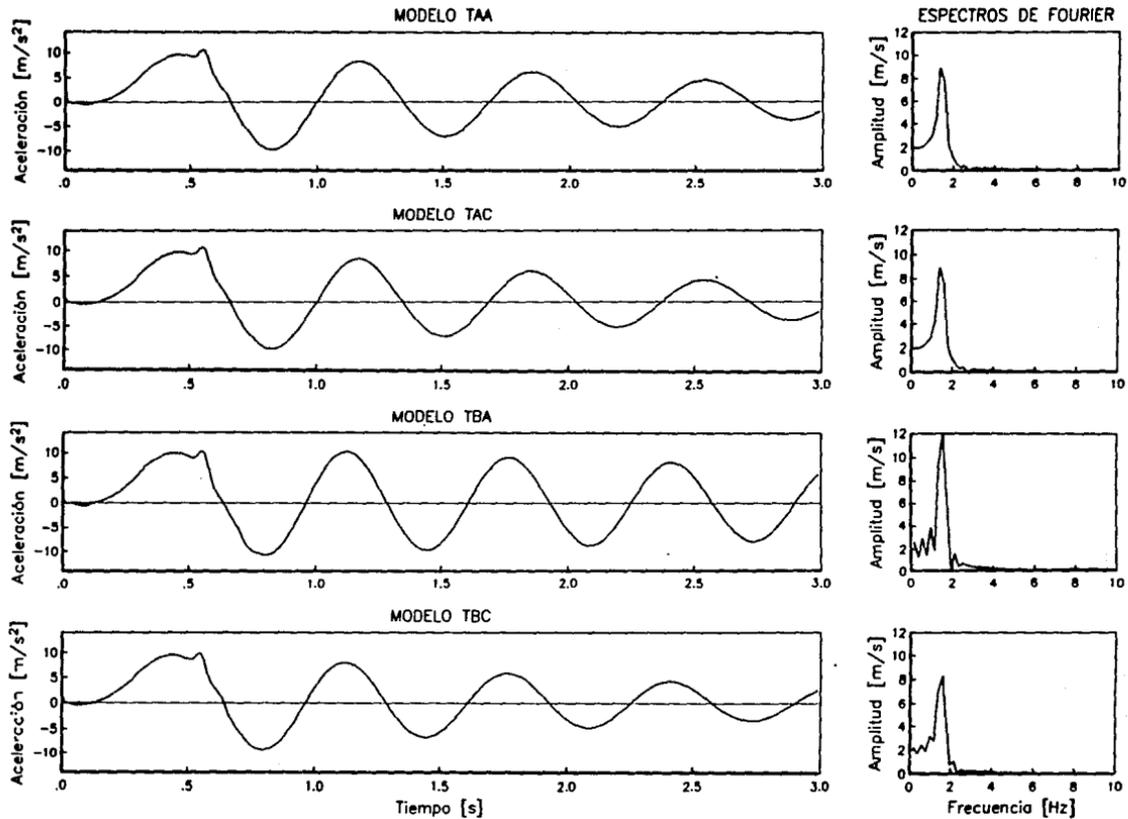


Fig. 8

Historias de aceleraciones absolutas de la estructura ante la excitación del impulso

IMPULSO DIR. LONGITUDINAL

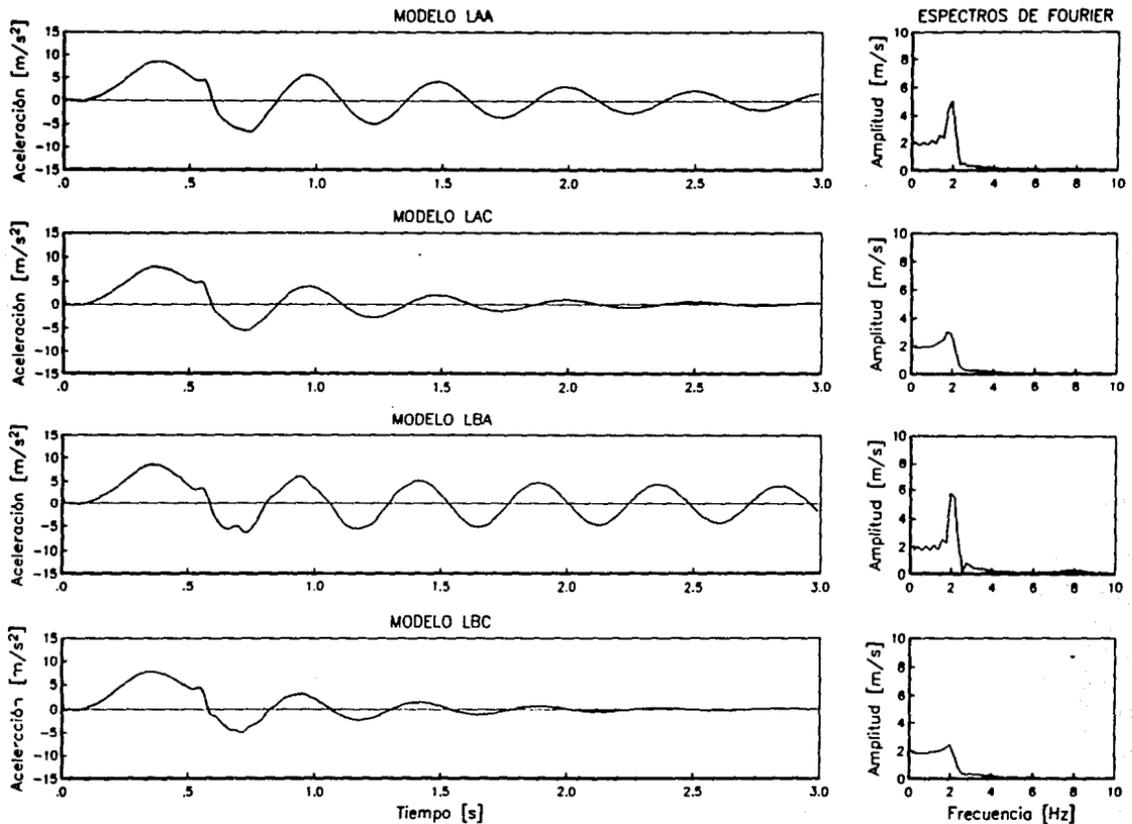


Fig. 9

Historias de aceleraciones absolutas de la estructura ante la excitación del impulso

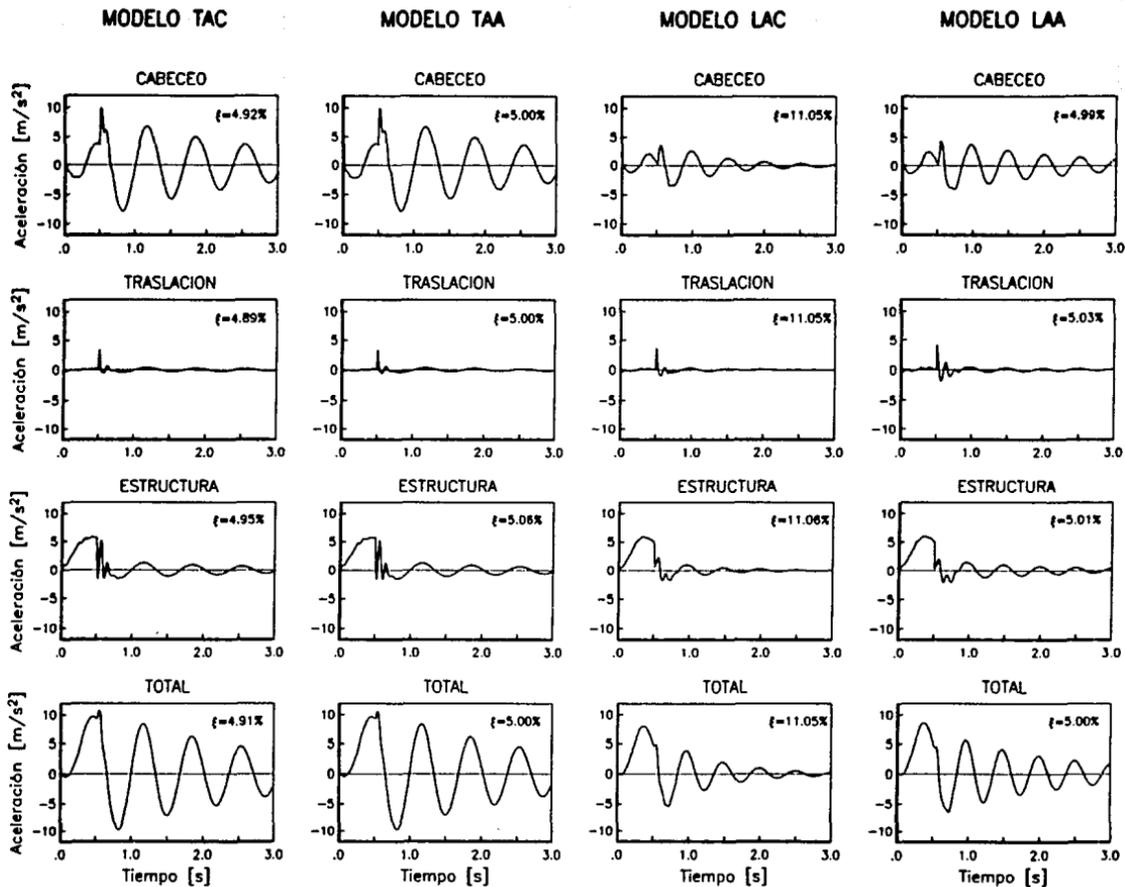


Fig. 10

Componentes de las aceleraciones absolutas generadas por la excitación del impulso en modelos con propiedades equivalentes a altos niveles de esfuerzo

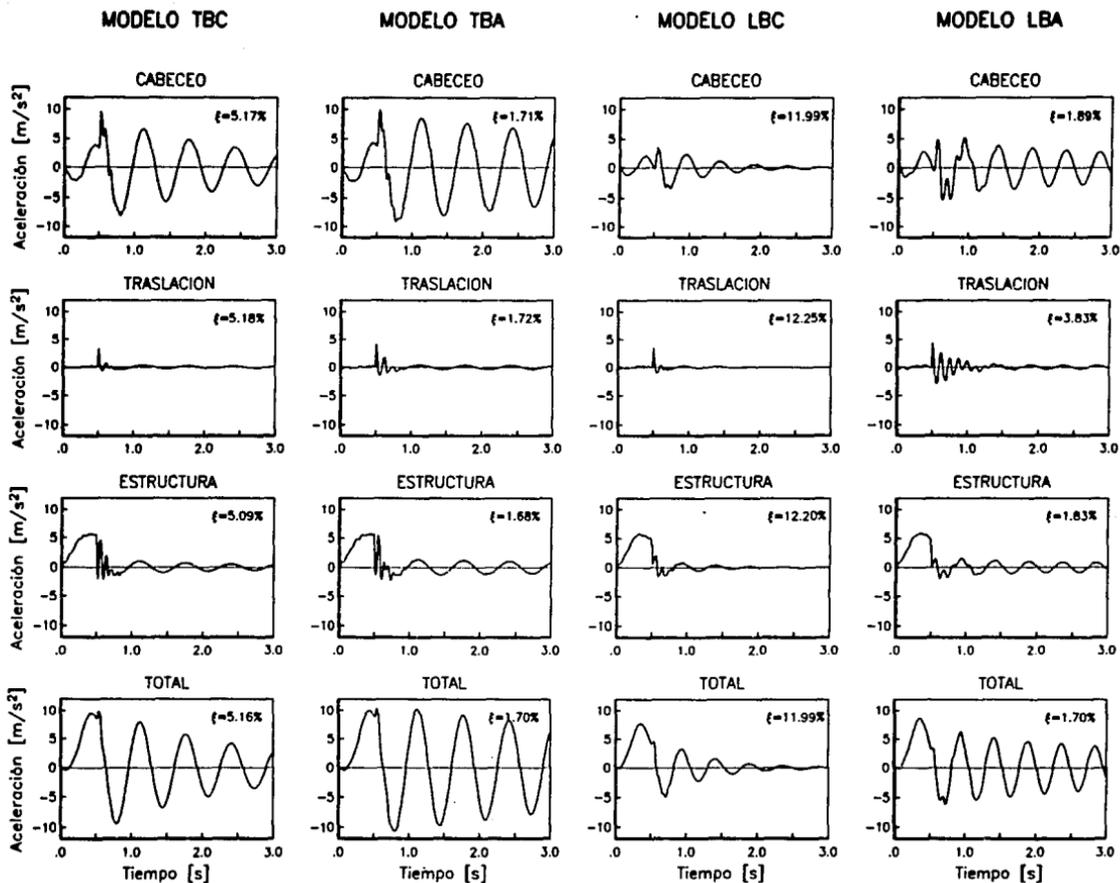
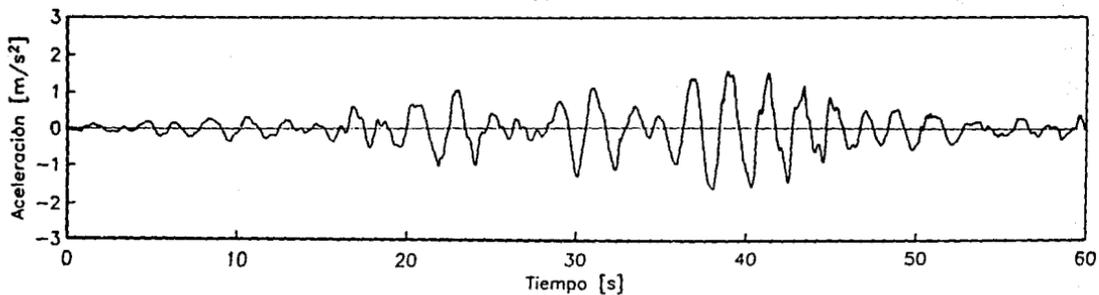


Fig. 11

Componentes de las aceleraciones absolutas generadas por la excitación del impulso en modelos con propiedades equivalentes a bajos niveles de esfuerzo

ACELEROGRAMA



ESPECTRO DE RESPUESTA

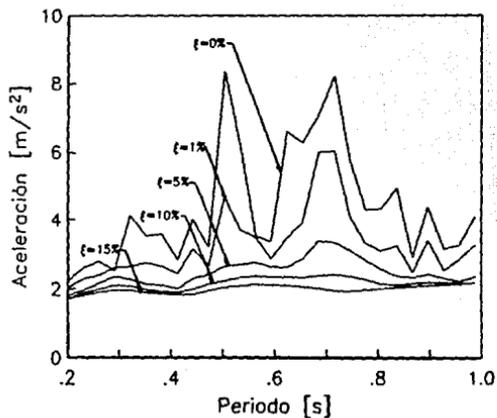
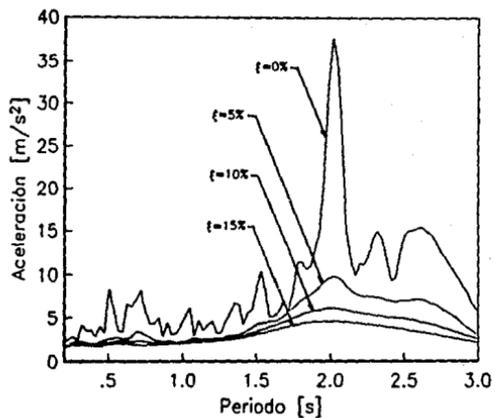


Fig. 12 Acelerograma y espectro de respuesta del sismo SCT

SISMO SCT DIR. TRANSVERSAL

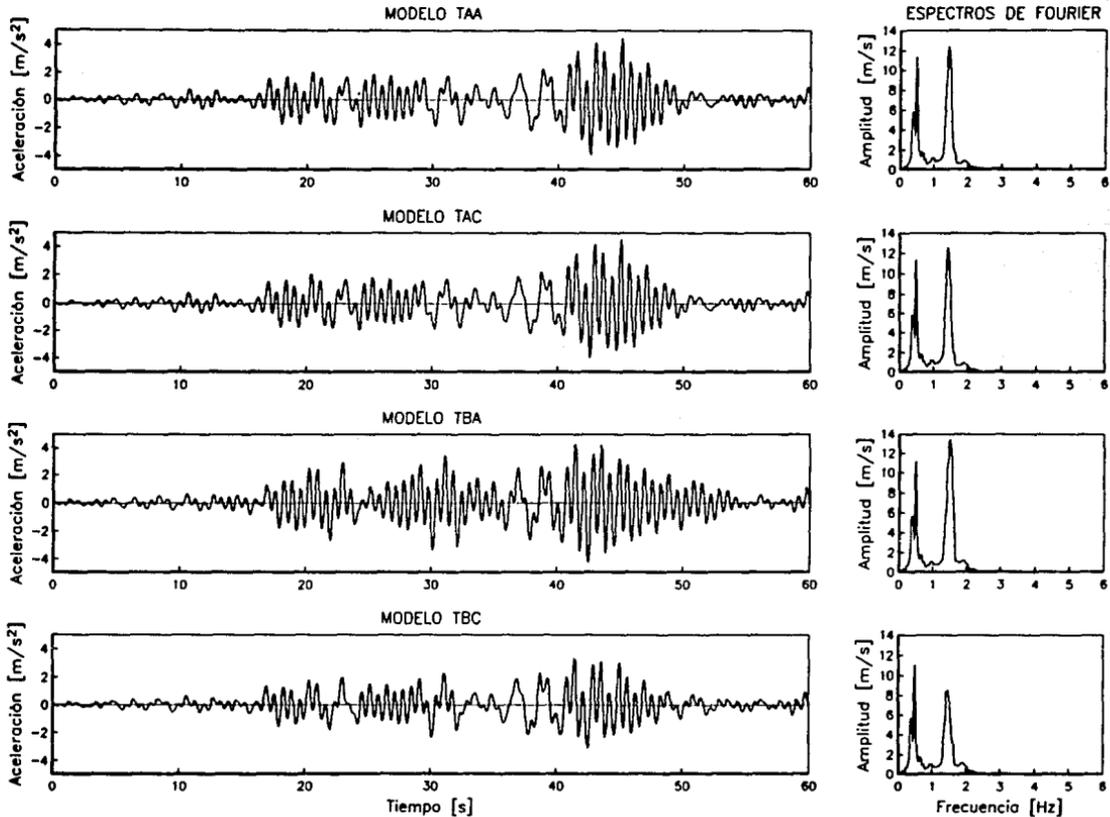


Fig. 13

Historias de aceleraciones absolutas en azotea ante la excitación del sismo SCT

ESTR. TECN. NO. DEBE
777A

SISMO SCT DIR. LONGITUDINAL

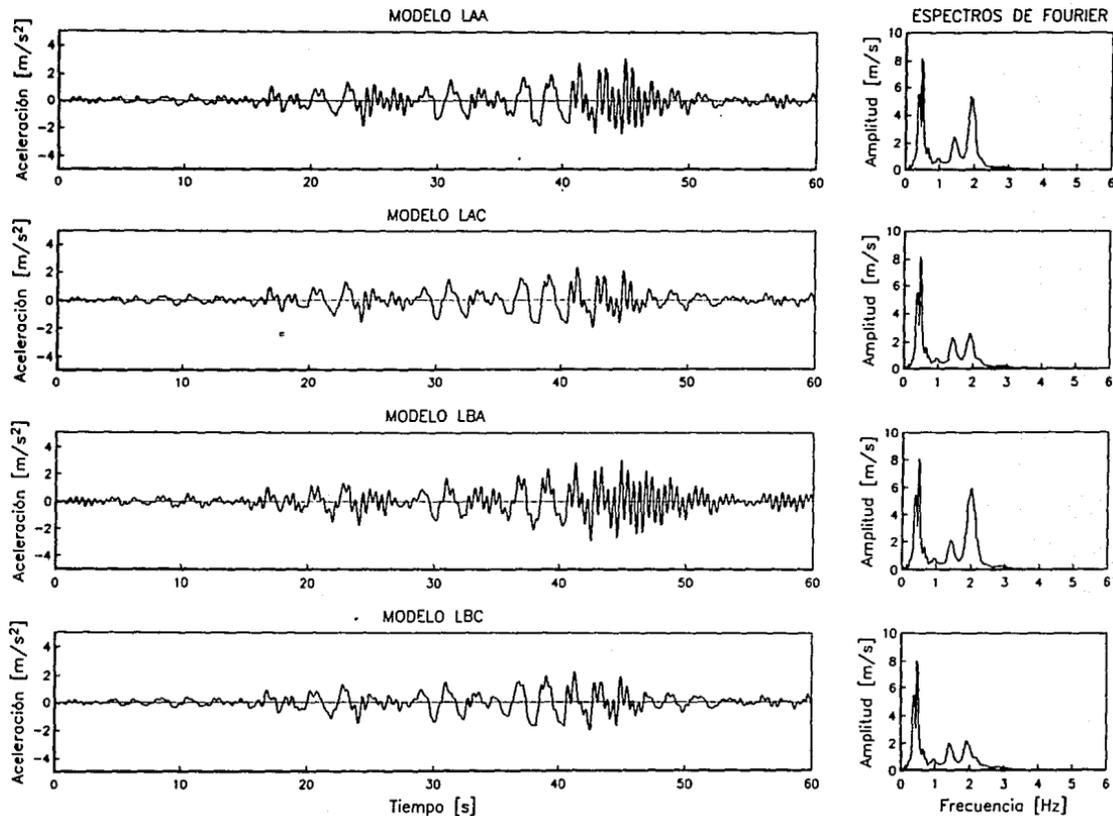
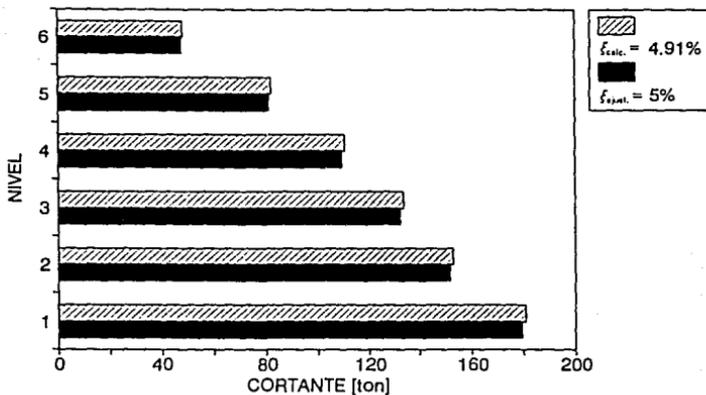


Fig. 14 Historias de aceleraciones absolutas en azotea ante la excitación del sismo SCT

CORTANTE DE ENTREPISO

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. T)



DESPLAZAMIENTO

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. T)

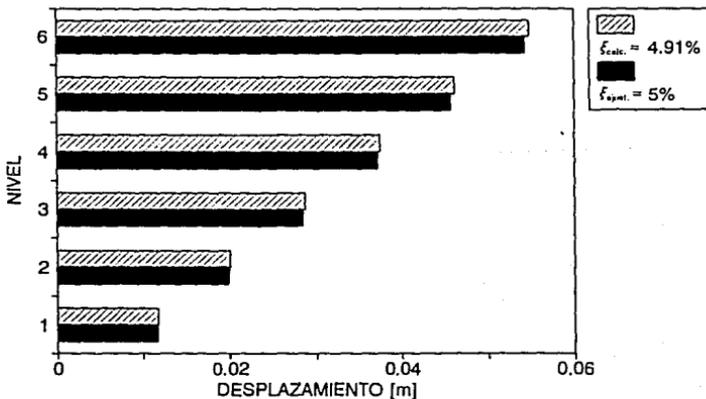
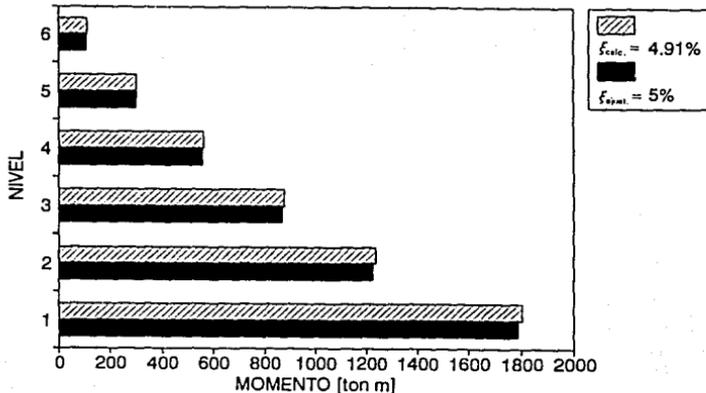


Fig. 15

Envolventes de cortantes y desplazamientos

MOMENTO DE VOLTEO

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. T)



DEFORMACION ANGULAR

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. T)

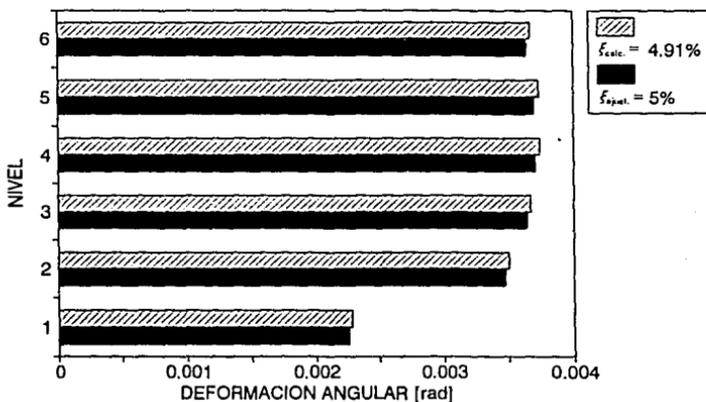
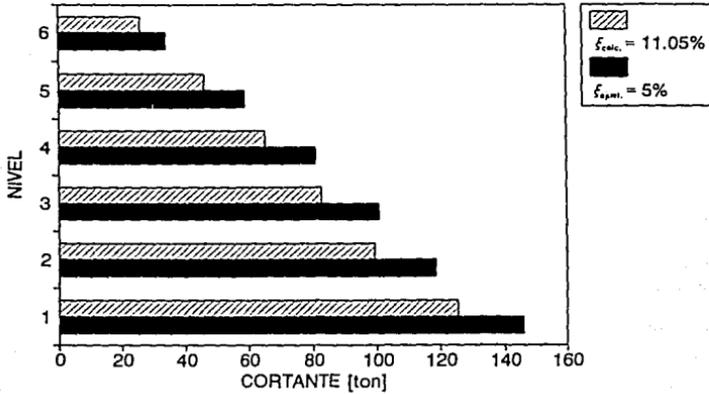


Fig. 16 Envolventes de momentos de volteo y deformaciones angulares

CORTANTE DE ENTREPISO

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. L)



DESPLAZAMIENTO

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. L)

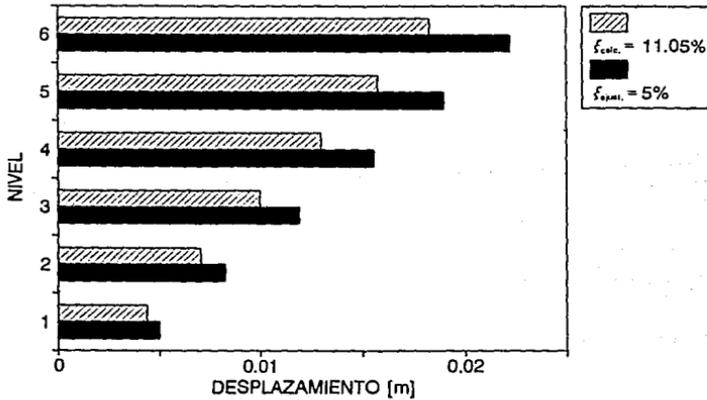
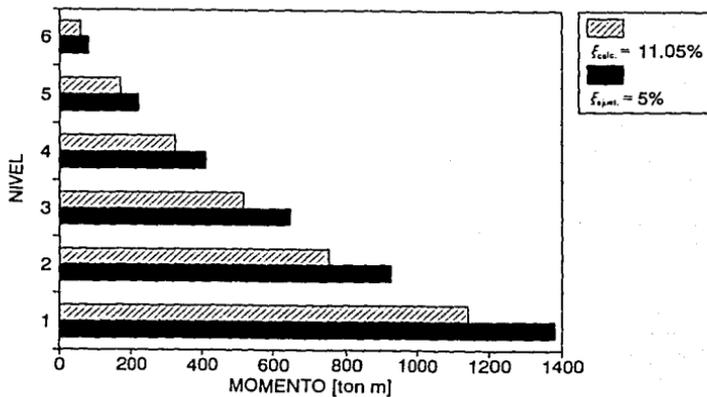


Fig. 17 Envolturas de cortantes y desplazamientos

MOMENTO DE VOLTEO

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. L)



DEFORMACION ANGULAR

Altos Niveles de Esfuerzo (dir. L)

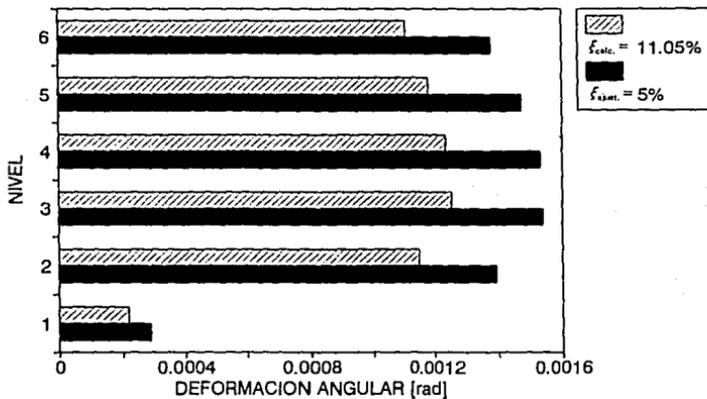
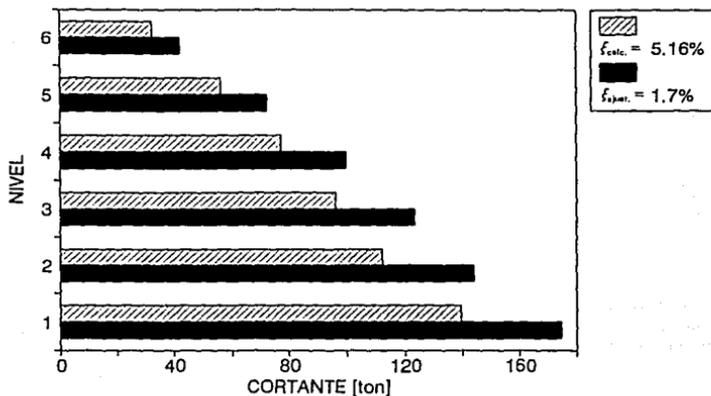


Fig. 18

Envolventes de momentos de volteo y deformaciones angulares

CORTANTE DE ENTREPISO

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. T)



DESPLAZAMIENTO

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. T)

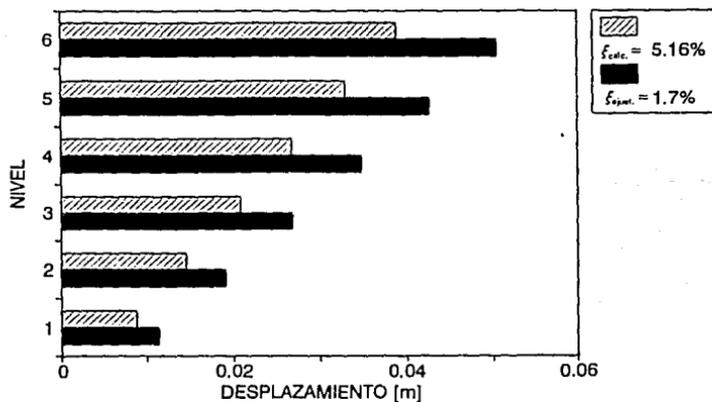
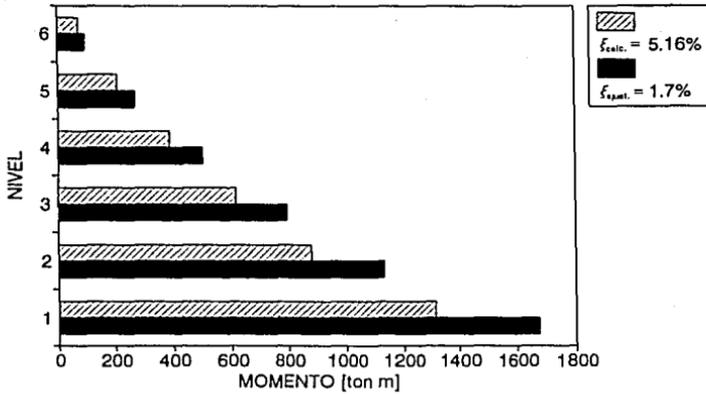


Fig. 19 Envolturas de cortantes y desplazamientos

MOMENTO DE VOLTEO

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. T)



DEFORMACION ANGULAR

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. T)

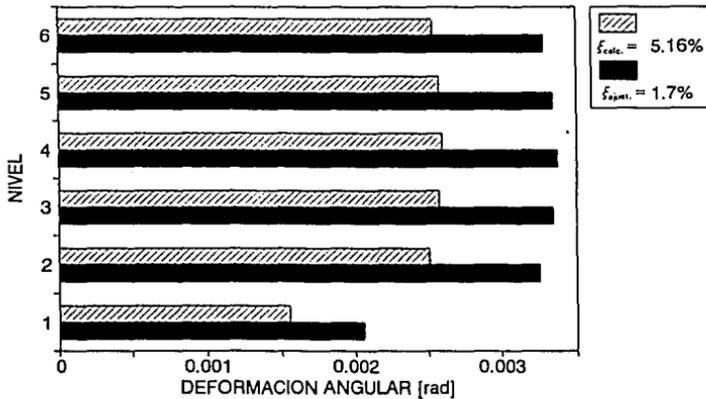
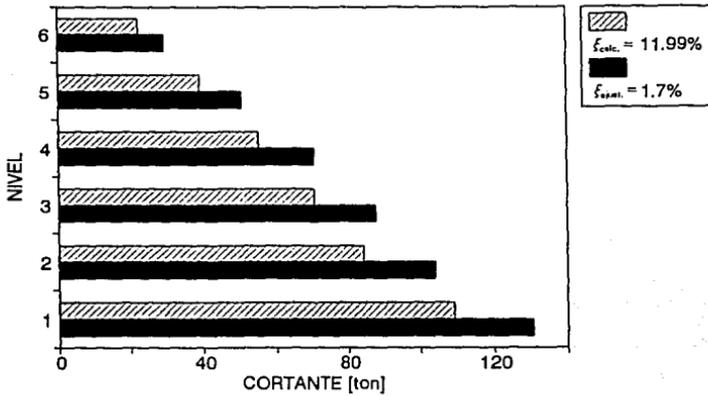


Fig. 20

Envolventes de momentos de volteo y deformaciones angulares

CORTANTE DE ENTREPISO

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. L)



DESPLAZAMIENTO

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. L)

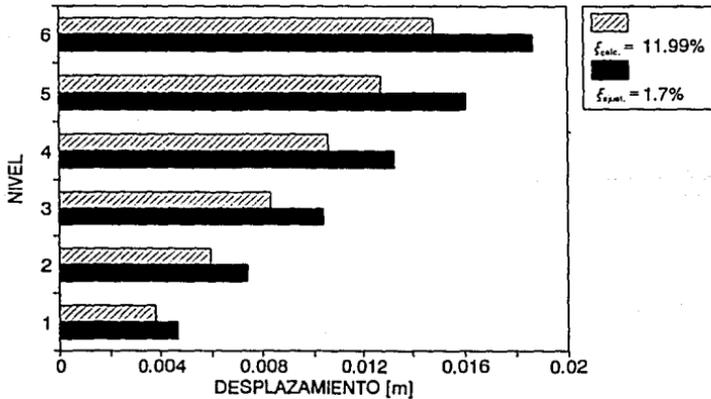
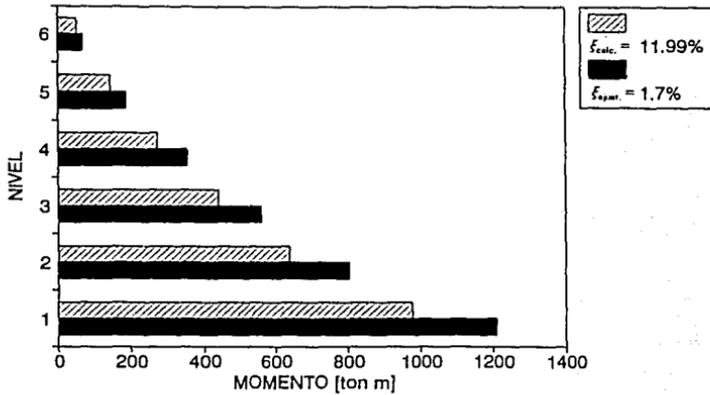


Fig. 21

Envolventes de cortantes y desplazamientos

MOMENTO DE VOLTEO

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. L)



DEFORMACION ANGULAR

Bajos Niveles de Esfuerzo (dir. L)

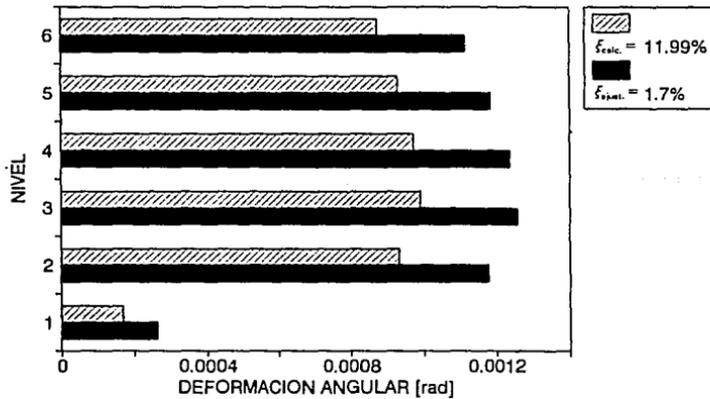


Fig. 22 Envolturas de momentos de volteo y deformaciones angulares

CORTANTE EN PLANTA BAJA

DIR. TRANSVERSAL

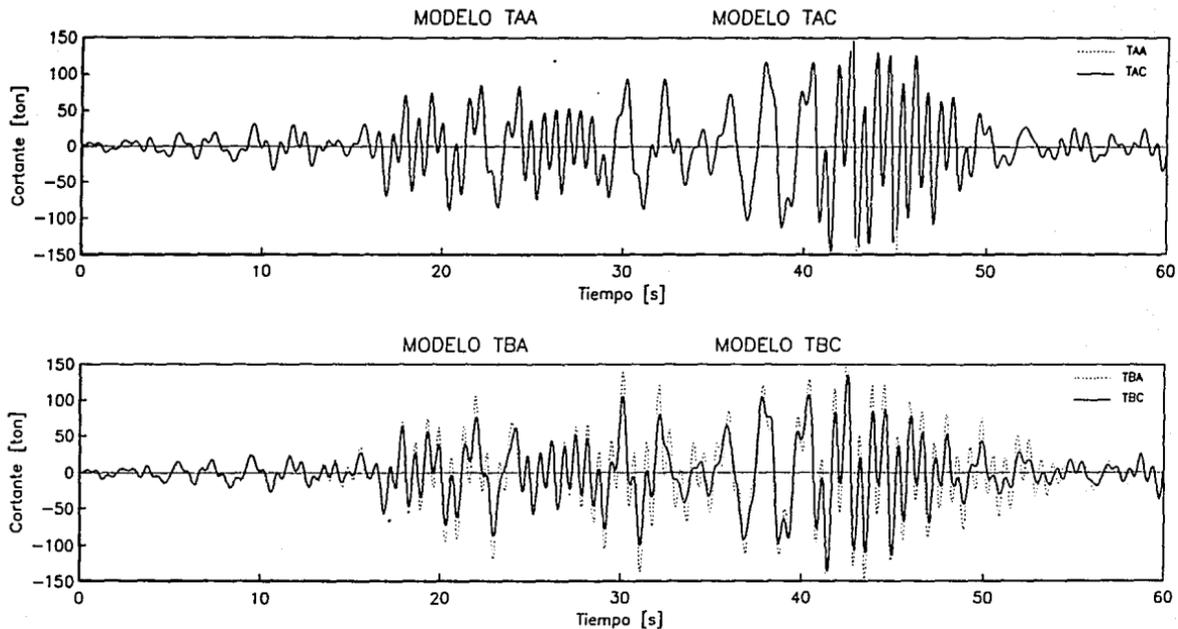


Fig. 23

Historias de cortante en planta baja

CORTANTE EN PLANTA BAJA

DIR. LONGITUDINAL

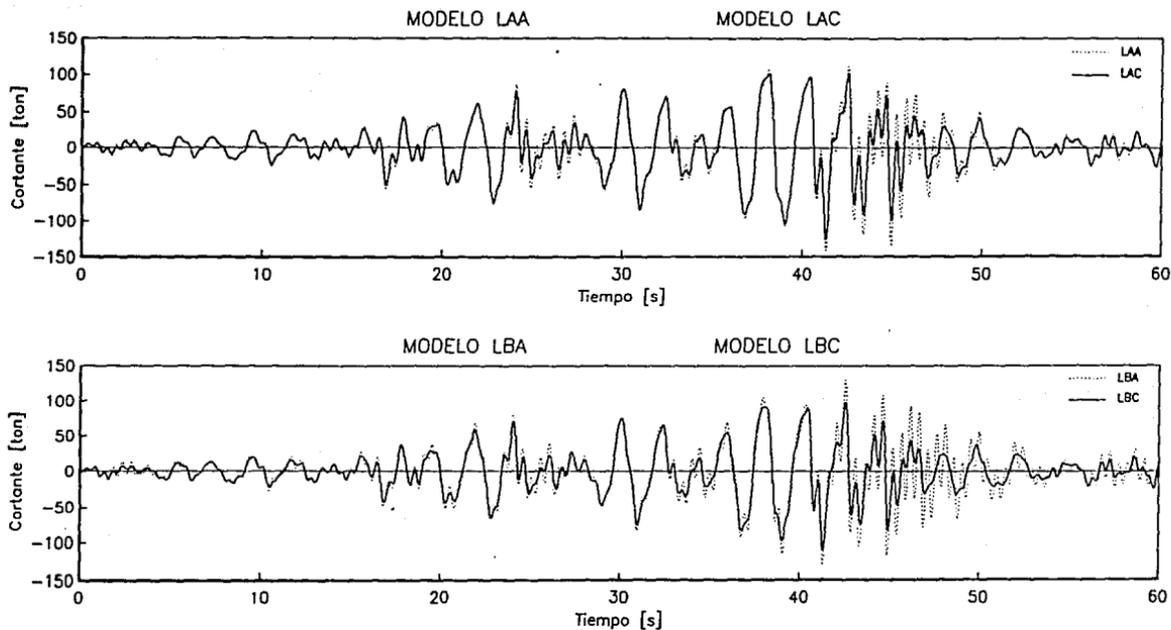


Fig. 24 Historias de cortante en planta baja

DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

DIR. TRANSVERSAL

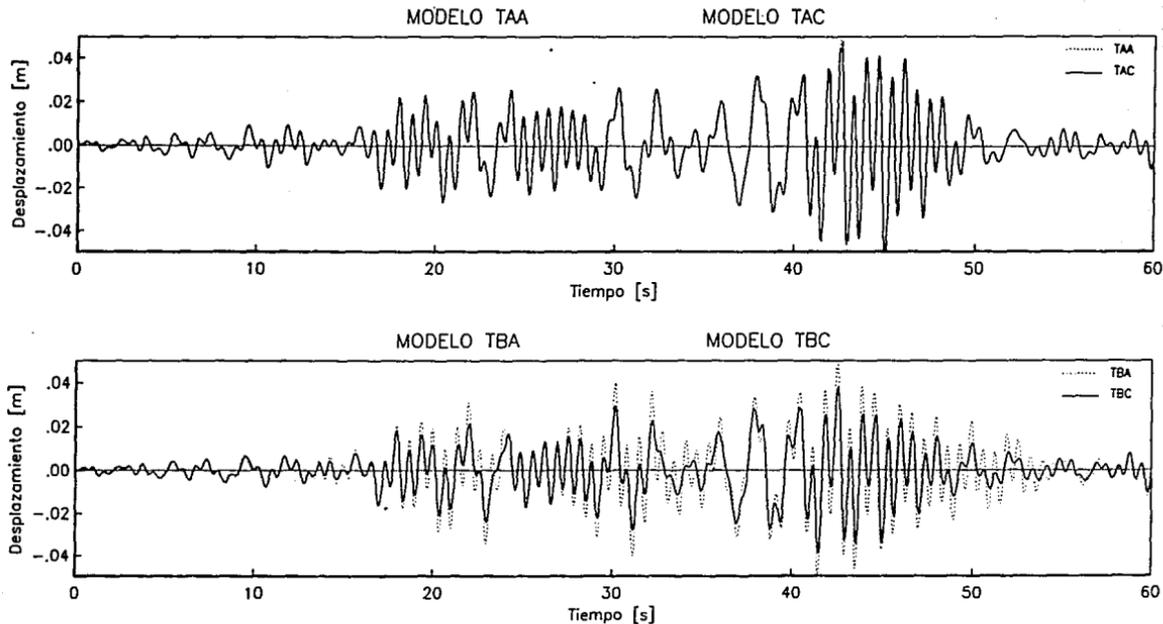


Fig. 25 Historias de desplazamientos en azotea

DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

DIR. LONGITUDINAL

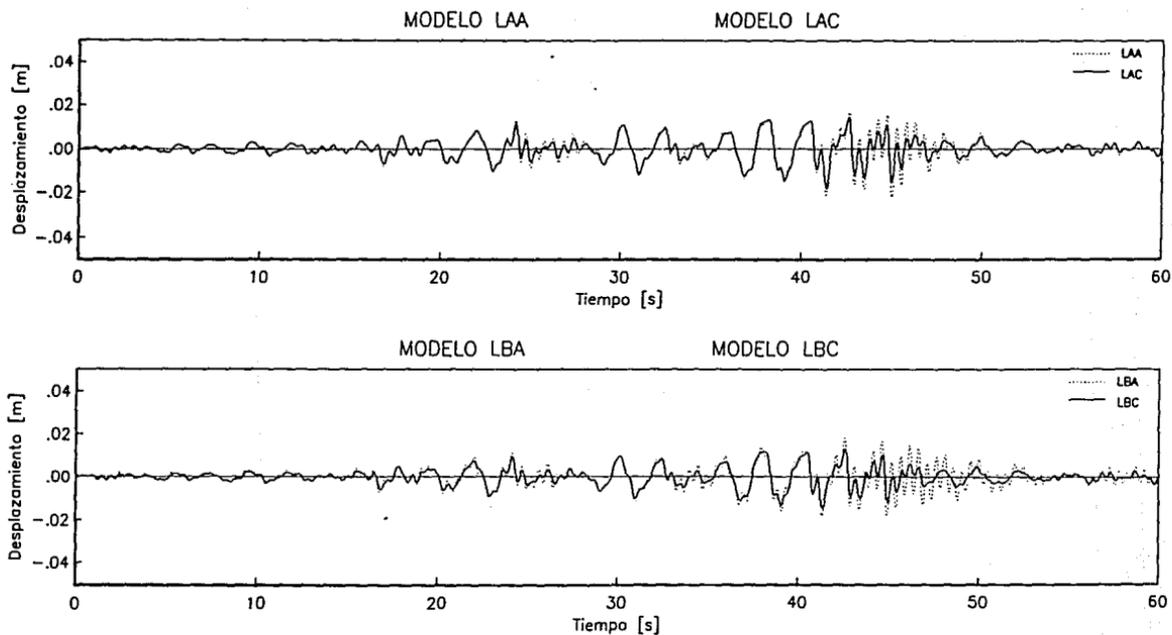


Fig. 26 Historias de desplazamientos en azotea

ACELERACION RELATIVA EN AZOTEA DIR. TRANSVERSAL

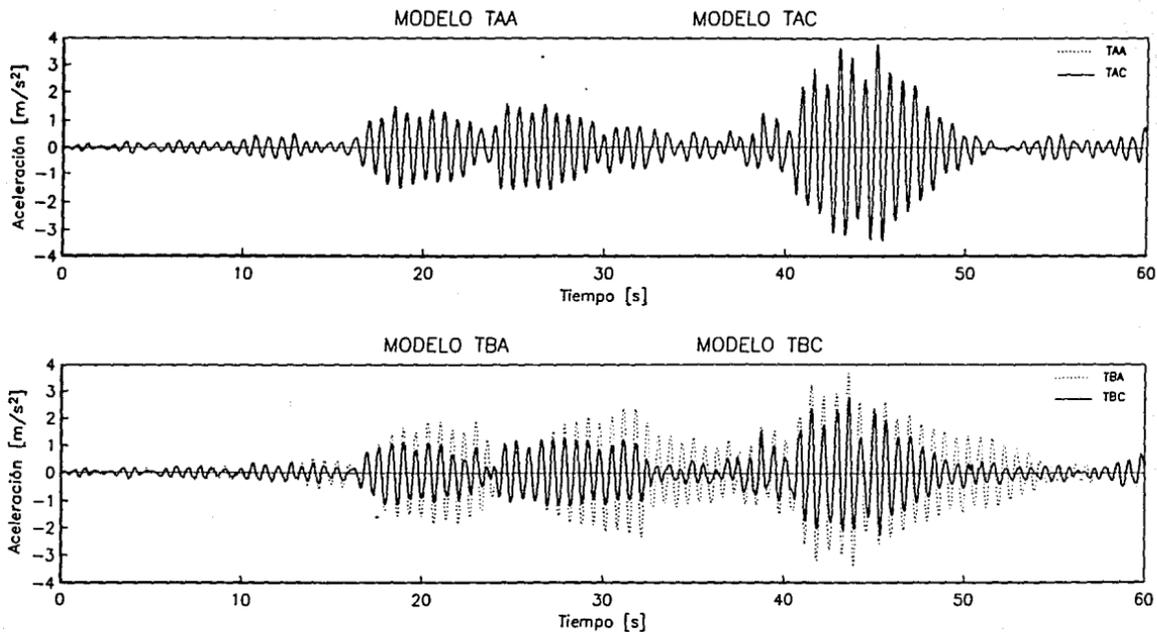


Fig. 27 Historias de aceleraciones relativas en azotea

ACELERACION RELATIVA EN AZOTEA DIR. LONGITUDINAL

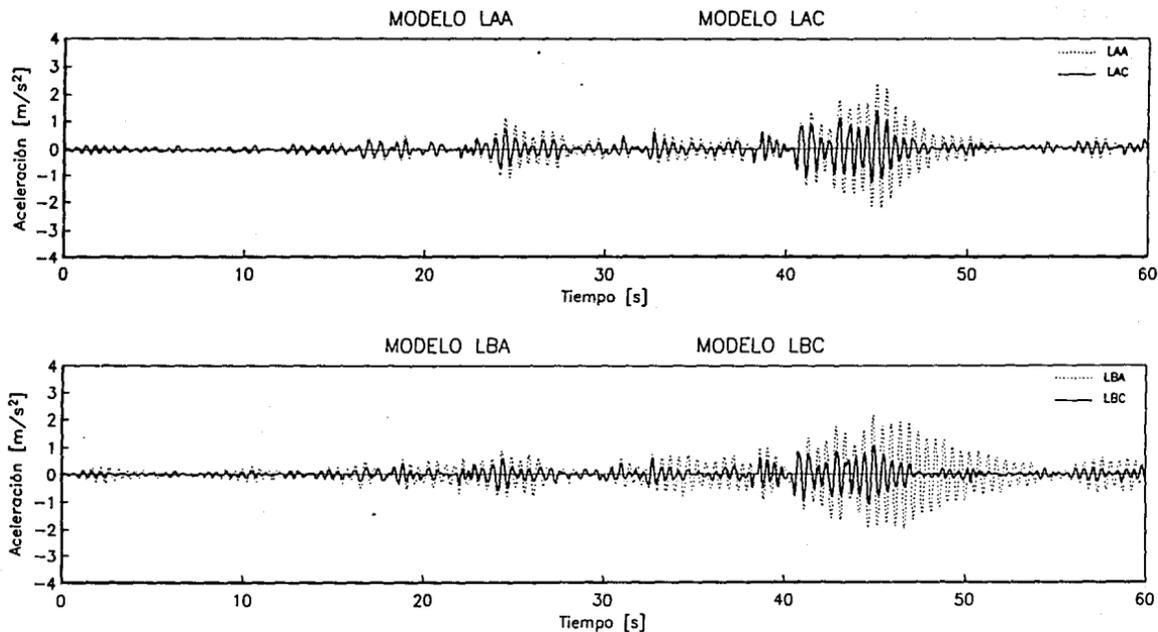


Fig. 28 Historias de aceleraciones relativas en azotea