



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA  
Y GEODESICA**

**RESPUESTA SISMICA DE UNA ESTRUCTURA  
RIGIDA DESPLANTADA EN SUELO BLANDO**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**PHEN BOLIO ALBUERNE**



**MEXICO, D. F.**

**1993**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# INDICE

<b>I. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO</b>	<b>4</b>
<b>III. INFORMACIÓN EXPERIMENTAL</b>	<b>6</b>
<b>III.1 Características Dinámicas</b>	<b>6</b>
<b>III.2 Registros Sísmicos</b>	<b>8</b>
<b>III.3 Espectros de Respuesta</b>	<b>12</b>
<b>IV. MODELACIÓN MATEMÁTICA</b>	<b>14</b>
<b>IV.1 Interacción Suelo Estructura</b>	<b>19</b>
<b>IV.2 Características Dinámicas</b>	<b>27</b>
<b>IV.3 Análisis paso a paso</b>	<b>29</b>
<b>V. SIMULACIÓN DE LAS PRUEBAS DE TRACCIÓN</b>	<b>33</b>
<b>VI. RESPUESTA SÍSMICA CALCULADA</b>	<b>36</b>
<b>VII. CONCLUSIONES</b>	<b>39</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>43</b>
<b>TABLAS Y FIGURAS</b>	

## **I. INTRODUCCIÓN**

Los sismos de septiembre de 1985, además de haber dado lugar a múltiples demostraciones de humanismo y de solidaridad social, han constituido un libro abierto para la Ingeniería mexicana del que se viene obteniendo un mejor conocimiento de estos fenómenos naturales. A partir de esta fecha se ha incrementado notablemente la instrumentación sísmica que permite medir el movimiento del terreno en el Valle de México durante terremotos, actualmente existen una gran cantidad de estos aparatos colocados la mayoría en la superficie y algunos en el subsuelo a distintas profundidades. Los registros obtenidos de estos instrumentos durante los sismos moderados que han ocurrido recientemente, así como los muy diversos estudios experimentales y técnicas sobre la respuesta dinámica del subsuelo han permitido ya tener una idea bastante clara de las diferencias que existen en el movimiento sísmico del terreno en diferentes zonas del Valle de México.

Es necesario que la red de instrumentos que registran el movimiento del terreno esté complementada con otra que mida la vibración que experimentan los edificios durante

los sismos. Solo mediante el registro directo de esta última se podrán entender claramente las diferencias en la respuesta de edificios de distintas características y validar los procedimientos que se emplean para el diseño sismorresistente de las construcciones. Todos los estudios sismológicos y de ingeniería sísmica que se han realizado tienen como fin último el de mejorar la seguridad de las obras y de los distintos sistemas que proporcionan servicios a la población. La evaluación final de los conocimientos adquiridos de ellos se tiene al comprobar si la respuesta sísmica de estos sistemas es congruente con lo que se ha calculado.

Lamentablemente en 1985 no había ningún instrumento sísmico colocado en edificios, de manera que se perdió la oportunidad de registrar la respuesta ante un evento tan intenso. A partir de entonces se ha promovido por distintas instituciones la instrumentación de edificios, pero con resultados todavía modestos. Uno de estos edificios es la Secundaria N° 3, el cual entra dentro de un programa de investigación que tiene como objetivo el de poner en funcionamiento y operar la instrumentación del edificio, a través del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) de la Fundación Javier Barros Sierra.

El Instituto de Ingeniería ha realizado diversos estudios para conocer en detalle las propiedades de dicho edificio, así como del suelo sobre el que está desplantado. Para ello fue necesario además de recopilar toda la documentación disponible sobre el proyecto (ref. 1), realizar una serie de determinaciones *in situ* de las principales propiedades. En estos resultados previos se determinó que los modelos matemáticos realizados no reproducían adecuadamente el comportamiento de la estructura en la dirección longitudinal.

En esta investigación se pretende identificar los parámetros de la estructura que influyen en su comportamiento y formular nuevos modelos tridimensionales que los involucren, destacándose entre estos las debidos a los efectos de interacción suelo-estructura, así como los de la junta constructiva existente entre las dos estructuras que conforman el edificio de la Secundaria N° 3, esto último con el fin de determinar si existe o no acoplamiento en movimiento longitudinal de los dos cuerpos. Finalmente, se analiza la respuesta de dicho edificio ante cuatro eventos sísmicos ocurridos entre 1987 y 1993.

## **II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**

La estructura en estudio es un edificio de tres niveles y se localiza 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. 17). La localización del edificio se presenta en la fig. 1.

Su estructuración es a base de marcos formados por columnas y trabes de acero, con las primeras embebidas en concreto reforzado. Se distingue la presencia de muros de concreto de 15 cm de espesor, ubicados en las dos direcciones principales de la planta de la estructura. El sistema de piso está constituido por trabes de acero sobre las cuales se apoya una losa plana de concreto de 10 cm de espesor, la cual forma una sección compuesta con la trabe mediante conectores de cortante.

El edificio está compuesto por dos estructuras, identificadas como cuerpo A y cuerpo B, que se encuentran separados por una junta constructiva de 10 cm de espesor. Después de una detallada inspección de la junta constructiva y de las zonas aledañas se observó que las caras longitudinales del cajón de cimentación no se encuentran en contacto con la banqueta circundante ya que existe un canalón que los delimita y separa, el cual funciona como dren para aguas pluviales, además existe en dirección longitudinal a ambos lados de la estructura unos pasillos de concreto, que unen a los dos cuerpos. Por otra parte las caras transversales exteriores del mismo cajón están

en contacto con la banquetta.

Las dimensiones en planta del cuerpo A son 8 por 26 m y las del cuerpo B, 8 por 29 m, con una altura de entrepiso de 3.05 m en ambos cuerpos. Una vista isométrica y la planta tipo del edificio se muestran en la fig 2. Cada uno de los cuerpos se apoya sobre un cajón de cimentación desplantado a una profundidad de 2.50 m. Las resistencias nominales de los materiales son 4200 kg/cm<sup>2</sup> como límite de fluencia del acero de refuerzo y 200 kg/cm<sup>2</sup> como resistencia del concreto en compresión.

El subsuelo contiene arcillas altamente deformables del valle de México. La frecuencia fundamental del sitio donde se encuentra desplantada la estructura es de aproximadamente 0.45 Hz (ref. 2).



### **III INFORMACIÓN EXPERIMENTAL**

#### **III.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS**

Se llevó a cabo un estudio para determinar experimentalmente las frecuencias naturales de vibración de la estructura (ref. 1), utilizando pruebas de vibración ambiental, de impulsos y de tracción. Para estas pruebas, las señales se captaron mediante acelerómetros localizados en los puntos de medición elegidos fig. 3.

El programa de pruebas se realizó en cinco etapas: las tres primeras correspondieron a las mediciones de vibración ambiental, dos de ellas diurnas y una nocturna; la cuarta fue la de los impulsos y la última las pruebas de tracción.

##### **Pruebas de vibración ambiental**

Los resultados de las pruebas de vibración ambiental durante el día indican que la estructura refleja básicamente las ondas superficiales del suelo circundante debido a al gran deformabilidad del suelo, lo que dificulta la identificación de las características dinámicas del sistema, sobre todo en el componente transversal (T). Al disminuir el ruido ambiental durante la noche, fue posible corroborar las frecuencias fundamentales de vibrar de traslación en la dirección longitudinal (L) y de torsión (R).

El análisis de las pruebas de vibración ambiental realizadas simultáneamente en los dos

cuerpos indica, en la dirección L, una clara interacción entre sus estructuras en el intervalo de frecuencia de 4.30 y 4.90 Hz.

Es importante señalar que en los espectros de potencia promedios y en las funciones de transferencia obtenidas de la respuesta de la estructura aparecen además de las frecuencias fundamentales del sistema, ordenadas espectrales importantes que aparentemente se asocian a los modos fundamentales de la estructura como si esta se encontrara desplantada en suelo rígido, con valores próximos a 7 y 13 Hz, (figs. 4 y 5).

La frecuencia dominante medida del suelo fue de 0.45 Hz y concuerda con la obtenida en otras mediciones (ref. 6).

#### **Pruebas de impulsos**

Para identificar la frecuencia fundamental de vibración en la dirección T se recurrió a las pruebas de impulsos (ref. 3), del análisis espectral realizado con la información así obtenida se detecta que la frecuencia fundamental se ubica entre 2.6 y 3.0 Hz, (fig. 6).

#### **Pruebas de tracción**

En las pruebas de tracción se utilizó un mecanismo de disparo desarrollado en el Instituto de Ingeniería (ref. 4), el cual permite sujetar firmemente el cable con el que se ejerce la fuerza de tracción sobre la estructura y, en el momento en el que el usuario elige, el disparador suelta dicho cable instantáneamente. En la fig. 7 se

muestra el disparador y en la fig. 8 el dispositivo completo.

En la última etapa de medición se efectuaron las pruebas de tracción solo en el cuerpo B del edificio. La elección de los puntos de prueba tuvo como finalidad excitar los primeros modos de traslación de las direcciones L y T, así como de torsión (fig. 9). En las figs. 10 a 12 se presentan los registros obtenidos de las pruebas de tracción y los espectros de Fourier asociados a los mismos. Se aprecia en los registros que se excita más de un modo de vibrar.

Las frecuencias fundamentales identificadas confirman los resultados logrados en las etapas anteriores. Además, con estas últimas pruebas se observa también que en los espectros de Fourier para las direcciones longitudinal y transversal aparecen ordenadas espectrales asociadas a frecuencias de aproximadamente 6 y 14 Hz, respectivamente, las cuales se relacionan con las frecuencias fundamentales de esta estructura con base empotrada.

Además con las pruebas de tracción fue posible estimar las fracciones de amortiguamiento crítico equivalentes asociadas a los modos fundamentales de las direcciones T y L del sistema suelo-estructura, cuyos valores se presentan en la tabla 2. Se obtuvieron fracciones hasta de 0.31, las cuales son superiores a las estimadas en numerosas mediciones de vibración ambiental en estructuras localizadas en suelo firme de la ciudad de México, cuyo valor oscila alrededor de 0.02 (ref. 3).

En la tabla 1 se comparan las frecuencias identificadas en cada etapa de medición.

### III.2 REGISTROS SÍSMICOS

Para registrar las aceleraciones provocadas por los sismos, se emplearon acelerógrafos de tipo digital de  $\pm 0.5$  g, que inician su operación automática una vez que la aceleración detectada rebasa un umbral preestablecido. El aparato toma 100 muestras por segundo de cada uno de los tres canales utilizados para evaluar las aceleraciones en tres direcciones ortogonales, con una resolución en amplitud de  $0.12 \text{ cm/s}^2$ . La información se graba en un casete. Adicionalmente, el instrumento agrega en cada muestra los datos del número de serie del acelerógrafo, el número progresivo del registro, la hora de un reloj propio y una señal de tiempo externo de referencia. El acelerógrafo se detiene automáticamente 15 s después de que la aceleración del terreno rebasa por última vez el umbral de disparo.

El sistema externo de señales de tiempo de referencia se conoce como "Omega" constituido por un conjunto de transmisores de radio, distribuidos alrededor del mundo, que cada 10 s envía información codificada en una frecuencia próxima a los 10 kHz. Mediante la recepción de esta señal, se sincroniza automáticamente un reloj local que genera un código (BCD) del tiempo universal cada 10 s. El código también indica las condiciones de recepción de la señal Omega. El sistema asegura un error medio no mayor de 0.01 s al día, en condiciones de recepción adecuadas.

El suministro de energía eléctrica de los acelerógrafos dispuestos para medición se logra por medio de paneles solares que recargan las baterías internas de los aparatos, lo que asegura la continuidad de su servicio.

En julio de 1987 se pusieron en operación dos acelerógrafos localizados en la azotea del cuerpo A del edificio: uno en el centro de la planta y otro en la esquina SE, además de colocar otro en el terreno cerca de la estructura. A partir de diciembre del

En el mismo año, se cambió el aparato de la esquina SE de la azotea para ubicarlo en el centro de la azotea del cuerpo B y se instaló uno más en la planta baja de este (fig. 2). Todos estos aparatos se mantienen interconectados y se disparan por el acelerógrafo en el terreno, o por sí mismos cuando se sobrepasa el umbral de medición.

Hasta la fecha se han registrado diez eventos sísmicos, ocho de los cuales ocurrieron en diferentes regiones epicentrales del país; los otros dos corresponden a movimientos excepcionales de vibración ambiental (ref. 5). En las figs. 13 a 20 se muestran los acelerogramas de cada sismo registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B. Sus principales características se resumen en la tabla 3. Las aceleraciones máximas corresponden al sismo del 25 de abril de 1989 (sismo B) y fueron 62 y 54  $\text{cm/s}^2$  en la azotea del edificio de los cuerpos A y B, respectivamente, para la dirección T. Desafortunadamente, los aparatos de planta baja y terreno no funcionaron durante este sismo y en los de la azotea hubo una interrupción en los registros en un período de tiempo comprendido entre los 51 y 138 s. Las aceleraciones máximas registradas en el terreno para cada sismo son en ocasiones inferiores y en otros superiores a las correspondientes a la azotea, lo cual en este caso no es un indicador de la severidad del sismo. En las figs. 21 y 23 se muestran los espectros de Fourier de los sismos registrados en la azotea del cuerpo B. Se observa en estas figuras que las formas espectrales varían de un sismo a otro; destaca el sismo B, porque en él se acentúa esencialmente la ordenada asociada a la frecuencia natural de vibrar del suelo (0.44-0.46 Hz).

Al comparar los acelerogramas registrados en azotea y terreno (figs. 13, 15 a 18), se aprecia la modificación que sufre la señal al transmitirse el movimiento a través de la

estructura. Con los espectros de Fourier de estos acelerogramas (figs. 24 y 26) se evidencia más claramente este hecho. Nótese en los espectros de la azotea que hay un intervalo de frecuencias entre 2.5 y 4.5 Hz con ordenadas espectrales que no aparecen en los correspondientes espectros del terreno, debido a que están asociadas a las frecuencias naturales de vibración de la estructura.

A fin de identificar las frecuencias naturales de vibrar, se calcularon funciones de transferencia con el cociente de las amplitudes del espectro de azotea de la estructura con respecto a las del terreno (figs. 27 y 28); se distinguen las amplitudes asociadas a las frecuencias propias de vibrar de la estructura, las cuales varían de un sismo a otro: en la dirección T, entre 2.9 y 3.5 Hz y en la dirección L, entre 3.9 y 4.5 Hz. También es importante destacar que en la dirección T aparecen amplitudes significativas entre 3.5 y 4.3 Hz, lo cual indica que existe un acoplamiento del movimiento de la dirección T con la dirección L.

El único evento sísmico donde se obtuvo un registro en planta baja fue el del 8 de febrero de 1988 (sismo A). En las figs. 29 y 30 se comparan los espectros de Fourier calculados de los acelerogramas registrados en este evento en azotea, terreno y planta baja. Las configuraciones espectrales son prácticamente idénticas excepto en el intervalo de 3 a 5 Hz, donde en la azotea aparecen amplitudes significativas que se presentan también en planta baja y desaparecen en terreno.

En la fig. 31 están trazados los cocientes de los espectros de las figs. 29 y 30. En ella se observa que los movimientos entre planta baja y terreno son parecidos, pero se manifiestan diferencias entre los cocientes espectrales de azotea-terreno y azotea-planta baja de la dirección T; en el primer caso se identifica una amplitud asociada al

modo fundamental de vibrar, mientras que en el segundo esa amplitud prácticamente desaparece y se confunde con las demás. Este hecho puede deberse a la gran diferencia en rigidez de la estructura y el suelo, e indica que los movimientos de este producen al edificio desplazamientos de traslación y rotación prácticamente de cuerpo rígido, lo cual podría explicar la dificultad para identificar las frecuencias naturales de vibrar de la estructura en esa dirección. Para la dirección L, en los dos casos se aprecia la amplitud asociada a la frecuencia natural de vibrar de la estructura, siendo más claro el segundo caso (azotea-planta baja). Aquí lo que sucede es que, a pesar de estar desplantada la estructura en suelo blando, las dimensiones en planta son diferentes, pues en la dirección L la dimensión es más de tres veces mayor que en la dirección T y esto repercute en la rigidez relativa al suelo. Estos comentarios refuerzan las observaciones realizadas acerca de los resultados de las pruebas de vibración ambiental.

Al comparar los espectros de Fourier (figs. 32 a 34) de los acelerogramas registrados en las azoteas de los cuerpos A y B del edificio para los diferentes sismos, se aprecia que hay bastante similitud entre ellos en la dirección L, no así en la dirección T. Esto complementa la observación señalada en el análisis de las pruebas de vibración ambiental, en cuanto que los cuerpos A y B en la dirección L se mueven en fase y manifiestan un acoplamiento, a pesar de la junta constructiva.

### **III.3 ESPECTROS DE RESPUESTA**

Con base en los acelerogramas A, C, D y F registrados en el terreno, se calcularon los espectros de respuesta para el movimiento en las direcciones T y L, a partir de un sistema de un grado de libertad y diversos porcentajes de amortiguamiento crítico

equivalentes. En las figs. 35 a 40 se presentan los espectros de respuesta calculados, así como la aceleración máxima obtenida experimentalmente en la azotea del cuerpo B, asociada al período fundamental de la estructura en la dirección que se trata.

En los espectros de respuesta calculados con los acelerogramas registrados de los sismos A, C y D, se aprecia que la amplitud de aceleración asociada al período fundamental y al porcentaje de amortiguamiento crítico calculados tiene un valor que se aproxima a la máxima registrada; en cambio, los espectros de respuesta obtenidos con los acelerogramas del terreno para los sismos E y F, la aceleración difiere significativamente de la registrada.

Para el sismo A se tienen los acelerogramas de planta baja y terreno; por tanto, se calcularon los espectros de respuesta con estos registros (figs. 35 y 36). Al comparar los espectros, se encontró que son prácticamente iguales.



#### **IV. MODELACIÓN MATEMÁTICA.**

Como se había mencionado ya anteriormente uno de los objetivos de este estudio es el poder elaborar modelos teóricos que representen con bastante confiabilidad el comportamiento real de la estructura ante diferentes tipos de excitaciones, así que debíamos pensar en un modelo que involucrara en buena forma todos los aspectos y parámetros de la estructura que contribuyen a su comportamiento característico, como son la rigidez proporcionada por el acoplamiento de muros de concreto, pretilos de mampostería, pasillos, volados, paredes divisorias y escaleras. Por tanto se analizaron todas las posibles alternativas de solución con que se contaba para la creación del modelo, pensando en los programas de análisis estructural tridimensionales más modernos como el ETABS y el SAP-90 (refs. 7 y 8) los cuales involucran todos los aspectos anteriormente señalados, además de que para fortuna nuestra contábamos con una gran cantidad de información experimental en la cual nos respaldaríamos para comprobar la certeza de nuestro modelo. Se determinó finalmente que el programa a utilizar sería el ETABS ya que este era la opción más sencilla y que de mejor manera satisfacía nuestros requerimientos, además de que permite realizar el análisis elástico lineal de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas. Se idealizó a la estructura mediante dos diferentes modelos matemáticos tridimensionales con el apoyo del programa ETABS:

- Modelo MBR - modelo analítico con base rígida cuerpo B.
- Modelo MABR - modelo analítico con base rígida cuerpo A + B.

Los objetivos del primer modelo consistieron en reproducir solo el cuerpo B de la estructura, por ser este el edificio mejor instrumentado y en el único en el que se tenían registros sísmicos en la base. Este modelo pretendió considerar todos los elementos estructurales que podían influir en las características dinámicas de la estructura, como son:

- Zonas rígidas en las uniones viga-columna. 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.
- Los pretilos de mampostería forman parte de los elementos estructurales (vigas) que los sustentan. Y sus propiedades geométricas se calcularon tomando en cuenta ese hecho, bajo el criterio de la sección transformada.
- 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. 22).
- Los muros presentan rigidez tanto a flexión como a cortante. Se considera el acoplamiento de todos los muros de concreto del cajón de cimentación.

- Se modelaron los volados o corredores que existen en cada nivel para tomar en cuenta la rigidez o excentricidad que pudieran proporcionar.
- En estos modelos se incluyeron también los efectos de las escaleras en cuanto a rigidez. Para los cual se representó como un elemento de contraventeo con la rigidez lateral y axial equivalente.
- Se hace intervenir las contratraves del cajón de cimentación. Suponiéndolas como muros con propiedades mecánicas y geométricas equivalentes.

En la fig. 41 se representa esquemáticamente el modelo que idealiza al cuerpo B, donde se distinguen claramente la ubicación de los muros de concreto que en este caso coinciden con las direcciones geométricas principales de la estructura, se aprecian también todas las vigas de acero, volados y las columnas de concreto que lo conforman, además del cajón de cimentación sobre el cual está desplantada la super-estructura. En las figs. 42 y 43 se observa una elevación transversal y longitudinal del modelo, respectivamente.

El segundo modelo se analizarían los dos cuerpos del edificio (A,+ B) simultáneamente, ya que se había determinado en pruebas de vibración ambiental la presencia de un acoplamiento en el movimiento en dirección longitudinal de los dos cuerpos del edificio, lo cual se debía muy seguramente a los pasillos de concreto que unen a las estructuras en sentido longitudinal, por tanto era nuestra intención el comprobar este hecho involucrando los efectos del pasillo en el modelo.

En la fig. 44 se ilustra esquemáticamente el modelo de los cuerpos A+B, de igual forma se muestran todos los elementos estructurales que lo conforman, así como también se incluye el cajón de cimentación constituido por el acoplamiento de muros de concreto y contrarabes. En las figs. 45 y 46 se muestra una elevación transversal y longitudinal del modelo, respectivamente.

En este modelo además de también se pretendía incluir todos los parámetros estructurales que contribuyen a la rigidez, se anhelaba simular a los dos cuerpos como estructuras independientes en cuanto a su comportamiento, siendo esto una limitante del programa ETABS, debido a que este analiza cada losa o nivel de la estructura como un diafragma infinitamente rígido. Así que al pretender definir los cuatro niveles reales que tiene el edificio para cada uno de los dos cuerpos y calcular las configuraciones deformadas se observaría que estas corresponden a la de una sola estructura o bien a la de dos cuerpos con losas acopladas, en las cuales los movimientos para un mismo nivel en ambos cuerpos se realizan en forma simultánea. Para lograr el comportamiento independiente, recurrimos a algunos artificios en el programa como son: el de formar niveles ficticios de tal forma que tuviéramos cuatro niveles para el cuerpo A, a alturas que diferían en un centímetro de los otros cuatro correspondientes al cuerpo B, creando con esto que cada cuerpo tuviera ocho niveles. Para completar nuestro modelo, ahora procedimos a desconectar las columnas del cuerpo B que se unían con los cuatro niveles del cuerpo A y viceversa, logrando finalmente desligarlos por completo.

Una vez constituidos estos dos modelos matemáticos podríamos manipularlos a placer y determinar cual era el que mejor reproducía las características dinámicas de la estructura.

En la primera parte del análisis se determinaron las frecuencias, configuraciones modales y los factores modales de masa efectivos de los dos modelos como si estos se hallaran empotrados en su base. Las propiedades dinámicas para el cuerpo B obtenidas de los dos modelos matemáticos se presentan en las tablas 4 y 5, donde se aprecia que las frecuencias naturales de vibración son mayores respecto a las encontradas experimentalmente; se supone que la flexibilidad del terreno es la causa de dicha diferencia. En las tablas 6 y 7 se muestran los factores modales de masa efectivos de los dos modelos, los cuales nos indican la dirección y el porcentaje de participación de la masa de la estructura en cada una de las configuraciones modales suponiendo base rígida, además de que en esta última tabla se incluyen las frecuencias naturales correspondientes. Puede apreciarse en la tabla 7 que el modelo MABR cumple adecuadamente con su objetivo de simular una estructura formada por dos cuerpos con comportamientos independientes. Como se puede observar, debido a que los dos cuerpos tienen características geométricas y mecánicas semejantes, las frecuencias naturales de vibrar para uno y otro cuerpo son muy similares en cuanto a magnitud y dirección, existe también cierta tendencia a aparecer primero las correspondientes al cuerpo B e inmediatamente después las del cuerpo A, lo que indica que la primera es una estructura un poco más flexible. Por último se muestra que para ciertos modos naturales de vibrar la participación de la masa corresponde a la del cuerpo A y para otros modos el porcentaje corresponde al cuerpo B, lo que indica la independencia en el comportamiento de ambos o bien que cuando uno de los cuerpos vibra en alguna de sus frecuencias el otro prácticamente permanece inmóvil.

En las figs. 47 a 50 se muestran las configuraciones modales de ambos modelos.

Al comparar las frecuencias de vibrar del modelo tridimensional con las obtenidas

mediante un análisis del edificio pero modelado con base en marcos planos acoplados (ref. 9) se aprecian diferencias hasta de un 30 por ciento, que se asocian principalmente a que en el modelo tridimensional se consideró acoplado todo el cajón de cimentación, incluyendo muros perimetrales, pretilas de mampostería, volados y contrarabes.

#### **IV.1 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

En el diseño sísmico de edificios es práctica común aplicar los movimientos sísmicos a nivel de cimentación y suponer que la estructura descansa sobre un suelo infinitamente rígido. Sin embargo, se sabe que la deformabilidad del suelo modifica significativamente las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura, además de que el suelo funciona como un disipador de energía a través de los amortiguamientos por radiación y del propio material (ref. 3).

El efecto interdependiente entre una estructura y el suelo sobre el cual está desplantada se manifiesta en dos hechos importantes (ref. 10): 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 mutua, 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. 11), 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. 12) indica que la interacción suelo-estructura puede calcularse para estructuras asentadas sobre la zona de transición y de terreno blando, sin embargo sólo se propone su cálculo de manera optativa. En la ref. 13 se presenta un criterio, basado en la estructuración del edificio y del tipo de suelo, para determinar si se justifica este efecto.

Últimamente, estudios orientados al análisis de cimentaciones de edificios que alojan máquinas que ocasionan vibraciones han desarrollado varios métodos para valorar los efectos de la interacción suelo-estructura (refs. 14 a 15).

También es posible representar al suelo como un medio discreto, a través de resortes equivalentes en la base del edificio; esto también suele hacerse mediante un piso ficticio con propiedades que idealicen a los efectos de interacción suelo-estructura (ref. 17); otro método es modelar el sistema haciendo uso de la teoría del elemento finito (ref. 11).

Lo que haremos en nuestro estudio será analizar un sistema suelo-estructura tridimensional. Consistente en una estructura de  $n$ -niveles, de comportamiento lineal y viscosamente amortiguada con tres grados de libertad por nivel, que corresponden a la traslación en dos sentidos ortogonales y a la rotación de los niveles alrededor respecto a su eje de elevación, la cual está desplantada sobre un semiespacio homogéneo e isótropo, en el que las rigideces y el amortiguamiento equivalentes son dependientes de la frecuencia natural de vibrar del suelo y de propiedades como: el módulo de cortante, la velocidad de las ondas de cortante, la relación de Poisson, y

la densidad de masa. Por lo que se trata de un análisis de interacción suelo-estructura dinámico.

La base de la estructura se asume como una placa rígida, espesor despreciable y en la que no existe deslizamiento en el contacto de esta con el suelo circundante (ref. 14).

Para involucrar los efectos de la interacción suelo-estructura se idealizó el sistema según se ilustra en la fig. 51, en el cual se incorporan cinco grados de libertad adicionales en la estructura. Los dos primeros corresponden a la traslación y al cabeceo de la masa de la base en dirección longitudinal, los dos siguientes en forma análoga a la traslación y cabeceo en dirección transversal y el último a la rotación de la masa de la base. Formulando así tenemos ahora un nuevo sistema estructural que tiene  $(n \times 3) + 5$  grados de libertad.

Para realizar el análisis de propiedades dinámicas considerando los efectos de interacción suelo estructura recurrimos al programa de análisis estructural CAL-86 (ref. 18) el cual resuelve la ecuación de eigenvalores siguiente:

$$KV = MVe \quad (1)$$

donde

- $K$  Matriz condensada de rigidez de la estructura.
- $M$  Matriz condensada de masas de la estructura.
- $e$  Frecuencias naturales de vibrar de la estructura.
- $V$  Configuraciones modales de la estructura.



Resolviendo la ecuación se determinan las frecuencias naturales, configuraciones modales y los factores de participación de masa efectivos del sistema.

Por otra parte, la matriz de rigidez de la estructura se obtiene del modelo tridimensional en ETABS del edificio a través de una condensación de los grados de libertad considerados, para lo cual se aplican fuerzas unitarias a la estructura en cada uno de los niveles excitando sus respectivos grados de libertad, obteniendo con esto la matriz de flexibilidades condensada de la estructura la cual al invertirla logramos la matriz de rigidez condensada.

Así bajo estas determinaciones, las propiedades del sistema real pueden modelarse mediante un conjunto de funciones que permiten determinar rigideces y amortiguamientos equivalentes a los del suelo y se denotan como sigue: de acuerdo con los grados de libertad especificados, se tienen para cada una de las direcciones ortogonales de análisis tres valores de rigidez y tres de amortiguamiento, siendo estos uno para el movimiento de traslación lateral ( $K_x$ ), otro para el de cabeceo ( $K_R$ ) y el tercero ( $K_{R_x}$ ) que representa el acoplamiento de los dos anteriores, así como de tres valores de amortiguamiento  $C_x$ ,  $C_R$  y  $C_{R_x}$  para la traslación, el cabeceo y el acoplamiento respectivamente, por último tenemos dos valores más  $K_t$  y  $C_t$  que representan la rigidez y el amortiguamiento a torsión de la estructura respectivamente.

Estos se evalúan con las siguientes expresiones propuestas en la ref. 17.

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

$$K_{R_x} = 0.4K_x D \quad (3)$$

$$K_R = \frac{8GR_R^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{R_R}{H}\right) \left(1 + 2 \frac{D}{R_R}\right) \left(1 + 0.7 \frac{D}{H}\right) \quad (4)$$

$$K_T = \frac{16}{3} GR_T^3 \left(1 + 2.67 \frac{D}{R_T}\right) \quad (5)$$

$$C_x = \rho V_s A \quad (6)$$

$$C_R = \frac{3.40}{\pi(1-\nu)} \rho V_s I \quad (7)$$

$$C_T = \rho V_s J \quad (8)$$

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.
- $K_{Rx}$  rigidez equivalente del acoplamiento entre la traslación y el cabeceo de la base de la estructura.
- $K_T$  rigidez equivalente de torsión de la base de la estructura.
- $C_x$  amortiguamiento de radiación equivalente asociado a la traslación horizontal de la base de la estructura.
- $C_R$  amortiguamiento de radiación equivalente asociado al cabeceo de la base de la estructura.
- $C_T$  amortiguamiento de radiación equivalente asociado a la torsión de la base de la estructura.
- $G$  módulo de rigidez del suelo

- v relación de Poisson
- $\rho$  densidad de masa
- $V_s$  velocidad de las ondas de cortante.
- A área de la superficie neta de cimentación.
- I inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a un eje transversal a la dirección de análisis.
- J momento polar de inercia de la superficie neta de cimentación.
- $R_s$  radio equivalente =  $(A/\pi)^{0.5}$
- $R_R$  radio equivalente =  $(4I/\pi)^{0.25}$
- $R_T$  radio equivalente =  $(2J/\pi)^{0.25}$
- D profundidad del desplante
- H espesor del estrato compresible.

Para la estimación de G, se utilizó el perfil de la variación de las velocidades de las ondas de cortante ( $V_s$ ) con la profundidad que se muestra en la fig. 52 (ref. 22). Con el cual se determinó el valor característico de las velocidades de las ondas de cortante del estrato superficial de 4 m de espesor siendo aproximadamente 100 m/s, mientras que en otro estudio (ref. 23) se observó que entre 4 y 39 m las características del estrato cambiaban de tal forma que la velocidad promedio es de 68 m/s. Para la corroboración de estos valores se cuenta con sondeos realizados en sitios cercanos a la estructura (refs. 19, 20 y 21).

Como el edificio está desplantado en el estrato superficial de 4 m de profundidad, se asumió que este influye tanto en la rigidez traslacional como en la rigidez de torsión del suelo; por tanto,  $K_s$  y  $K_T$  se determinaron con el módulo de cortante de dicho estrato. En cambio, para el cálculo de la rigidez de cabeceo  $K_R$  se supuso que la

deformabilidad del suelo depende esencialmente de los estratos más blandos, comprendidos entre 4 y 39 m de profundidad.

Debido a que las caras transversales del cajón de cimentación se encuentran en contacto con la banqueta, se asumió que esta restringe los movimientos de traslación y de cabeceo de la estructura en la dirección longitudinal. Es decir, para el movimiento de traslación y de cabeceo se supuso que la banqueta producía los efectos de un puntal generando tanto rigidez axial como rigidez al giro (en la fig. 53 se muestra esta idealización), por tanto sus efectos así calculados se adicionaron a los valores  $K_x$  y  $K_R$  correspondientes al suelo en esas mismas direcciones. En la tabla 8 se comparan los valores así obtenidos contra los valores que se tendrían en estas rigideces sin involucrar los efectos de la banqueta, donde se puede observar que las rigideces del primer caso son del orden de 9 y 1.5 veces los valores del segundo para las direcciones  $K_x$  y  $K_R$  respectivamente.

Mediante la solución de la ecuación del movimiento para un medio elástico se obtiene la siguiente expresión, que relaciona el módulo de cortante con la velocidad de propagación de las ondas de cortante,

$$G = \rho V_s^2 \quad (8)$$

Para tomar en cuenta el amortiguamiento interno del material, se utilizaron fórmulas que modifican las expresiones de las ecs. 2 a 8, las cuales están en función de la relación de aspecto de la planta de cimentación y de la frecuencia de excitación (ref. 18)

$$\bar{K}(\beta) = \bar{K} - \omega C \beta \quad (9)$$

$$C(\beta) = C + \frac{2\bar{K}\beta}{\omega} \quad (10)$$

donde

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

En estas ecuaciones se asume válido el comportamiento viscoelástico del suelo.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-87, ref. 15) proponen expresiones para determinar los valores de rigidez  $K_x$  y  $K_R$ . Con fines de comparación, se calcularon dichos valores de rigidez como se indica en la referencia. Estas expresiones se deducen a partir de las ecs. 2 y 4, al tener en cuenta profundidades de desplante  $D$ , de entre uno y tres metros; un estrato de arcilla  $H$  de 40 m y una relación de Poisson de 0.5 (ref. 24). En ellas no se considera la modificación de los valores debida a la relación de aspecto de la planta de cimentación, a la frecuencia de excitación y al amortiguamiento interno del suelo.

En la tabla 9 aparecen los coeficientes de rigidez calculados con las ecs. 2, 4, 10 y aquellos establecidos en el RCDF-87 para una profundidad de desplante de 2.5 m; se detecta que, para este edificio en particular, los valores obtenidos de las expresiones indicadas en el RCDF-87 tienen en general diferencias próximas al diez por ciento con respecto a los calculados en la ref. 14 y hasta del 20 por ciento si se comparan con los de la ref. 15.

## IV.2 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Se estudiaron dos modelos analíticos:

- Modelo MBI - cuerpo B independiente considerando interacción.
- Modelo MABI - cuerpos A+B con cimentación de los dos cuerpos acoplados considerando interacción.

Las propiedades dinámicas, así como los modos de vibrar de estos modelos que consideran la interacción suelo-estructura se estimaron después de definir los valores de rigidez y amortiguamiento. Estos análisis se realizaron mediante el apoyo del programa CAL-86 (ref.18), tal como se indicó anteriormente.

La tabla 10 contiene las frecuencias naturales de vibrar de los dos modelos analizados, calculadas sin tomar en cuenta el amortiguamiento del sistema. En ambos modelos obtuvimos una muy buena correlación con las frecuencias fundamentales medidas experimentalmente tanto para la dirección T, dirección L y para la torsión R. En la tabla 1 se muestra una comparación de las frecuencias fundamentales para todas las pruebas experimentales realizadas así como para los dos modelos matemáticos. Se

observa una alta correspondencia entre los resultados obtenidos experimentalmente y los originados por los modelos matemáticos. En estos resultados analíticos se denota también, lo que se había encontrado en la información experimental, que dentro de las frecuencias naturales de vibrar de la estructura en base flexible se presentan los correspondientes a las frecuencias fundamentales de la estructura en base rígida.

En las tablas 11 y 12 se muestran los factores modales de masa efectivos para los modelos MBI y MABI respectivamente donde se expresa que el porcentaje de participación de la masa para los modos fundamentales es muy importante, más del 90 por ciento. También cabe señalar que en contraposición con lo que sucedía en el modelo MABR (modelo cuerpos A + B, base rígida) de que existía para una misma dirección, una frecuencia para el modo fundamental del cuerpo A y otra para el modo fundamental del cuerpo B, aunque con valores muy parecidos debido a la similitud de los dos cuerpos. Lo anterior indica un comportamiento independiente de los dos cuerpos, ya que aquí en el modelo en base flexible que supone una misma base para los dos cuerpos, de alguna forma acopla el movimiento de ambos y hace que las frecuencias fundamentales sean comunes para los dos cuerpos. Esto puede observarse en los factores de participación y en las configuraciones modales de ambos cuerpos.

En las figs. 47 y 50 se presentan las configuraciones modales obtenidas de los modelos MBI y MABI correspondientes a los primeros cuatro modos de vibrar en las direcciones T y L, para bases tanto empotrada como flexible, y se hallaron diferencias significativas en la forma de estas configuraciones. En la mismas figuras aparecen las configuraciones del modo fundamental obtenidas experimentalmente: en ambas direcciones concuerdan con las calculadas para los modelos MBI y MABI de base flexible, prácticamente sin

diferencia entre ellas, también se nota sus frecuencias de estos modelos son muy cercanas a las experimentales. Esto puede indicar que los valores de rigidez calculados como la adición de los correspondientes al suelo más los originados por la banqueta representan muy adecuadamente el sistema suelo-estructura real.

Es interesante que, en todos los modos del modelo que considera la interacción suelo-estructura, las configuraciones modales presentan una traslación horizontal y una rotación del eje original, el cual se muestra con línea punteada en las figuras. Se destaca la correlación en la forma modal correspondiente al cuarto modo con interacción suelo-estructura respecto al segundo modo del modelo con base empotrada, lo que sustenta la aparición de las frecuencias de los modelos con base rígida en los respectivos a base flexible, con una diferencia en frecuencia entre los mismos menor de cinco por ciento en la dirección L.

En la tabla 13 aparecen las frecuencias fundamentales de vibrar de los diferentes modelos analizados y se comparan con las obtenidas mediante el RCDF-87, tomando en cuenta los coeficientes de rigidez de la tabla 9.

Se observa en la tabla 13 que las normas técnicas del RCDF-87 estiman adecuadamente la frecuencia fundamental medida en una dirección, pero no en la otra. Ahora bien, si se comparan las frecuencias obtenidas de los diferentes modelos donde se emplearon las expresiones de la ref. 15, los valores son muy parecidos a los experimentales, con diferencias menores de 7 por ciento.

#### **IV.3 ANÁLISIS PASO A PASO**







Rayleigh (ref. 15).

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (13)$$

donde a y b son coeficientes de proporcionalidad. Estos coeficientes se calcularon asignando un valor de amortiguamiento modal de uno por ciento del crítico para los primeros dos modos de vibrar. Las frecuencias de vibración de estos dos modos se estimaron con el valor promedio de las frecuencias de los primeros dos modos en las tres direcciones consideradas. Para el cálculo de a y b se planteó el siguiente sistema de ecuaciones

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{a}{\omega_1} + b\omega_1 \right) \quad (14)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2} \left( \frac{a}{\omega_2} + b\omega_2 \right) \quad (15)$$

donde  $\xi_1$  y  $\xi_2$  son los amortiguamientos modales asociados de los primeros dos modos de vibrar, mientras que  $\omega_1$  y  $\omega_2$  son las frecuencias naturales promedio de dichos modos.

## V. SIMULACIÓN DE LAS PRUEBAS DE TRACCIÓN

Se realizó la simulación matemática de la prueba de tracción para definir los valores del amortiguamiento del suelo asociados al desplazamiento horizontal de la base de la cimentación ( $C_x$ ), al movimiento de cabeceo de la base ( $C_R$ ) y a la torsión ( $C_T$ ) de la misma.

Para simular las pruebas de tracción, se estudiaron los modelos que se relacionan con el cuerpo B (modelos MBI y MABI), donde fueron aplicadas estas pruebas. Los casos analizados son: los modelos MBI-C (cuerpo B) y MABI-C (cuerpos A+B) que consideran los valores de amortiguamiento  $C_x$ ,  $C_R$  y  $C_T$  calculados mediante expresiones semiempíricas, y los modelos MBI-E (cuerpo B) y MABI-E (cuerpos A+B) en los cuales se ajustaron los valores de amortiguamiento del suelo con base en los valores experimentales (tabla 2). Los valores de amortiguamiento  $C_x$ ,  $C_R$  y  $C_T$  se estimaron al aplicar al modelo matemático una fuerza de la misma magnitud que la utilizada durante la prueba y ajustar dichos valores de manera que se obtuviera una adecuada correlación entre las respuestas experimental y analítica. A manera de comprobación, los porcentajes de amortiguamiento crítico equivalente del modelo matemático con los valores  $C_x$ ,  $C_R$  y  $C_T$  obtenidos de la correlación anterior, deben de coincidir con los experimentales.

A fin de identificar las frecuencias naturales de vibrar, se calcularon los espectros de Fourier de las respuestas de los modelos MBI-C y MABI-C para diferentes fracciones de amortiguamiento crítico equivalente ( $h$ ), estos valores corresponden: a uno por ciento del

amortiguamiento crítico, a los valores del amortiguamiento ajustado y a los valores calculados con las expresiones semiempíricas. En las figs. 54 y 55 se comparan estos espectros, y se observa la atenuación de las ordenadas espectrales al aumentar  $h$ ; algunas ordenadas máximas, correspondientes a los modos de vibrar, prácticamente desaparecen. Es importante resaltar que esta atenuación depende de la frecuencia .

En la tabla 14 se presentan las frecuencias estimadas mediante este análisis para los valores de amortiguamiento del suelo calculados con las expresiones semiempíricas (refs. 14 y 15) y para los ajustados con los valores obtenidos de las pruebas de tracción. Al comparar las tablas 14 y 10 se aprecian pequeñas diferencias entre los valores de las mismas, lo que se debe al amortiguamiento del sistema. Los valores que no aparecen en la tabla 14 son aquellos cuya amplitud se atenúa significativamente en la respuesta simulada de las pruebas de tracción y no es posible detectarlos.

En las figs. 56 y 57 se comparan las historias de aceleración obtenidas experimentalmente y las calculadas con los modelos matemáticos para diferentes fracciones de amortiguamiento crítico equivalente. En la fig. 56 correspondiente al modelo cuerpo B se muestra debajo de las aceleraciones experimentales las correspondientes al modelo ajustado (MBI-E) donde se observa que existe una aceptable simulación del fenómeno en ambas direcciones, con una buena correlación tanto en amplitud como en amplificación de la señal a pesar de que en la dirección T se pierde la frecuencia de magnitud superior que se monta en la señal experimental, lo anterior se debe muy posiblemente a una de dos causas, ya sea a una limitante del modelo o bien a que la fuerza de tracción que se aplicó en la dirección T no fue lo suficiente grande para excitar adecuadamente a la estructura. Las aceleraciones que se presentan a continuación se refieren al amortiguamiento del sistema calculado con las formulas

semiempíricas (modelo MBI-C) de 37 y 20 por ciento para las direcciones T y L respectivamente donde se aprecia que la respuesta esta más amortiguada que la experimental, por último se muestra la respuesta para el uno por ciento del amortiguamiento crítico equivalente (modelo MBI-1). De forma análoga en la fig. 57 se muestran las respuestas en aceleraciones para los modelos MABI-E, MABI-C Y MABI-1 donde se observa que no hay una buena correspondencia con las aceleraciones experimentales aunque en la dirección T para el amortiguamiento ajustado (18 por ciento) se percibe cierta similitud, ya que se aprecia la aparición de la frecuencia alta. Calculando el espectro de Fourier de estas señales determinamos que las frecuencias altas que se observan se relacionan con aquellas calculada en la estructura con base rígida. En la tabla 15 se comparan las fracciones de amortiguamiento crítico equivalentes y los valores de amortiguamiento  $C_x$  y  $C_R$  calculados y ajustados con base en los resultados experimentales; se aprecia que para ambas direcciones estos valores difieren, aproximadamente los ajustados equivalen al 60 por ciento de los valores calculados, lo que indica que las fórmulas semiempíricas propuestas no representan adecuadamente las características del sistema suelo-estructura para cimentaciones con relación de aspecto muy grandes como es el caso de la Secundaria N° 3.

## VI. RESPUESTA SÍSMICA CALCULADA

Se realizó el análisis paso a paso de la respuesta estructural con base en los modelos matemáticos correspondientes al cuerpo B (modelos MBI y MBR) calibrados con las mediciones experimentales. Para los grados de libertad asociados a la interacción suelo-estructura se consideraron los amortiguamientos tanto calculados como los ajustados con los valores medidos ( $C_x$ ,  $C_R$  y  $C_T$ ).

Para efectuar todos los análisis se partió de condiciones iniciales nulas, tanto en desplazamiento como en velocidad y aceleración, lo cual prácticamente no tuvo influencia en la respuesta del modelo. Cabe mencionar la dificultad de obtener las condiciones iniciales de una estructura con este tipo de instrumentación, debido a que solo se cuenta con los registros de aceleración en dos niveles de la estructura y se tiene que recurrir a algún algoritmo de integración para obtener las condiciones de velocidad y desplazamiento en estos y extrapolar para los demás niveles.

Como excitación en la base del sistema se utilizaron solo cuatro de los acelerogramas registrados en el terreno (sismos C, F, G, H), asociados exclusivamente al movimiento horizontal en las dos direcciones de análisis.

A fin de apreciar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural, se desarrollaron cuatro alternativas de análisis en el modelos correspondiente al cuerpo B:

- a) **Modelo con base empotrada (MBR)**
- b) **Modelo con base flexible al considerar un amortiguamiento equivalente del sistema de uno por ciento (MBIA1)**
- c) **Modelo con base flexible, con los coeficientes de amortiguamiento asociados a los grados de libertad en la base obtenidos analíticamente (MBIAC)**
- d) **Modelo con base flexible, con los coeficientes de amortiguamiento asociados a los grados de libertad en la base obtenidos experimentalmente (MBIAE).**

En la fig. 58 Y 59 aparecen las respuestas de aceleración en azotea de las cuatro alternativas analizadas anteriormente, al emplear el sismo C como excitación en la base. En estas figuras se comparan las respuestas analíticas con las experimentales. Para las direcciones T y L, se observa que las respuestas calculadas de los modelos MBIAC Y MBIAE tienen una buena correlación con respecto a las obtenidas en las mediciones, especialmente con el primero donde se verifica que los valores de amortiguamiento ajustados hacen que la respuesta concuerde en gran medida con la experimental. Para el modelo MBIA1 con el uno por ciento del amortiguamiento crítico equivalente se observa que la señal de respuesta calculada se amplifica considerablemente por la falta de amortiguamiento en el modelo, este hecho evidenció la importancia de considerar, además de la deformabilidad, la capacidad de disipación de energía del suelo. Por último la respuesta del modelo MBR refleja fundamentalmente el movimiento horizontal de la base; asimismo, en dirección T presenta en su respuesta una frecuencia alta montada en la señal correspondiente a modos superiores clásicos en estructuras desplantadas sobre suelo rígido, lo cual se aprecia claramente en su espectro de Fourier.



En estas figuras se muestran las respuestas de la estructura para el sismo C asociadas con sus respectivos espectros de Fourier, donde para los modelos MBR se observa como aparecen las frecuencias de 6 y 13 Hz relacionadas con las fundamentales de la estructura en suelo rígido. Para el modelo MBIA1 se comprueba claramente que para este modelo con el uno por ciento de amortiguamiento las frecuencias fundamentales obtenidas coinciden con las obtenidas en el análisis de vibración libre sin amortiguamiento mediante el programa CAL-86 (ref. 18). Para los modelos MBIAC y MBIAE se muestra que el espectro de Fourier calculado concuerda en gran medida con el obtenido experimentalmente.

En las figuras 60 a 75 se comparan las respuestas experimental y analítica del movimiento de azotea ante los sismos C, F, G y H (ref. 26), para las alternativas MBIAC Y MBIAE. Donde se puede observar una alta correspondencia de la respuesta calculada con la analítica especialmente con el modelo MBIAC, el cual considera los valores de amortiguamiento calculados con las formulas semiempíricas. La similitud de la respuesta se refleja tanto en amplitud de la aceleración como en la sincronización de los eventos.

Analizando los espectros de Fourier obtenidos de las respuesta sísmica calculada de la estructura y comparándolos con la experimental, notamos que en ambos casos aparecen ordenadas espectrales asociadas a los modos fundamentales de la estructura con valores de frecuencia de alrededor de 3.20 y 4.00 Hz para las direcciones transversal y longitudinal, los cuales verifican que el modelo analítico en base flexible reproduce de manera muy razonable el comportamiento real de la estructura.

## VII. CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos en este estudio, se concluye lo siguiente:

- Los modos fundamentales de vibrar del sistema suelo-estructura analizado se modifican significativamente por la deformabilidad del suelo. Las frecuencias calculadas con el modelo de base flexible difieren hasta 4.33 veces de las correspondientes a base rígida.
- El análisis de los resultados experimentales evidenció la dificultad para identificar frecuencias naturales de vibración de estructuras rígidas localizadas en suelos blandos, como los de la ciudad de México; por ello, se debió recurrir a pruebas de impulsos y de tracción.
- Los registros obtenidos de las pruebas de tracción en este edificio no presentan una atenuación de la amplitud bien definida, debido a que se excitan modos superiores de vibrar; por tanto, se tuvo que recurrir a un procesamiento especial de análisis de las señales para definir la frecuencia fundamental y las fracciones de amortiguamiento crítico. Este hecho se pudo comprender gracias a la simulación matemática del fenómeno. Se recomienda realizar nuevas pruebas de tracción aplicando fuerzas de magnitud mayor a las ejecutadas anteriormente, para verificar si de esta forma se excitan mejor los modos fundamentales de vibrar de la estructura.

- Las fracciones de amortiguamiento crítico equivalentes del sistema suelo-estructura, estimadas en las pruebas de tracción, muestran valores muy superiores a los que se han obtenido en estructuras localizadas en suelos firmes.
- Debido a la flexibilidad del suelo del lugar se encontró que la banqueta situada en contacto con el cajón de cimentación en dirección longitudinal, produce los efectos de un puntal ocasionando restricción tanto a desplazamientos traslacionales de la base como a los giros que pudiera tener la misma. Al incluir estos efectos en el análisis se corroboró que el comportamiento calculado concuerda en gran forma con el obtenido experimentalmente.
- Se detectó que los dos cuerpos presentan un acoplamiento de sus cajones de cimentación, a pesar de la aparente junta constructiva existente entre ellos. Esto muestra que la respuesta dinámica de una estructura se modifica por construcciones vecinas. Además se identificó un aspecto interesante con base en los resultados obtenidos de los modelos matemáticos, donde determinamos que si esta estructura estuviera desplantada en suelo rígido, la junta constructiva funcionaría como tal logrando un comportamiento independiente de los dos cuerpos que la forman; en cambio cuando se consideran los efectos de interacción suelo-estructura se acopla el movimiento de ambos haciendo que las frecuencias fundamentales sean comunes para los dos cuerpos.
- En los espectros de Fourier obtenidos en todos los análisis de base flexible en este estudio se observó que para las direcciones longitudinal y

transversal aparecen ordenadas espectrales, las cuales se relacionan con las frecuencias fundamentales de esta estructura con base rígida, es decir que aparentemente la estructura al ser sometida a una excitación, los efectos de interacción suelo-estructura determinan sus propiedades dinámicas iniciales, pero debido a la alta capacidad disipadora de energía del sistema hace que la estructura vibre como si estuviera desplantada en suelo firme.

- En los registros sísmicos y su análisis se observó que los movimientos en planta baja y terreno son similares (efectos de cuerpo rígido); a pesar de ello, el efecto de interacción suelo-estructura resulta muy significativo.
- El estudio evidenció la necesidad de considerar, además de la deformabilidad, la capacidad de disipación de energía del suelo para lograr una buena correlación entre las respuestas experimental y analítica. Pero al comparar los valores de amortiguamiento  $C_x$ ,  $C_y$  y  $C_R$  calculados mediante las formulas semiempíricas y los ajustados (con base en los resultados experimentales) se aprecia que estos valores difieren, aunque son del orden de valor. Se observa que la respuesta sísmica obtenida con los valores de amortiguamiento calculados concuerda mejor con la respuesta experimental, sin embargo para la simulación de las pruebas de tracción se obtuvieron mejores resultados con el modelo que incluye los valores de amortiguamiento ajustados, lo que indica que las características propias de esta estructura (interacción suelo-estructura) hacen que el porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente dependa del tipo de excitación. De esto podemos concluir que las fórmulas propuestas en las refs. 14 y 15 representan con suficiente confiabilidad para fines prácticos las condiciones

**del sistema suelo-estructura.**

**Finalmente, se advierte que los valores de amortiguamiento pueden tener variaciones notables con la severidad del sismo, así como con el tipo y tamaño de la estructura. Por esta razón, es necesario realizar estudios paramétricos para evaluar la influencia del amortiguamiento en la respuesta estructural de edificios de diferentes características.**

## BIBLIOGRAFÍA

1. Murià Vila D., González Alcorta R., Espinosa Aranda J. M.; "Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proy , Patrocinado por DDF, marzo 1992.
2. Murià Vila D., González Alcorta R., Espinosa Aranda J. M.; "Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta de un edificio instrumentado", UNAM, Serie azul, Instituto de Ingeniería, N° 555, junio 1993.
3. Murià Vila D.; "Efectos de interacción suelo-estructura en edificios de mampostería", Memorias del Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED-JICA, 25 al 28 de septiembre de 1991.
4. Sánchez Ramírez, A. R.; "Disparador automático para pruebas de tracción en estructuras", Proyecto 1730, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre 1991.
5. Murià Vila D., González Alcorta R., Miranda Téllez A.; "Características dinámicas de cuatro edificios obtenidos a partir de registros sísmicos y de vibración ambiental", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proy 8711, Patrocinado por CONACYT y DDF, abril 1989.

6. Lermo J., Rodríguez M. y Singh S. K.; "Períodos naturales de sitios en el valle de México obtenidos en mediciones de microtemblores y datos de movimientos sísmicos fuertes", Earthquake Spectra, "EERI, the 1985 México Earthquake, Part B", noviembre 4-4, pag 653-674.
7. Habibullah A., ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems. Computers & Structures Inc., ver 5.4, august 1992.
8. Wilson E. L., Habibulla A., SAP-90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures. Computers & Structures, Inc., may 1992.
9. Murià Vila D., González Alcorta R., Espinosa Aranda J.M., Moreno Rubín de Celis S.M.; "Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 9759, septiembre de 1991.
10. J. Bielak, Modal Analysis for Building-Soil Interaction, Instituto de Ingeniería, UNAM, No E17, Julio 1975.
11. D.J. Dowrick, Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos, Editorial Limusa, México, D.F., 1984.
12. Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987.
13. A.S. Veletsos y J.W. Meek, Dynamic Behavior of Building Foundation Systems,

**Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 3, No 2, Oct-Dic 1974, pp 121 a 138.**

14. **Gazetas, G.;** "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of Art". *Int. J. of Soil Dynamics and Earth. Eng.*, Vol 2, No 1, enero 1983.
15. **Dobry, R. y Gazetas, G.:** "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No 2, feb., 1986 pp 109-135.
16. **R.Dobry, G. Gazetas y K.H. Stokoe,** Dynamics Response of Arbitrarily Shaped Foundations: Experimental Verification, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No 2, feb. 1989, pp. 136 a 154.
17. **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.
18. **Wilson E. L.,** CAL-86, Computer Assisted Learning of Structural Analysis, University of California Berkeley, august 1986.
19. **Jaime A., Romo O. M., Ovando E.** "Características del suelo en el sitio C.U.P.J.", proyecto 6504, Instituto de Ingeniería, enero 1987, UNAM.
20. **Jaime A. y Romo O. M.** "Características del suelo en el sitio Plaza Río de Janeiro", proyecto 6504, Instituto de Ingeniería, UNAM, enero 1987.
21. **Marsal R. J., Mazari M.** "El subsuelo de la ciudad de México", parte D, Instituto



de Ingeniería, UNAM, Serie azul, N° 505, mayo 1987.

22. Murià Vila D., Moreno Rubín de C. S. M. "Determinación de las propiedades dinámicas y los efectos de interacción suelo estructura de un edificio de 14 niveles", proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero 1993.
23. Jaime A. "Características dinámicas de la arcilla del valle de México", Ph. D. Thesis, DEPI, UNAM, México, noviembre
24. Rosenblueth, E. y Reséndiz, D.: "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura. Instituto de Ingeniería, UNAM, serie azul, No 509, enero 1988.
25. Newmark, N. M.: "A Method of Computation for Structural Dynamics", J. Eng. Mech. Div., ASCE, 85(EM3), pp 67-94, 1959.
26. Cires, AC, Sismo 14 de Mayo de 1993, "Informe preliminar sobre los acelerogramas captados en la ciudad de México", Informe RADF-015, junio 1993

TABLA 1. FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DE VIBRAR DEL EDIFICIO

PRUEBA	CUERPO A			CUERPO B		
	T	L	R	T	L	R
VA1 (día)	2.4-3.8	4.8-4.9	5.6-6.4	2.3-3.5	4.4-4.9	6.0-6.3
VA2 (día)	2.4-3.8	4.3-4.4	6.2-6.4	2.6-3.8	4.3	5.7-6.4
VA3 (noche)	2.9-3.8	4.3-4.5	6.2-6.4	--	--	--
Impulsos	3.0-3.6	--	--	--	--	--
Tracción	--	--	--	2.9-3.00	4.30	5.8-6.2
MBI	--	--	--	3.21	4.40	5.88
MABI	3.25	4.75	6.03	3.25	4.75	6.03
MBR	--	--	--	13.01	5.95	15.12
MABR	13.06	7.85	18.03	12.91	7.09	14.87

VA1 - 1a etapa de medición de vibración ambiental, en el día

VA2 - 2a etapa de medición de vibración ambiental, en el día

VA3 - 3a etapa de medición de vibración ambiental, en la noche

MBI - modelo analítico del cuerpo B independiente con efectos de interacción

MABI - modelo analítico del cuerpo A+B con cimentación de los dos cuerpos acopladas, incluye efectos de interacción.

MBR - modelo analítico con base rígida cuerpo B

MABR - modelo analítico con base rígida cuerpos A+B

TABLA 2. FRECUENCIAS (f) Y FRACCIONES DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EQUIVALENTE (h) DE LOS MODOS PROPIOS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA OBTENIDOS DE LAS PRUEBAS DE TRACCIÓN

f (Hz)			h		
T	L	R	T	L	R
2.9-3.0	4.3	5.8-5.9	0.18-0.31	0.06-0.13	0.08-0.19

T - Transversal

L - Longitudinal

R - Torsión

TABLA 3. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN EL EDIFICIO

SISMO	FECHA SISMO	HORA G M T h:m:s	Mc	DISTANCIA EPICENTRAL [km]	PROFUNDI- DAD FOCAL [km]	RUMBO	COMP.	ACELERACIÓN MÁXIMA [m/s <sup>2</sup> ]			D (s)
								SUELO	CUERPO A	CUERPO B	
A	08-02-88	13:52:57	5.1	354	33	S 41.85 O	V	0.017	---	0.026	72
							T	0.045	---	0.065	
							L	0.043	---	0.057	
B	25-04-89	14:29:01	6.5	293	21	S 01.11 E	V	---	0.092	0.166	275
							T	---	0.623	0.535	
							L	---	0.485	0.510	
C	2-05-89	09:30:18	5.1	323	19	S 08.25 O	V	0.020	0.020	0.019	72
							T	0.046	0.055	0.058	
							L	0.052	0.070	0.062	
D	12-08-89	15:31:50	4.8	214	33	S 54.25 O	V	0.009	0.012	0.011	20
							T	0.020	0.025	0.024	
							L	0.014	0.024	0.020	
E	11-05-90	23:43:51	5.3	320	15	S 34.78 O	V	0.015	0.016	0.016	53
							T	0.042	0.043	0.036	
							L	0.028	0.042	0.036	
F	31-05-90	07:35:29	5.5	323	34	S 34.29 O	V	0.021	---	0.029	102
							T	0.092	---	0.090	
							L	0.056	---	0.081	
G	15-05-93	03:09:34	5.3	372	6	S 13.95 E	V	0.013	---	0.016	65
							T	0.031	---	0.040	
							L	0.035	---	0.057	
H	15-05-93	03:12:22	5.7	372	6	S 13.95 E	V	0.030	---	0.030	110
							T	0.093	---	0.092	
							L	0.066	---	0.091	

V - componente vertical

T - componente transversal (NS)

L - componente longitudinal (EO)

Mc - Magnitud de coda

D - duración del acelerograma

**TABLA 4. FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR PARA EL CUERPO B, EN Hz, CALCULADAS CON EL MODELO: MBR**

DIRECCIÓN	MODOS			
	1	2	3	4
T	13.01	43.86	73.68	89.76
L	5.95	28.96	61.17	83.51
R	15.47	54.50	92.13	112.39

**TABLA 5. FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR PARA EL CUERPO B, EN Hz, CALCULADOS CON EL MODELO: MABR**

DIRECCIÓN	MODOS			
	1	2	3	4
T	12.91	40.35	66.38	77.57
L	7.03	24.05	41.19	76.68
R	14.87	48.86	83.03	95.35

**TABLA 6. FACTORES MODALES DE MASA EFECTIVOS DEL CUERPO B (EN PORCENTAJE), PARA EL MODELO: MBR**

MODO	DIRECCIÓN			FRECUENCIA Hz
	L	T	R	
1	50.40	0.00	0.00	5.92
2	0.00	58.56	0.00	13.01
3	0.00	0.00	56.71	15.12
4	19.22	0.00	0.01	28.96
5	0.00	26.21	0.00	43.87
6	0.02	0.00	25.17	52.24
7	10.54	0.00	0.01	61.17
8	0.00	12.70	0.00	73.69
9	19.62	0.00	0.11	83.49
10	0.00	2.52	0.00	89.76
11	0.18	0.00	14.28	90.03
12	0.01	0.00	3.71	109.74

**TABLA 7. FACTORES MODALES DE MASA EFECTIVOS (EN PORCENTAJE), PARA EL MODELO MABR.**

CUERPO	MODO	DIRECCIÓN			FRECUENCIA
		L	T	R	Hz
B	1	31.39	0.00	0.00	7.09
A	2	23.13	0.00	0.00	7.85
B	3	0.00	45.38	0.03	12.91
A	4	0.00	9.57	7.60	13.08
B	5	0.00	0.00	29.63	14.87
A	6	0.00	5.75	17.90	18.04
B	7	8.48	0.00	0.05	24.05
A	8	4.58	0.01	0.03	26.21
B	9	0.00	12.29	1.50	40.35
A	10	1.43	0.00	0.01	41.19
B	11	1.43	0.00	0.01	41.95
A	12	0.93	0.00	0.00	44.49
B	13	0.01	0.01	5.99	48.88
A	14	0.01	0.01	5.99	57.71
B	15	0.01	2.49	1.11	66.38
A	16	0.00	3.59	0.21	68.88
B	17	29.79	0.00	0.01	76.69
B	18	0.18	5.04	2.46	77.57
A	19	0.07	5.97	0.94	78.87
B	20	0.00	0.29	2.13	83.04
B	21	0.00	0.17	0.29	95.35
A	22	0.00	0.00	23.77	762.01
B	23	0.00	0.00	2.23	1576.09
A	24	0.00	0.00	0.00	1901.64

TABLA 8. COMPARACIÓN DE LOS VALORES DE RIGIDEZ AL CONSIDERAR LOS EFECTOS DE LA BANQUETA.

CONSIDERACIÓN	VALORES DE RIGIDEZ			
	$K_x$ (t/m)	$K_{xy}$ (t/rad)	$K_y$ (tm/rad)	$K_z$ (tm/rad)
EFFECTOS DE BANQUETA	977454	99683	16225400	16684300
SIN BANQUETA	99054	99683	10735400	16684300

TABLA 9. COMPARACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ

CUERPO	$K_x$ (t/m)						$K_y$ (tm/rad)					
	L			T			L			T		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
A	94230	93668	94550	94230	93581	94550	9104000	8457000	6673000	3147000	3082000	2151518
B	99683	99054	101917	99683	98956	101917	11558300	10735400	11825287	3398810	3326580	3078996
A + B	193913	192722	194773	193913	192537	194773	20862300	19182400	15387618	6543810	6408440	4509063

I Gazetas (ref 17)

II Dobry y Gazetas (ref 18)

III RCFD-87 (ref 15)

TABLA 10. FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR EN Hz DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA, OBTENIDOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS

MODOS	MBI			MABI		
	T	L	R	T	L	R
1	3.20	4.40	5.88	3.24	4.75	6.03
2	8.30	6.30	20.22	6.38	7.48	13.19
3	16.96	25.77	62.73	15.96	17.74	20.88
4	34.11	53.99	65.38	27.63	25.20	41.56

**TABLA 11. FACTORES MODALES DE MASA EFECTIVOS CUERPO B CON INTERACCIÓN MODELO: MBI**

CUERPO	MODO	DIRECCIÓN			FRECUENCIA
		L	T	R	Hz
B	1	0.000	92.420	0.000	3.20
B	2	83.050	0.000	0.000	4.40
B	3	0.000	0.000	96.390	5.88
B	4	0.000	7.490	0.000	6.30
B	5	16.960	0.000	0.000	8.30
B	6	0.004	0.000	0.000	16.96
B	7	0.000	0.000	0.160	20.22
B	8	0.000	0.030	0.000	25.77
B	9	0.001	0.000	0.000	34.11
B	10	0.000	0.001	0.000	53.99

**TABLA 12. FACTORES MODALES DE MASA EFECTIVOS CUERPOS A + B CON INTERACCIÓN MODELO: MABI**

CUERPO	MODO	DIRECCIÓN			FRECUENCIA
		L	T	R	Hz
A + B	1	0.000	92.510	0.000	3.25
A + B	2	90.610	0.000	0.000	4.75
A + B	3	0.000	0.000	95.230	6.03
A + B	4	0.000	7.390	0.020	6.38
A + B	5	0.900	0.000	0.000	7.49
A + B	6	8.490	0.000	0.000	9.84
A + B	7	0.000	0.000	0.010	13.19
A + B	8	0.000	0.008	0.003	15.97
A + B	9	0.001	0.000	0.000	17.74
A + B	10	0.000	0.016	0.149	20.89

TABLA 13. FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DE VIBRAR EN Hz

MODELO	L			T		
	EXPERI-MENTAL	DOBRY (ref 15)	RCDF-87 (ref 16)	EXPERI-MENTAL	DOBRY (ref 15)	RDF-87 (ref 16)
MBI	4.3-4.5	4.40	3.18	2.9-3.0	3.20	2.88
MABI	4.3-4.5	4.75	3.32	2.9-3.0	3.24	2.58

TABLA 14. FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR EN HZ DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA, OBTENIDOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS CONSIDERANDO LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO CALCULADOS Y AJUSTADOS

MODO	MBI-C		MBI-E		MABI-C		MABI-E	
	T	L	T	L	T	L	T	L
1	3.10	4.76	3.13	4.44	3.10	4.63	3.22	4.69
2				8.15		7.37		7.34
3	21.97	17.30	21.72	17.35	14.79	21.31	14.79	21.31
4	32.98	25.73	33.03	26.00	29.15	29.49	30.78	29.49

TABLA 15. FRACCIONES DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EQUIVALENTE OBTENIDOS CON LOS MODELOS DEL CUERPO B (MBI Y MABI) PARA LOS MODOS FUNDAMENTALES DE VIBRAR AL CONSIDERAR LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO CALCULADOS Y AJUSTADOS

MODELO	CALCULADO				AJUSTADO			
	MBI-C		MABI-C		MBI-E		MABI-E	
COMPONENTE	T	L	T	L	T	L	T	L
h	0.37	0.20	0.40	0.16	0.18	0.12	0.18	0.12
C <sub>1</sub>	7804	7181	11933	13754	4631	4008	11950	11008
C <sub>2</sub>	120584	429990	231800	791800	66310	236494	185440	809550

- h - fracción de amortiguamiento crítico equivalente  
 C<sub>1</sub> - coeficiente de amortiguamiento del suelo, asociado a la traslación horizontal de la base [T.s/m]  
 C<sub>2</sub> - coeficiente de amortiguamiento del suelo, asociado al cabeceo de la base [T.m.s/rad]



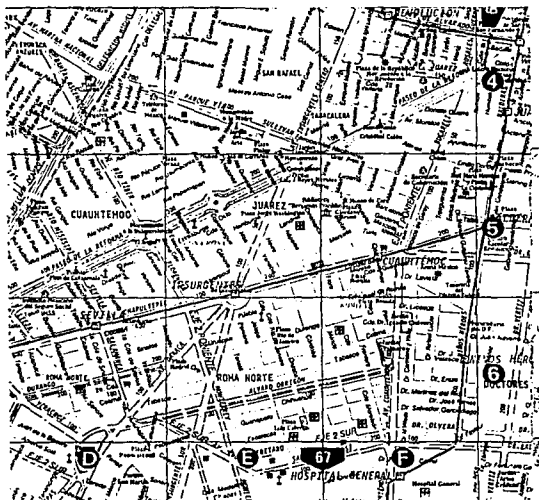


Fig. 1 Plano de ubicación del edificio.

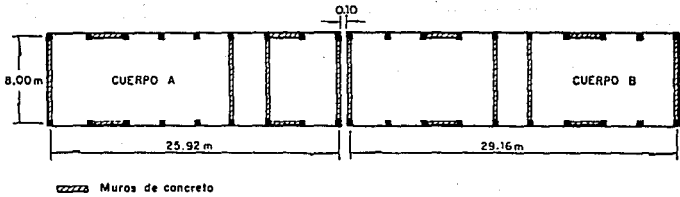
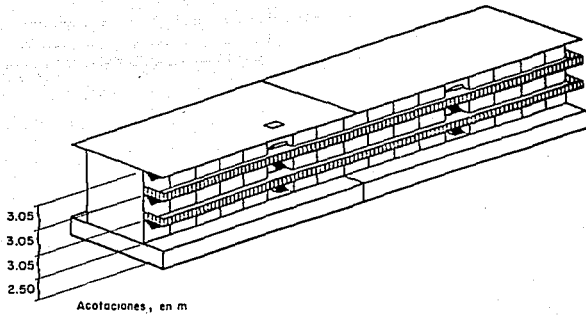


Fig. 2 Vista isométrica y planta tipo del edificio

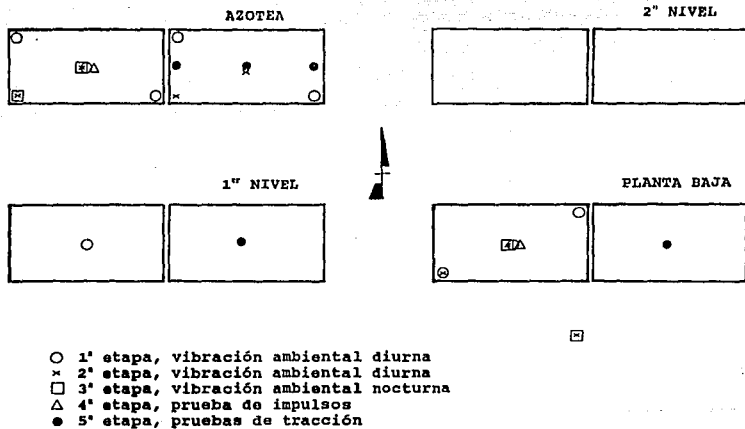


Fig. 3 Localización de los puntos de observación seleccionados en cada etapa de pruebas.

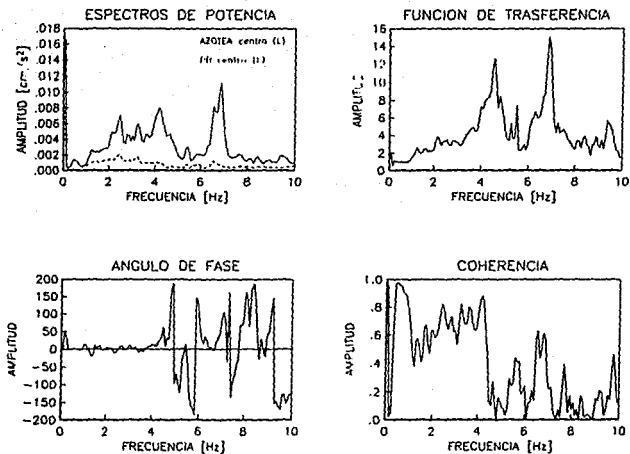


Fig. 4 Espectros promedio de la segunda etapa (11:30 horas) registrados simultáneamente en el centro geométrico de la azotea y de la planta baja, con los sensores orientados en la dirección L.

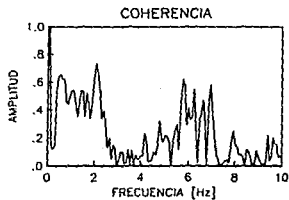
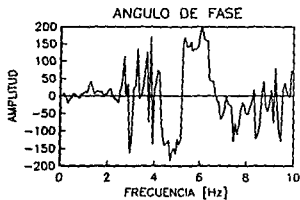
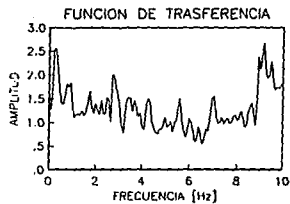
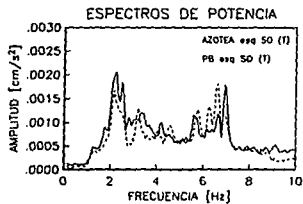


Fig. 5 Espectros promedio de la primera etapa registrados simultáneamente en el centro geométrico de la azotea y la esquina SE, con los sensores orientados en la dirección T.

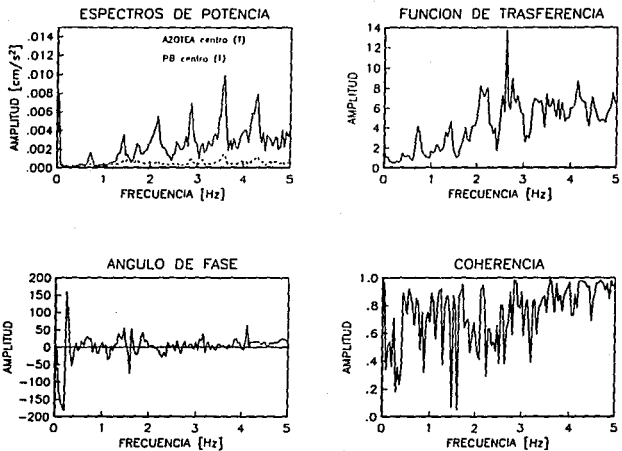
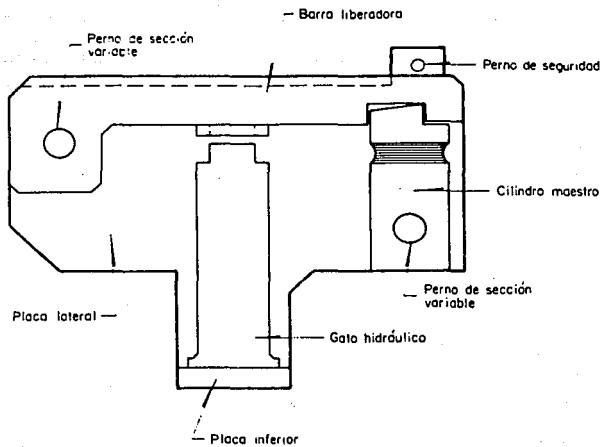


Fig. 6 Espectros de potencia obtenidos de las pruebas de impulsos, y la función de transferencia entre los espectros de azotea y la planta baja.



**Fig. 7** Disparador automático para pruebas de tracción

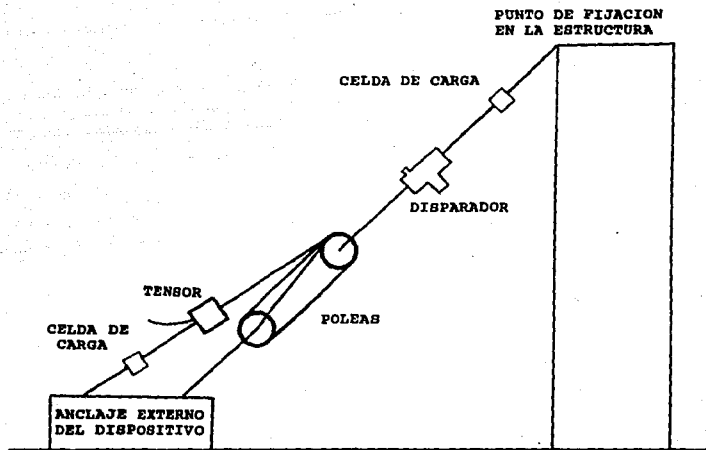
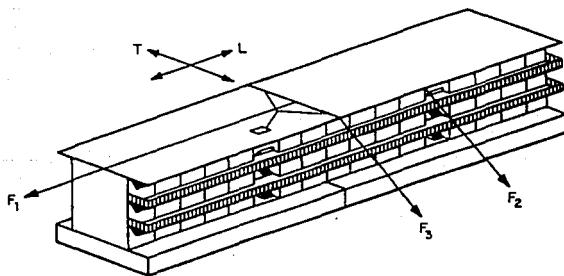
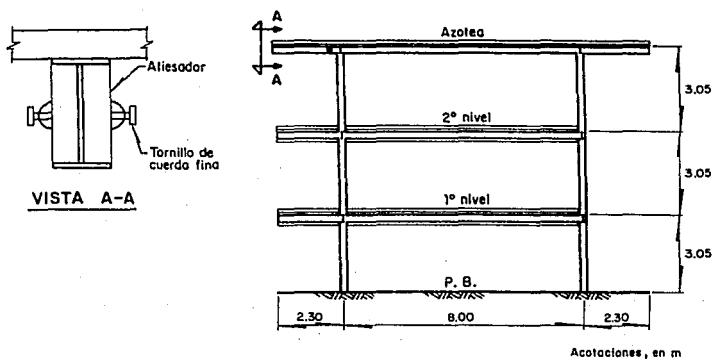


Fig. 8 Dispositivo experimental para pruebas de tracción.





- $F_1$  Fuerza para excitar primer modo de traslación, dirección "L"
- $F_2$  Fuerza para excitar primer modo de traslación, dirección "T"
- $F_3$  Fuerza para excitar primer modo de torsión

Fig. 9 Puntos de fijación del cable para las pruebas de tracción.

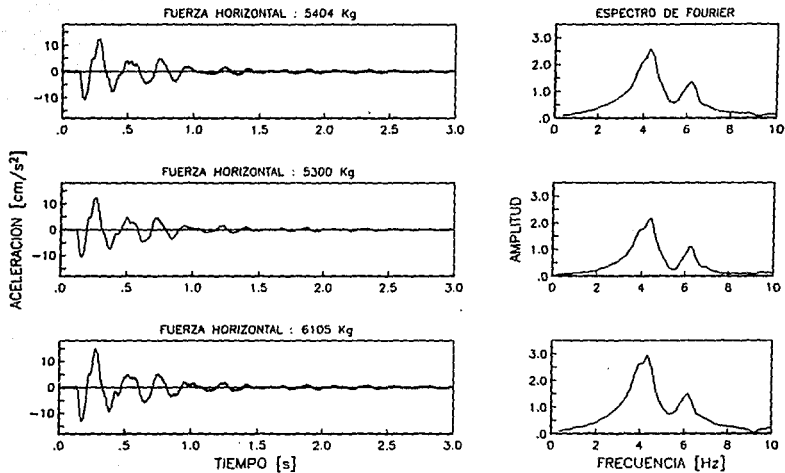


Fig. 10 Historias de aceleración en azotea y espectros de Fourier de las pruebas de tracción realizadas para excitar el modo fundamental de traslación L.

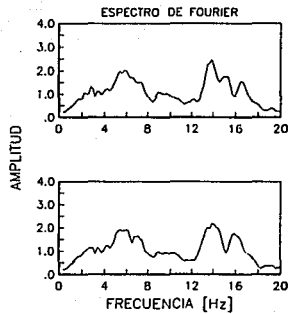
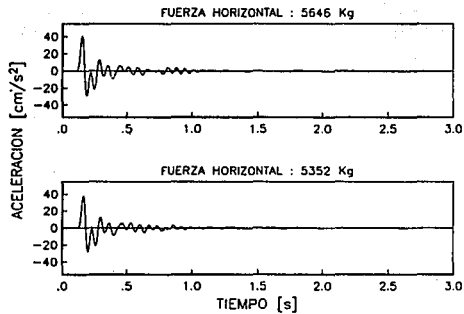


Fig. 11 Historias de aceleración en azotea y espectros de Fourier de las pruebas de tracción realizadas para excitar el modo fundamental de traslación T.

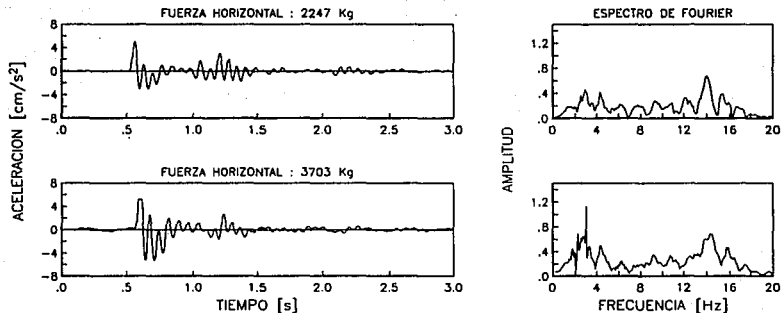


Fig. 12 Historias de aceleraciones en azotea y espectros de Fourier de las pruebas de tracción realizadas en la dirección T para excitar el modo fundamental de torsión.

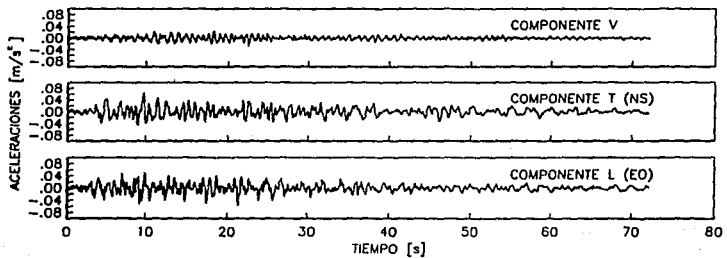
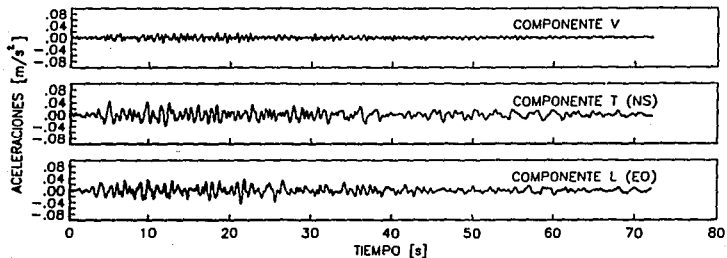


Fig. 13 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo A.

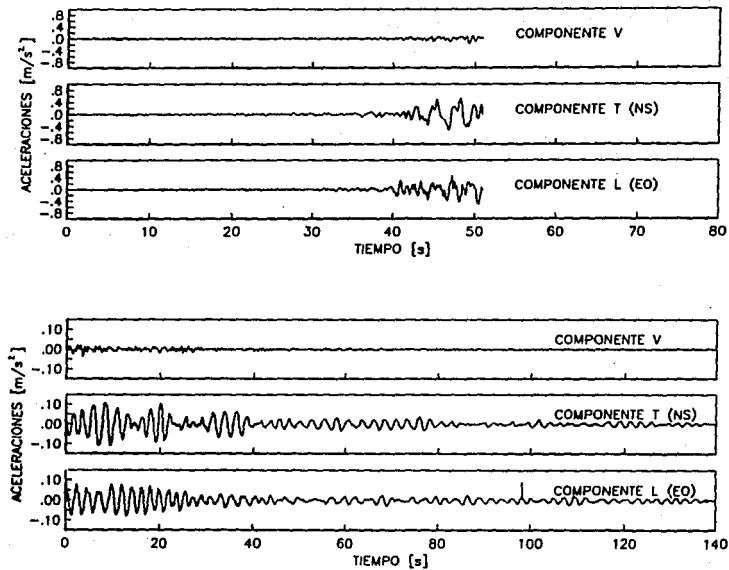


Fig. 14 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo B.

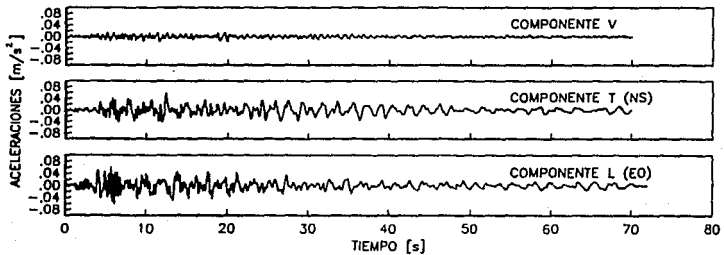
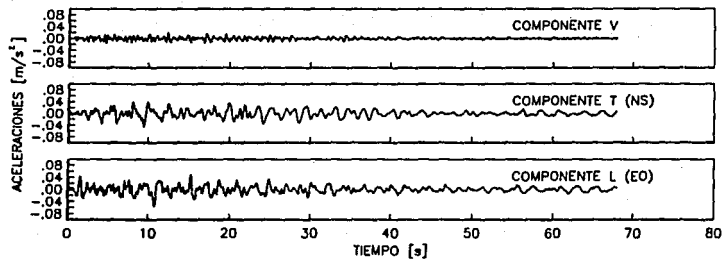


Fig. 15 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo C.

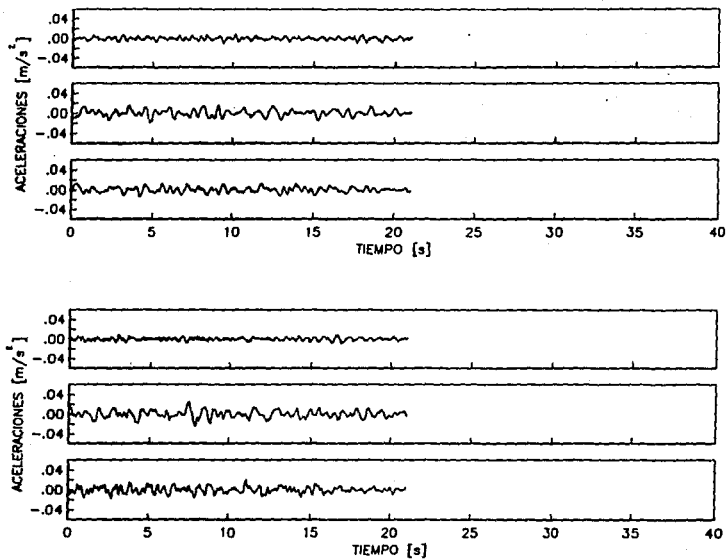


Fig. 16 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo D.



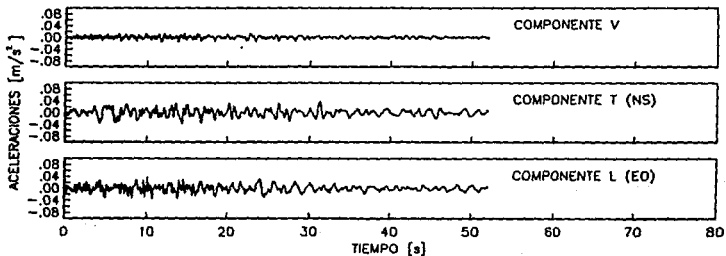
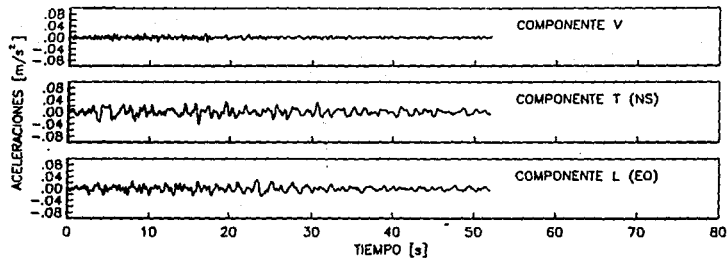


Fig. 17 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo E.

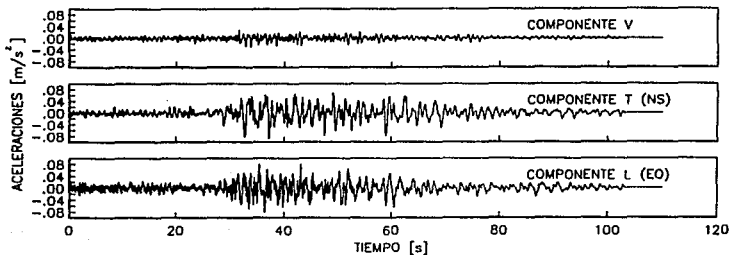
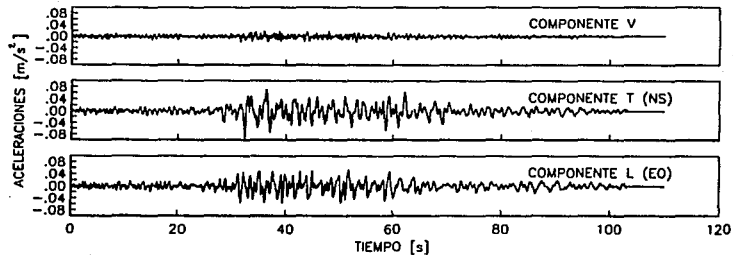


Fig. 18 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo F.

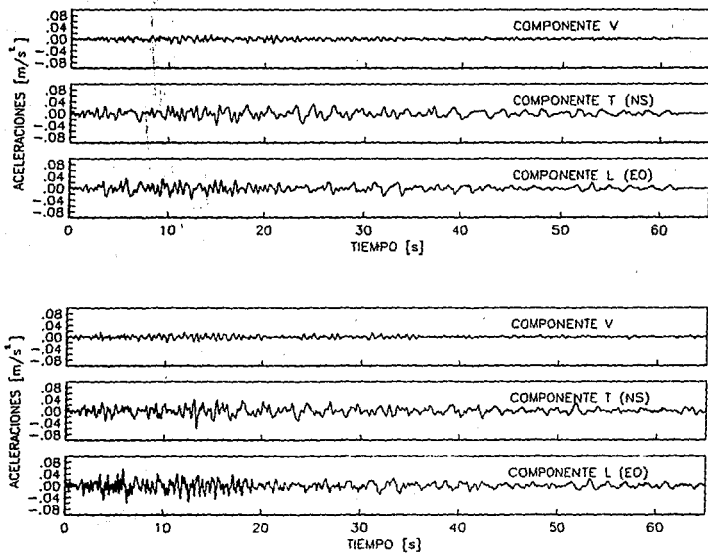


Fig. 19 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo G.

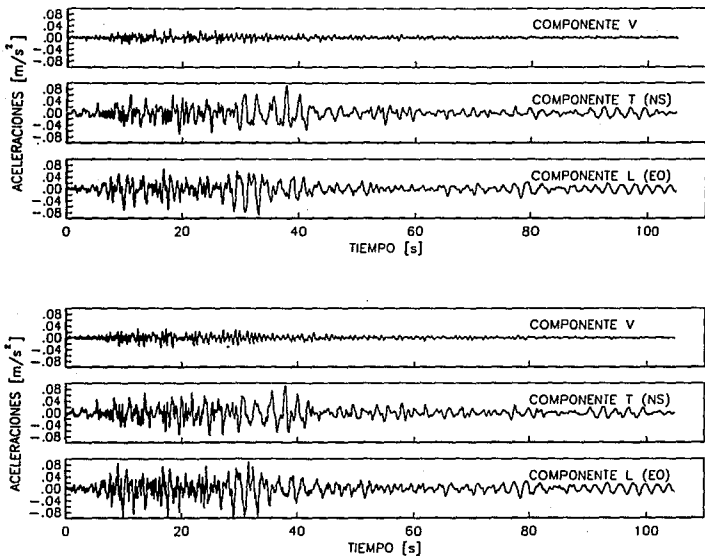


Fig. 20 Acelerogramas registrados en el terreno y la azotea del cuerpo B, durante el sismo H.

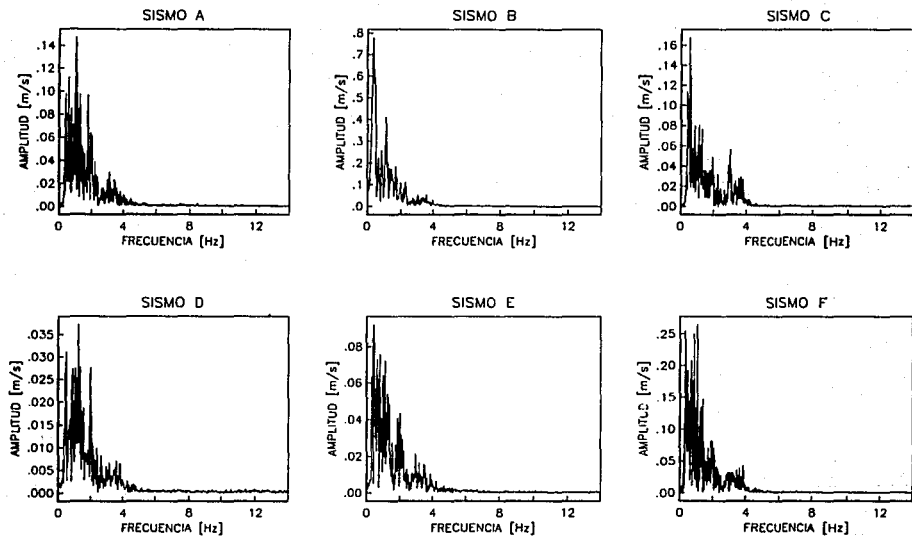


Fig. 21 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B, dirección T.

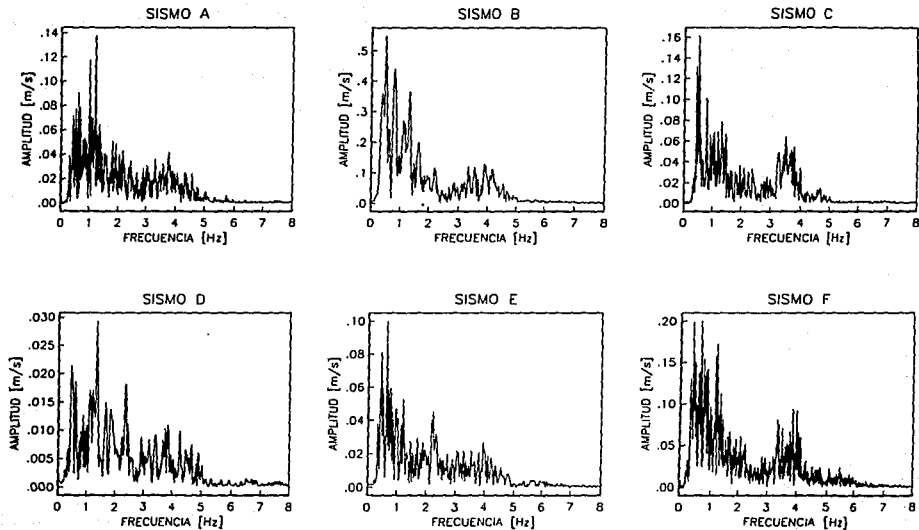
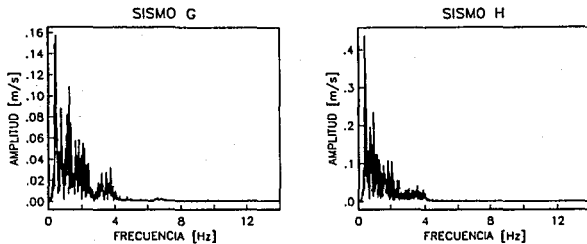


Fig. 22 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno, dirección L.

## DIRECCIÓN T



## DIRECCIÓN L

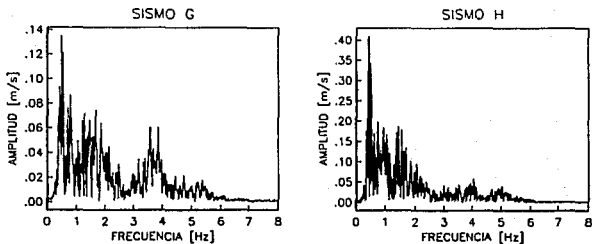


Fig. 23 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B para los sismos G y H, direcciones T y L.

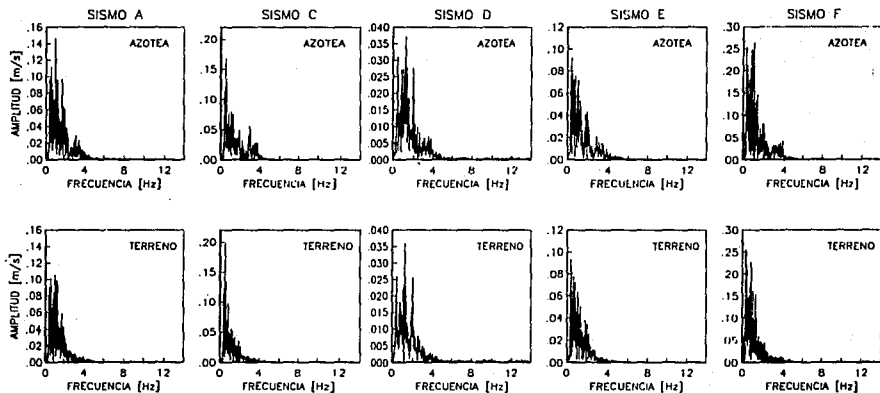


Fig. 24 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno, dirección T.



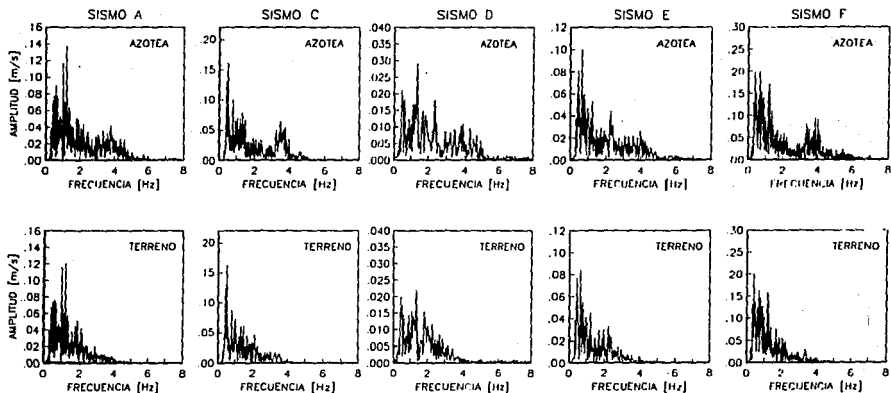
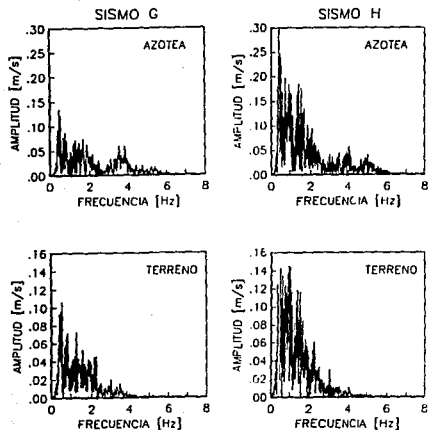


Fig. 25 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno, dirección L.

## DIRECCIÓN L



## DIRECCIÓN T

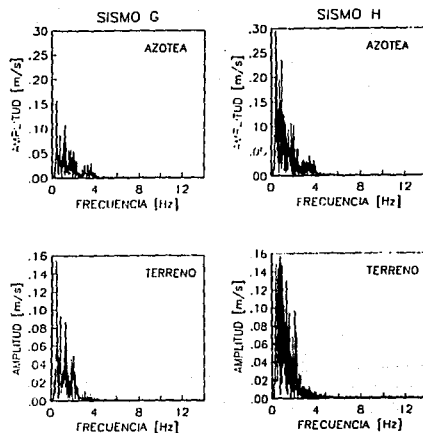


Fig. 26 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno para los sismos G y H, direcciones T y L.

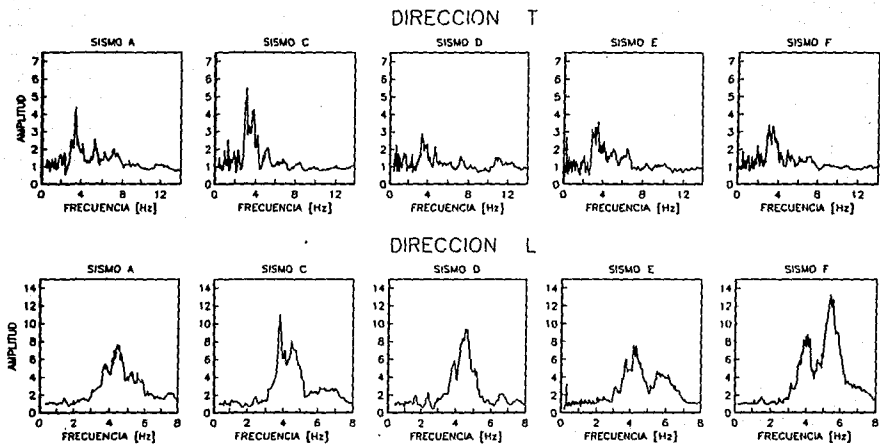
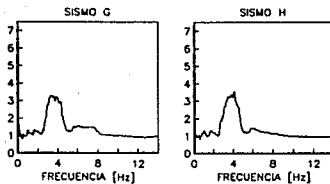


Fig. 27 Funciones de transferencia obtenidas del cociente de los espectros de la azotea y del terreno.

## DIRECCIÓN T



## DIRECCIÓN L

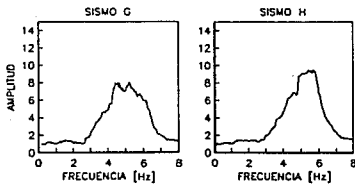


Fig. 28 Funciones de transferencia obtenidas del cociente de los espectros de la azotea y del terreno, para los sismos G y H.

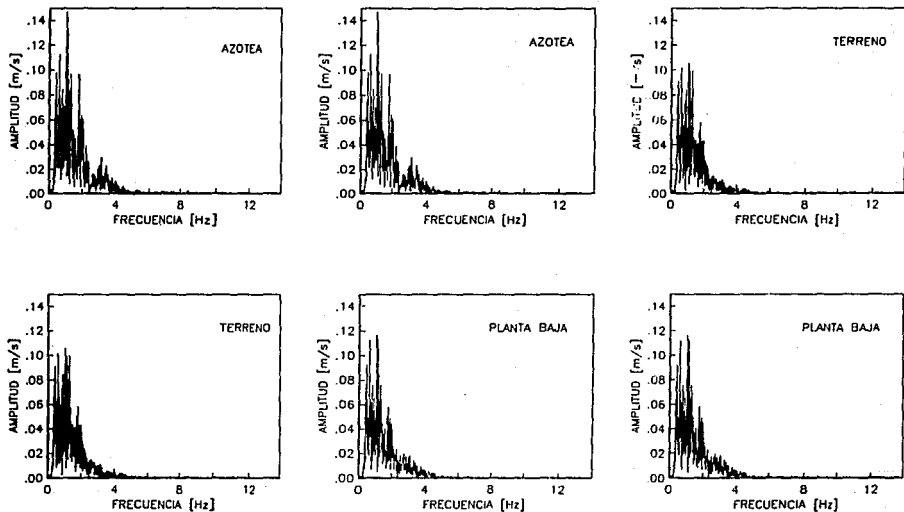


Fig. 29 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea, la planta baja y el terreno, durante el sismo A, dirección T.

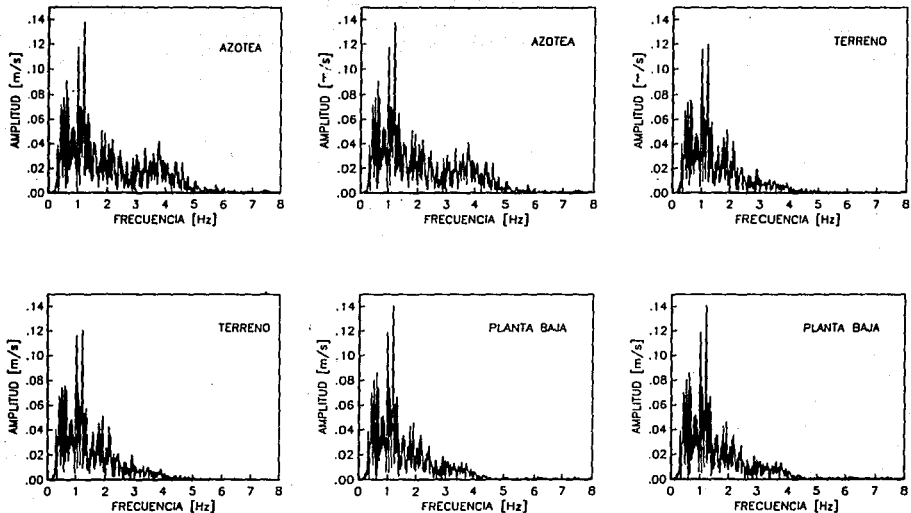


Fig. 30 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea, la planta baja y el terreno, durante el sismo A, dirección L.

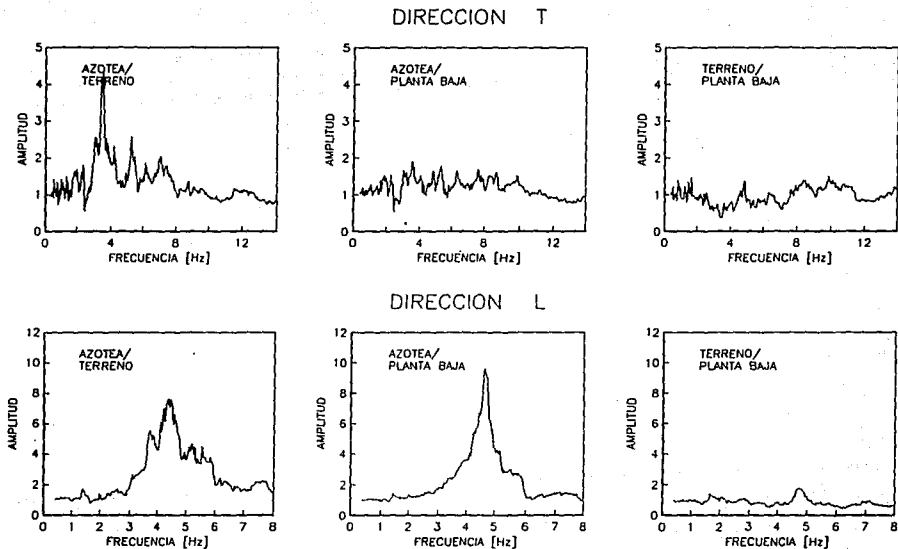
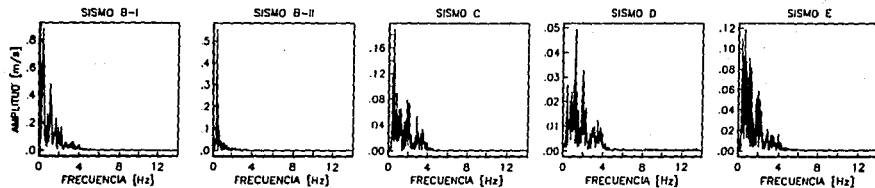


Fig. 31 Cocientes de los espectros de azotea/terreno, azotea/planta baja y terreno/planta baja de los acelerogramas registrados durante el sismo A.

### AZOTEA CUERPO A



### AZOTEA CUERPO B

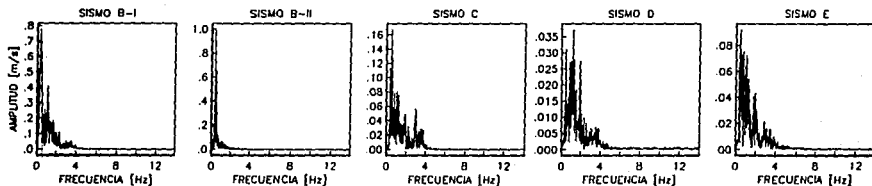


Fig. 32 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en las azoteas de los cuerpos A y B, dirección T.



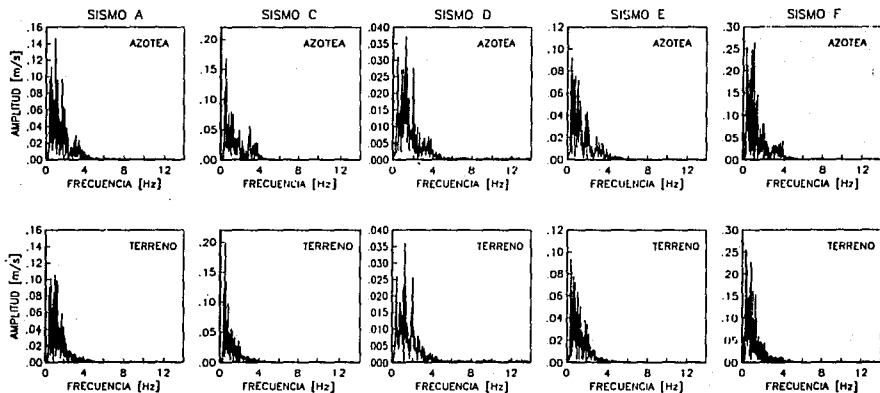


Fig. 24 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno, dirección T.

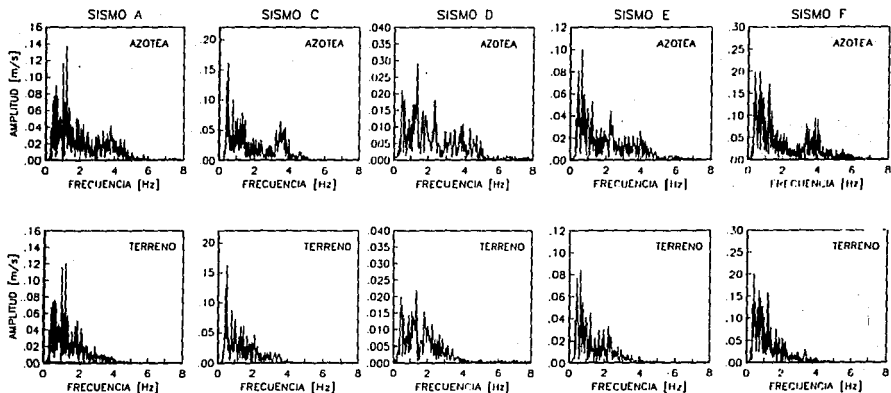
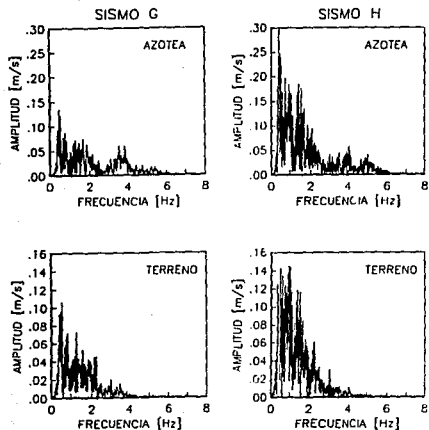


Fig. 25 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno, dirección L.

## DIRECCIÓN L



## DIRECCIÓN T

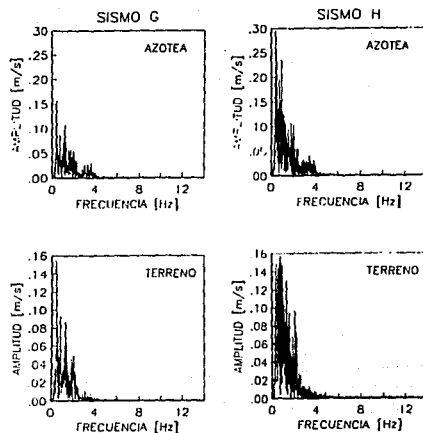


Fig. 26 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea del cuerpo B y en el terreno para los sismos G y H, direcciones T y L.

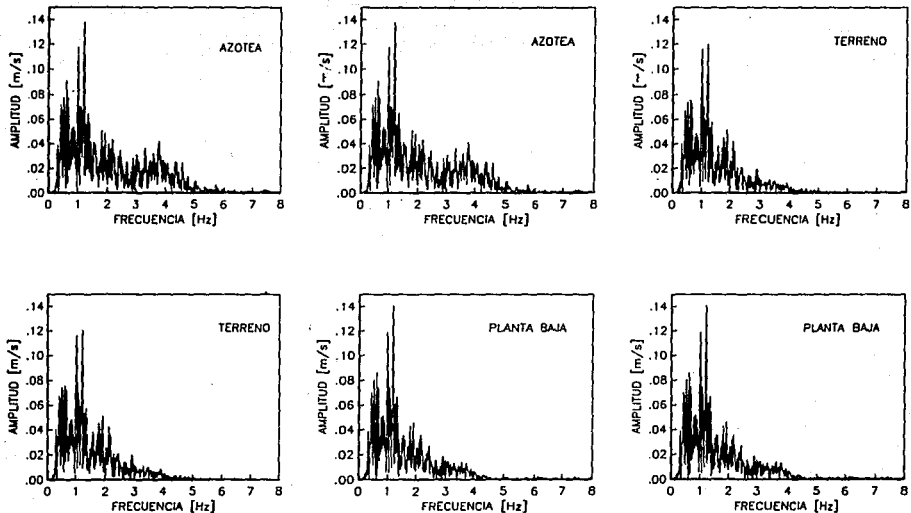


Fig. 30 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en la azotea, la planta baja y el terreno, durante el sismo A, dirección L.

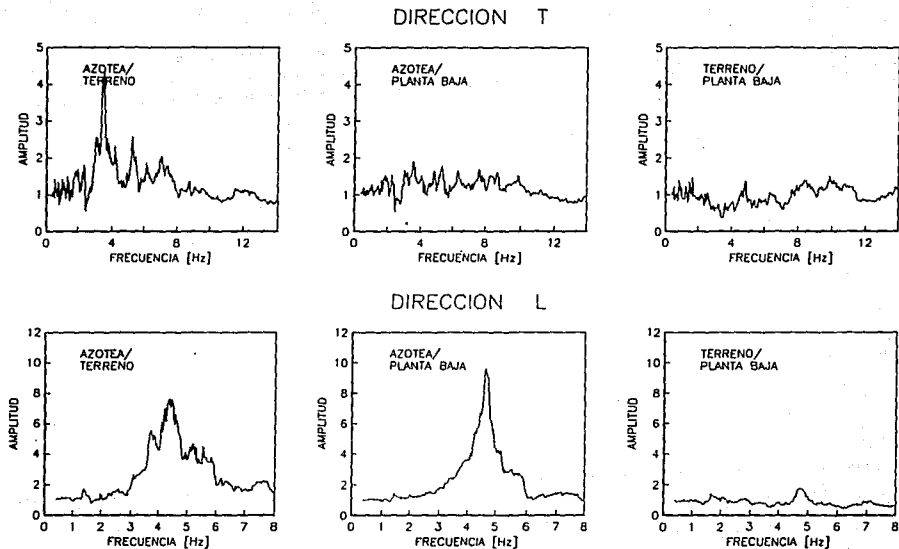
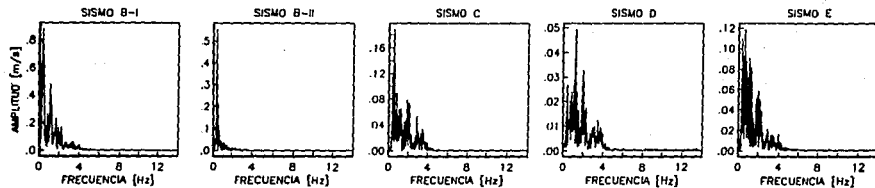


Fig. 31 Cocientes de los espectros de azotea/terreno, azotea/planta baja y terreno/planta baja de los acelerogramas registrados durante el sismo A.

### AZOTEA CUERPO A



### AZOTEA CUERPO B

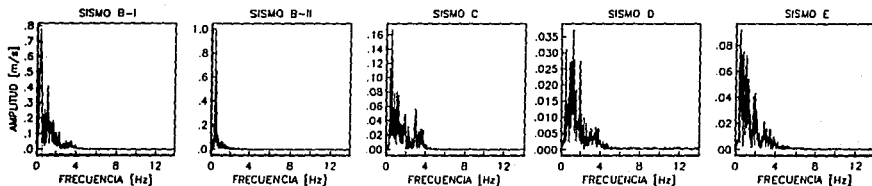
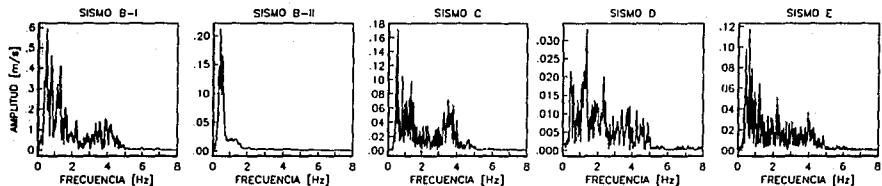


Fig. 32 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en las azoteas de los cuerpos A y B, dirección T.

### AZOTEA CUERPO A



### AZOTEA CUERPO B

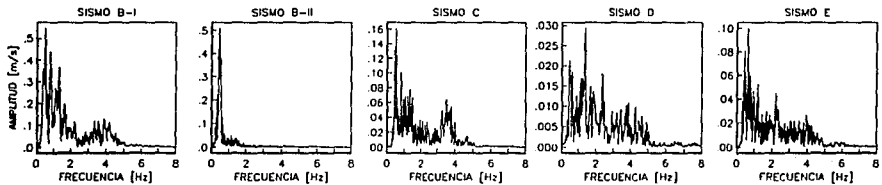


Fig. 33 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en las azoteas de los cuerpos A y B, dirección L.

## SISMO A (PLANTA BAJA)

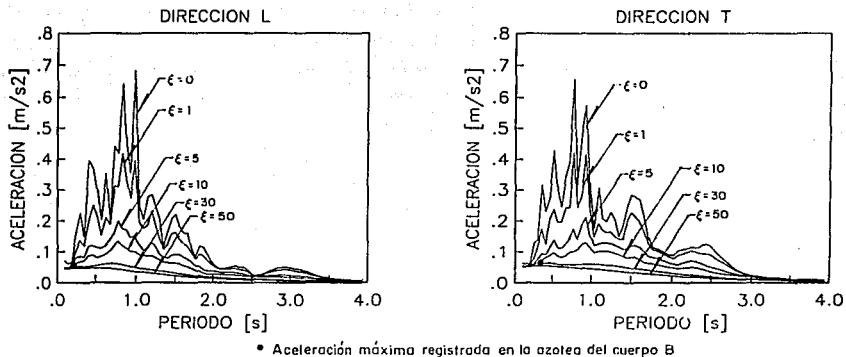


Fig. 36 Espectros de respuesta del sismo A registrado en planta baja, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.



## SISMO C (TERRENO)

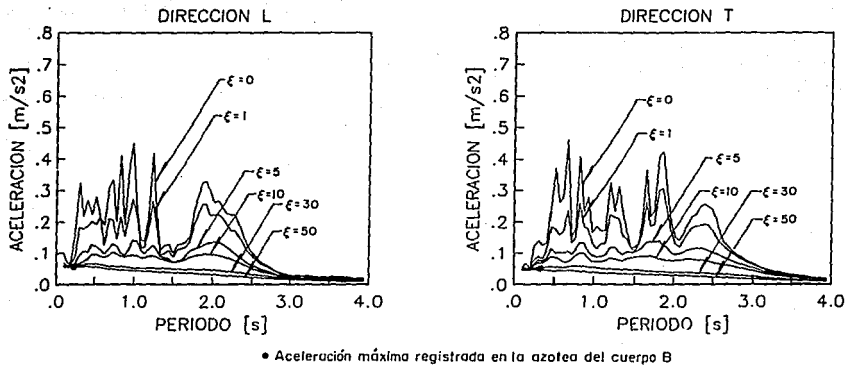


Fig. 37 Espectros de respuesta del sismo C registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO D (TERRENO)

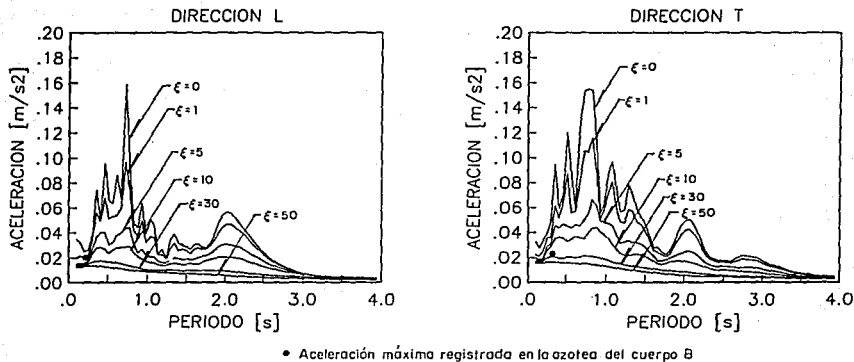
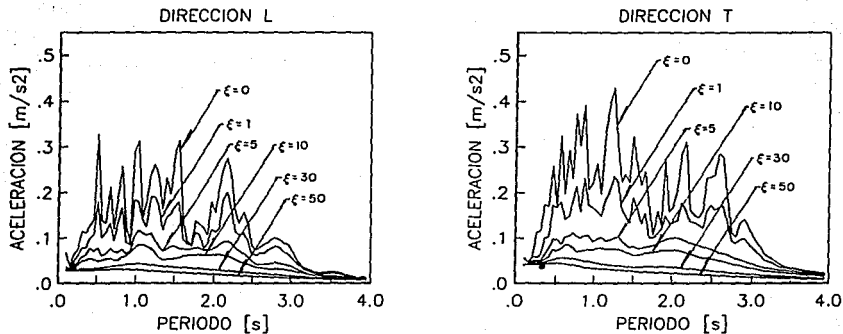


Fig. 38 Espectros de respuesta del sismo D registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO E (TERRENO)



• Aceleración máxima registrada en la azotea del cuerpo B

Fig. 39 Espectros de respuesta del sismo E registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO F (TERRENO)

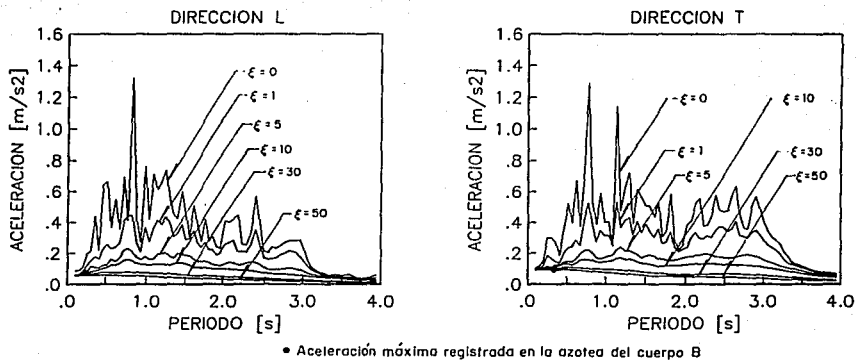


Fig. 40 Espectros de respuesta del sismo F registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

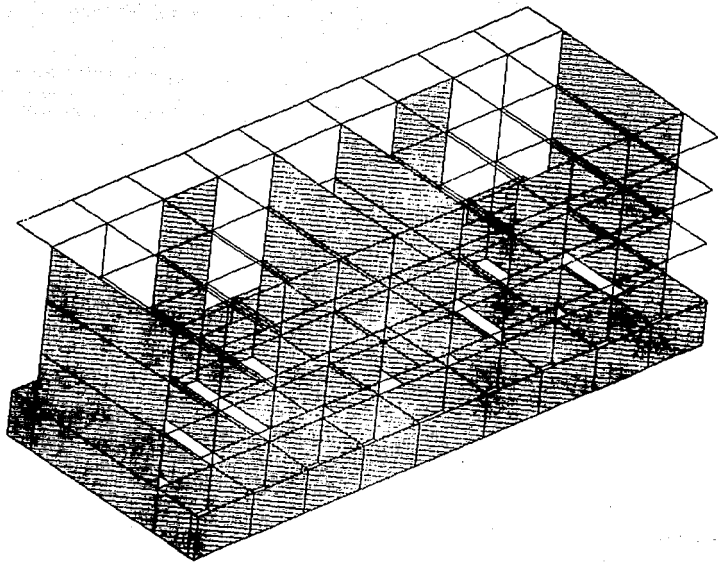
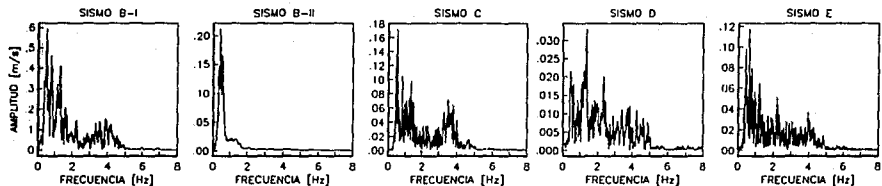


Fig. 41 Modelo matemático del cuerpo B del edificio.

### AZOTEA CUERPO A



### AZOTEA CUERPO B

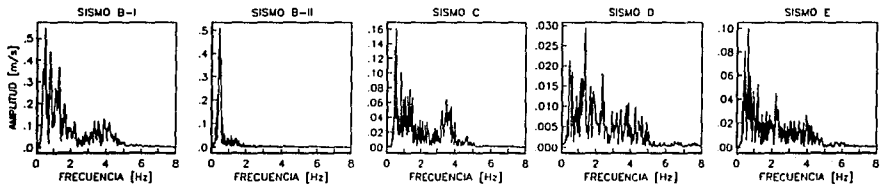


Fig. 33 Espectros de Fourier de los acelerogramas registrados en las azoteas de los cuerpos A y B, dirección L.

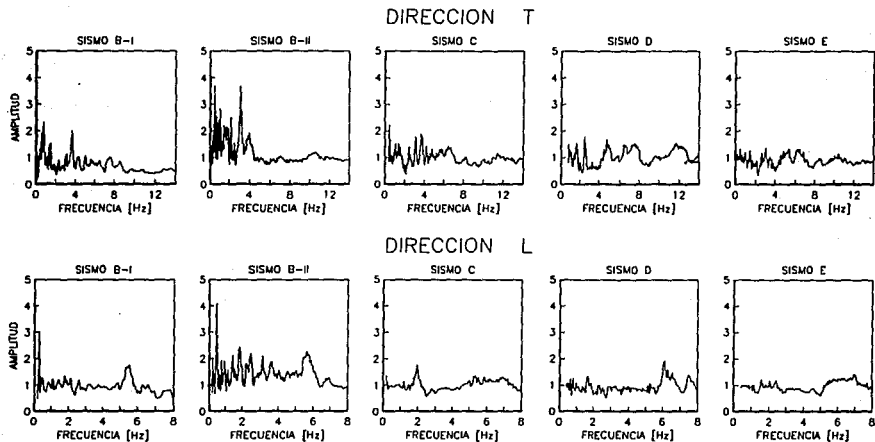


Fig. 34 Cocientes de los espectros de Fourier de los sismos registrados en la azotea de los cuerpos A y B.

## SISMO A (TERRENO)

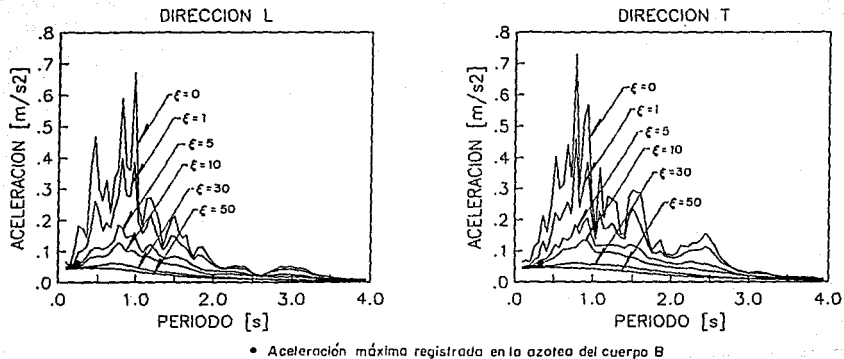


Fig. 35 Espectros de respuesta del sismo A registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.



## SISMO A (PLANTA BAJA)

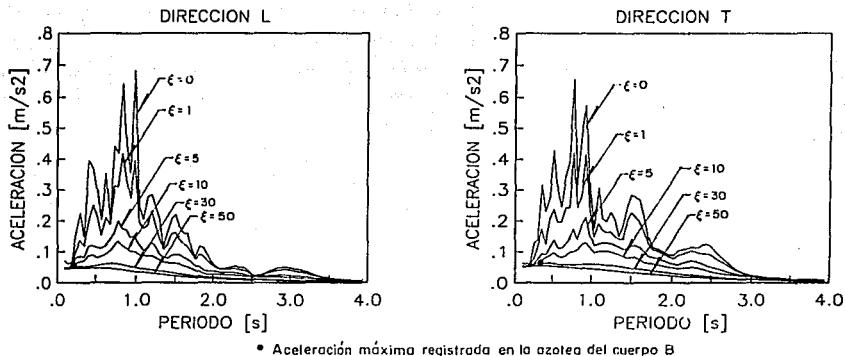


Fig. 36 Espectros de respuesta del sismo A registrado en planta baja, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO C (TERRENO)

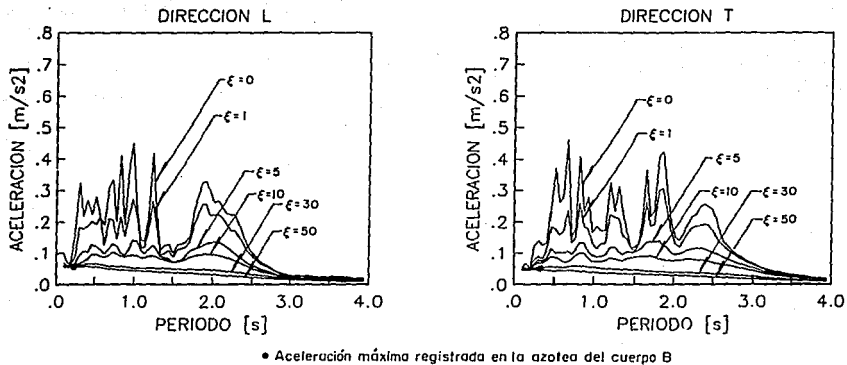


Fig. 37 Espectros de respuesta del sismo C registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO D (TERRENO)

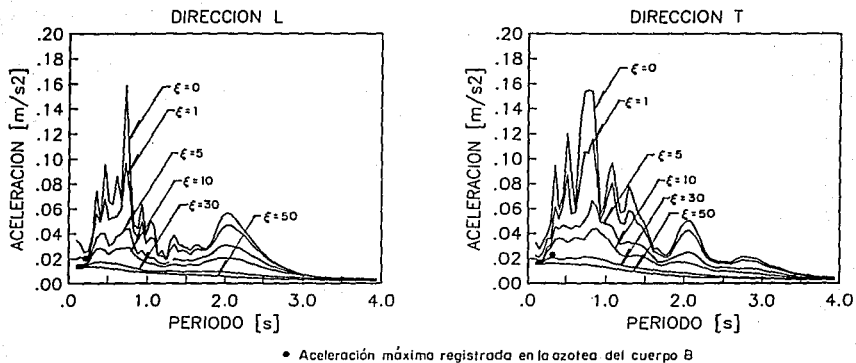


Fig. 38 Espectros de respuesta del sismo D registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO E (TERRENO)

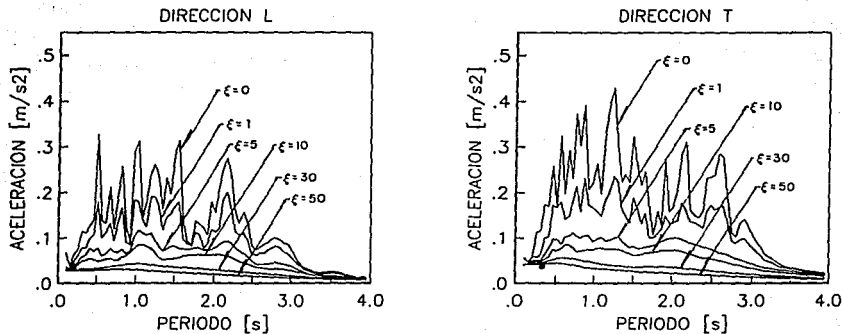


Fig. 39 Espectros de respuesta del sismo E registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

## SISMO F (TERRENO)

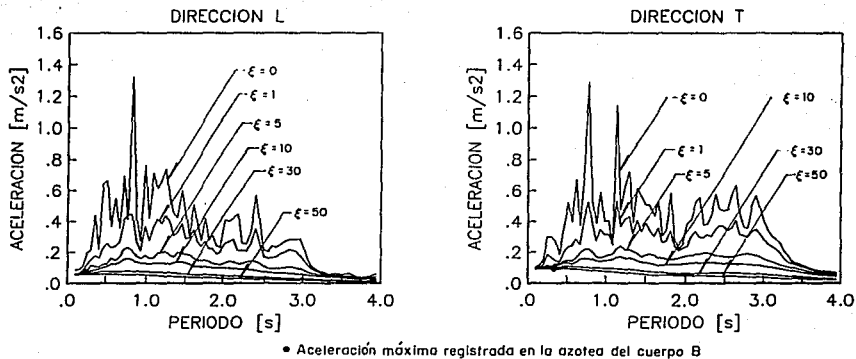


Fig. 40 Espectros de respuesta del sismo F registrado en el terreno, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

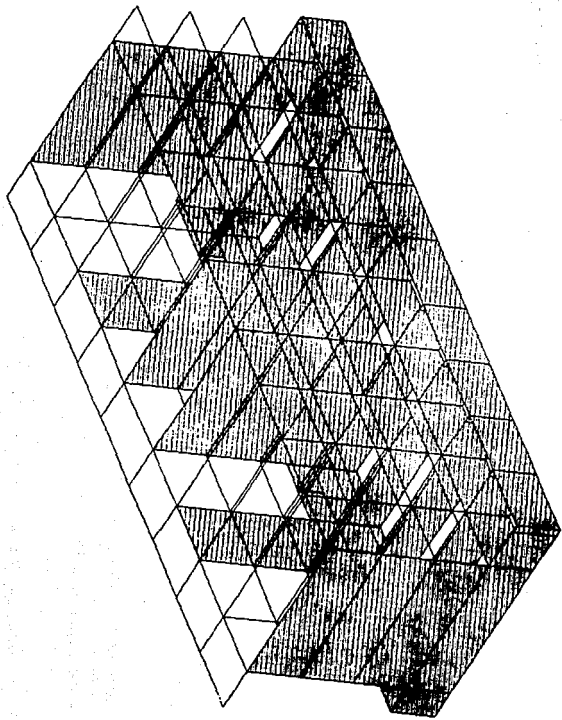


Fig. 41 Modelo matemático del cuerpo B del edificio.

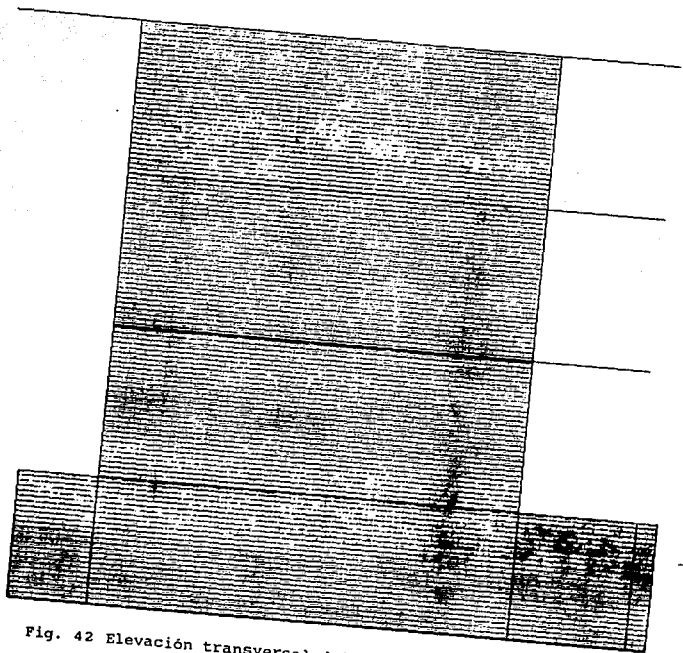


Fig. 42 Elevación transversal del modelo matemático del cuerpo B del edificio.

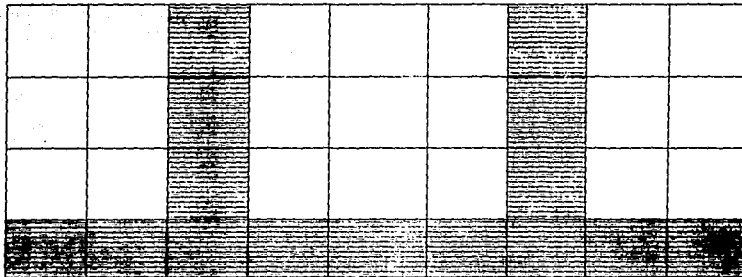


Fig. 43 Elevación longitudinal del modelo matemático del cuerpo B del edificio.



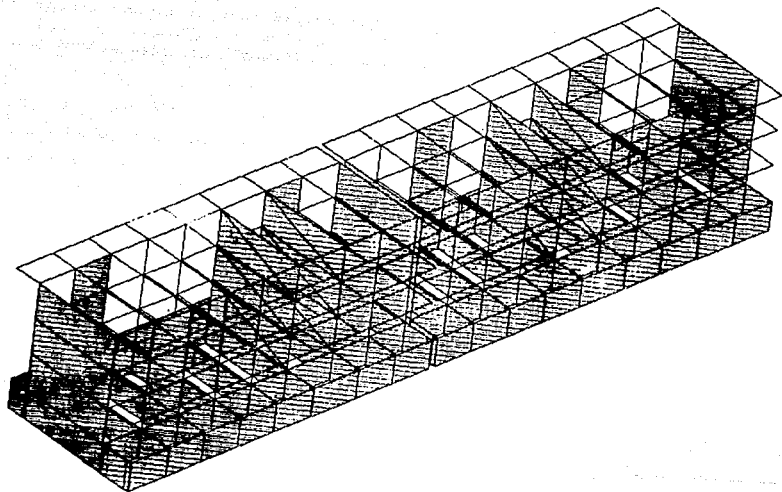


Fig. 44 Modelo matemático de los cuerpos A+B del edificio.

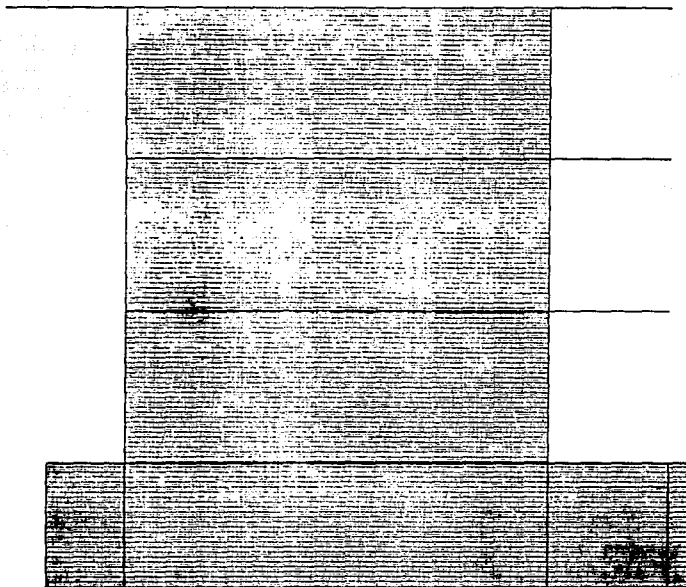


Fig. 45 Elevación transversal del modelo matemático de los cuerpos A+B del edificio.

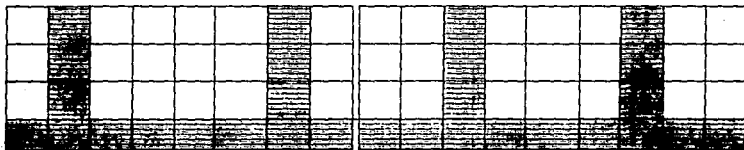
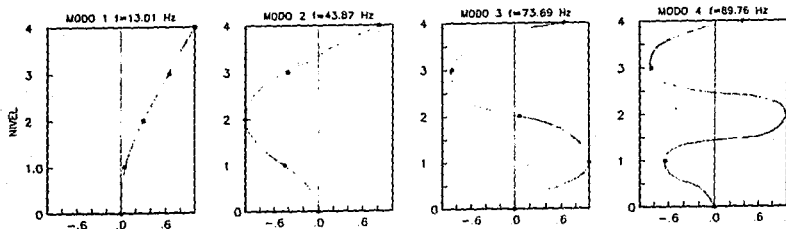


Fig. 46 Elevación longitudinal del modelo matemático de los cuerpos A+B del edificio.

SIN CONSIDERAR EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

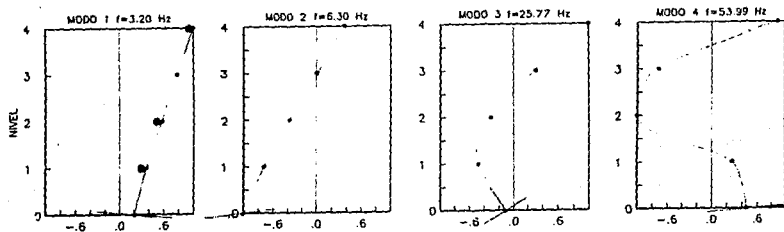
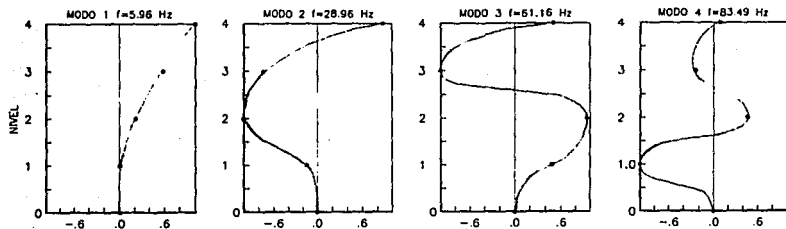


Fig. 47 Configuraciones modales de los modelos MBR y MBI, dirección T.

SIN CONSIDERAR EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

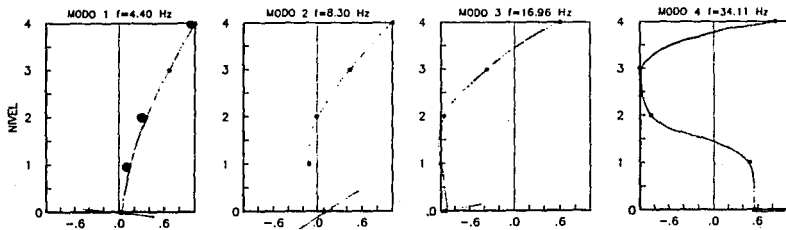
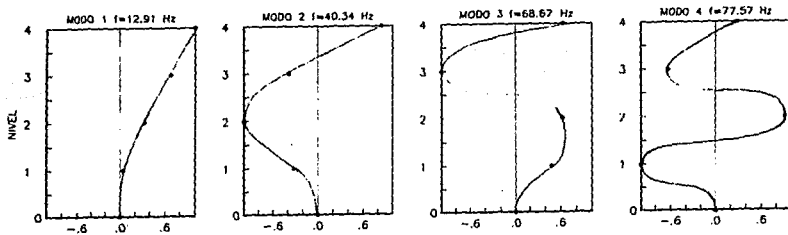


Fig. 48 Configuraciones modales de los modelos MBR y MBI, dirección L.

SIN CONSIDERAR EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

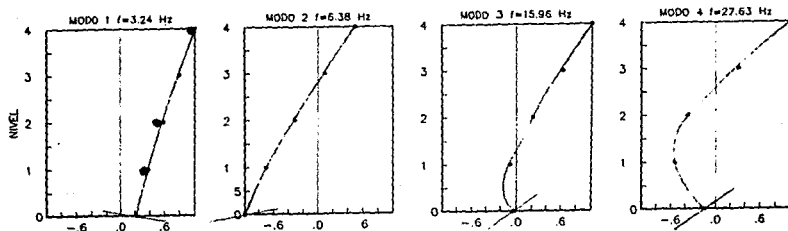
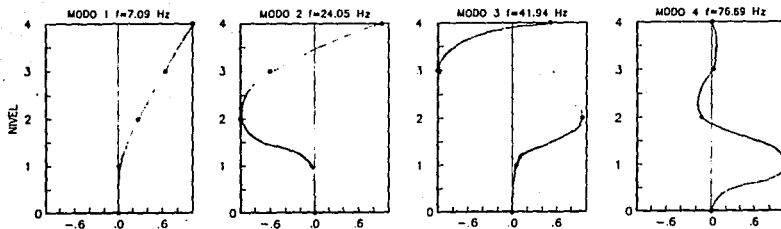


Fig. 49 Configuraciones modales de los modelos MABR y MABI, dirección T.

SIN CONSIDERAR EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

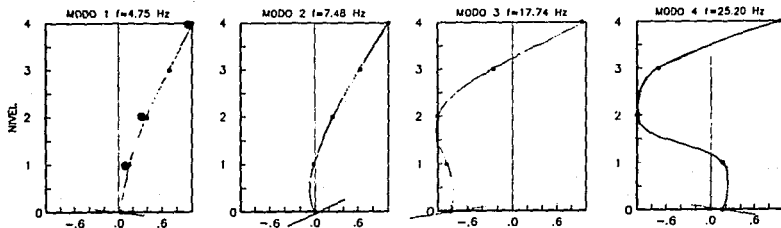
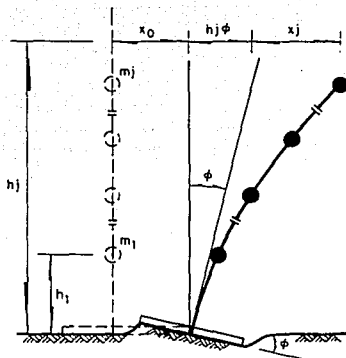


Fig. 50 Configuraciones modales de los modelos MABR y MABI, dirección L.



$m_i$  = masa del nivel  $i$

$h_i$  = altura del nivel  $i$  con respecto a la base

$x_0$  = desplazamiento horizontal de la base

$\phi$  = ángulo de giro de la base

Fig. 51 Idealización del sistema suelo-estructura.



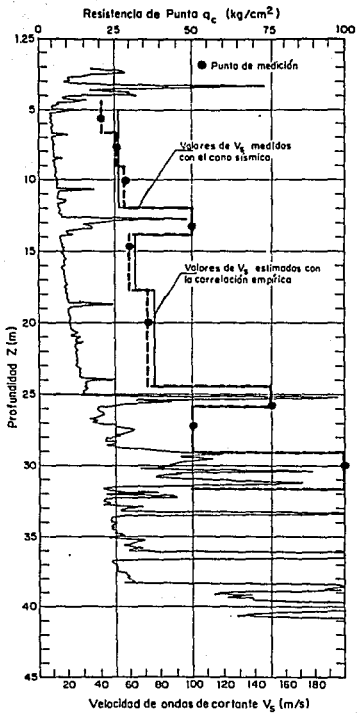


Fig. 52 Variación de las velocidades de las ondas de cortante con la profundidad.

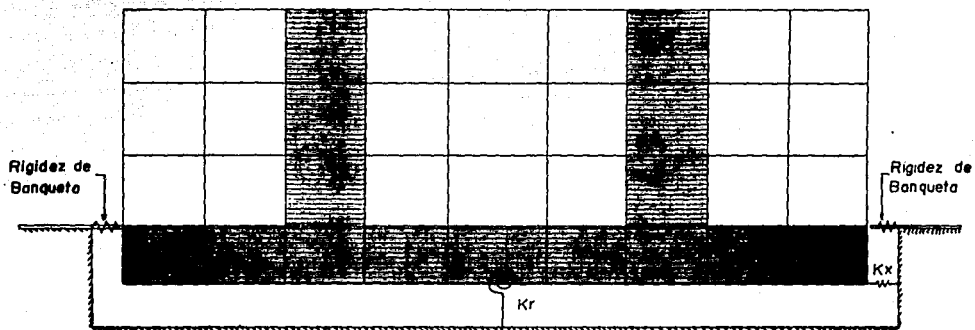


Fig. 53 Idealización de los efectos de rigidez propiciados por la banqueta.

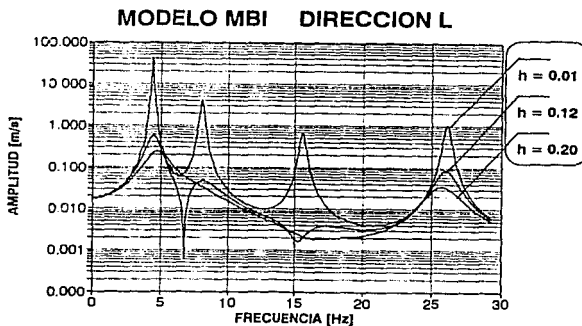
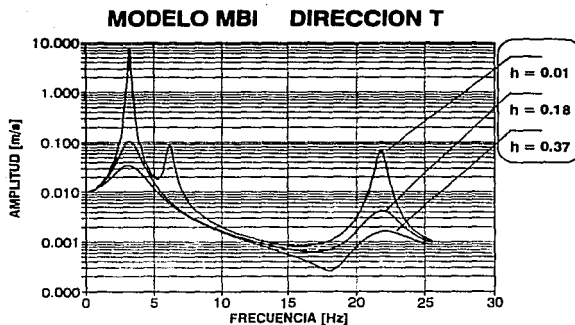


Fig. 54 Comparación de espectros de Fourier de la respuesta de la azotea con diferentes fracciones de amortiguamiento crítico equivalente, obtenidos de la simulación de las pruebas de tracción (modelo MBI).

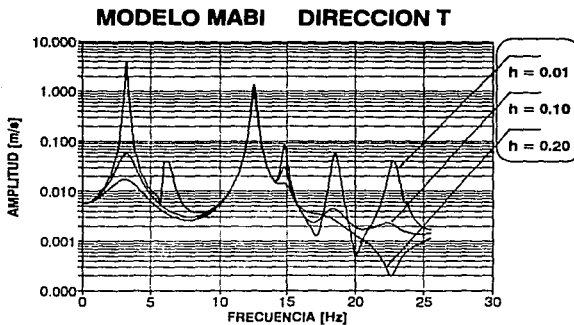


Fig. 55 Comparación de espectros de Fourier de la respuesta de la azotea con diferentes fracciones de amortiguamiento crítico equivalente, obtenidos de la simulación de las pruebas de tracción (modelo MABI).

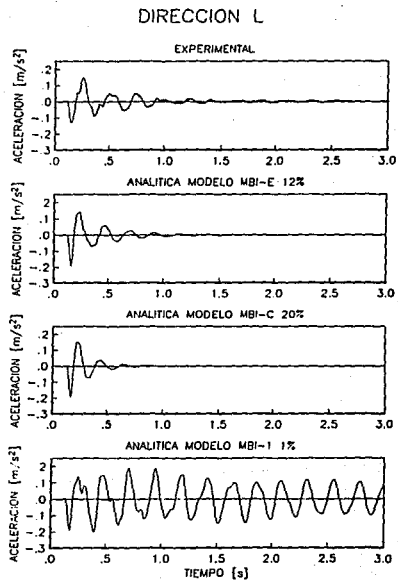
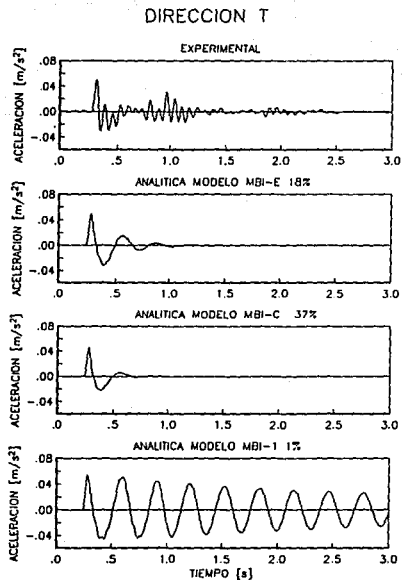


Fig. 56 Comparación de las respuestas estructurales en la azotea, calculadas con el modelo matemático del cuerpo B y las experimentales de las pruebas de tracción.

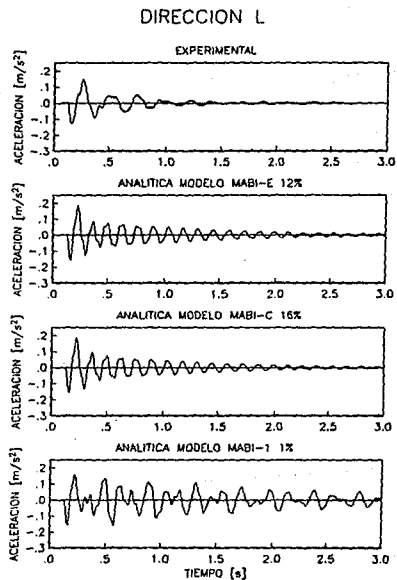
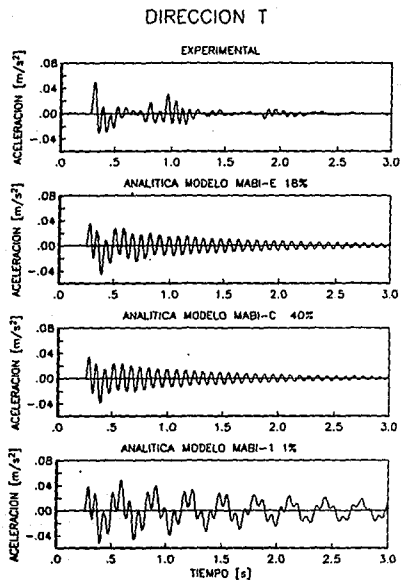


Fig. 57 Comparación de las respuestas estructurales en la azotea, calculadas con el modelo matemático de los cuerpos A+B y las experimentales de las pruebas de tracción.

# SISMO C DIRECCION T

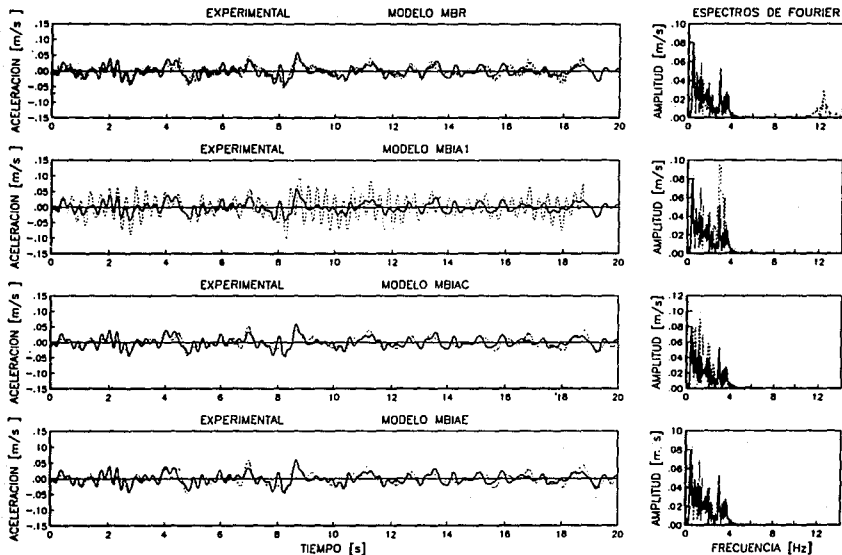


Fig. 58 Comparación de las respuestas del modelo con las alternativas MBR, MBIA1, MBIAC y MBIAE para el sismo C.

# SISMO C DIRECCION L

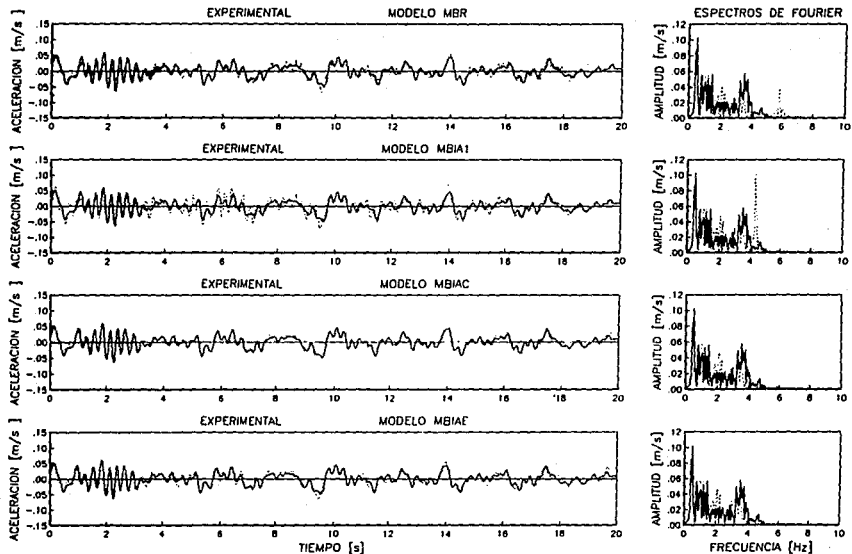


Fig. 59 Comparación de las respuestas del modelo con las alternativas MBR, MBIA1, MBIA2 y MBIAE para el sismo C.



# SISMO C DIRECCION T

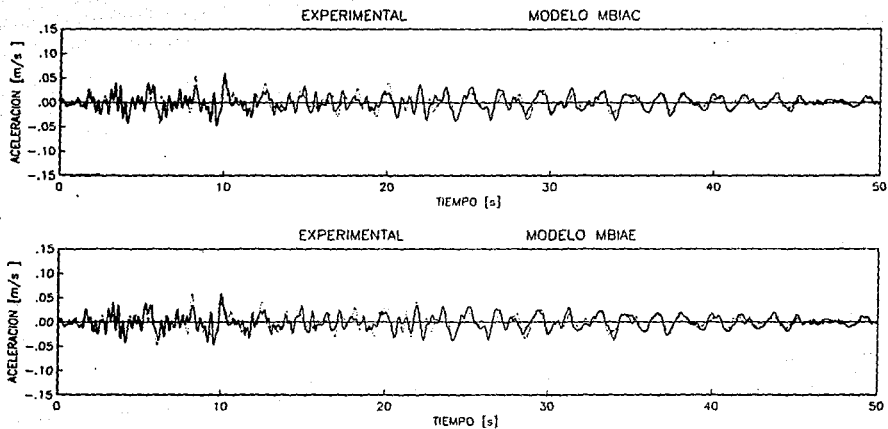


Fig. 60 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo C, dirección T.

SISMO C

DIRECCION T

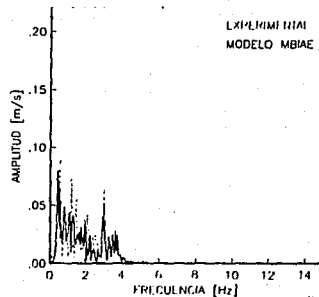
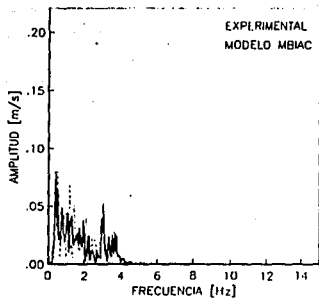


Fig. 61 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo C, dirección T.

# SISMO C DIRECCION L

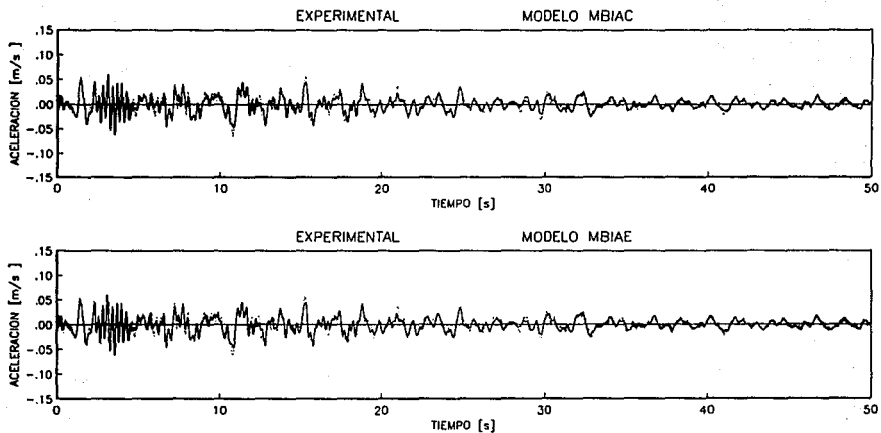


Fig. 62 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo C, dirección L.

SISMO C DIRECCION L

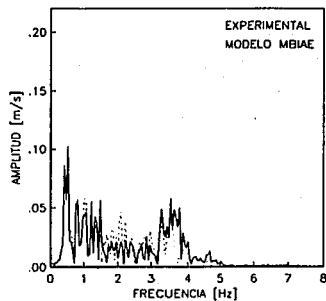
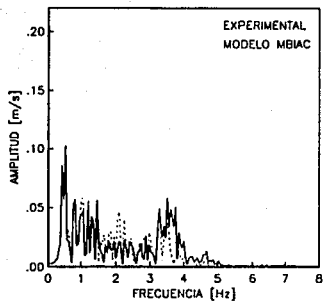


Fig. 63 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo C, dirección L.

SISMO F DIRECCION T

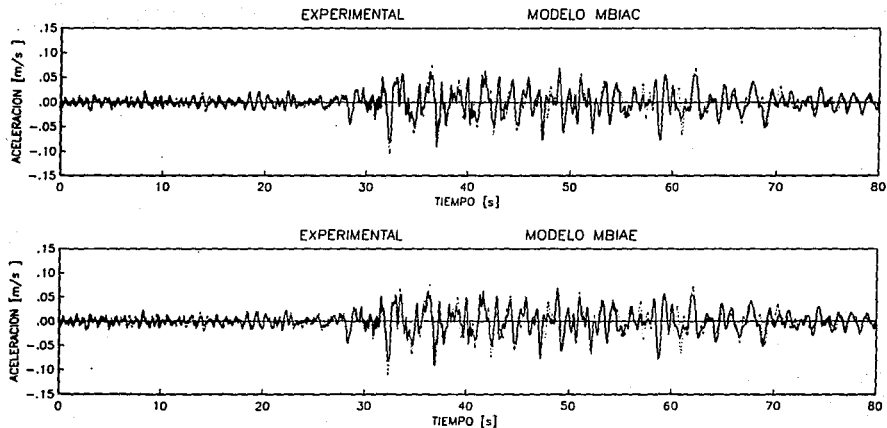


Fig. 64 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo F, dirección T.

SISMO F DIRECCION T

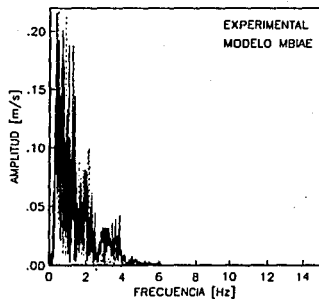
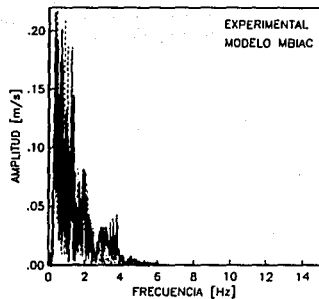


Fig. 65 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo F, dirección T.

# SISMO F DIRECCION L

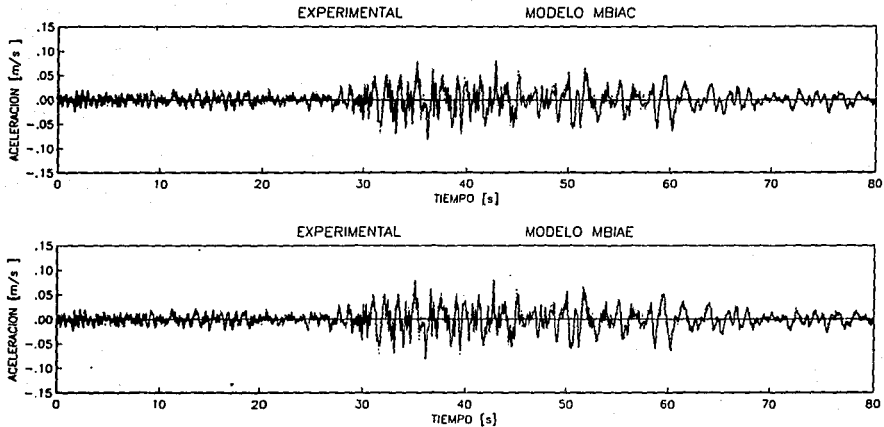


Fig. 66 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo F, dirección L.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

SISMO F DIRECCION L

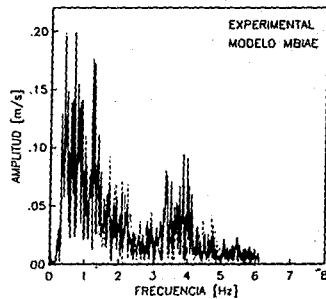
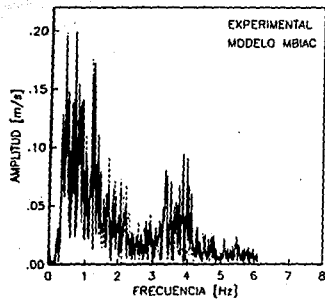


Fig. 67 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo F, dirección L.



# SISMO G DIRECCION T

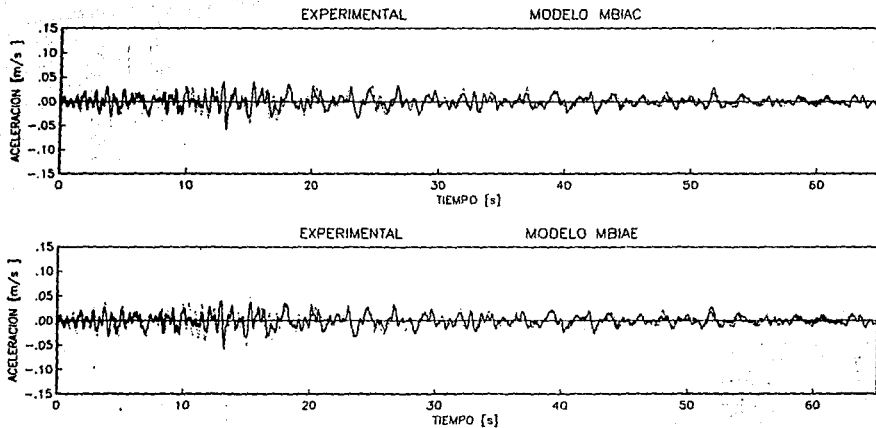


Fig. 68 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo G, dirección T.

SISMO G

DIRECCION T

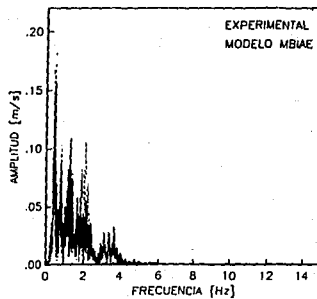
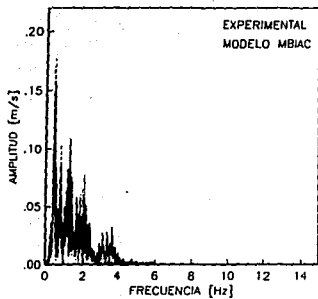


Fig. 69 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo G, dirección T.

# SISMO G DIRECCION L

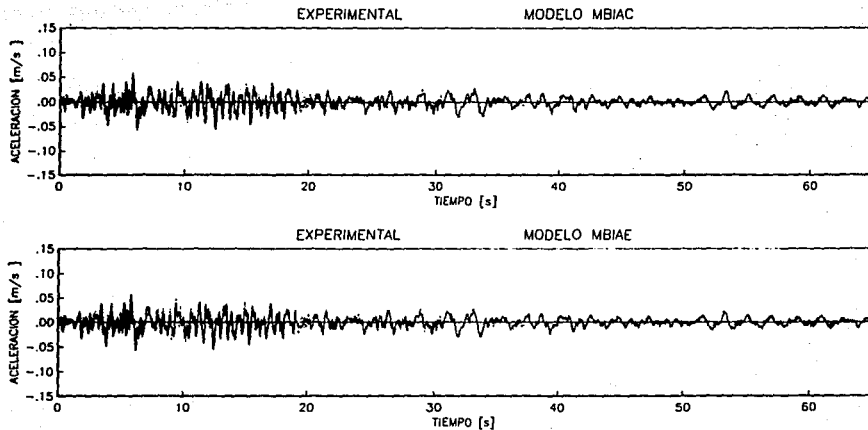


Fig. 70 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo G, dirección L.

SISMO G

DIRECCION L

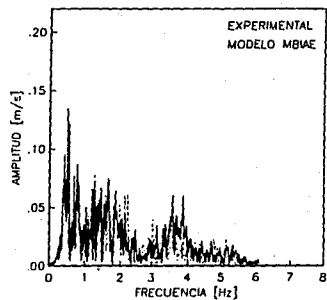
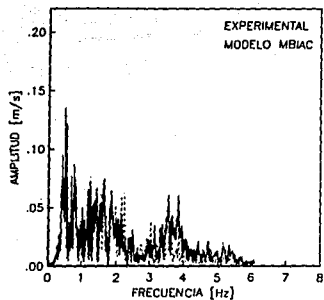


Fig. 71 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo G, dirección L.

# SISMO H DIRECCION T

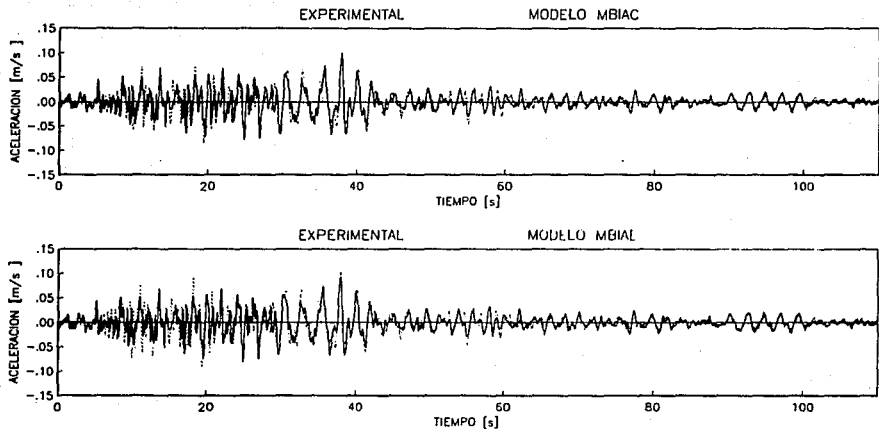


Fig. 72 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo H, dirección T.

## SISMO H DIRECCION T

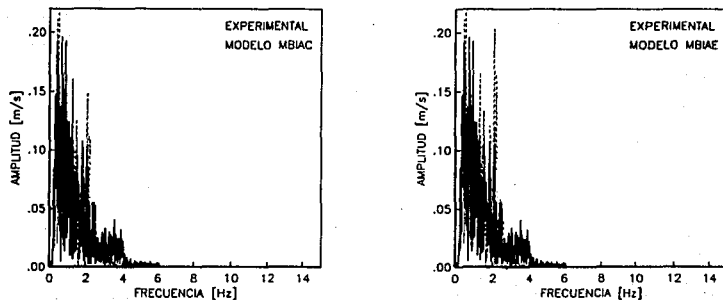


Fig. 73 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo H, dirección T.

# SISMO H DIRECCION L

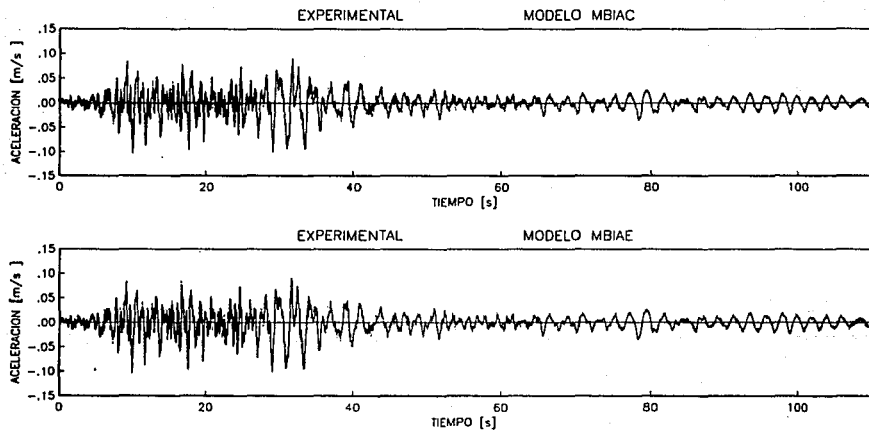


Fig. 74 Comparación de las respuestas experimental y analítica de la azotea para el sismo H, dirección L.

SISMO H DIRECCION L

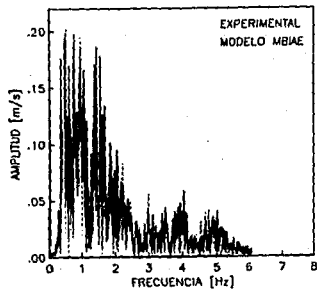
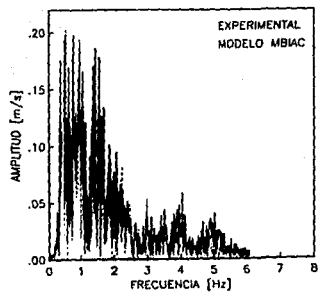


Fig. 75 Espectros de Fourier de las respuestas experimental y analítica para el sismo H, dirección L.