

01161  
2ej.  
3

RECIBIDA EN LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO EL 30 DE JUNIO DE 1989

**CINEMATICA DEL MOVIMIENTO DE EDIFICIOS  
DE LA CIUDAD DE MEXICO**

**RICARDO GONZALEZ ALCORTA**

**TESIS**

Presentada a la División de Estudios de  
Posgrado de la  
FACULTAD DE INGENIERIA  
de la  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
como requisito para obtener  
el grado de

**MAESTRO EN INGENIERIA  
( ESTRUCTURAS )**

CIUDAD UNIVERSITARIA, Junio 1989

**TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 esta 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.

## RESUMEN

En esta investigación se analiza la validez y utilidad de las mediciones de vibración ambiental y de registros sísmicos en algunos edificios localizados en la Ciudad de México. De estos edificios dos se ubican en terreno firme, uno en terreno de transición y siete en la zona de terreno blando.

Se lograron calibrar los modelos matemáticos de las estructuras seleccionadas con base en las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente, encontrándose que para la existencia de una alta correlación entre estas propiedades es necesario tomar en cuenta, en los edificios sobre terreno firme, parámetros estructurales como las zonas rígidas de las uniones viga-columna, los pretiles, los cubos de escaleras, los muros de mampostería y los módulos dinámicos de los materiales, así como los efectos de la flexibilidad del suelo en aquellos desplazados sobre terreno blando.

Finalmente, se establece un criterio para analizar la estabilidad por volteo de los edificios cimentados sobre pilotes de fricción, donde se relacionan los factores de seguridad contra éste fenómeno respecto a los daños presentados durante un sismo severo.

## INDICE

INTRODUCCION .....	1
<b>CAPITULOS</b>	
<b>1. EVALUACION MATEMATICA DE LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS EN EDIFICIOS</b>	
1.1 Generalidades.....	3
1.2 Formulaci3n de las ecuaciones de movimiento.....	3
1.3 Evaluaci3n de las matrices de propiedades estructurales.....	5
1.4 Determinaci3n de frecuencias y formas modales de vibraci3n.....	7
1.5 Influencia del sistema suelo-cimentaci3n en la respuesta din3mica de la estructura.....	8
1.6 Vibraci3n en formas modales normales y no normales.....	10
<b>2. METODOS EXPERIMENTALES DE OBTENCION DE CARACTERISTICAS DINAMICAS EN EDIFICIOS</b>	
2.1 Generalidades.....	12
2.2 Vibraci3n ambiental.....	13
2.3 Registros sismicos.....	15
2.4 Determinaci3n experimental del nivel de amortiguamiento....	16
<b>3. CORRELACION DE PROPIEDADES DINAMICAS EN ALGUNOS EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MEXICO</b>	
3.1 Generalidades.....	19
3.2 Estructuras cimentadas sobre terreno firme	
3.2.1 Edificio A .....	19
3.2.2 Edificio B .....	23
3.3 Estructuras cimentadas sobre terreno blando	
3.3.1 Edificio C .....	28
3.3.2 Edificio D .....	32
3.4 Conclusiones.....	35
<b>4. CONSIDERACIONES SOBRE INESTABILIDAD DEL MOVIMIENTO</b>	
4.1 Generalidades.....	37
4.2 Inestabilidad de estructuras cimentadas sobre terreno blando	
4.2.1 Modelo matem3tico.....	38

4.2.2 Factor de seguridad al volteo.....	40
4.3 Rigidez angular del sistema suelo-cimentación	
4.3.1 Metodología analítica.....	41
4.3.2 Metodología experimental.....	42
4.3.3 Metodología semi-analítica.....	43
4.4 Aplicación del estudio de inestabilidad a edificios de la ciudad de México	
4.4.1 Descripción de los edificios.....	44
4.4.2 Análisis de las características dinámicas de los edificios seleccionados.....	44
4.4.3 Estimación de la rigidez angular del sistema suelo-cimentación.....	45
4.4.4 Determinación del factor de seguridad al volteo.....	47
4.5 Conclusiones.....	47
<b>CONCLUSIONES FINALES.....</b>	<b>49</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>50</b>
<b>TABLAS Y FIGURAS.....</b>	<b>54</b>

## INTRODUCCION

Los sismos que sacudieron a la Ciudad de México en septiembre de 1985 mostraron la vulnerabilidad de muchas construcciones ante estos fenómenos, en especial de edificios de entre siete y dieciseis niveles, ubicados en la llamada zona del lago. Esto sugiere que los daños sufridos no sólo fueron causados por la gran magnitud del sismo, sino también por las características dinámicas de las estructuras.

Numerosos modelos matemáticos han sido desarrollados para idealizar a las estructuras de los edificios, gracias a los avances en la computación digital. Sin embargo, se han sostenido hipótesis en los mismos sin tener una evaluación experimental de apoyo, por lo que es necesario llevar a cabo estudios en edificios a fin de determinar sus características dinámicas y calibrar sus modelos matemáticos.

A raíz de los sismos mencionados se han desarrollado en México algunas metodologías para la determinación de características dinámicas en edificios reales, destacándose aquellas basadas en el análisis de la vibración ambiental. Entre éstas características figuran las frecuencias y modos de vibración, así como cantidad de energía disipada. El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha llevado a cabo mediciones de vibración ambiental en algunos edificios de la ciudad de México [1,2], con el fin de identificar sus propiedades dinámicas y elaborar un catálogo para estudiar su comportamiento ante sismos futuros, así como la modificación de las mismas si se presentase una reestructuración en los edificios.

La obtención experimental de las propiedades descritas resulta básica para la elección de los sistemas de refuerzo de los edificios. Estos sistemas se basan fundamentalmente en la rigidización de la estructura con muros de concreto ó diagonales de acero, los cuales modifican las características dinámicas y aumentan la resistencia ante fuerzas laterales.

Los desplazamientos detectados, tanto con la vibración ambiental como en las pruebas de vibración forzada, son muy pequeños comparados con aquellos provocados por los movimientos sísmicos, por lo que dichos métodos podrían proporcionar distintos resultados si la estructura incursiona en diferentes niveles de excitación. Dado las ventajas potenciales que presenta el método de vibración ambiental, resulta necesario efectuar correlaciones entre estos métodos experimentales con el fin de establecer la eficiencia de ambas técnicas, así como la correlación de sus resultados con los proporcionados por los modelos matemáticos que se utilicen.

Por otra parte, dado que la mayoría de las construcciones de la ciudad de México se encuentran construidas sobre terrenos arcillosos, es común el empleo de cimentaciones piloteadas, utilizándose generalmente pilotes de fricción. El comprender el comportamiento de este tipo de sistemas estructurales es de suma importancia, ya que la cimentación puede fallar durante un sismo ó, aún cuando ésta no fallara, afectar la respuesta de la estructura al modificar sus características dinámicas, causando desplazamientos traslacionales y rotacionales de consideración. Es deseable el establecimiento de un criterio cuantitativo para la evaluación de éste fenómeno de inestabilidad.

Los objetivos de este trabajo de tesis son :

- a) Efectuar un estudio comparativo entre las características dinámicas elásticas de edificios obtenidas con métodos experimentales y aquellas obtenidas de manera analítica, analizando la participación de los diferentes parámetros estructurales en las características del modelo matemático utilizado
- b) Estudiar la influencia de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas en algunos edificios con diferentes sistemas de estructuración, con el fin de establecer una metodología de análisis práctica y confiable para la evaluación en sus efectos.
- c) Establecer un criterio para analizar la estabilidad por volteo de edificios cimentados sobre pilotes de fricción, tomando en cuenta los parámetros dominantes en los efectos de la interacción suelo-estructura.

**Capítulo 1**  
**EVALUACION MATEMATICA DE CARACTERISTICAS**  
**DINAMICAS DE EDIFICIOS**

**1.1 Generalidades**

El valor de los resultados de un análisis dinámico depende de las hipótesis que se establezcan en los modelos matemáticos de la estructura, así como de la adecuada selección de las condiciones de carga. En general, el establecimiento de los modelos y la interpretación de sus resultados forman la fase más crítica de un análisis estructural. En éste capítulo se plantean las bases para la evaluación matemática de las características dinámicas de edificios, así como las principales hipótesis utilizadas en dicho planteamiento.

**1.2 Formulación de las ecuaciones de movimiento**

La formulación de un modelo matemático de una estructura requiere la idealización de la misma en un modelo mecánico. En sistemas de múltiples grados de libertad, como el que se muestra en la figura 1, la ecuación del movimiento del mismo se puede formular al expresar el equilibrio de las fuerzas relacionadas a cada grado de libertad considerado. Debe aclararse que toda estructura tiene un número infinito de grados de libertad cuando se sujeta a cargas dinámicas, por lo que uno de los principales objetivos al seleccionar un modelo matemático es el de reducir el sistema a un número limitado de los mismos, el cual debe tomar en cuenta el comportamiento físico del sistema. En este tipo de sistemas es común asumir que el movimiento queda definido por los desplazamientos en cada nivel  $x_1, x_2, \dots, x_n$ .

En general, existen cuatro tipos de fuerzas asociadas a cada grado de libertad: las cargas aplicadas externamente  $p_i(t)$ , las fuerzas de inercia  $f_{i,1}$ , las fuerzas resultantes del amortiguamiento  $f_{i,A}$  y las fuerzas elásticas  $f_{i,2}$ . Para cada grado de libertad el equilibrio dinámico se expresa como:

$$\begin{aligned} f_{i,1} + f_{i,A} + f_{i,2} &= p_i(t) \\ f_{i,1} + f_{i,A} + f_{i,2} &= p_i(t) \\ &\vdots \\ f_{i,1} + f_{i,A} + f_{i,2} &= p_i(t) \end{aligned}$$

ó en forma matricial:

$$F_I + F_A + F_E = P(t) \quad (1.1)$$

Las fuerzas elásticas dependen de los desplazamientos, por lo que pueden ser expresadas como :

$$\begin{aligned} f_{E1} &= k_{1,1} x_1 + k_{1,2} x_2 + \dots + k_{1,n} x_n \\ f_{E2} &= k_{2,1} x_1 + k_{2,2} x_2 + \dots + k_{2,n} x_n \\ &\vdots \\ f_{En} &= k_{n,1} x_1 + k_{n,2} x_2 + \dots + k_{n,n} x_n \end{aligned}$$

ó en forma matricial:

$$F_E = [K] \{x\} \quad (1.2)$$

donde  $k_{i,j}$  son los coeficientes de influencia de rigidez y K la matriz de rigidez del sistema.

Las fuerzas relacionadas con el amortiguamiento se asumen asociadas con la velocidad, es decir, de tipo viscoso. Por analogía, las fuerzas relacionadas con el amortiguamiento quedan definidas como :

$$\begin{aligned} f_{A1} &= c_{1,1} \dot{x}_1 + c_{1,2} \dot{x}_2 + \dots + c_{1,n} \dot{x}_n \\ f_{A2} &= c_{2,1} \dot{x}_1 + c_{2,2} \dot{x}_2 + \dots + c_{2,n} \dot{x}_n \\ &\vdots \\ f_{An} &= c_{n,1} \dot{x}_1 + c_{n,2} \dot{x}_2 + \dots + c_{n,n} \dot{x}_n \end{aligned}$$

ó en forma matricial:

$$F_A = [C] \{\dot{x}\} \quad (1.3)$$

donde  $c_{i,j}$  son los coeficientes de influencia de amortiguamiento y C la matriz de amortiguamiento del sistema.

Las fuerzas de inercia están relacionadas con las aceleraciones de las masas en cada grado de libertad, por lo que se expresan como:

$$\begin{aligned}
 f_{1,1} &= m_{1,1} \ddot{x}_1 + m_{1,2} \ddot{x}_2 + \dots + m_{1,n} \ddot{x}_n \\
 f_{1,2} &= m_{2,1} \ddot{x}_1 + m_{2,2} \ddot{x}_2 + \dots + m_{2,n} \ddot{x}_n \\
 &\vdots \\
 f_{1,n} &= m_{n,1} \ddot{x}_1 + m_{n,2} \ddot{x}_2 + \dots + m_{n,n} \ddot{x}_n
 \end{aligned}$$

ó en forma matricial:

$$F_1 = [M] \{\ddot{x}\} \quad (1.4)$$

donde  $m_{i,j}$  son los coeficientes de influencia de masa y M la matriz de masa del sistema.

Sustituyendo las ecuaciones (1.2) a (1.4) en la ecuación (1.1) se encuentra que

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = \{P(t)\} \quad (1.5)$$

que se define como la ecuación de movimiento del sistema estructural. El planteamiento de ésta ecuación se puede llevar a cabo para sistemas que abarquen desde un grado de libertad hasta modelos tridimensionales de múltiples grados de libertad, dependiendo de la exactitud requerida.

### 1.3 Evaluación de las matrices de propiedades estructurales

Una etapa importante en el análisis de la respuesta dinámica de este tipo de sistemas es la evaluación de las matrices de propiedades estructurales de los mismos. A continuación se presenta el planteamiento clásico para la evaluación de estas matrices.

**Matriz de masas.** El procedimiento más simple para definir las propiedades de masa de un sistema es suponer que las masas se encuentran concentradas en los puntos donde se definen los grados de libertad considerados. Para sistemas en los cuales únicamente se consideran como grados de libertad los desplazamientos traslacionales, la matriz de masas es diagonal, donde los puntos fuera de la diagonal principal son nulos ya que una aceleración de cualquier masa produce una fuerza de inercia asociada

solamente a ésta.

En sistemas donde se incluyen además grados de libertad rotacionales y traslacionales la matriz de masas no es diagonal, debido a la existencia de acoplamiento inercial.

Matriz de rigidez. La evaluación de la matriz de rigidez de éste tipo de sistemas es un problema clásico de análisis estructural estático. Esta puede llevarse a cabo con los procedimientos tradicionales de análisis matricial, generalmente auxiliados con un microordenador digital. Una vez establecida la matriz general del sistema, ésta es condensada a los grados de libertad elegidos, eliminando aquellos no deseados con algún método matemático, como se hace en la condensación estática.

En el análisis de marcos rígidos es importante definir si se toma en cuenta ó no la flexibilidad de las trabes en el modelo matemático. La principal diferencia de ambas alternativas es que en el caso de considerar rigidez infinita en trabes la matriz de desplazamientos laterales resulta en banda, es decir, se tiene influencia solamente en el piso inmediato superior e inferior de un nivel determinado. Si se considera que las trabes tienen rigidez finita, la matriz de desplazamientos laterales es una matriz llena, ya que existe influencia en todos los niveles al desplazarse uno de ellos un valor determinado.

Una hipótesis que puede simplificar el planteamiento matemático de una estructura es el de considerar el sistema de piso como un diafragma infinitamente rígido en su plano. Esta hipótesis ha sido utilizada ampliamente en la elaboración de programas de computadora, donde se sostiene la misma gracias a que tanto analítica como experimentalmente se ha comprobado que es válida en sistemas de pisos formados por losas de concreto que guarden ciertas relaciones de aspecto en su geometría [3].

Matriz de amortiguamiento. En este tipo de sistemas estructurales es común suponer que la matriz de amortiguamiento es del tipo proporcional [4], de la forma propuesta por Rayleigh :

$$[ C ] = \alpha_0 [ M ] + \alpha_1 [ K ] \quad (1.6)$$

donde  $\alpha_0$  y  $\alpha_1$  son coeficientes arbitrarios de proporcionalidad. Esta suposición se establece para satisfacer condiciones de ortogonalidad de las

matrices que definen la ecuación de movimiento. En general, la matriz de amortiguamiento puede ser definida como:

$$[C] = [M] \Sigma \alpha_i [M^{-1} K]^p \quad (1.7)$$

El número de términos considerados en esta serie, conocida como "serie de Caughey" [5], depende del número de modos en los cuales el amortiguamiento quiera ser controlado. La evaluación de las constantes  $\alpha_i$  se lleva a cabo al resolver sistemas de ecuaciones de grado  $m$ , donde  $m$  es el número de amortiguamientos controlados. Se puede demostrar que:

$$\begin{aligned} \xi_0 &= \frac{1}{2} (\alpha_0/\omega_0 + \alpha_1\omega_0 + \alpha_2\omega_0^3 + \dots + \alpha_{n-1}\omega_0^{2n-3}) \\ \xi_1 &= \frac{1}{2} (\alpha_0/\omega_1 + \alpha_1\omega_1 + \alpha_2\omega_1^3 + \dots + \alpha_{n-1}\omega_1^{2n-3}) \\ &\vdots \\ \xi_n &= \frac{1}{2} (\alpha_0/\omega_n + \alpha_1\omega_n + \alpha_2\omega_n^3 + \dots + \alpha_{n-1}\omega_n^{2n-3}) \end{aligned}$$

donde  $\xi_i$  y  $\omega_i$  son los amortiguamientos y frecuencias asociadas al modo  $i$ .

#### 1.4 Determinación de frecuencias y formas modales de vibración

El procedimiento comúnmente usado para la determinación de las características dinámicas de edificios se basa en suponer que el sistema presenta un nivel de amortiguamiento muy bajo y que carece de cargas externas (vibración libre), por lo que la ecuación de movimiento queda definida como:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K] \{x\} = 0 \quad (1.8)$$

Si asumimos que el movimiento es armónico, el vector desplazamiento se

$$x = A \text{ sen } \omega t$$

tomando la segunda derivada de este vector se encuentra el vector de aceleraciones:

$$\ddot{x} = -\omega^2 A \text{ sen } \omega t = -\omega^2 x$$

por lo que la ecuación (1.8) puede ser escrita como:

$$[ K - \omega^2 M ] x = 0 \quad (1.9)$$

La ecuación (1.9) es un problema típico de valores y vectores característicos, que puede ser resuelta con una variedad de procedimientos matemáticos, generalmente auxiliados de un microordenador digital. La solución completa de esta ecuación nos proporciona los  $n$  valores de las frecuencias del sistema ( $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ ), así como los  $n$  vectores asociados a las formas modales del mismo ( $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ ). Estos vectores característicos cuentan con propiedades matemáticas muy útiles para el análisis dinámico estructural. Estas propiedades son conocidas como relaciones de ortogonalidad. Se puede demostrar que estas condiciones cumplen con lo siguiente :

$$\varphi_n^T M \varphi_n = 0 \quad m = n \quad (1.10)$$

$$\varphi_n^T K \varphi_n = 0 \quad m = n \quad (1.11)$$

Estas propiedades pueden desacoplar el sistema de  $n$  grados de libertad en  $n$  ecuaciones independientes. Cuando la matriz de amortiguamiento es proporcional, esta misma transformación es válida, es decir :

$$\varphi_n^T C \varphi_n = 0 \quad m = n \quad (1.12)$$

Este desacoplamiento permite resolver separadamente las respuestas en cada modo de vibrar y superponer éstas para la obtención de la respuesta del sistema. A éste método se le denomina superposición modal y se describe ampliamente en la referencia 4.

### 1.5 Influencia del sistema suelo-cimentación en la respuesta dinámica de la estructura

En el planteamiento descrito anteriormente se asume que la estructura posee un soporte rígido, el cual le impide tener movimientos traslacionales y rotacionales a la base. Sin embargo, la estructura y el suelo que la soporta forman un sistema combinado cuya respuesta puede diferir radicalmente de aquel que considera rígida su base. A este fenómeno se le

denomina "interacción suelo-estructura" (ISE).

Entre los métodos usados para la modelación de éste fenómeno se distinguen el método del elemento finito y el de semi-espacio. Cada método tiene sus ventajas y limitaciones, y en ocasiones sus evaluaciones de la respuesta estructural difieren significativamente para una excitación determinada [6].

El método del elemento finito modela el sistema suelo-estructura como se indica esquemáticamente en la figura 2. El punto de control se especifica en algún punto del campo libre (punto A). Como primer paso es necesario determinar el movimiento que tendría que desarrollarse en la formación rocosa (punto B) para producir el movimiento especificado en el punto de control. Esto se puede lograr efectuando un análisis de la propagación de las ondas sísmicas mediante un programa de computadora, como podría ser el SHAKE [7], que proporciona una solución viscoelástica del problema.

El mismo movimiento desarrollado en la formación rocosa es usado para el análisis bidimensional del sistema suelo-estructura (punto C), seleccionando los puntos de interés para la evaluación de la respuesta, ya sea en la base de la cimentación (punto D), en la base de la estructura (punto E) ó la azotea del edificio (punto F). Este método permite considerar los amortiguamientos tanto del material como los proporcionados por la radiación de las ondas que se alejan de la cimentación.

El método del semi-espacio modela al sistema suponiendo que la estructura se apoya en un semi-espacio infinito (fig 3a). La simplificación más usada consiste en representar al semi-espacio con una serie de parámetros equivalentes de rigidez, masa y amortiguamiento concentrados en la base de la cimentación (fig 3b). La evaluación de las constantes de estos parámetros ha sido analizada en diversas investigaciones [7], basándose la mayoría de ellas en la evaluación de la respuesta de la estructura apoyada en el semi-espacio y determinando las constantes con las que se reproduciría la misma si los parámetros se colocaran en la base de la estructura. Expresiones típicas para la evaluación de las constantes de rigidez se pueden encontrar, por ejemplo, en el nuevo reglamento del Distrito Federal [8], las cuales se transcriben en la tabla 1.

Una vez determinados los parámetros equivalentes, el análisis dinámico es llevado a cabo especificándose el movimiento a que estará sujeto el sistema estructural. Para facilitar el cálculo se acostumbra asumir que el movimiento es el mismo en todos los puntos de la base de la cimentación. En éste método se presentan dificultades para representar con precisión los

efectos tanto del amortiguamiento del material como el proporcionado por radiación, ya que es probable que la cantidad total del amortiguamiento viscoso equivalente de la cimentación exceda considerablemente el de la superestructura. Generalmente es necesario establecer un término medio entre los valores de la estructura y los del suelo.

Otra representación un poco más complicada del método del semi-espacio es la de representar las constantes de rigidez y amortiguamiento como funciones de impedancia [10], que presenta la ventaja de tomar en cuenta la dependencia de los valores de las constantes respecto a la frecuencia de excitación, además de proporcionar un medio muy útil para tomar en cuenta el efecto del amortiguamiento por radiación.

En resumen, las modificaciones más importantes que sufren las propiedades dinámicas de una estructura al ser considerados los efectos de la interacción suelo-estructura son el aumento en la flexibilidad del sistema y el aumento del amortiguamiento del mismo.

### 1.8 Vibración en modos normales y no normales

En la determinación de la respuesta de la mayoría de los sistemas estructurales es común suponer que la estructura posee un amortiguamiento de tipo proporcional que, como se discutió en párrafos anteriores, permite una solución mucho más simple al problema. Sin embargo, en aquellos sistemas donde el efecto de interacción suelo-estructura está presente, las formas modales son no normales, lo cual hace que no sean aplicables los análisis basados en la ortogonalidad modal.

La condición necesaria y suficiente para la existencia de modos normales es que las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento sean diagonalizadas por la misma transformación [11]. Entonces el sistema de  $n$  ecuaciones

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\}$$

se transforma a

$$n_i (q_i + 2 \xi_i \omega_i q_i + \omega_i^2 q_i) = 0$$

donde

$$\begin{aligned} [\phi]^T [M] [\phi] &= [m] \\ [\phi]^T [K] [\phi] &= [m] [\omega]^2 \end{aligned}$$

$$[\phi]^T [C] [\phi] = 2 [\alpha] [\xi] [\omega]$$

$$\{q\} = [\phi] \{x\}$$

Las matrices diagonales  $\alpha$ ,  $\xi$  y  $\omega$  representan las propiedades generalizadas de masa, frecuencia y amortiguamiento del sistema, mientras que la matriz de formas modales  $[\phi]$  es aquella que diagonaliza al mismo. En aquellos casos donde esta transformación no se cumple, se dice que el sistema presenta modos no normales de vibración.

En sistemas donde el efecto de interacción suelo-estructura esta presente no es razonable asumir que la matriz de amortiguamiento satisface las condiciones de ortogonalidad modal, ya que los coeficientes de amortiguamiento asociados a los grados de libertad de la cimentación son relativamente mayores que aquellos asociados a la estructura. Este hecho es especialmente importante cuando se utiliza el método del semi-espacio, dado que el amortiguador viscoso requerido para simular la pérdida de energía por radiación tiene un coeficiente de magnitud importante. En tales sistemas, la matriz de amortiguamiento generalizada  $[\xi]$  no es diagonal, teniendo términos fuera de la diagonal principal causando acoplamiento entre las coordenadas modales, por lo que el método de superposición modal no es aplicable.

**Capítulo 2**  
**MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA LA OBTENCIÓN**  
**DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS EN EDIFICIOS**

**2.1 Generalidades**

El diseño de estructuras civiles, tales como edificios, puentes y presas requiere del uso de modelos matemáticos para predecir el comportamiento que estas puedan experimentar durante su vida útil. La importancia de una verificación experimental de estos modelos ha sido reconocida ampliamente, por lo que se han desarrollado metodologías para verificar las leyes físicas e identificar los parámetros de estos modelos que describen el comportamiento estático y dinámico de los elementos en estructuras reales.

Existen dos categorías de pruebas dinámicas en estructuras reales : la primera es aquella que considera comportamiento lineal de la estructura, al implicar desplazamientos pequeños en la misma y cuya finalidad es determinar los principales parámetros dinámicos, como lo son periodos de vibración, configuraciones modales y amortiguamientos asociados a cada modo; la segunda categoría de pruebas se asocia al comportamiento no lineal de las estructuras, cuya finalidad es investigar condiciones de fluencia y disipación de energía.

Las principales pruebas dinámicas que se realizan en estructuras a escala natural son :

- a) Pruebas de vibración libre
  - 1. Desplazamiento inicial
  - 2. Velocidad inicial
- b) Pruebas de vibración forzada
  - 1. Resonancia estacionaria
    - 1.1 Osciladores mecánicos
    - 1.2 Excitación inducida por seres humanos
  - 2. Excitación de frecuencia variable
    - 2.1 Barrido de frecuencias
    - 2.2 Aleatoria
    - 2.3 Secuencias de pulsos
  - 3. Excitaciones transitorias
    - 3.1 Sismos naturales
    - 3.2 Explosiones
    - 3.3 Microtemblores

### 3.4 Vibración ambiental

#### c) Pruebas en mesa vibradora:

Se describen brevemente los dos tipos de pruebas experimentales a las que se hace referencia en este trabajo: vibración ambiental y registros sísmicos.

## 2.2 Vibración ambiental

Este método experimental consiste en medir las vibraciones en la estructura producidas por sollicitaciones de carácter ambiental, como lo son el tránsito de vehículos y el viento, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos. Esta técnica de análisis se basa en la hipótesis de que las fuerzas excitadoras son un proceso ergódico que excita a la estructura en todos sus modos de vibración.

El equipo de medición queda formado esencialmente por :

- a) Acelerómetros de alta sensibilidad
- b) Sistema de cables para transmitir la señal
- c) Acondicionadores de señal
- d) Filtros para evitar frecuencias nocivas
- e) Analizador de espectros de Fourier

El uso del analizador de espectros obedece al hecho de que el análisis de las señales en el dominio de la frecuencia proporciona información muy valiosa para la identificación de las características dinámicas de una estructura. El analizador de espectros puede cubrir un amplio intervalo de frecuencias, aunque para edificios de entre 8 y 20 niveles es común efectuar el análisis empleando ventanas de observación de 0 a 10 Hz.

Entre la información que proporciona este equipo destaca:

- a) Espectros de potencia
- b) Funciones de transferencia en amplitud y fase
- c) Funciones de coherencia

Con la correcta interpretación de esta información es posible determinar las características dinámicas de un sistema estructural, fundamentalmente las frecuencias naturales de vibración, las configuraciones modales y los niveles de disipación de energía.

El procedimiento experimental que se utiliza en este método consiste en analizar dos señales simultáneamente, en donde uno de los acelerómetros es colocado como referencia mientras el otro es situado en puntos estratégicos

en la estructura, con el fin de definir el modo que se pretende medir.

Para la obtención de las frecuencias y configuraciones modales en translación, se colocan los acelerómetros cerca de los centros de rigidez de la estructura, manteniendo el de referencia en la azotea mientras que el otro se localiza en los niveles intermedios, orientándose ambos en una dirección determinada. Por lo general, en estructuras mayores de 8 niveles se obtienen espectros bien definidos por medio de los cuales es posible detectar, al menos, las tres primeras frecuencias de vibración en cada dirección, contando para ello con el auxilio de las funciones de coherencia, transferencia y fase.

Los modos torsionales de vibración se pueden determinar al colocar dos acelerómetros en el mismo nivel en esquinas opuestas, orientándose ambos en direcciones ortogonales entre sí para percibir de manera predominante los movimientos torsionales.

El número de niveles intermedios a utilizar depende de algunas variables, como lo son el número total de niveles, su configuración tanto estructural como arquitectónica, cambios notables de rigidez ó masa, etc. . En estructuras de entre 8 y 20 niveles, la experiencia muestra que es suficiente analizar tres niveles intermedios, adicionalmente a los de la azotea y planta baja, con el fin de determinar los tres primeros modos de vibrar en sus direcciones principales.

En edificios en donde el efecto de interacción suelo-estructura se manifiesta de una manera importante es necesario incrementar el número de puntos de medición, ubicándose estos de tal manera que se identifique con claridad la influencia de la flexibilidad del terreno en las características dinámicas del sistema estructural. Se recomienda colocar puntos de medición en el terreno adyacente a la estructura y en la base de su cimentación, para definir de esta manera el posible filtrado ó amplificación en ciertas frecuencias de la señal de excitación.

Debe hacerse énfasis en que la aplicabilidad de éste método queda limitada al comportamiento lineal de estructuras para desplazamientos de pequeña magnitud. A pesar de lo anterior, esta metodología puede proporcionar información muy valiosa para edificios en donde existan mediciones antes y después de un sismo severo ó de una reestructuración, así como para analizar la influencia de la interacción suelo-estructura en las propiedades dinámicas de un edificio.

Actualmente en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se están implementando y mejorando algunos aspectos del dispositivo experimental

[12]. destacándose la automatización en la adquisición de datos y la calibración de los instrumentos.

### 2.3 Registros sísmicos

Este método experimental consiste en registrar las aceleraciones provocadas por los sismos, utilizándose instrumentos de tipo digital. Uno de los principales instrumentos utilizados para el registro sísmico es el acelerógrafo, el cual es diseñado para registrar la aceleración del sitio en donde está colocado, en tres direcciones ortogonales.

El análisis de los registros sísmicos requiere tres fases. Como primera fase, el carácter general de la señal es estudiada y cuantificada. Una inspección visual del registro es generalmente suficiente para cuantificar algunos de los principales parámetros de la respuesta, como lo son los niveles de amplitud máxima, duración total y un contenido de frecuencias general del movimiento.

La segunda fase envuelve el uso de un microordenador. El análisis espectral de la señal, destacándose los espectros de Fourier y los de respuesta, es elaborado como parte de esta fase y mediante el mismo es posible estimar las las frecuencias de vibración y niveles de disipación de energía de la estructura. Las configuraciones modales del sistema estructural se identifican al correlacionar las señales obtenidas en diferentes puntos de la estructura para cada una de las frecuencias naturales de vibración, al utilizarse las funciones de transferencia en amplitud y fase.

La tercera fase del análisis sísmico es la llamada Identificación de Sistemas. En esta fase se identifican, mediante los registros sísmicos y un modelo matemático del edificio, los valores numéricos de los parámetros de modelación necesarios para producir una óptima correlación entre la respuesta medida y la calculada analíticamente. En esta fase se integran las metodologías experimental y analítica.

Por otra parte, es recomendable determinar experimentalmente las características dinámicas de la estructura antes de instrumentar un edificio, ya que si las configuraciones modales son conocidas pueden servir de base para la elección de los niveles en donde se colocarán instrumentos de registro. Como mínimo se debe contar con acelerógrafos en la base de la cimentación y en la azotea del edificio, además de dos niveles intermedios en edificios de más de 6 niveles ó al menos uno en edificios de 3 a 6

niveles. Si no se contase con información experimental previa, la experiencia muestra que la posición óptima para los acelerógrafos intermedios se localiza aproximadamente al 40 y 70% de la altura del edificio [13].

#### 2.4 Determinación experimental del nivel de amortiguamiento

El análisis de la respuesta de una estructura para una excitación determinada requiere del conocimiento de diversos parámetros estructurales, fundamentalmente sus características de masa, rigidez y nivel de disipación de energía. A diferencia de los dos primeros factores mencionados, el nivel de disipación de energía es quizá el más complejo de estimar con precisión, requiriendo el uso de métodos experimentales para una evaluación confiable de su magnitud.

Existen varios parámetros que influyen en el nivel de amortiguamiento para una estructura, siendo los más significativos el nivel de amplitud de las vibraciones, la interferencia modal, el tiempo total de muestreo y el nivel de ruido instrumental.

Los procedimientos experimentales más utilizados para la determinación del nivel de amortiguamiento en estructuras a escala natural son:

- a) Decremento logarítmico
- b) Amplificación en resonancia
- c) Curva de resonancia
- b) Método de Kawasumi y Shima

A continuación se presenta una breve descripción de cada uno de los métodos mencionados.

##### Decremento logarítmico

Este método experimental se utilizó cuando se lleva a cabo una vibración libre de la estructura, al analizar el decremento en su respuesta para un desplazamiento inicial determinado.

El nivel de amortiguamiento ( $\xi$ ) puede determinarse de la relación existente entre las amplitudes de dos desplazamientos medidos en un intervalo de  $m$  ciclos. Si  $x_n$  es la amplitud de vibración para el tiempo  $n$  y  $x_{n+m}$  es la amplitud  $m$  ciclos después, el nivel de amortiguamiento se define como:

$$\xi = \frac{\delta_n}{2 \pi n (\omega / \omega_0)} = \frac{\delta_n}{2 \pi n} \quad (2.1)$$

donde  $\delta_n = \ln(x_n / x_{n+1})$  representa el decremento logarítmico y  $\omega$  y  $\omega_0$  son las frecuencias del sistema sin y con amortiguamiento, respectivamente. En la mayoría de los edificios el nivel de amortiguamiento es menor de 0.2, por lo que la ecuación (2.1) presenta una aproximación suficiente.

#### Amplificación en resonancia

Este método se basa en el análisis en la respuesta estacionaria para una excitación armónica del sistema, con el auxilio de un equipo que controle la amplitud y la frecuencia de excitación.

El factor de amplificación dinámica para una frecuencia dada (FAD), queda definido como la relación existente entre la amplitud de la respuesta en dicha frecuencia con respecto a la respuesta estática (frecuencia cero). Cuando se encuentra la condición de resonancia del sistema, el nivel de amortiguamiento se puede encontrar con la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{1}{2 \text{ FAD}} \quad (2.2)$$

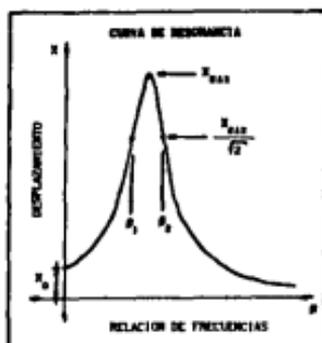
Este método requiere de una instrumentación relativamente simple, capaz de medir amplitudes de desplazamiento; sin embargo, la evaluación del desplazamiento estático puede ser problemática, ya que la mayoría de los excitadores mecánicos no pueden ser operados en la frecuencia cero.

#### Curva de resonancia

Este método se basa en la elaboración de la curva de resonancia del sistema, al utilizar un equipo de excitación armónica. Una vez elaborada esta curva, es posible estimar la relación de amortiguamiento mediante la siguiente expresión [4]:

$$\xi = \frac{1}{2}(\beta_2 - \beta_1) \quad (2.3)$$

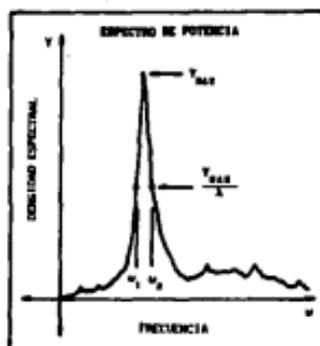
donde  $\beta = \bar{\omega} / \omega$  representa la relación de la frecuencia de excitación y la



frecuencia natural del sistema. Los valores  $\beta_1$  y  $\beta_2$  se encuentran al trazar una línea horizontal a una altura  $1/\sqrt{2}$  veces el valor de la respuesta en resonancia e intersectar la curva trazada. Al utilizar éste método se evita la necesidad de conocer la respuesta estática  $x_0$ ; sin embargo, se requiere la elaboración cuidadosa de la curva de resonancia dentro del intervalo del ancho de banda.

### Método de Kawasumi y Shima

La estimación del nivel de amortiguamiento estructural mediante este método se basa en el análisis del espectro de potencia obtenido de una señal registrada en el sistema. Este método supone que la señal presenta condiciones de ruido blanco, hipótesis comúnmente usada en el análisis de vibración ambiental. Kawasumi y Shima [14] demuestran que el nivel de amortiguamiento se establece mediante la siguiente expresión:



$$\xi = \frac{A}{2} \left( 1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (2.4)$$

$$\text{donde } A = \left( \frac{\omega_2^2 - \omega_1^2}{\omega_2^2 + \omega_1^2} \right) / (\lambda - 1) \text{ se}$$

calcula al conocer los valores  $\omega_1$  y  $\omega_2$ , los cuales a su vez se determinan al trazar una línea horizontal en el espectro de potencia a una altura  $1/\lambda$  veces la amplitud máxima ( $V_{max}$ ). Un valor de  $\lambda = 2$  es comúnmente usado por simplicidad.

En este método se requiere que la forma del espectro se defina con claridad, sin presencia de interferencia modal [15] así como de una adecuada resolución en el espectro de potencia [16], ya que en su defecto la estimación del amortiguamiento no es satisfactoria.

**Capítulo 3**  
**CORRELACION DE PROPIEDADES DINAMICAS EN ALGUNOS**  
**EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MEXICO**

**3.1 Generalidades**

Se presenta la aplicación de las metodologías teórica y experimental descritas a cuatro estructuras de la ciudad de México, dividiéndose el estudio en dos grupos de edificios; el primero se refiere a aquellos cimentados sobre terreno firme (edificios A y B) y el segundo a los cimentados sobre terreno blando (edificios C y D). La ubicación de estas estructuras se muestra en la figura 4.

Como objetivo fundamental, este estudio busca la correlación de propiedades dinámicas elásticas obtenidas experimentalmente con aquellas calculadas de manera analítica. En los edificios se correlacionaron las frecuencias y formas modales de vibración, además de estimar el nivel de amortiguamiento estructural sólo en los edificios A, B y D, ya que en el edificio C no se presentaron las condiciones ideales para estimarlo de manera confiable, como se explicará más adelante. A continuación se presentan los principales resultados obtenidos en estos análisis.

**3.2 Estructuras cimentadas sobre terreno firme**

El estudio en estas dos estructuras, identificadas como A y B, consistió en efectuar una correlación de las propiedades dinámicas elásticas obtenidas experimentalmente, con aquellas estimadas analíticamente en las cuales el efecto de la interacción suelo-estructura no se manifiesta de manera importante. En ambos edificios se analiza la participación de los diferentes parámetros estructurales y no estructurales en las características dinámicas del modelo matemático. Se utilizó el método experimental de vibración ambiental en la determinación de características dinámicas, además de contar con registros sísmicos en el edificio B.

**3.2.1 Edificio A**

Descripción. Edificio de 17 niveles ubicado en la Ciudad Universitaria de la UNAM. Consta de un cuerpo horizontal de dos niveles sobre el cual descansa una torre vertical de 15 niveles, de área menor a la del cuerpo horizontal.

Las dimensiones del edificio en planta y en elevación se presentan con detalle en la fig 5.

Su estructuración es a base de marcos formados por columnas y traveses de concreto, presentando muros de concreto en la zona de elevadores y de mampostería en el de escaleras, además de contar con un muro perimetral a partir del quinto nivel. Debido a las favorables condiciones del suelo, el edificio se cimentó sobre un cajón de cimentación rígido.

La resistencia nominal a compresión del concreto utilizado para las columnas y traveses fue de  $f'_{c} = 250 \text{ kg/cm}^2$ . Se realizaron pruebas de ultrasonido en cada nivel para determinar el módulo de elasticidad dinámico del concreto utilizado [17].

**Resultados experimentales.** Siguiendo la técnica desarrollada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se llevaron a cabo las pruebas de vibración ambiental del edificio, colocando siete placas de acrílico a la estructura, cuya ubicación se aprecia en la figura 6. Se ubicaron tres en la azotea, una en el nivel 8, otra en el nivel 2 y dos más en la planta del sótano.

Se obtuvieron espectros estables en todas las pruebas realizadas, identificándose con claridad las frecuencias naturales de vibración para los tres primeros modos en cada dirección. En las figuras 7 se muestran los espectros de potencia de las señales en la azotea, en ventanas de 0 a 10 Hz, para las direcciones transversal (T) y longitudinal (L), donde se aprecian máximos asociados a las frecuencias naturales. De la interpretación de la información experimental se concluye que la estructura presenta las frecuencias de vibración que se resumen en la tabla 2.

Mediante el análisis de las funciones de transferencia existentes entre el acelerómetro de referencia colocado en la azotea respecto al ubicado en los niveles intermedios es posible obtener las configuraciones modales para los tres primeros modos de vibrar en cada dirección. No se presentaron efectos de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas del edificio, situación que se comprobó al colocarse acelerómetros en condiciones de terreno libre y en la planta baja de la misma. Las configuraciones modales tampoco mostraron la existencia del fenómeno mencionado.

El valor estimado del nivel de amortiguamiento del sistema estructural fue del 2 por ciento de crítico, al utilizar el método de Kawasumi y Shima.

**Modelo matemático.** Se seleccionó el método propuesto por el programa SUPER-ETABS [18], que realiza análisis lineales de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas. La estructura se idealiza mediante un sistema de subestructuras formadas por marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, que se consideran rígidos en su plano.

El programa admite tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos desplazamientos horizontales de translación y a una rotación rígida alrededor de un eje vertical que coincide con los centros de rigidez de cada nivel. El programa puede obtener la respuesta global de una estructura sometida a la acción de cargas verticales y horizontales, además de proporcionar los desplazamientos por piso, las fuerzas cortantes, los momentos torsionantes y de volteo en cada nivel, tomando en cuenta los efectos P- $\Delta$  en su análisis.

Para la modelación de éste edificio se seleccionaron once marcos planos diferentes, de 17 niveles y un número variable de crujeas, tal como se ilustra en la figura 8. Debido a la alta rigidez que presenta el suelo donde se desplanta la estructura se consideró que la misma presenta la condición de empotramiento en su base .

Las secciones transversales de trabes y columnas se determinaron a partir de los planos originales del edificio. Para establecer las características de rigidez, se aceptaron los valores de módulo de Young correspondientes a aquellos obtenidos de pruebas de ultrasonido.

Se consideró la existencia de muros interiores, así como de aquellos que forman los muros exteriores de la Biblioteca, en aquellos marcos en los cuales aparecían dichos elementos, además la presencia de escaleras y del apéndice en la azotea del edificio, donde se localiza el equipo de elevadores y dos tanques de agua, cada uno de ellos con 25 m<sup>3</sup> de capacidad.

El modelo resultó así simétrico en la dirección Norte-Sur, mientras que en la dirección Este-Oeste presentó asimetría, debido a la existencia del apéndice en la azotea del edificio. Fué necesario tomar en cuenta los muros exteriores adicionados al mural, desde el nivel 8 hasta el nivel 15, incluyéndose su rigidez a la flexión y a la fuerza cortante. Para simular la rigidez torsional del conjunto de muros, se consideró la existencia de una distancia ficticia en los muros extremos de los marcos tipo 2.

Dentro de las cargas seleccionadas para el análisis destacan las siguientes:

- a) Las cargas muertas producidas por la acción de la gravedad en todos

los elementos estructurales y en los sistemas de piso.

- b) Cargas vivas congruentes con la distribución real de los estantes, libros y escritorios, así como en las áreas de pasos perdidos. Para las zonas de almacenamiento de libros se consideró una carga de  $800 \text{ kg/m}^2$ ,  $150 \text{ kg/m}^2$  en salas de lectura y oficinas, y  $100 \text{ kg/m}^2$  en las áreas destinadas a circulaciones.
- c) Los tanques de azotea se consideraron totalmente llenos de agua, con un peso volumétrico de  $1 \text{ ton/m}^3$ .
- d) Para los muros divisorios de tablaroca y aluminio se asignó una carga de  $20 \text{ kg/m}^2$ , mientras que por metro cuadrado de los muros de tabique una carga de  $280 \text{ kg/m}^2$  como peso muerto. Para los paneles que forman el muro exterior de la Biblioteca se tomó en cuenta la existencia de un muro de concreto equivalente, con un peso volumétrico igual a  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

Con base en la información experimental obtenida se llevó a cabo el análisis de la estructura, juzgando la aproximación del modelo matemático conforme se incluían en el mismo los aspectos estructurales justificables de manera física. Al iniciar la modelación se consideró únicamente la estructura esquelética, sin tomar en cuenta ni los muros de tabique, escaleras, ni la zona rígida presente en las uniones de columnas y traveses de cada entrepiso.

En la tabla 3 se presentan los resultados de un análisis paramétrico para determinar el porcentaje de participación de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales que contribuyen a la rigidez del edificio. Se observa en la misma que para la generación de una alta correlación entre el modelo matemático y las mediciones experimentales, es necesario ser cuidadoso en la adecuada selección de los elementos estructurales que contribuyen en la rigidez de la estructura. El modelo esquelético presenta una variación en la frecuencia fundamental de vibración hasta del 124 % respecto a aquella que presenta la máxima correlación, identificada como modelo de referencia.

En la figura 9 se comparan las configuraciones modales obtenidas tanto experimental como analíticamente de la estructura asociadas a los tres primeros modos de vibrar en las tres direcciones consideradas, observándose una alta correlación en los modos fundamentales, mientras que para modos superiores las frecuencias difieren significativamente, aunque las formas modales están bien correlacionadas.

### 3.2.2 Edificio B

Descripción. Edificio de concreto reforzado, de tres niveles, con una estructuración a base de una losa aligerada de 45 cm de espesor y columnas de concreto. Las dimensiones en planta son de 8.7 por 27 m, con una altura libre de 2.9 m. Presenta un cubo de escaleras separado del edificio principal por una junta de construcción (fig 11). El sistema de cimentación lo forman zapatas aisladas, que descansan sobre un terreno rocoso de topografía irregular.

El edificio presenta algunos detalles estructurales que conviene destacar, como lo son los parapetos perimetrales de 2.35 m de peralte conectados a las columnas y los muros divisorios de mampostería, presentes en el segundo y tercer niveles, orientados en su mayoría en la dirección transversal.

La resistencia nominal de los materiales corresponde a  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para el límite de fluencia del acero de refuerzo,  $200 \text{ kg/cm}^2$  para la resistencia a compresión de concreto y  $15 \text{ kg/cm}^2$  para la resistencia de la mampostería.

Resultados experimentales. En ésta estructura se aplicaron dos métodos experimentales para la obtención de las características dinámicas; el método de vibración ambiental y el de registros sísmicos. Una discusión amplia de los resultados experimentales obtenidos en éste edificio se presenta en la referencia 19. A continuación se describen brevemente los resultados que se obtuvieron en ambas metodologías experimentales.

#### Vibración Ambiental

Se colocaron los sensores en siete puntos de la estructura, uno más en el cubo de escaleras y otro en terreno libre, como se muestra en la figura 11. Se obtuvieron espectros estables en todas las pruebas realizadas, determinándose las dos primeras frecuencias naturales de vibración para cada dirección.

En las figura 12 se muestran los espectros de potencia de las señales en la azotea, en ventanas de 0 a 10 Hz, para las direcciones transversal (T) y longitudinal (L), donde se aprecian los máximos asociados a las frecuencias naturales. Los valores de las frecuencias naturales obtenidas se presentan en la tabla 4, donde se puede observar que presentan prácticamente el mismo valor en ambas direcciones principales.

Para determinar la eficiencia de la Junta constructiva que separa al cubo de escaleras de la estructura principal, se efectuaron mediciones simultáneas entre ambos cuerpos. Al utilizar las funciones de transferencia y fase para las frecuencias fundamentales de vibración, se encontró que existe una evidente interacción entre los cuerpos, presentando esta junta constructiva un comportamiento deficiente.

No se presentaron efectos de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas del edificio, situación que se comprobó al colocarse acelerómetros en el terreno adyacente y en la planta baja de la misma. Las configuraciones modales no mostraron la existencia del fenómeno mencionado.

### Registros sísmicos

A partir de febrero de 1987 se instalaron ocho acelerógrafos en el edificio, localizados prácticamente en los mismos puntos de medición correspondientes al otro procedimiento experimental (fig 12). Hasta marzo de 1989 se han registrado seis movimientos sísmicos, cuyas características relevantes se resumen en la tabla 5. La máxima aceleración registrada ha sido de 23 gals y corresponde al evento sísmico del 8 de febrero de 1988, obtenida en la azotea del edificio. Se considera que la estructura se ha comportado elásticamente en todos los eventos registrados.

Se llevó a cabo el procesamiento de la información experimental aplicándose la transformada de Fourier a cada componente de los acelerogramas registrados, obteniéndose sus espectros de potencia para compararlos con los obtenidos en las mediciones ambientales, así como para calcular el nivel de amortiguamiento de la estructura según el método propuesto por Kawasumi y Shima. En la fig 13 se presenta un espectro de potencia típico para la esquina NW de la azotea, donde se alcanza a detectar la frecuencia fundamental de la estructura.

En la tabla 6 se presenta un resumen de las frecuencias de vibración obtenidas con este método experimental para los diferentes eventos sísmicos registrados hasta el momento.

Los coeficientes de amortiguamiento estimados para la estructura en los diferentes eventos sísmicos, están comprendidos entre el 1 y 2 por ciento del crítico.

Modelo matemático. Para la idealización de la estructura se seleccionaron seis marcos planos de diferentes características, cuatro de ellos presentes en la dirección transversal y otros dos en la dirección longitudinal, como se indica en la figura 14. La losa fué modelada como vigas equivalentes, de acuerdo con el nuevo reglamento de construcciones del Distrito Federal. Se consideró, además, que la estructura presenta condición de empotramiento en su base, debido a la alta rigidez del suelo donde se desplanta la misma.

Ya que no se contó con información experimental de módulo de elasticidad del concreto, se utilizó un valor de  $13000 \sqrt{f'c}$  para todos los elementos estructurales. Se considera que esta estimación es adecuada, ya que pruebas experimentales han comprobado valores muy cercanos al propuesto al utilizar pruebas con ultrasonido [17,20].

El primer modelo matemático analizado, que considera únicamente la estructura esquelética, muestra diferencias en la frecuencia fundamental hasta del 70% respecto a la obtenida experimentalmente, por lo que se decidió incorporar los siguientes detalles estructurales:

- a) Las zonas rígidas de las uniones viga-columna
- b) La presencia de parapetos perimetrales
- c) Carga viva existente en el momento de la medición
- d) Los muros divisorios de mampostería
- e) El cubo de escaleras

El modelo que considera las características antes mencionadas muestra una alta correlación con las frecuencias de vibración obtenidas experimentalmente. Con este modelo, identificado como modelo de referencia, se lleva a cabo un análisis paramétrico, similar al desarrollado en el edificio A, para determinar el porcentaje de participación de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales. En la tabla 7 se presentan las frecuencias obtenidas en este análisis y se observa que los muros de mampostería y los parapetos perimetrales contribuyen en una forma muy importante en la rigidez del edificio.

En la tabla 8 se presenta una comparación de las frecuencias fundamentales de vibración obtenidas con los métodos experimentales y con el modelo matemático calibrado. Las frecuencias analíticas difieren entre un 4 y 7 por ciento respecto al valor medio obtenido de los registros sísmicos y entre un 2 y 4 por ciento para las obtenidas en vibración ambiental.

En la figura 15 se presenta una comparación de las configuraciones modales obtenidas experimental y analíticamente, mostrando una correlación

muy alta.

Análisis de la respuesta. Se llevó a cabo un análisis preliminar de la respuesta de la estructura durante una excitación sísmica, correlacionándose los valores de aceleración registrados en la azotea para el evento del 8 de febrero de 1988, con aquellos obtenidos mediante el modelo matemático calibrado con las mediciones experimentales. Se analizaron las señales captadas en los acelerógrafos ubicados en el terreno y en la esquina NW de la azotea (Fig 11).

En las figuras 16a y 16b se presentan los acelerogramas registrados en el terreno y en la esquina NW de la azotea del edificio, respectivamente, durante el evento sísmico mencionado. El nivel máximo de aceleración registrado en el terreno, para ambas direcciones, fue de aproximadamente 4 gals; mientras que para la azotea presentó un nivel máximo de 13 gals para la dirección norte-sur (T) y 24 gals para este-oeste (L).

Los espectros de Fourier para las señales del terreno y la azotea en su dirección T se muestran en la figura 17, donde se observa que la señal en el terreno presenta su contenido de frecuencias en el intervalo de 1 a 3 Hz, mientras que en el asociado a la señal en la azotea se ubica un máximo espectral alrededor de 4 Hz, que es la frecuencia fundamental del sistema estructural. Es de interés observar que el espectro de la azotea presenta prácticamente las mismas ordenadas en el intervalo de 0 a 2.5 Hz que el espectro en el terreno, con una función de transferencia cercana a la unidad; mientras que para la frecuencia fundamental del sistema el espectro en la azotea presenta una amplificación de la ordenada espectral de 35 veces la obtenida en el terreno.

Se estima que el amortiguamiento estructural que tuvo la estructura en éste evento fue de aproximadamente de 1.4 por ciento del crítico, el cual se calculó con el método de amplificación en resonancia, al considerar la señal en la base como un ruido blanco.

Con base en el espectro el acelerograma registrado en el terreno, se calcularon los espectros de respuesta para el movimiento en la dirección T, asociados a niveles de amortiguamiento estructural de 0, 0.5, 1, 2 y 5 por ciento del crítico, los cuales se muestran en la figura 18. En la misma figura se ubica el nivel de aceleración obtenido experimentalmente, el cual se asocia a la frecuencia fundamental de la estructura, es decir, un período de vibración de 0.25 s. Se presenta una diferencia significativa del valor experimental respecto al estimado con los espectros de respuesta, la cual

podiera justificarse con el hecho de que la estructura presentara variaciones en el valor de la frecuencia fundamental y del nivel de amortiguamiento durante el evento sísmico, así como la posible amplificación del movimiento en la esquina NW respecto al centro de rigidez del sistema estructural. Es evidente la importancia de estimar adecuadamente las características dinámicas de la estructura, con el fin de obtener una correlación aceptable de los resultados analíticos y experimentales.

Se realizó el análisis paso a paso de la respuesta estructural con base en el modelo matemático tridimensional calibrado con las mediciones experimentales. Se consideró un amortiguamiento de tipo proporcional, asignando un valor de 1.4 por ciento del crítico en todos los modos de vibrar. El método de análisis utilizado fue el  $\beta$  de Newmark [21], considerando como grados de libertad los desplazamientos traslacionales de los centros de rigidez en los tres niveles de la estructura, asociados a la dirección T. En la figura 19a se muestra la señal captada en la azotea, para los primeros 25 segundos del registro, donde se aprecia que el nivel máximo de aceleración fue de aproximadamente 13 gals. En la figura 19b se presenta la señal obtenida mediante el modelo matemático, la cual muestra una correlación aceptable respecto a la obtenida experimentalmente. Se considera necesario un estudio más profundo sobre éste tópico, en donde se analice básicamente (1) la influencia de las condiciones iniciales, (2) cambios en las características dinámicas durante el evento y (3) la amplificación del movimiento de la esquina NW respecto al centro de rigidez.

### 3.3 Estructuras cimentadas sobre terreno blando

El estudio realizado en éstas dos estructuras, identificadas como C y D, consiste básicamente en analizar la influencia de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas de las mismas. Se utiliza la misma metodología de modelación matemática que en los edificios A y B, incorporando todos los elementos estructurales necesarios para lograr una alta correlación, aplicando el método del semi-espacio para la idealización de la flexibilidad del sistema suelo-cimentación. En ambos edificios se empleó el método experimental de vibración ambiental, contando además con registros sísmicos en el edificio C.

### 3.3.1 Edificio C

**Descripción.** Edificio de tres niveles con una estructuración a base de marcos formados por columnas y traveses de acero, estando las primeras esbeldas en concreto reforzado. Se distingue la presencia de muros de concreto ubicados en sus dos direcciones principales ortogonales y un sistema de piso forzado por una losa de 15 cm de espesor, unida a las traveses por medio de conectores de cortante.

El edificio está compuesto de dos estructuras, identificadas como cuerpo A y cuerpo B. Estos se encuentran desligados por una junta constructiva de 10 cm. Las dimensiones en planta del cuerpo A son de 8 por 25.92 m y del cuerpo B son de 8 por 29.16m, con una altura de entrepiso de 3.05 m en los dos cuerpos. Una vista isométrica y la planta tipo se muestran en la fig 20.

Cada uno de los cuerpos se apoya sobre un cajón de cimentación desplantado a una profundidad de 2.50 m. Este cajón consta de dos losas y muros de concreto armado, con un espesor total de 25 cm. Se rigidiza interiormente con contratraveses de concreto de gran peralte, lo que asegura un comportamiento rígido del sistema de cimentación. Además, se encuentra desplantado directamente sobre el suelo subyacente, sin contar con la presencia de pilotes.

La resistencia nominal de los materiales corresponde a  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para el límite de fluencia del acero de refuerzo,  $200 \text{ kg/cm}^2$  para la resistencia a compresión de concreto y  $15 \text{ kg/cm}^2$  para la resistencia de la mampostería.

Con base en sondeos realizados cerca de la zona de desplante de la estructura [22,23,24], se establece que la misma presenta el perfil de velocidades de ondas de cortante que se muestra en la figura 21, donde se observa la presencia de un estrato superficial más rígido que el estrato subyacente. La frecuencia fundamental del terreno para movimiento de ondas de cortante es de aproximadamente  $0.43 \text{ Hz}$  [25].

**Resultados experimentales.** En esta estructura se aplicaron los métodos experimentales de vibración ambiental y el de registros sísmicos para la obtención de las características dinámicas. A continuación se describen brevemente los resultados que se obtuvieron en ambas metodologías experimentales.

Los acelerómetros se localizaron en seis puntos del cuerpo A, en dos puntos del cuerpo B y en un punto en condiciones de terreno libre (fig 22). A diferencia de los espectros de potencia obtenidos en los edificios A y B, en esta estructura no se presentan máximos bien definidos que se puedan asociar a las frecuencias naturales de vibración, sino una gran cantidad de ellos en el intervalo de 2 a 5 Hz, lo que en primera instancia dificulta la identificación de las características dinámicas del sistema.

En la figura 23 se presentan los espectros de potencia promedio obtenidos de las señales de los acelerómetros localizados en la azotea del edificio en sus dos direcciones principales.

Durante el desarrollo de las pruebas se advirtió la presencia de máximos bien definidos en eventos aislados, dependiendo del tráfico de vehículos en la avenida adyacente a la estructura. Hay que destacar que nunca se presentaron los máximos simultáneamente y que los espectros que se muestran son de carácter estadístico, representativos de 64 eventos registrados.

En las figuras 24a y 24b se muestran los espectros de potencia de las señales detectadas por los acelerómetros en la azotea del edificio y en el nivel 1, respectivamente, orientados en la dirección transversal, obtenidos durante una medición. Las funciones de coherencia, transferencia y fase, que son herramienta básica para la identificación de las características modales, presentan una peculiaridad interesante, pues en el intervalo de 2 a 5 Hz existen valores prácticamente constantes de dichas funciones, como se puede observar en las figuras 24c, 24d y 24e, respectivamente. Lo anterior dificulta la identificación de la frecuencia fundamental y hace suponer que los máximos presentes están asociados al movimiento de la estructura provocado por las ondas superficiales generadas por el tráfico vehicular.

A pesar de lo descrito en párrafos anteriores, existe la frecuencia de 2.5 Hz que pudiera asociarse al nodo fundamental, por presentar la mayor amplificación del movimiento en la azotea respecto al del nivel 1.

Las configuraciones modales obtenidas para el intervalo de 2 a 5 Hz, en las dos direcciones principales, se muestran en la figura 25, donde se aprecia que la estructura prácticamente se comporta como un cuerpo rígido durante su movimiento.

En la figura 26 se presentan los espectros de potencia de la señal producida por ruido ambiental, en los acelerómetros colocados en el terreno, donde se aprecia el contenido de frecuencias asociadas a las ondas

superficiales.

Se efectuaron mediciones simultáneas entre los cuerpos A y B, encontrándose que existen algunas frecuencias comunes a las dos estructuras, ya que muestran una alta coherencia (mayor de 0.7) y se mueven en fase. Estos resultados indican que hay interacción entre las estructuras.

### Registros sísmicos

En julio de 1987 se pusieron en operación dos acelerógrafos localizados en la esquina SE, además de colocar otro en el terreno, cerca de la estructura. Todos estos aparatos se mantienen interconectados y son disparados por el acelerógrafo en el terreno. A partir de diciembre del mismo año se cambió el aparato de la esquina SE para instalarlo en la azotea del cuerpo B, incluyéndose uno más en la planta baja del mismo (fig 22).

Hasta la fecha (Abril 1989) se han registrado tres eventos, dos de ellos probablemente provocados por movimientos locales por vibración ambiental ya que las aceleraciones máximas en el terreno fueron de  $0.74 \text{ cm/s}^2$  y en la estructura de  $2.90 \text{ cm/s}^2$ . El tercer evento correspondió al sismo del 8 de febrero de 1988, con una magnitud de  $M_s = 5.8$  grados en la escala de Richter y una distancia epicentral de 300 km aproximadamente.

En la figura 27a se aprecia el espectro de potencia de la señal detectada en la azotea durante este último movimiento sísmico para su dirección transversal, mientras que las figuras 27b y 27c se presentan los espectros obtenidos de los acelerómetros colocados en planta baja y en el terreno orientados en esa misma dirección, donde se observa que la estructura presentó sus principales densidades espectrales en las frecuencias dominantes del terreno, comprendidas entre 0.40 y 1.2 Hz. Las amplitudes espectrales en la azotea fueron similares a las de la planta baja y a las del terreno. Las amplificaciones de estas amplitudes en la azotea respecto de la base fueron de 1.05 a 1.70 veces. Ahora bien, para las frecuencias comprendidas entre 1.79 y 4.56 Hz, cuyas ordenadas espectrales son pequeñas en comparación a las del anterior intervalo, se observa una amplificación del movimiento en azotea de 2 a 16 veces respecto al medido en la base.

Al aplicar este método experimental no se pudo determinar con precisión las frecuencias fundamentales de vibración, aunque los resultados experimentales indican que dichas frecuencias deben estar comprendidas entre 2 y 5 Hz.

**Modelo matemático.** Se idealizó la estructura, cuerpos A y B, como un sistema de cinco marcos planos diferentes, cuatro en la dirección T y uno en la dirección L (fig 28). El sistema de piso se modeló como una sección compuesta por la trabe de acero y el patin de losa que contribuye a la rigidez, según lo recomienda el RDF-87.

En la primera parte del análisis se determinaron las frecuencias y configuraciones modales de la estructura considerando que la misma se encuentra empotrada en su base y tomando en cuenta todos los parámetros estructurales y no estructurales que contribuyen en la rigidez del edificio. Las propiedades dinámicas de este modelo se presentan en la tabla 9, donde se aprecia que las frecuencias de vibración son muy altas respecto a las encontradas experimentalmente. Se considera que la flexibilidad del terreno es la causante de dicha diferencia.

Para tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura en el modelo se consideró el método del semi-espacio, con parámetros equivalentes de rigidez y masa concentrados en la base del edificio. Debido a que el programa de análisis no considera explícitamente la inclusión de éstos parámetros, la flexibilidad del sistema suelo-cimentación se idealizó con un piso adicional en la estructura, cuyos elementos proporcionan una rigidez equivalente a dicho sistema (fig 29). Para la estimación de los coeficientes de rigidez translacional y rotacional de la base se tomaron en cuenta las expresiones que recomienda el RDF-87 :

$$K_x = 8GR_x \quad ; \quad K_r = 9CR_r^3 \quad (3.1)$$

- Donde  $K_x$  = coeficiente de rigidez de translación de la base  
 $K_r$  = coeficiente de rigidez de rotación alrededor del eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección analizada.  
 $G$  = módulo de rigidez del suelo  
 $R_x$  = radio equivalente para el cálculo de  $K_x$   
 $R_r$  = radio equivalente para el cálculo de  $K_r$

Mediante la solución de la ecuación de movimiento para un medio elástico [26], se obtiene la siguiente expresión que relaciona el módulo de rigidez del suelo con la velocidad de propagación de las ondas de cortante:

$$G = \rho V_s^2 \quad (3.2)$$

Donde  $\rho$  = densidad de masa  
 $V_s$  = velocidad de ondas de cortante

El valor de  $G$  considerado en el análisis fue de  $440 \text{ Ton/m}^2$ , para una densidad de masa de  $0.122 \text{ Ton-m}^3/\text{m}$  y una velocidad de ondas de cortante de  $80 \text{ m/s}$ , que es el promedio de la velocidad de ondas de cortante para una profundidad comprendida entre  $4$  y  $30 \text{ m}$ , con un coeficiente de variación de  $23 \%$ . Las frecuencias de vibración obtenidas del modelo matemático que considera el efecto de interacción suelo-estructura se presentan en la tabla 10, observándose que las mismas se ubican dentro del intervalo de frecuencias obtenidas experimentalmente.

La figura 30 presenta una gráfica que relaciona la frecuencia fundamental obtenida analíticamente para la dirección transversal y la rigidez del suelo representada por su velocidad de ondas de cortante. Se observa que para valores de  $V_s$  comprendidos entre  $80$  y  $100 \text{ m/s}$ , que cubren las velocidades presentes en el estrato donde se desplanta la estructura, el modelo matemático presenta valores de la frecuencia fundamental entre  $2.6$  y  $4.2 \text{ Hz}$ , lo que indica que es en éste intervalo donde debe ubicarse la frecuencia fundamental real de la estructura.

Con base en lo antes expuesto, se puede concluir que en este tipo de sistemas estructurales, debido a la relación de rigidez que guarda la estructura en estudio respecto a la del suelo que la soporta, se pueden presentar modificaciones en la frecuencia fundamental de vibración hasta de cinco veces respecto a la frecuencia del modelo que considera base empotrada, lo cual refleja la importancia de tomar en cuenta este fenómeno en el comportamiento dinámico de estos sistemas.

### 3.3.2 Edificio D

**Descripción.** Este edificio de 9 niveles, que se encuentra situado en la zona de transición de la ciudad de México, presenta una estructuración a base de marcos de concreto formados por columnas y losa reticular, con muros de mampostería en la zona de elevadores y en los ejes longitudinales de colindancia (fig 31). Las dimensiones en planta son de  $9.70$  por  $14.6 \text{ m}$ , con una altura de entrepiso de  $2.65 \text{ m}$  y un sistema de cimentación formado por

una losa apoyada sobre pilotes de punta.

Las resistencias nominales de los materiales constituyentes de la estructura son de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para el límite elástico del acero de refuerzo y de  $250 \text{ kg/cm}^2$  para la resistencia a la compresión del concreto.

La frecuencia fundamental del terreno donde se encuentra desplantada la estructura es de  $0.83 \text{ Hz}$  [25].

Durante los sismos de septiembre de 1985 éste edificio presentó daño severo en todos los muros de mampostería situados en la zona de elevadores, sin mostrar fallas en los elementos estructurales (vigas y columnas) ni en la cimentación. Se considera que la presencia de pilotes de punta en la cimentación evitó movimientos importantes de la misma.

Debido a la severidad de los daños que se presentaron se llevó a cabo una reestructuración del edificio, la que básicamente consistió en la colocación de muros de concreto en la zona de los elevadores sustituyendo a los de mampostería. Para ambas estructuraciones se cuenta con la medición experimental de la frecuencia fundamental de vibración en condiciones de ruido ambiental.

**Resultados experimentales.** Se llevó a cabo el análisis de la vibración ambiental del edificio, tanto para su estructuración original como de la reforzada por los muros de concreto, ubicándose los sensores como se muestra en la misma figura 31.

Los espectros de potencia promedio obtenidos en la azotea se muestran en la figura 32, presentándose máximos bien definidos, asociados a las frecuencias fundamentales en ambas direcciones principales. En los espectros se presentan de nuevo máximos asociados a las ondas superficiales entre 2 y 5 Hz, aunque los fundamentales de la estructura se ubican fuera de este intervalo, ya que presentan valores de  $0.88$  y  $1.23 \text{ Hz}$  en las direcciones transversal (T) y longitudinal (L), respectivamente.

El espectro de potencia de la señal en el terreno producida por ruido ambiental se muestra en la figura 33, donde se advierte que la frecuencia fundamental del mismo es de  $0.88 \text{ Hz}$ , que concuerda prácticamente con el proporcionado por Lermo et al [25].

Al llevarse a cabo las pruebas experimentales que relacionan el movimiento presente en la azotea con respecto al de planta baja y el terreno se encontró que el efecto de interacción suelo-estructura no es significativo, ya que se presenta el mismo contenido de frecuencias y aproximadamente la misma amplitud espectral en la planta baja y en el

terreno (fig 33), y a que la función de transferencia para la frecuencia fundamental presenta un valor significativo, lo que indica que el movimiento translacional es pequeño.

Para realizar el análisis de la vibración ambiental del edificio después de efectuarse la rigidización se ubicaron los sensores en la misma posición que se eligió para el análisis experimental con la estructuración original. La figura 34 muestra los espectros de potencia obtenidos en la azotea del edificio y se observa que las frecuencias fundamentales de la estructura se ven modificadas a 1.12 Hz en la dirección T y a 1.52 Hz en la dirección L, lo que significa un incremento aproximado de un 20 por ciento en la frecuencia fundamental en ambas direcciones. Este incremento hace alejarse a la estructura del fenómeno de resonancia con las características de vibración propias del terreno.

El valor estimado del nivel de amortiguamiento de este sistema estructural, al aplicar el método de Kawasumi y Shima, fue del 6 por ciento del crítico, que resulta relativamente mayor al obtenido en los edificios A y B. Se considera que este valor refleja la disipación de energía por radiación debido a su sistema de cimentación.

Modelo matemático. Se formularon los modelos matemáticos del edificio tanto para la estructuración original como para la reestructuración, seleccionándose para ambos modelos siete marcos diferentes, de nueve niveles cada uno, como se muestra en la figura 35. Las secciones transversales de trabes y columnas se obtuvieron de los planos constructivos originales. El modelo resulta así simétrico en su dirección transversal, mientras que se presenta asimetría en la dirección longitudinal. Se consideró como hipótesis de partida que la estructura presenta empotramiento en la base debido a la presencia de pilotes de punta.

Para el modelo representativo de la estructuración original se tomó en cuenta la presencia de muros de mampostería en la zona de elevadores (marcos tipo 2 y 3) y en los ejes longitudinales de colindancia (marcos tipo 4 y 7). En todos los marcos se consideró la existencia de zonas rígidas en la unión de vigas y columnas.

Las propiedades dinámicas del modelo matemático de la estructura se presentan en la tabla 11. En principio, éste resultado indica concordancia entre la frecuencia fundamental de la estructura obtenida analíticamente ( $F_n = 0.85$  Hz) y la obtenida experimentalmente ( $F_n = 0.88$  Hz), por lo que la hipótesis de base rígida se torna válida. Asimismo, existe concordancia con

la frecuencia dominante del terreno ( $F_e = 0.83$  Hz), por lo que ésta fué una de las razones para rigidizar la estructura.

Los cambios que experimenta el modelo matemático al llevarse a cabo la restructuración mencionada se presentan básicamente en los marcos tipo 2 y 3, donde se sustituyen los muros de mampostería con muros de concreto y se modifican las propiedades de algunas columnas del edificio. La masa del mismo también se ve alterada por el peso de éste sistema de rigidización.

Las propiedades dinámicas del modelo se presentan en la tabla 12, observándose una modificación importante en la dirección transversal, ya que la frecuencia cambia de 0.85 Hz de la estructuración original a 1.15 Hz con los muros de concreto, es decir, un incremento de 25 por ciento respecto a la primera. En la dirección longitudinal la reducción del periodo es menos significativa, pero esta dirección no presenta el fenómeno de resonancia descrito anteriormente. Lo anterior vuelve a comprobar que la hipótesis de base rígida es válida para éste edificio, ya que el modelo matemático presenta una alta correlación en propiedades dinámicas respecto a las obtenidas experimentalmente.

En la figura 38 se presenta la distribución de fuerzas cortantes en la base de la estructura, observándose que el 70% de la carga sísmica en la dirección transversal es transmitida por los marcos tipo 2.

### 3.4 Conclusiones

Al llevar a cabo el análisis de los principales resultados presentados al final de éste capítulo se concluye lo siguiente:

1. En los edificios cimentados sobre terreno firme que se estudiaron es posible tener una alta correlación de características dinámicas elásticas obtenidas experimentalmente con ruido ambiental y las proporcionadas de modelos matemáticos que consideren la condición de empotramiento en su base, siempre y cuando se tomen en cuenta en los mismos todos los elementos estructurales y no estructurales que contribuyen a la rigidez del edificio, como lo son las zonas rígidas de las uniones viga-columna, los pretiles, los cubos de escaleras, muros de mampostería, etc. .
2. La presencia de pilotes de punta en la cimentación de la estructura analizada proporcionó una gran rigidez rotacional y translacional a

la base de la sisma, lo que prácticamente produjo una condición de espotramiento en su base, para condiciones de vibración ambiental.

3. En estructuras cimentadas sobre suelo blando, cuyas frecuencias fundamentales se ubiquen entre 2 y 5 Hz, se advierte la dificultad para determinar con precisión los valores experimentales de las sismas en pruebas de vibración ambiental, ya que el efecto de las ondas superficiales producen en ocasiones una gran cantidad de picos en los espectros de las señales detectadas, por lo que se recomienda correlacionar los resultados de este método experimental con los obtenidos al utilizar otras metodologías, como pueden ser los registros sísmicos, vibración forzada ó vibración libre para un desplazamiento inicial.
4. La flexibilidad del sistema suelo-cimentación puede modificar significativamente las frecuencias naturales de vibración de una estructura, por lo que se debe tomar en cuenta para la determinación de características dinámicas del sistema estructural en su conjunto. A pesar de las limitaciones que presenta el método utilizado en la estimación del fenómeno de interacción suelo-estructura, es posible obtener una buena evaluación de sus efectos, aunque se hace evidente la necesidad de estudiar modelos más realistas.

**Capítulo 4**  
**CONSIDERACIONES SOBRE INESTABILIDAD**  
**DEL MOVIMIENTO**

**4.1 Generalidades**

Debido a las pobres condiciones del subsuelo de la ciudad de México, en especial de la llamada zona del lago, muchas de las construcciones son cimentadas sobre pilotes de fricción. La perturbación del equilibrio de éste tipo de estructuras puede inducir a la inestabilidad por volteo de las mismas, si no se aseguran valores mínimos de rigidez angular proporcionados por el sistema suelo-cimentación. Esta condición resulta crítica cuando la losa de cimentación se separa del suelo donde se apoya, provocando un decremento de rigidez que puede conducir a procesos inestables.

Durante los sismos de septiembre de 1985 muchas construcciones cimentadas sobre pilotes de fricción sufrieron grandes desplazamientos traslacionales y rotacionales de su cimentación, e incluso en algunas de ellas se presentó el colapso por pérdida de rigidez al volteo del edificio, por lo que se considera necesario establecer un criterio para evaluar la estabilidad por volteo de éste tipo de construcciones.

**4.2 Inestabilidad de estructuras cimentadas sobre terreno blando**

En el capítulo anterior se destacó la importancia de considerar la flexibilidad del sistema suelo-cimentación en la determinación de características dinámicas en estructuras cimentadas en suelos blandos. Existe otro fenómeno asociado a éste tipo de sistemas estructurales, caracterizado por la inestabilidad por volteo debido a la falta de rigidez angular ó lineal de la cimentación sobre la cual se apoya la estructura.

La perturbación de la condición estacionaria de una estructura puede generar una configuración adyacente fuera del entorno de estabilidad de la configuración inicialmente en equilibrio. Este tipo de inestabilidad se manifiesta al presentarse una perturbación importante de la estructura, ya sea inducida por movimientos sísmicos, viento ó cualquier excitación lateral, durante la vida útil de la estructura.

#### 4.2.1 Modelo matemático

Haciendo referencia a la figura 37, que muestra la idealización de una estructura en la cual el efecto de interacción con el sistema suelo-cimentación se simula con resortes de rigidez en la base de la misma, Rodríguez Cuevas [27] demuestra que la estabilidad por volteo de estos sistemas queda regido por el valor de la rigidez angular crítica que se expresa de la siguiente forma:

$$K_{r_{crit}} = \sqrt{P(EI)} \tan \sqrt{P L^2/(EI)} \quad (4.1)$$

donde :  $K_{r_{crit}}$  = Valor crítico de la rigidez angular para asegurar comportamiento estable del sistema para una perturbación horizontal

$P$  = Carga axial aplicada en el extremo de la estructura

$EI$  = Rigidez equivalente de la estructura

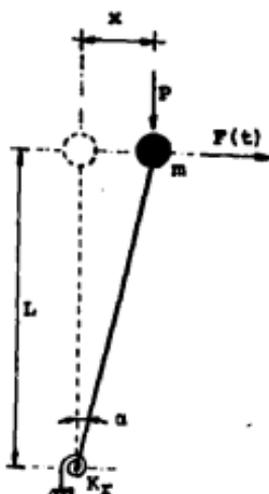
$L$  = Altura de la estructura

La aplicación de éste modelo a estructuras esbeltas regulares requiere criterios para llegar a conocer la carga equivalente  $P$ , asociada a diversos niveles de una estructura tridimensional, la rigidez  $EI$  equivalente y la altura  $L$ , para definir la rigidez angular crítica y así comparar éste valor con el correspondiente a la cimentación real. Lo anterior implica que la condición crítica depende de las características de la estructura y las constantes de rigidez presentes en la cimentación.

Cuando el valor de la constante  $EI$  es de varios ordenes de magnitud mayor que el valor de  $PL^2$ , como normalmente sucede en estructuras de edificios, el argumento de la tangente resulta pequeño, de tal manera que el ángulo se confunde con la tangente, por lo que la ecuación que define la rigidez angular crítica se puede simplificar de la siguiente forma :

$$K_{r_{crit}} = \sqrt{P(EI)} \sqrt{P L^2/(EI)}$$
$$K_{r_{crit}} = P L \quad (4.2)$$

Esta misma expresión se puede obtener con el método de equilibrio si se considera la estructura como infinitamente rígida, como se demuestra en la siguiente deducción :



La ecuación de equilibrio dinámico respecto al giro en la base del sistema que se muestra, al considerar que el nivel de amortiguamiento y \$\alpha\$ son pequeños, queda definido por :

$$m \ddot{X} L + K_r \alpha - P x = F(t) L$$

pero  $\alpha = \frac{x}{L}$ , por lo que

$$m \ddot{X} L + K_r \frac{x}{L} - P x = F(t) L$$

$$m \ddot{X} L + \left( \frac{K_r}{L} - P \right) x = F(t) L$$

Para que exista capacidad restitutiva, que asegure la estabilidad del sistema, entonces :

$$\frac{K_r}{L} - P > 0 \quad \Delta \quad K_{r_{crit}} = P L$$

Debido a que en edificios reales las cargas  $p_i$  se encuentran repartidas en los  $n$  diferentes niveles de la estructura, situados a una altura  $h_i$  respecto al punto de giro, se puede demostrar que la carga crítica queda definida por la siguiente expresión :

$$K_{r_{crit}} = p_1 h_1 + p_2 h_2 + \dots + p_n h_n$$

$$K_{r_{crit}} = \sum_{i=1}^n p_i h_i \quad (4.3)$$

Más adelante se presenta un análisis de 6 estructuras cimentadas sobre terreno blando, en donde se encuentra que el valor de  $EI$  equivalente es

mucho mayor que el valor de  $PL^2$ , por lo que la estructura prácticamente se comporta, con relación a este fenómeno, como un cuerpo rígido. Esto simplifica notablemente el cálculo de la rigidez angular crítica de la cimentación. Una observación importante respecto a la expresión que define a la rigidez crítica es su independencia de la rigidez de la estructura.

#### 4.2.2 Factor de seguridad al volteo

Se puede observar en el planteamiento descrito anteriormente que las condiciones de estabilidad dependen de la rigidez de los resortes que restringen el movimiento y que para hacer inestable a un sistema estructural es necesario que la rigidez existente en la base del mismo tenga valores inferiores a los de la rigidez crítica.

Es posible entonces establecer un factor de seguridad al volteo (FSV) de los edificios, que puede ser definido como la relación entre la rigidez angular existente en el sistema suelo-cimentación respecto a la rigidez angular crítica que mantiene estable al sistema, es decir :

$$FSV = \frac{\text{Rigidez existente}}{\text{Rigidez crítica}} = \frac{K_r}{K_{r \text{ crit}}}$$

En teoría, un valor del FSV superior a la unidad implicaría un comportamiento estable de la estructura. Rodríguez Cuevas establece en el trabajo citado un valor mínimo de 1.7 en el FSV para estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción.

Cabe destacar que el planteamiento descrito contempla comportamiento elástico de la estructura y solo es válido para pequeños desplazamientos, por lo que el índice de seguridad al volteo proporciona valores de inicio del fenómeno de inestabilidad.

#### 4.3 Rigidez angular del sistema suelo-cimentación

Tal como se menciona en el punto 1.5 de éste trabajo, existen diferentes métodos para la evaluación de las constantes de rigidez que tiene una estructura apoyada sobre un semiespacio elástico. Básicamente existen tres formas para poder determinar estas constantes :

- a) Mediante una metodología analítica, aplicando planteamientos matemáticos que aseguren un comportamiento equivalente del sistema al

considerar resortes concentrados en la base del mismo.

- b) Mediante una metodología experimental, determinando las constantes de rigidez con ensayos experimentales en estructuras reales, basándose en las relaciones de fuerza cortante y momento flexionante con los desplazamientos y rotaciones de la base, respectivamente, medidas durante la prueba.
- c) Mediante una metodología semi-analítica, al considerar propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente y con el auxilio de modelos matemáticos representativos de la estructura.

En los párrafos siguientes se describen brevemente las principales hipótesis utilizadas en las tres metodologías descritas.

#### 4.3.1 Metodología analítica

La determinación analítica de las constantes de rigidez equivalente de un semiespacio ha sido un tema abordado en numerosas investigaciones a partir de los años 30, básicamente enfocadas a cimentaciones rígidas circulares de maquinaria desplazadas sobre terreno blando [28]. La mayoría de ellas se basan en planteamientos matemáticos para la evaluación de las constantes de tal forma que se produzca la misma respuesta de un sistema de resortes concentrados en su base con la obtenida si el mismo se encuentra apoyado sobre un semiespacio infinito. Las constantes de estos sistemas equivalentes ó "análogos" se asumen como independientes de la frecuencia de excitación, por lo que son función únicamente de las propiedades del semiespacio, las propiedades geométricas de la cimentación circular y de la masa total ó momento de inercia de masa del bloque de cimentación más la estructura.

Recientemente se han desarrollado investigaciones con el fin de analizar la influencia de la forma geométrica de la cimentación en los parámetros equivalentes [29], en las cuales se llega a la conclusión de que la práctica usual de transformar cualquier geometría a una circular equivalente en área y momento de inercia no es necesariamente correcta.

Por otra parte, existe evidencia física de un fenómeno característico de la cimentaciones pilotadas con pilotes de fricción, que consiste en la separación de la base de cimentación respecto al suelo que la soporta [30], asociándose éste fenómeno al efecto de las cargas transmitidas por los pilotes. Esto puede traer consecuencias muy graves en movimientos sísmicos

severos, debido a la obvia disminución de rigidez en los sistemas estructurales que presentan éste fenómeno. Existe un planteamiento teórico sobre el comportamiento de estas cimentaciones [27], que se basa en sistemas de ecuaciones que relacionan los desplazamientos de los pilotes respecto a las cargas que actúan en ellos.

La elección entre los métodos actualmente disponibles para la determinación de las constantes de rigidez depende del grado de precisión requerido, dictado básicamente por el tamaño e importancia de la estructura. Es obvio que el método seleccionado debe reflejar las características de la cimentación y del suelo que la soporta.

#### 4.3.2 Metodología experimental

La determinación experimental de las constantes de rigidez angular ó lineal del sistema suelo-cimentación de un edificio se puede llevar a cabo mediante pruebas de vibración forzada, en las cuales exista la posibilidad de medir los desplazamientos de translación y de rotación de la base de la estructura [31]. Básicamente la metodología de éste tipo de pruebas es la siguiente:

- a) Determinación de las fuerzas de inercia asociadas a cada nivel, mediante las aceleraciones medidas en los niveles y las masas de los mismos.
- b) Una vez conocidas las fuerzas por nivel, se determina el cortante y el momento de volteo en la base de la estructura.
- c) Mediante las relaciones existentes entre los cortantes y momentos de volteo en la base respecto a los desplazamientos traslacionales y rotacionales obtenidos experimentalmente se pueden encontrar las rigideces de translación y rotación del sistema suelo-cimentación.

Este método presenta la dificultad de determinar con precisión los desplazamientos de la base, por lo que normalmente se recurre a la medición de los desplazamientos traslacionales de la misma y a la estimación de las rotaciones mediante las configuraciones modales obtenidas experimentalmente.

Si en éste mismo ensaye se llevara a cabo un barrido de frecuencias asociadas a la fuerza excitadora es posible obtener la dependencia de los coeficientes de rigidez respecto a esta variable .

### 4.3.3 Metodología semi-analítica

En éste tipo de planteamiento se requiere de un modelo matemático representativo de la estructura en el cual tome en cuenta su efecto de interacción con el sistema suelo-cimentación y de mediciones experimentales de la frecuencia fundamental de vibración del edificio.

Una vez formulado el modelo matemático es posible elaborar curvas que relacionen el cociente "frecuencia con base flexible-frecuencia con base empotrada", con respecto a la variación de la rigidez angular y translacional en la base del modelo. Como estas rigideces dependen del valor del módulo de rigidez al cortante del suelo y éste a su vez de las velocidades de las ondas de cortante asociadas con el semi-espacio, es posible elaborar ésta gráfica con los valores de rigidez, mediante los correspondientes a los de velocidad de ondas de cortante. Una curva típica se presenta en la figura 26.

Al conocer experimentalmente la frecuencia fundamental de la estructura, se determina entonces el cociente de frecuencias mencionado, por lo que es posible encontrar los valores de rigidez angular ó de ondas de cortante al entrar a la gráfica descrita. Cabe hacer la advertencia de que éste procedimiento puede ser tan preciso como lo sea el modelo matemático de la estructura.

### 4.4 Aplicación del estudio de inestabilidad a edificios de la ciudad de México

Se presenta el estudio de inestabilidad realizado para 6 edificios de la ciudad de México, ubicados en la zona de terreno compresible. Todos los edificios presentan un sistema de cimentación compuesto por un cajón rígido desplantado sobre pilotes de fricción. Dentro de los objetivos de éste estudio destacan los siguientes :

- a) Determinar experimentalmente las propiedades dinámicas de los edificios y correlacionarlas con las obtenidas mediante modelos matemáticos representativos de los mismos.
- b) Se pretende establecer una comparación entre los coeficientes de rigidez angular de los sistemas suelo-cimentación obtenidos mediante métodos analíticos y semi-analíticos descritos.
- c) Estimar los factores de seguridad al volteo de los edificios y establecer una relación con los daños presentados en las

cimentaciones de los mismos durante los sismos de septiembre de 1985.

#### 4.4.1 Descripción de los edificios

Los edificios que fueron seleccionados se encuentran situados en la zona de terreno compresible de la ciudad de México (fig 38). Estos edificios presentan la característica común que su sistema de cimentación se encuentra formado por un cajón rígido apoyado sobre pilotes de fricción.

En la tabla 13 se presenta una descripción detallada de las características generales de los mismos, así como los daños presentados durante los sismos de septiembre de 1985.

#### 4.4.2 Análisis de las características dinámicas de los edificios seleccionados

Se llevó a cabo la determinación experimental de las características dinámicas en los edificios, mediante el método de vibración ambiental. Estas pruebas experimentales fueron realizadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, como parte del proyecto "Análisis experimental de vibraciones en edificios" durante los años 1986 y 1987 [1]. En la tabla 14 se presentan las frecuencias de vibración de estos edificios, obtenidas mediante el método experimental mencionado.

En todos los edificios se presentaron espectros bien definidos en sus direcciones principales, observándose que las frecuencias fundamentales de todos ellos se encuentran alejadas del intervalo asociado a las ondas superficiales. En todos los espectros se pronuncian significativamente los máximos correspondientes a los modos fundamentales, presentándose de nuevo frecuencias asociadas a las ondas superficiales entre 2 y 5 Hz.

En la figura 39a se presenta la relación existente entre el número de pisos de las estructuras analizadas con los periodos de vibración medidos experimentalmente en la dirección más flexible. La línea continua presente en la figura se encuentra mediante la consideración de que el periodo en segundos de una estructura es aproximadamente el número de pisos dividido por 10. A manera de complemento se presentan en la figura los edificios analizados en el capítulo 3 de este trabajo. Cabe destacar que de los tres edificios que están arriba de la línea  $T = 0.1 N$ , dos de ellos (A y B) están cimentados sobre terreno rocoso y el tercero (D) está cimentado sobre pilotes de punta. Todos los edificios que están por debajo de la línea

continua presentan un incremento importante en el periodo fundamental de vibración asociado al efecto de la interacción suelo-estructura. La línea punteada  $T = 0.16 N$  es el ajuste de estos últimos puntos.

Los investigadores japoneses Minami y Kashima [32] realizaron la medición de los periodos fundamentales de vibración, bajo condiciones de ruido ambiental, en un número considerable de edificios de la ciudad de México, estimando que para edificios sin daño y cimentados sobre terreno firme, la relación existente entre el número de pisos y el periodo de vibración queda establecida por  $T = 0.089 N$ . En la misma figura 39a se presenta el trazo de esta relación.

Con los planos estructurales de los edificios y las condiciones presentes durante las pruebas experimentales se formularon los modelos matemáticos representativos de las estructuras, siguiendo la metodología propuesta por el programa de análisis SUPER-ETABS. En los edificios se toman en cuenta todos los parámetros analizados en los edificios A y B, además de considerar que los mismos presentan condición de empotramiento en su base. Esta última consideración se hace con el fin de comparar los periodos medidos experimentalmente con los obtenidos analíticamente, con la base empotrada, y se analizó la influencia de la flexibilidad del sistema suelo-cimentación en los periodos fundamentales de vibración. En la tabla 15 se presenta una comparación de las frecuencias fundamentales de vibración obtenidas tanto experimental como analíticamente, donde se observa que la influencia de la ISE es muy significativa en esta característica dinámica, al incrementar la flexibilidad del sistema estructural.

En la figura 39b se presenta la relación existente entre el número de pisos de los edificios con respecto a sus periodos fundamentales de vibración considerando base empotrada. De nuevo la línea continua representa la estimación del periodo como el número de pisos dividido por 10. Se observa que la mayoría de los edificios se encuentran por arriba de esta línea, a excepción de dos de ellos que presentan una separación importante de la misma. Estos dos edificios sufrieron grandes daños en su estructura durante los sismos de 1985 y ambos presentan sistemas de losa reticular, lo que puede justificar el fenómeno mencionado. Si eliminamos estos dos últimos puntos, la línea de ajuste para los periodos es  $T = 0.086N$ .

#### 4.4.3 Estimación de la rigidez angular del sistema suelo-cimentación

Se determinaron los coeficientes de rigidez de los edificios

seleccionados, con los planteamientos analíticos y semi-analíticos descritos en párrafos anteriores; no se estimaron en forma experimental, ya que no se contó con el equipo necesario para hacerlo.

Se analizaron dos métodos analíticos, cuyas principales características se describen a continuación :

- a) Mediante las expresiones que recomienda el reglamento del DF 87. Estos coeficientes dependen exclusivamente del módulo de rigidez del suelo y de las propiedades geométricas de la cimentación.
- b) Mediante el procedimiento propuesto por Rodríguez Cuevas, que supone la separación de la base de cimentación respecto al suelo de soporte y que sólo los pilotes transmiten las cargas de la estructura al terreno.

Los valores de los coeficientes de rigidez angular obtenidos para estos dos métodos analíticos se presentan en la tabla 16, observándose que existe una diferencia significativa en la evaluación de dichas constantes. Los coeficientes del método propuesto por el RDF-87 proporciona valores entre 14 y 50 veces mayores que los proporcionados por el otro método analítico. Esta proporción influirá en la estimación del factor de seguridad al volteo de las estructuras, como se mencionará más adelante.

Una vez formulados los modelos matemáticos representativos de las estructuras se aplicó el método semi-analítico, elaborándose para cada uno de ellos las curvas que relacionan el cociente "frecuencia base flexible-frecuencia base empotrada" con la rigidez angular en la base de la estructura. Al contar con los periodos experimentales se hace uso de estas gráficas y se obtienen así los coeficientes de rigidez angular que producen una óptima correlación entre los periodos analíticos y los medidos experimentalmente.

Los valores obtenidos por el método semi-analítico se presentan en la misma tabla 16, donde se comparan con los resultados analíticos. Se aprecia en la tabla que estos valores están más cercanos a los proporcionados por el Reglamento del Distrito Federal que al otro método analítico. Esto puede explicarse con el hecho de que en estos edificios se encuentre en contacto la losa de cimentación con el suelo que la soporta, ó bien que los movimientos sísmicos severos que se presentaron hayan inducido dicho contacto.

#### 4.4.4 Estimación del factor de seguridad al volteo

Al contar con los valores de la rigidez angular presente en el sistema suelo-cimentación de los edificios seleccionados, se procede entonces a determinar los valores de rigidez crítica de los mismos y así, mediante su relación, encontrar los valores del factor de seguridad por volteo de las estructuras.

En la tabla 17 se presentan los valores de los diferentes parámetros que intervienen en la estimación de la rigidez angular crítica, como lo son la carga gravitacional  $P$ , la altura del edificio  $L$  y la rigidez equivalente  $EI$ . En la misma tabla se presentan los valores de la rigidez crítica mediante las expresiones que consideran tanto que la carga total se encuentra concentrada en el extremo de la estructura como la que considera que la misma se encuentra repartida en los diferentes niveles del edificio.

El FSV se determina entonces al relacionar el coeficiente de rigidez angular existente en los edificios con el coeficiente de rigidez crítica de los mismos. En la tabla 18 se presentan los valores del FSV de los edificios seleccionados empleando los diferentes métodos considerados, así como una breve descripción del comportamiento observado durante los sismos mencionados.

Se observa una cierta correlación entre los valores del FSV obtenidos mediante el método analítico de Rodríguez Cuevas y los daños durante el sismo, ya que para los edificios F y G se presentaron giros moderados de la cimentación, para el edificio H giros importantes de la misma y en el edificio I prácticamente no se presentó dicho movimiento. Se comprueba que un valor de 1.70 en el FSV puede ser adecuado como límite inferior para asegurar la estabilidad por volteo de estructuras cimentadas sobre pilotes de fricción.

#### 4.5 Conclusiones

Mediante el análisis de los resultados obtenidos en este capítulo se llega a las siguientes conclusiones :

1. En todos los edificios estudiados la flexibilidad del suelo sobre el cual se apoyan modificó las características dinámicas del sistema estructural, provocando una disminución significativa en la frecuencia fundamental de vibración respecto a aquella que se hubiera

presentado si las estructuras se cimentaran sobre suelo rígido. Al utilizar el método de vibración ambiental se observa una definición mucho más clara de las frecuencias fundamentales en los espectros obtenidos respecto a aquellas estructuras cuyas frecuencias fundamentales se ubican entre 2 y 5 Hz.

2. Los valores de la rigidez angular obtenidos con el método semi-analítico presentan el mismo orden de magnitud que los obtenidos con el método analítico propuesto por el RDFS7, por lo que éste último método pudiera ser utilizado para la evaluación de los efectos de la interacción suelo-estructura, siempre y cuando se asegure el contacto de la losa de cimentación con el suelo que la soporta, pues en su defecto la rigidez angular puede modificarse significativamente. El FSV obtenido con el método de Rodríguez Cuevas muestra correlación con los movimientos registrados en las cimentaciones de los edificios estudiados durante sismos severos, por lo que puede servir de índice para evaluar la estabilidad por volteo de las estructuras.

## CONCLUSIONES FINALES

En este trabajo se ha analizado la validez y utilidad de las mediciones de vibración ambiental y de registros sísmicos en algunos edificios típicos de la ciudad de México. Aunque el estudio de sólo diez edificios no justifica una generalización, los resultados obtenidos en ambas metodologías experimentales demuestra que es posible determinar, con una aproximación adecuada, las propiedades dinámicas de las estructuras desplantadas en los diferentes tipos de terreno del valle. A pesar de que este análisis se basó en pequeños niveles de excitación, comparados con los de un movimiento sísmico severo, y que se ofrece información sólo aplicable en el análisis elástico lineal de los edificios, las propiedades estructurales obtenidas son invaluable, ya que proporcionan bases firmes para comprender el comportamiento real de los sistemas estructurales.

De la comparación de las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos matemáticos utilizados respecto a aquellas medidas de manera experimental, se llega a la conclusión de que es factible la elaboración de modelos representativos de los edificios en estudio, siempre y cuando se consideren en los mismos todos los elementos estructurales y no estructurales presentes en el edificio, así como la flexibilidad del sistema suelo-cimentación para aquellos desplantados sobre terreno blando.

Por otra parte, la correlación existente entre los valores del factor de seguridad al volteo de los edificios seleccionados respecto a los daños presentados durante un movimiento sísmico severo, sugiere que este análisis de estabilidad puede proporcionar información valiosa para evitar este tipo de fenómenos. Es evidente la necesidad de un estudio más profundo sobre este tema.

Finalmente, se considera que para comprender el comportamiento de las estructuras de la ciudad de México, en los diversos niveles de excitación a los que se puedan someter, es necesario extender el estudio de las vibraciones ambientales a un gran número de edificios, debiendo ser apoyadas con estudios de vibración forzada en algunos de ellos e instrumentación permanente en otros, para analizar su respuesta ante sismos severos.

## REFERENCIAS

- [1] Rodríguez Cuevas, Nefthalí  
"Análisis experimental de vibraciones en edificios". Informe final del proyecto 6702, Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero 1987.
- [2] Mariá Vila, David  
"Determinación de características dinámicas en estructuras representativas de la ciudad de México". Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, UNAM. Septiembre 1988.
- [3] Caballero C., Ayala G., Gómez R. y Escobar J.A.  
"Efecto de la flexibilidad del sistema de piso en la respuesta de edificios ante carga sísmica". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz 1986.
- [4] Clough R.W. y Penzien J.  
"Dynamics of Structures". Editorial McGraw Hill. 1982.
- [5] Caughey T.K.  
"Classical Normal Modes in Damped Linear Systems". Trans of the ASME, Journal of Appl. Mechs., Junio 1960, pp 269-271.
- [6] Seed H.B., Lysmer J., Huang R.  
"Soil-Structure interaction analysis for seismic response". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT5, mayo 1975, pp 439-457.
- [7] Schnabel P.B., Lysmer J., Seed H.B.  
"SHAKE : A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites". Reporte UCB/EERC/72-12. Diciembre 1972.
- [8] Whitman R.V. y Richart F.E.  
"Design procedures for dynamically loaded foundations". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 93, No. SM6, noviembre 1967, pp 169-193.
- [9] "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo".  
Gazeta oficial del Departamento del Distrito Federal. Noviembre 1987.
- [10] Veletsos A.S. y Wei Y.T.  
"Lateral and rocking vibration of footings". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM9, septiembre 1971, pp 1227-1247.

- [11] Beliveau J.G.  
 "Modal identification for non-normal modes". ASCE/END, Speciality Conference. Marzo 1976, Universidad de California, Los Angeles.
- [12] Murid Vila D., Miranda A., Castillo E.  
 "Modificaciones del dispositivo experimental para la medición de las características dinámicas de los edificios". Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, UNAM. Agosto 1988.
- [13] Christopher R.  
 "California Building Strong Motion Earthquake Instrumentation Program". ASCE/END, Speciality Conference. Marzo 1976, Universidad de California, Los Angeles. pp 40-60.
- [14] Kawasumi H. y Shima E.  
 "Some Applications of a Correlator Engineering Problems". III WCEE, Vol. 2, Nueva Zelandia, pp II-298 a II-320, 1965.
- [15] Trifunac M.C.  
 "Comparisons between ambient ambient and forced vibration experiments". CIT, Dep. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, January 1972, pp 133-150.
- [16] Murid Vila D., González Alcorta R. y Miranda Téllez A.  
 "Propiedades dinámicas de las estructuras representativas de edificios de la ciudad de México. Parte II". Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, UNAM. Abril 1989.
- [17] Rodríguez Cuevas, N. y González Alcorta R.  
 "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio". Memorias de VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., noviembre 1987, pp C188-C184.
- [18] Maison B. y Neuss C.  
 "SUPER-ETABS". Reporte de la National Science Foundation. J.B. Bouwkamp Inc., Enero 1983.
- [19] Murid Vila D., Espinosa A. Juan y González Alcorta R.  
 "Efecto de distintos sismos en dos edificios en suelos característicos". Memorias de VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla Pue., marzo 1988, pp A-85 a A-100.
- [20] Miranda Téllez A.  
 "Características dinámicas de un edificio desplantado en terreno

firms". Tesis Profesional, Universidad Autónoma de Puebla, 1988

- [21] Newmark, N.M.  
"Numerical procedure for computing deflections, moments and buckling loads", Trans ASCE, Vol. 108, 1943.
- [22] Jaime A., Romo M. y Ovando E.  
"Características del suelo en el sitio C.U.P.J.". Proyecto 6504, Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero 1987.
- [23] Jaime A., Romo M., Ovando E.  
"Características del suelo en el sitio Plaza Río de Janeiro". Proyecto 6504, Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero 1987.
- [24] Marsal R.J. y Mazari M.  
"El subsuelo de la ciudad de México", parte D. Instituto de Ingeniería, UNAM. Número 505. Mayo 1987.
- [25] Lerma J., Rodríguez M. y Singh S.K.  
"Periodos naturales de sitios en el valle de México obtenidos con mediciones de microtemblores y datos de movimientos sísmicos fuertes". Earthquake Spectra, "EERI, The 1985 Mexico Earthquake, Parte B". Noviembre 4-4, pp 653-674.
- [26] Richart R.J., Hall J.R. y Woods R.D.  
"Vibration of Soil and Foundations". Editorial Prentice Hall, 1970.
- [27] Rodríguez Cuevas, Nefialí  
"Estabilidad de estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción". XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Querétaro Qro, 1984, pp 147-158.
- [28] Gazetas, George  
"Analysis of machine foundation vibration : state of art". International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol 2, No. 1.
- [29] Dobry R. y Gazetas G.  
"Dynamic response of arbitrarily shaped foundations". Journal of the Geotechnical Engineering, Vol 112, No.2, febrero 1986, pp 109-135
- [30] Whitaker T.  
"Experiment with model piles in groups". Geotechnique, Vol 7, pp 147-167.

[31] Wong N.L., Trifunac M.D. y Luce J.E.

"A comparison of soil-structure interaction calculations with results of full-scale force vibration tests". Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol 7, No. 1, 1988, pp 22-31.

[32] Minami T. y Kashima T.

"Mediciones con microtremor en las construcciones de la ciudad de México a raíz de los sismos de los días 19 y 20 de septiembre de 1985". Memorias del 1<sup>er</sup> Simposium Internacional, Los Sismos y sus Efectos en las Ciudades", septiembre de 1986, México D.F., pp 355-372.

[33] Prince J., Ibarrola G. y Contreras O.

"Análisis del primer sismo registrado en el CIRES AC, el 12 de marzo de 1987", Informe RA-DF-1, CIRES AC, mayo 1987.

[34] Martínez A. y Javier C.

Boletín de Información Sísmica Preliminar, Año:12, Nums. 2,3 y 4, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1987.

[35] Quass R. et al.

"Accelerograms from the Guerrero Array for The Mexico Earthquake of Feb. 8, 1988 (Ms=5.8) : A Preliminary Report": GAA-4, Instituto de Ingeniería, Febrero 1988.

En zona de transición

Profundidad de desplante (1)	K <sub>x</sub>	K <sub>r</sub> (2)	K <sub>v</sub> LOSA	K <sub>v</sub> ZAPATA
≤ 1 m	11GR <sub>x</sub>	7GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	20GR <sub>x</sub>	12GR <sub>x</sub>
≥ 3 m	16GR <sub>x</sub>	11GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	29GR <sub>x</sub>	20GR <sub>x</sub>

En zona de lago

Profundidad de desplante	K <sub>x</sub>	K <sub>r</sub>			K <sub>v</sub>
		SOBRE EL TERRENO	SOBRE PILOTOS DE FRICCIÓN (3)	SOBRE PILOTOS DE PUNTA (4)	
≤ 1 m	7GR <sub>x</sub>	6GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	7GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	12GR <sub>x</sub>
≥ 3 m	8GR <sub>x</sub>	9GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	11GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	16GR <sub>x</sub>

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese entre los valores de la tabla
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona de transición supóngase K<sub>r</sub> infinita
3. Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. En caso contrario, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla
4. K<sub>p</sub> se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyen a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente

Tabla 1 Valores de los coeficientes de rigidez K<sub>x</sub>, K<sub>v</sub> y K<sub>r</sub> propuestos por el reglamento de construcciones del Distrito Federal (RDF-87) [8]

Ubicación		Frecuencias fundamentales (Hz)					
		Fecha del sismo					
		12-III-87	7-VI-87	26-VI-87	5-VII-87	15-VIII-87	8-IX-88
Terreno	T	11.236	1.211	-----	-----	1.070	-----
	L	9.091	1.140	-----	-----	1.541	-----
	R	10.870	1.259	-----	-----	1.271	-----
Nivel 2 centro	T	-----	4.000	4.348	4.202	3.876	-----
	L	-----	3.817	4.202	4.098	3.831	-----
	R	-----	5.780	5.988	5.988	5.988	-----
Nivel 2 esq. SE	T	-----	4.484	-----	-----	4.348	-----
	L	-----	4.098	-----	-----	3.774	-----
	R	-----	5.814	-----	-----	5.988	-----
Nivel 2 esq. NW	T	4.049	4.386	-----	4.202	3.876	3.984
	L	3.953	4.032	-----	4.098	3.876	3.367
	R	5.814	5.882	-----	5.988	-----	-----
Nivel 3 esq. SE	T	-----	4.386	4.202	4.202	3.984	-----
	L	-----	3.788	4.202	4.255	3.831	-----
	R	-----	6.173	5.952	5.952	6.024	-----
Nivel 3 esq. NW	T	-----	4.425	4.386	4.202	3.861	3.984
	L	-----	4.032	4.202	4.098	3.831	3.484
	R	-----	5.952	5.988	5.988	5.988	-----

T - Transversal

L - Longitudinal

R - Torsión

Tabla 6 Frecuencias naturales de vibración obtenidas del análisis de de Fourier de los acelerogramas registrados en el edificio B

MODO	Frecuencias (Hz)		
	Dirección T	Dirección L	Torsión
Primero	0.80	1.20	1.36
Segundo	2.72	3.84	3.80
Tercero	4.80	5.68	6.24

Tabla 2 Frecuencias naturales de vibración obtenidas experimentalmente mediante vibración ambiental en el edificio A

Modelo	Frecuencia fundamental (Hz)	Frecuencia fundamental Frecuencia de referencia
Modelo calibrado con vibración ambiental considerando todos los elementos estructurales ( MODELO DE REFERENCIA )	0.81	1.00
Modelo de referencia sin considerar muros de escaleras y elevadores	0.69	0.85
Modelo de referencia sin considerar escaleras	0.79	0.97
Modelo de referencia sin muros perimetrales	0.80	0.80
Modelo de referencia con masa del reglamento	0.68	0.83
Modelo de referencia sin zona rígida en la unión viga-columna	0.67	0.82
Modelo de referencia sin apéndice	0.83	1.02
Modelo esquelético	0.36	0.45

Tabla 3 Modificación en el valor de la frecuencia fundamental en la dirección transversal al analizar diversos modelos del edificio A

MODO	Frecuencias (Hz)		
	Dirección T	Dirección L	Torsión
Primero	4.20	4.00	6.21
Segundo	13.33	11.77	-

Tabla 4 Frecuencias naturales de vibración obtenidas experimentalmente mediante vibración ambiental en el edificio B

Fecha	Prof. Focal	Magnitud Richter			Distancia Epicentral	Rumbo	Componente	Aceleraciones máximas		Duración del registro en el terreno (s)	Referencias
	(Ka)	M <sub>s</sub>	M <sub>o</sub>	M <sub>b</sub>	(Ka)			Suelo	Árboles		
18/03/87	---	5.1	---	---	15.8	302.86W	V T L	0.043 0.034 0.036		15	33,36
7/08/87	33	---	---	4.8	330	38.82W	V T L	0.010 0.014 0.017	0.012 0.020 0.048	23	34
26/06/87	344	344	344	344	344	344344W	V T L	---	0.007 0.041 0.041	---	---
8/07/87	33	4.7	---	---	318	38.78W	V T L	---	0.018 0.022 0.028	---	34
18/08/87	70	---	---	5.8	320	339.84W	V T L	0.014 0.026 0.019	0.012 0.028 0.024	37	34
8/02/88	30	---	5.8	---	330	349.82W	V T L	0.010 0.028 0.028	0.019 0.128 0.232	32	35

M<sub>s</sub> - Magnitud de onda  
 M<sub>o</sub> - Magnitud de ondas superficiales  
 M<sub>b</sub> - Magnitud de ondas de cuerpo  
 V - Componente vertical  
 T - Componente transversal  
 L - Componente longitudinal  
 34444 - Valor no disponible

Tabla 5 Principales características de los acelerogramas registrados en el edificio B

Modelo	Frecuencia fundamental (Hz)	Frecuencia fundamental / Frecuencia de referencia
Modelo calibrado con vibración ambiental considerando todos los elementos estructurales ( MODELO DE REFERENCIA )	L = 4.167 T = 4.310 R = 5.435	1.0 1.0 1.0
Modelo de referencia sin considerar cubo de escaleras	L = 3.817 T = 3.559 R = 5.263	0.92 0.81 0.98
Modelo de referencia sin muros de mampostería	L = 4.167 T = 3.953 R = 5.376	1.00 0.90 0.98
Modelo de referencia sin zona rígida en la unión viga-columna	L = 3.279 T = 4.065 R = 4.545	0.79 0.93 0.83
Modelo esqueletal	L = 2.915 T = 2.584 R = 4.032	0.70 0.59 0.70

T - Transversal      L - Longitudinal      R - Torsión

Tabla 7 Modificación en el valor de las frecuencias fundamentales al analizar diversos modelos matemáticos del edificio B

Componente	Frecuencias (Hz)		
	Sismos (promedio)	Vibración Ambiental	Modelo Matemático
T	4.132	4.202	4.310
L	3.891	4.000	4.167
R	5.952	6.132	5.435

Tabla 8 Comparación de las frecuencias fundamentales de vibración obtenidas con los métodos experimentales y el modelo matemático en el edificio B

MODO	Frecuencias (Hz)		
	Dirección T	Dirección L	Torsión
Primero	10.42	5.65	13.82
Segundo	30.36	20.12	41.11
Tercero	45.63	34.38	64.12

Tabla 9 Frecuencias naturales de vibración obtenidas analíticamente para el edificio C, al considerar su base empotrada

Modelo	Frecuencias (Hz)			
	Cuerpo A		Cuerpo B	
	Dir. T	Dir. L	Dir. T	Dir. L
Base empotrada	10.42	5.65	9.90	5.35
Base flexible ( $V_s = 80$ m/s)	2.59	2.83	2.03	2.43
Base flexible ( $V_s = 100$ m/s)	4.17	4.17	3.31	3.62

Tabla 10 Frecuencias naturales de vibración obtenidas analíticamente para el edificio C al considerar la flexibilidad del suelo que la soporta

MODO	Frecuencias (Hz)		
	Dirección T	Dirección L	Torsión
Primero	0.85	1.22	1.47
Segundo	2.56	4.00	4.42
Tercero	4.54	7.46	7.87

Tabla 11 Frecuencias naturales de vibración obtenidas analíticamente para el edificio D, al considerar su base empotrada. Estructuración original

Modo	Frecuencias (Hz)		
	Dirección T	Dirección L	Torsión
Primero	1.12	1.36	1.55
Segundo	4.03	4.18	4.70
Tercero	8.54	7.75	8.62

Tabla 12 Frecuencias naturales de vibración obtenidas analíticamente para el edificio D, al considerar su base empotrada. Estructuración con muros de concreto

Edificio	Número de niveles	No. de pilotes de fricción	Altura total (m)	Altura Entreplazo (m)	Tipo de estructuración	Daño estructural en el sismo de 10-IX-65	Daño en cimentación en el sismo de 19-IX-65
E	11	166	37.4	3.40	Muros de concreto y sistemas de piso de vigas y base-dilla	Daño severo en conexiones, trabes y columnas	Ninguno
F	13	75	45	3.40	Muros y muros de concreto con entreplazo de tipo reticular	Daño severo en la unión del entreplazo con los capiteles y muros adyacentes	Desplome
G	13	49	42.9	3.30	Muros y muros de concreto con entreplazo de tipo reticular	Ligero	Desplome
H	11	47	30	3.00	Muros y diagonales de concreto	Ligero	Revoluciones importantes rotación de la base, con desplome y choque con estructura vecina
I	8	61	23	2.65	Muros y muros de concreto con entreplazo de tipo reticular	Ligero. Daños en muros en la vecindad de la zona de elevadores	Ninguno
J	9	21	24.5	2.70	Muros de acapostamiento con entreplazo de tipo reticular	Ligero. Daños en muros y techos al segundo nivel	Ninguno

Tabla 13 Descripción de los edificios seleccionados para el análisis de estabilidad [1]

Edificio	Frecuencia natural de vibración (Hz)			Relación de frecuencias		
	PRIMER NODO	SEGUNDO NODO	TERCER NODO	FRECUCENCIA		
				SEGUNDO NODO PRIMER NODO	TERCER NODO PRIMER NODO	TORSIONAL FRECUENCIA TRANSLACION
<b>E (11)<sup>a</sup></b>						
Dir. T	0.48 (2.08) <sup>b</sup>	2.00	3.36	4.16	6.93	3.85
Dir. L	0.84 (1.58)	2.20	3.58	3.47	5.57	2.88
Torsión	1.85 (0.54)	4.24	7.58	2.25	4.15	----
Bamboleo	2.88 (0.35)	5.58	9.79	1.84	3.50	----
<b>F (13)</b>						
Dir. T	0.40 (2.50)	1.35	2.80	3.38	6.94	3.96
Dir. L	0.40 (2.50)	1.52	3.28	3.78	8.33	3.96
Torsión	1.60 (0.63)	4.24	7.68	2.62	4.85	----
Bamboleo	2.32 (0.43)	6.80	9.36	2.87	3.91	----
<b>G (13)</b>						
Dir. T	0.60 (1.67)	2.30	4.40	3.88	7.26	2.38
Dir. L	0.88 (1.14)	2.88	N/C <sup>c</sup>	3.26	N/C	1.63
Torsión	1.44 (0.70)	4.08	6.64	2.80	4.67	----
Bamboleo	2.36 (0.42)	5.12	8.08	2.10	3.50	----
<b>H (11)</b>						
Dir. T	0.88 (1.14)	2.82	5.30	3.26	6.00	1.73
Dir. L	1.08 (0.93)	3.60	7.60	3.32	7.15	1.41
Torsión	1.52 (0.68)	4.28	7.40	2.87	4.71	----
Bamboleo	2.64 (0.38)	4.84	8.80	1.81	3.45	----
<b>I (8)</b>						
Dir. T	0.88 (1.14)	2.64	4.48	3.00	5.18	1.81
Dir. L	1.28 (0.78)	N/C	6.00	N/C	4.58	0.80
Torsión	1.60 (1.60)	5.52	8.16	3.50	5.25	----
Bamboleo	1.02 (1.02)	3.04	9.00	2.97	8.91	----
<b>J (9)</b>						
Dir. T	0.64 (1.56)	2.48	4.00	3.90	6.24	2.89
Dir. L	1.12 (0.89)	3.60	8.50	3.18	7.42	1.65
Torsión	1.84 (0.54)	5.76	8.24	3.18	4.50	----
Bamboleo	2.90 (0.34)	6.70	9.52	2.27	3.09	----

a - Número de niveles

b - Período fundamental en segundos

c - Valores no confiables

Tabla 14 Frecuencias naturales de vibración obtenidas experimentalmente bajo condiciones de vibración ambiental en los edificios seleccionados para el análisis de estabilidad [1]

Edificio	Frecuencia Fundamental (Hz)						Relación de frecuencias analítica/experimental		
	Experimental			Analítica <sup>a</sup>			DIR T	DIR L	TORSION
	DIR T	DIR L	TORSION	DIR T	DIR L	TORSION			
E	0.48	0.64	1.88	0.68	1.11	1.80	1.38	1.73	0.97
F	0.40	0.40	1.60	0.44	0.53	1.63	1.10	1.33	1.02
G	0.60	0.88	1.44	0.87	1.67	1.60	1.45	1.80	1.11
H	0.88	1.08	1.52	1.25	1.69	1.96	1.42	1.56	1.29
I	0.88	1.28	1.60	1.20	1.82	1.56	1.38	1.42	0.98
J	0.64	1.12	1.84	1.15	2.58	1.54	1.80	2.29	0.84

a - Considerando base empotrada

Tabla 15 Correlación de frecuencias fundamentales de vibración obtenidas experimentalmente con aquellas calculadas en forma analítica en los edificios seleccionados

Edificio	Rigidez angular <sup>a</sup> ( Kr )		
	Criterio Analítico		Criterio Semi-analítico
	RBF	RC	
E	$1.33 \times 10^7$	$5.82 \times 10^6$	$1.20 \times 10^7$
F	$3.66 \times 10^7$	$1.22 \times 10^6$	$4.00 \times 10^7$
G	$2.70 \times 10^6$	$1.80 \times 10^5$	$5.5 \times 10^6$
H	$4.33 \times 10^6$	$8.88 \times 10^4$	$1.31 \times 10^7$
I	$5.13 \times 10^6$	$2.72 \times 10^5$	$8.0 \times 10^6$
J	$1.64 \times 10^6$	$5.50 \times 10^4$	$5.67 \times 10^6$

a - Unidades en ton-m/rad

RBF - Según reglamento del D.F.

RC - Según Rodríguez [27]

TABLA 16 Comparación de los coeficientes de rigidez asociados a la rotación de la base ( Kr ) sobre el eje de menor rigidez.

Edificio	Peso Total (P) (ton)	Altura Total (L) (mts)	P.L <sup>2</sup>	Rigidez (EI)	K <sub>crit</sub>	K <sub>crit</sub>
					K <sub>r</sub> = PL (ton-m/rad)	K <sub>r</sub> = Σ P <sub>i</sub> h <sub>i</sub> (ton-m/rad)
E	7121	37.40	9.98x10 <sup>8</sup>	1.86x10 <sup>9</sup>	2.68x10 <sup>8</sup>	1.52x10 <sup>8</sup>
F	21226	45.00	4.29x10 <sup>7</sup>	2.42x10 <sup>10</sup>	8.55x10 <sup>8</sup>	5.6 x10 <sup>8</sup>
G	2830	42.90	5.21x10 <sup>8</sup>	5.07x10 <sup>9</sup>	1.21x10 <sup>8</sup>	7.30x10 <sup>8</sup>
H	2386	30.00	2.15x10 <sup>8</sup>	1.94x10 <sup>8</sup>	7.16x10 <sup>8</sup>	4.71x10 <sup>8</sup>
I	3400	23.00	1.80x10 <sup>8</sup>	6.36x10 <sup>8</sup>	7.82x10 <sup>8</sup>	4.16x10 <sup>8</sup>
J	1361	24.50	8.17x10 <sup>8</sup>	7.96x10 <sup>7</sup>	3.33x10 <sup>8</sup>	1.58x10 <sup>8</sup>

TABLA 17 Valores de la rigidez angular crítica al volteo de los edificios seleccionados.

Edificio	Factor de seguridad al volteo (FSV)			
	Criterio Análítico		Criterio Semi-analítico	Daño en cimentación durante el sismo del 18-X-85
	RDF	RC		
E	87.5	3.8	78.9	Ninguno
F	65.4	2.2	71.4	Giro leve de su cimentación
G	37.0	2.6	75.3	Giro leve de su cimentación
H	91.9	1.9	278.1	Giros importantes de su cimentación
I	123.3	8.5	192.3	Ninguno
J	103.8	3.2	35.9	Ninguno

RDF - Según reglamento del D.F.

RC - Según Rodríguez [27]

TABLA 18 Factor de seguridad al volteo de los edificios seleccionados al utilizar diferentes criterios para la estimación de la rigidez angular de la base de la cimentación.

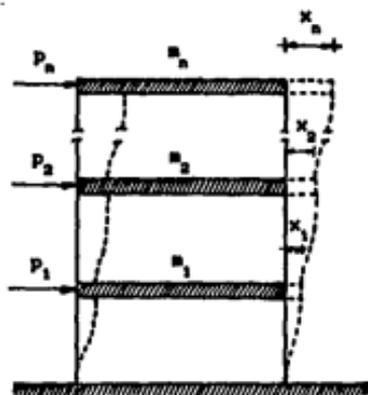


Figura 1 Sistema estructural de múltiples grados de libertad

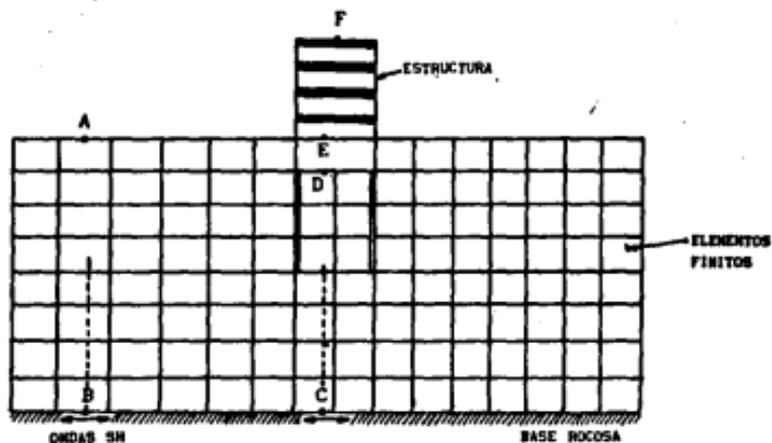


Figura 2 Idealización del sistema suelo-estructura con el método del elemento finito

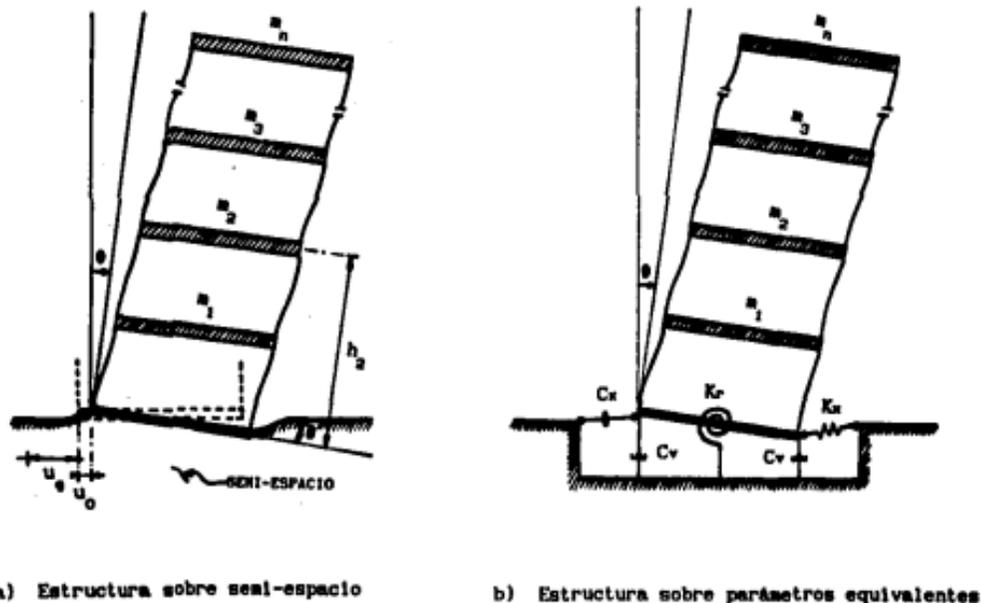


Figura 3 Idealización del sistema suelo-estructura con el método del semi-espacio

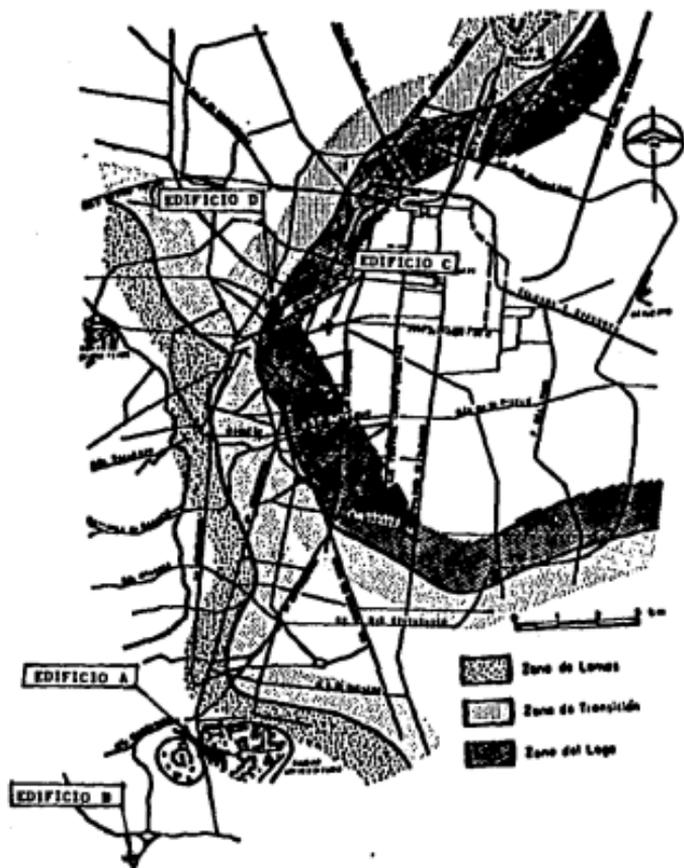
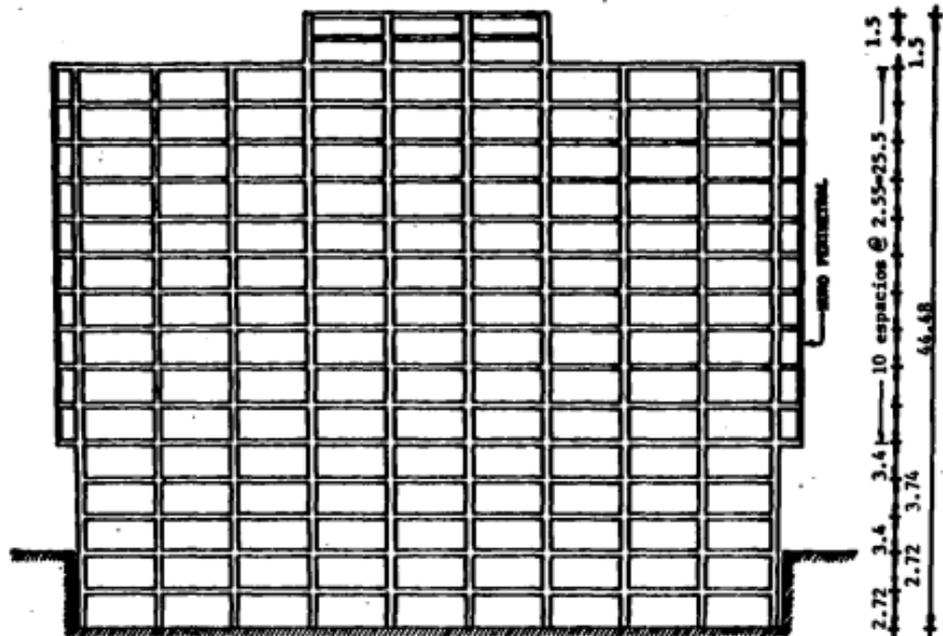
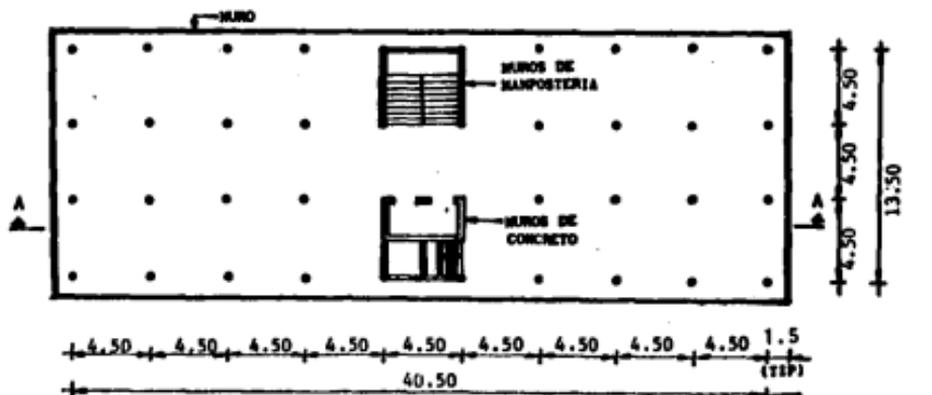


Figura 4 Ubicación de edificios seleccionados para la correlación de propiedades dinámicas



CORTE A-A



PLANTA

ACOTACIONES EN MTS

Figura 5 Elevación y planta tipo de edificio A

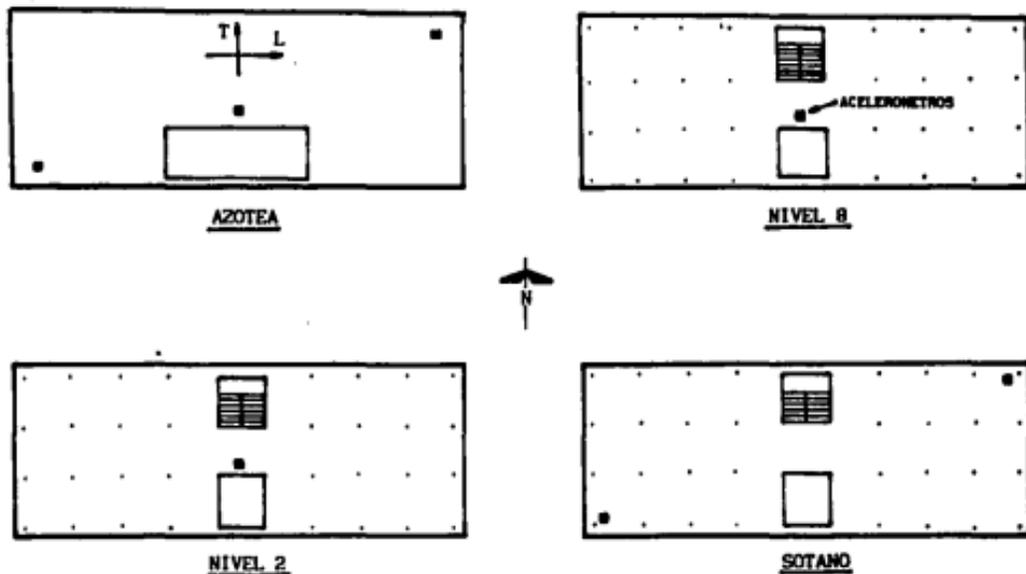
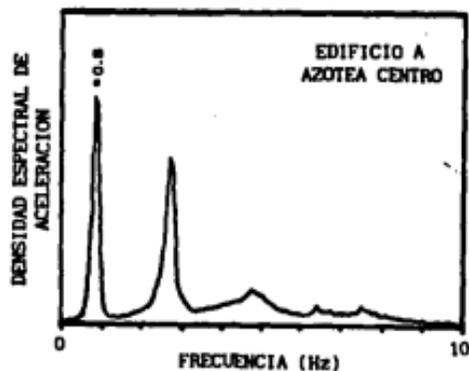
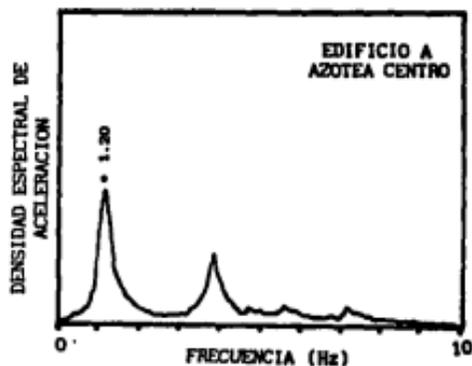


Figura 8 Ubicación de acelerómetros para el análisis de vibración ambiental en el edificio A



a) Dirección transversal (T)



b) Dirección longitudinal (L)

Figura 7 Espectros de potencia promedios obtenidos mediante vibración ambiental en la azotea del edificio A

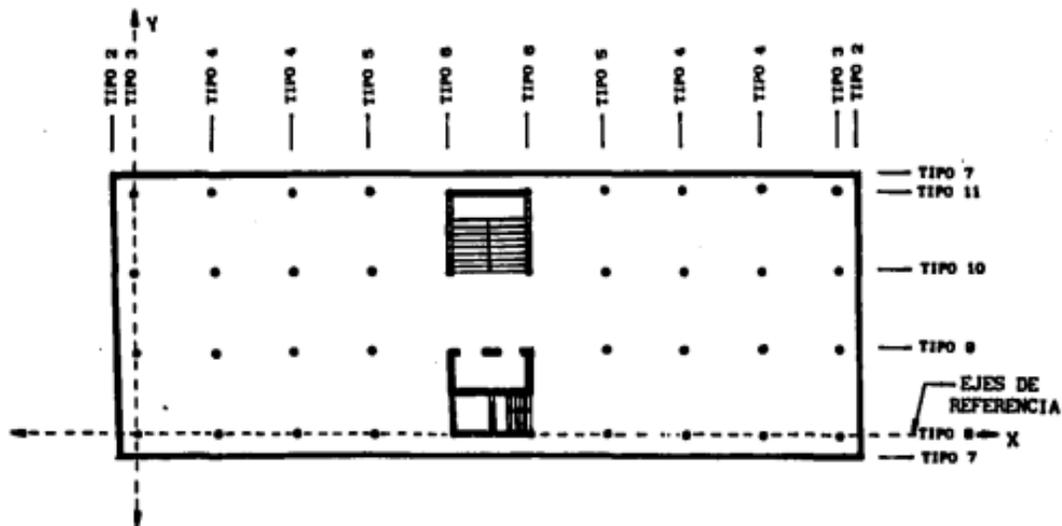


Figura 8 Identificación de marcos tipo para el análisis matemático del edificio A

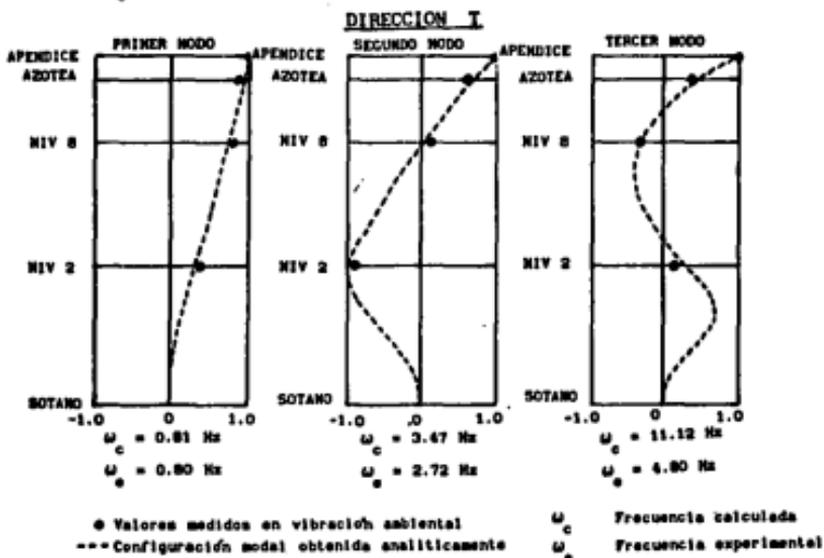
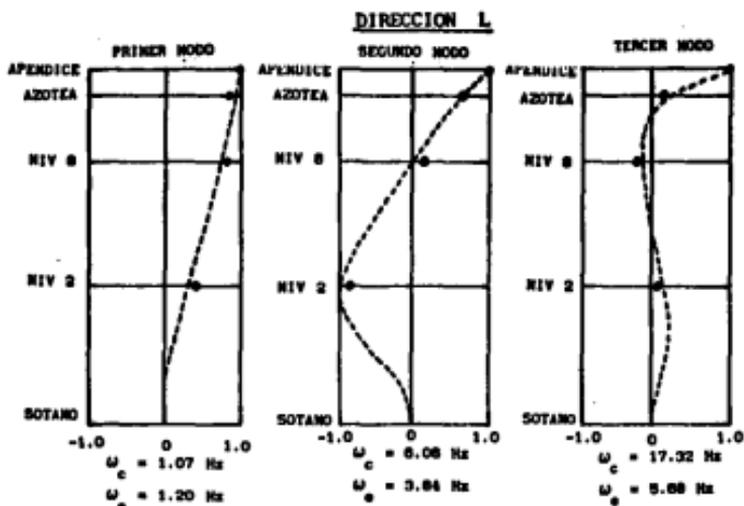
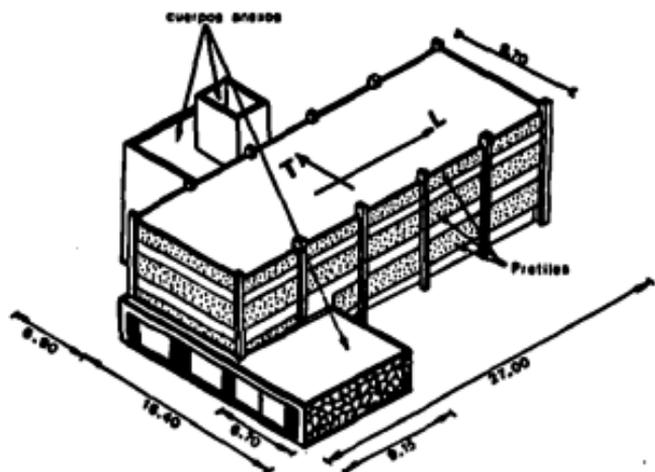


Figura 9 Comparación entre configuraciones modales obtenidas analíticamente y medidas durante vibración ambiental en el edificio A



ISOMETRICO

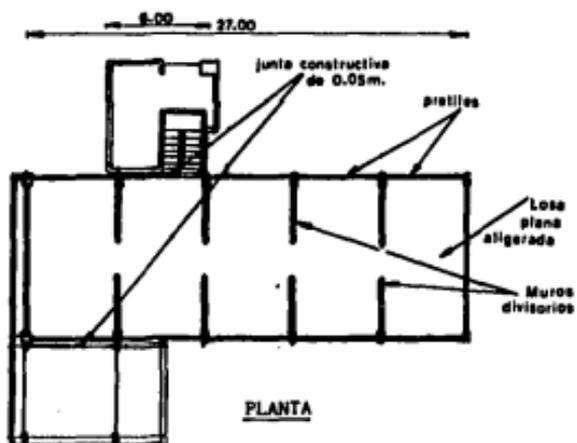


Figura 10 Isométrico y planta tipo del edificio B

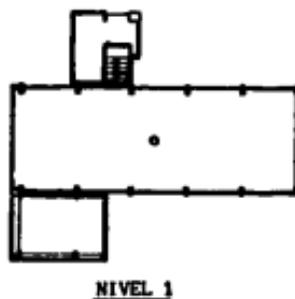
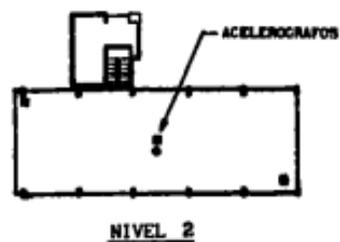
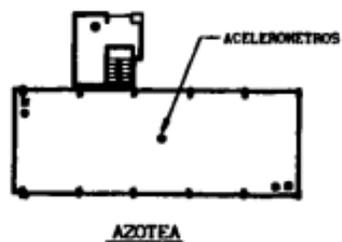


Figura 11 Ubicación de acelerómetros y acelerógrafos para la medición de vibración ambiental y los registros sísmicos, respectivamente, en el edificio B

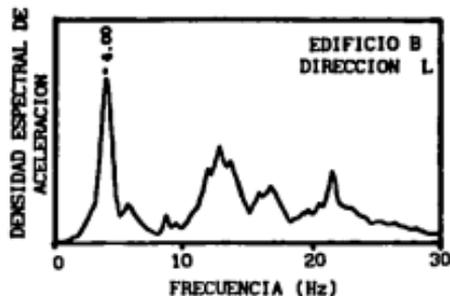
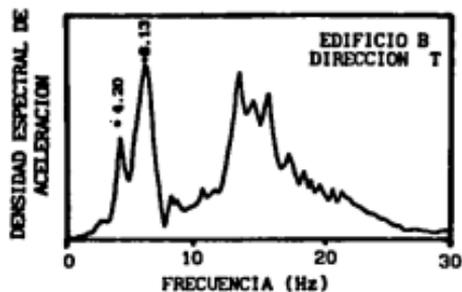


Figura 12 Espectros de potencia promediados obtenidos mediante vibración ambiental en la azotea esquina NW en el edificio B

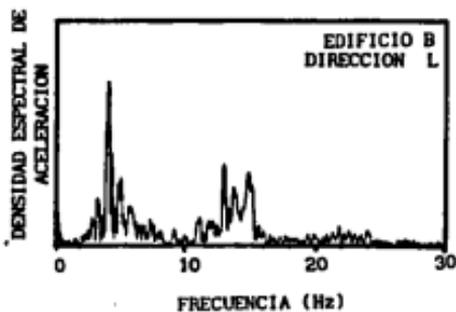
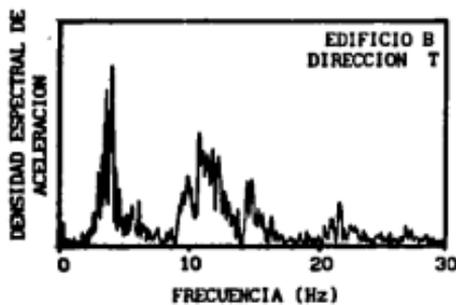


Figura 13 Espectros de Fourier obtenidos del acelerograma del sismo del 12-III-87, registrado en el segundo nivel esquina NW del edificio B

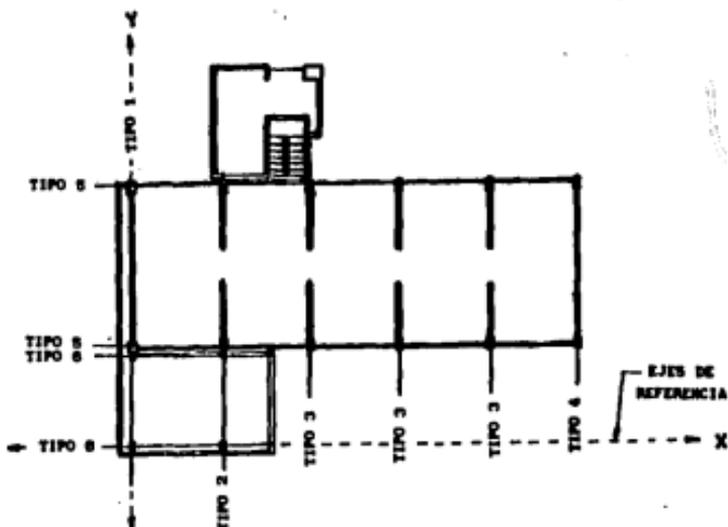
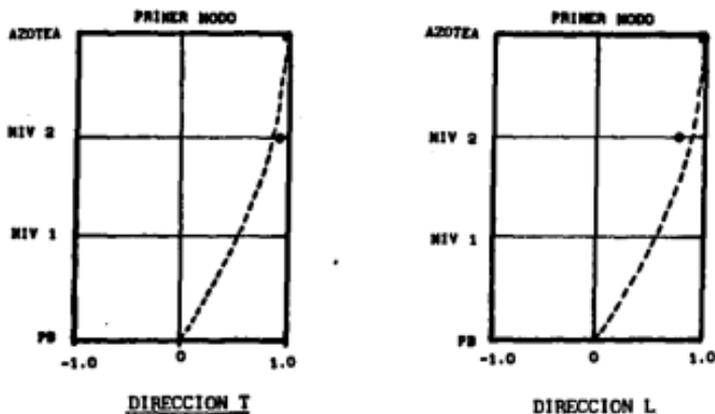
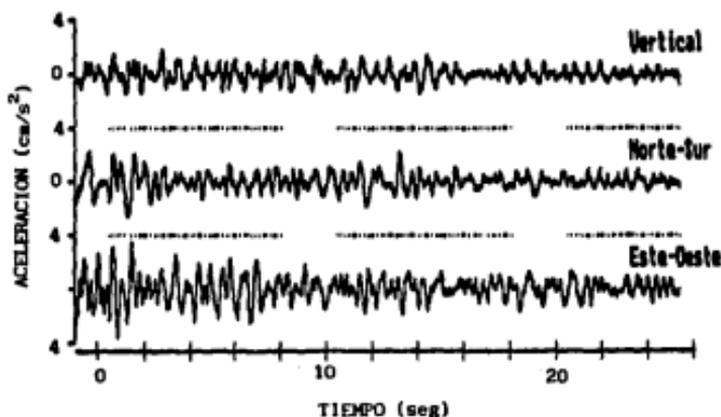


Figura 14 Identificación de marcos tipo para el análisis matemático para el programa SUPER-ETABS en el edificio B

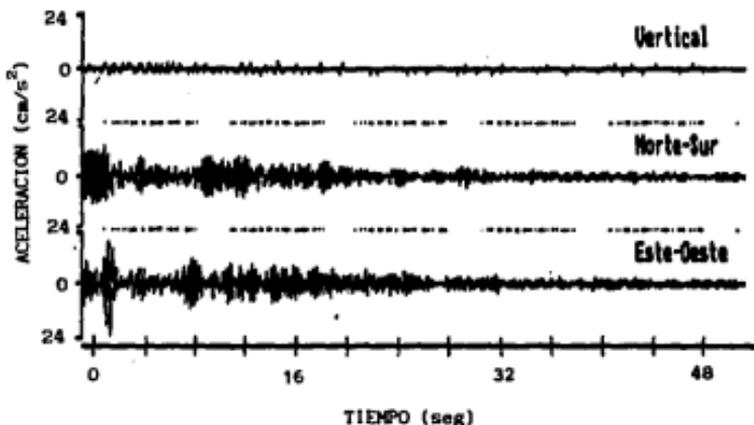


• Valores medidos en vibración ambiental  
 --- Configuración modal obtenida analíticamente

Figura 15 Comparación entre configuraciones modales obtenidas analíticamente y medidas durante vibración ambiental en el edificio B

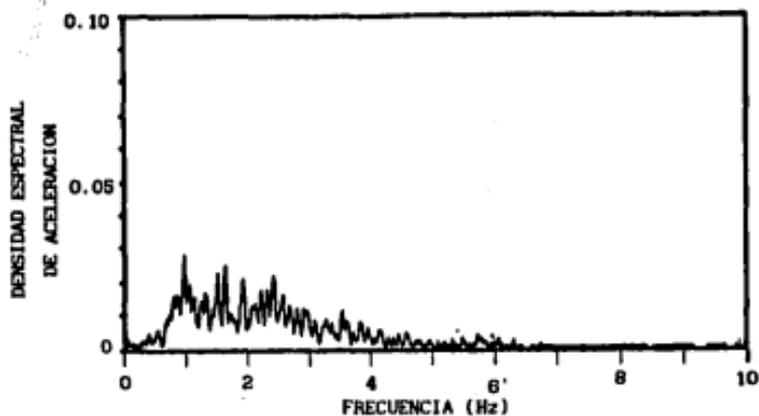


a) Acelerograma en el Terreno, dirección N-S

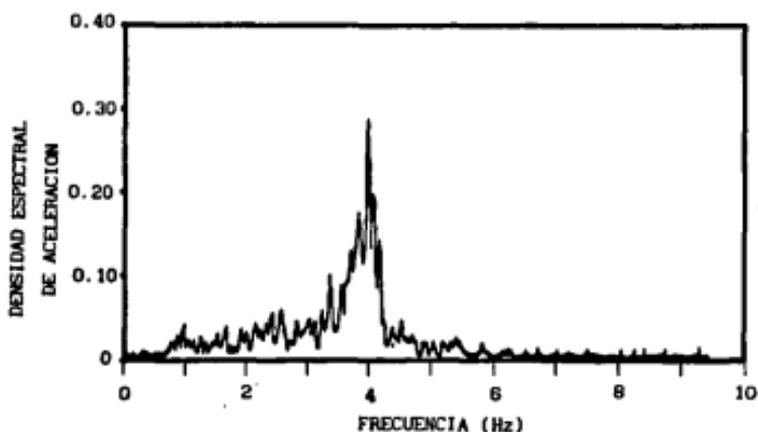


b) Acelerograma registrado en la azotea, esquina NW

Figura 16 Registros sísmicos captados en el edificio B, durante el evento del 8 de febrero de 1988.



a) Espectro de Fourier. Terreno, dirección N-S



b) Espectro de Fourier. Azotea esquina NW, dirección N-S

Figura 17 Espectros de Fourier obtenidos de las señales registradas en el edificio B, durante el evento sísmico del 8 de febrero de 1988

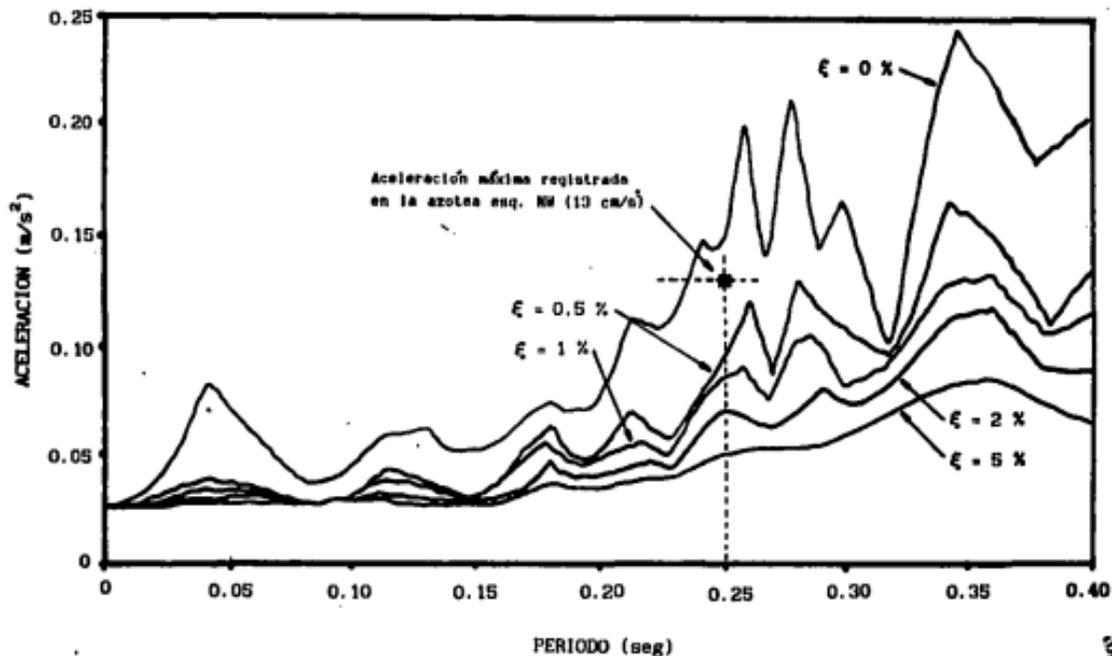
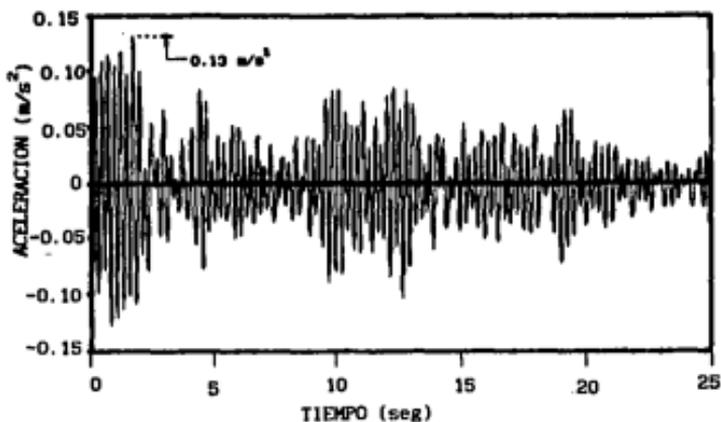
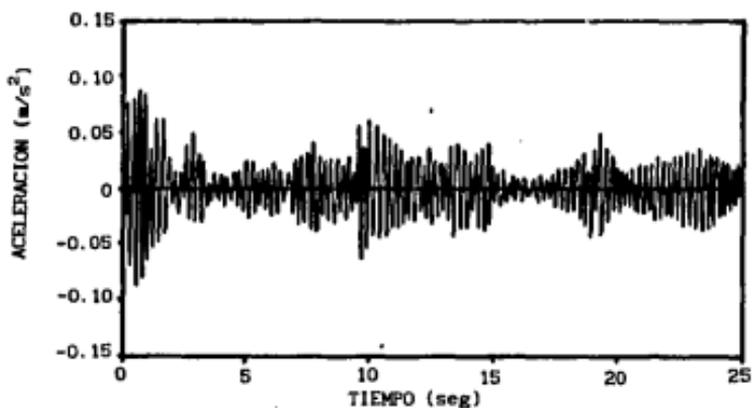


Figura 18 Espectros de respuesta asociados al movimiento sísmico registrado en el terreno (dir. N-S), durante el sismo del 8 de febrero de 1988. Edificio B



a) Señal registrada en la azotea esq. NW



b) Señal obtenida analíticamente con el modelo calibrado, para la esquina NW de azotea.

Figura 19 Comparación de la respuesta experimental y analítica del edificio B, bajo la excitación sísmica del 8-II-88

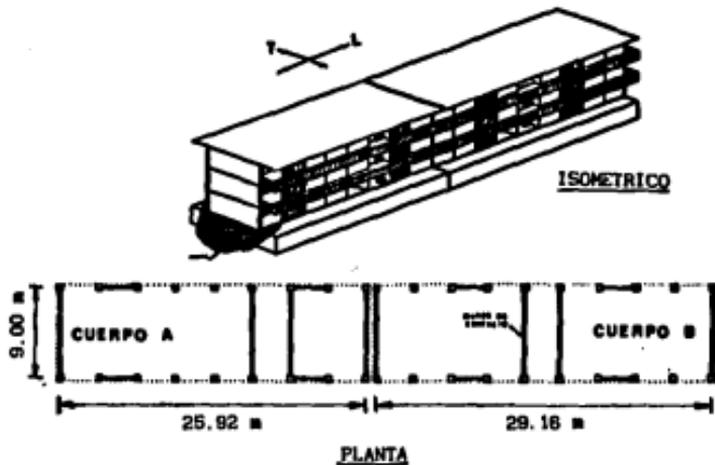


Figura 20 Isométrico y planta tipo del edificio C

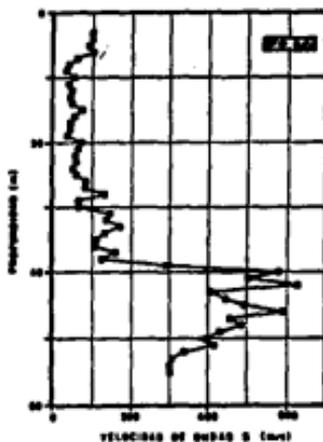


Figura 21 Variación con la profundidad de las velocidades de ondas de cortante para el edificio C [22,23,24]

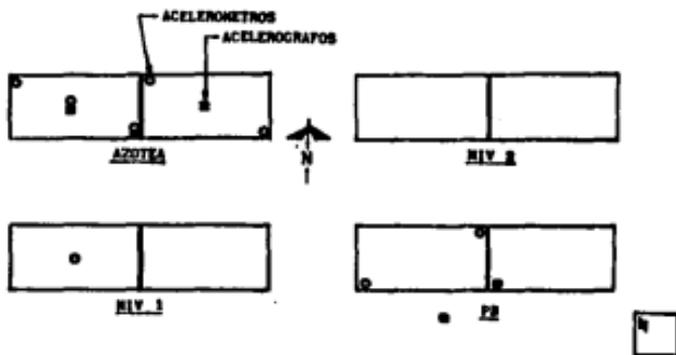


Figura 22 Ubicación de acelerómetros y acelerógrafos para la medición de vibración ambiental y los registros sísmicos, respectivamente, en el edificio C

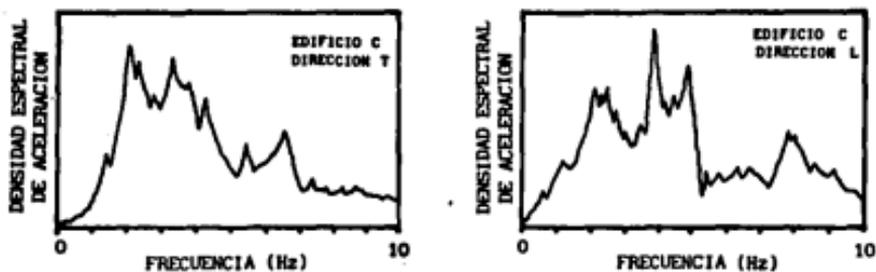
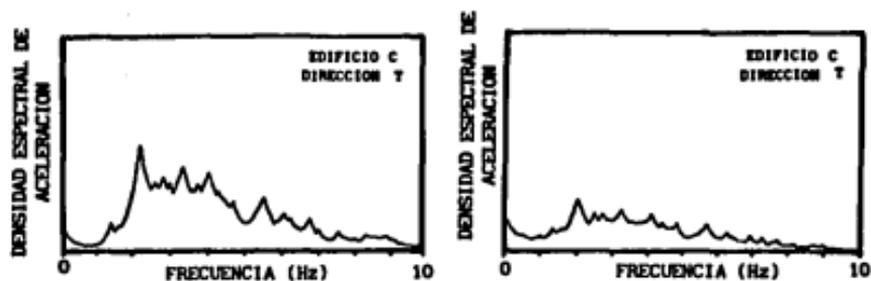
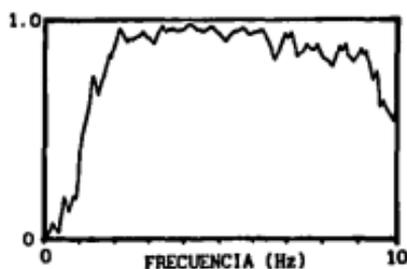


Figura 23 Espectros de potencia promedio obtenidos mediante vibración ambiental en la azotea esquina NW en el edificio C

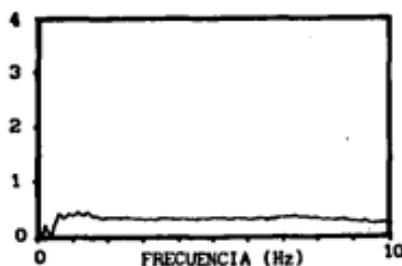


a) Espectro de potencia en azotea

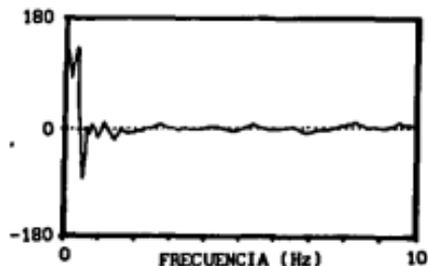
b) Espectro de potencia en primer nivel



c) Coherencia

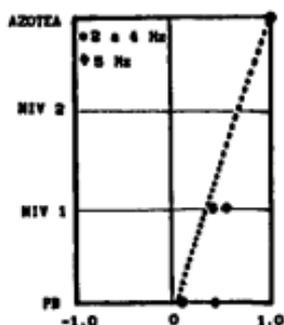


d) Transferencia

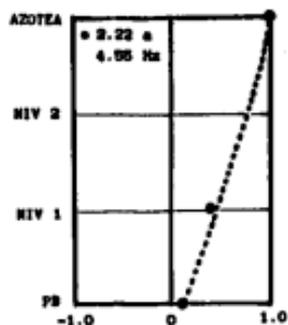


e) Fase

Figura 24 Espectros de potencia promedio obtenidos mediante vibración ambiental para los acelerómetros colocados en la azotea y el primer nivel del edificio C



DIRECCION T



DIRECCION L

● Valores medidos en vibración ambiental  
 ---Configuración modal obtenida analíticamente

Figura 25 Comparación entre configuraciones modales obtenidas analíticamente y medidas durante vibración ambiental en el edificio C

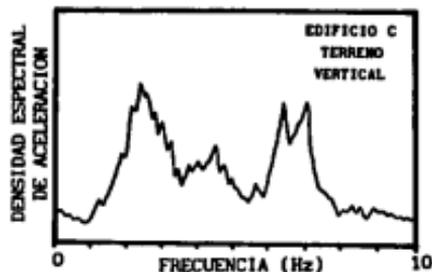
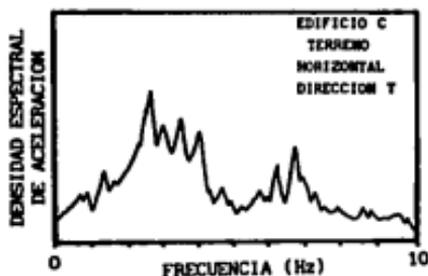
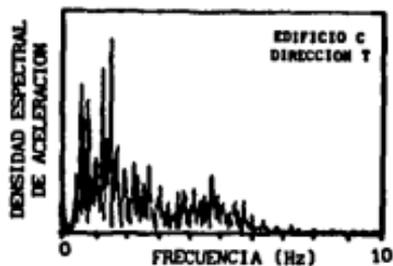


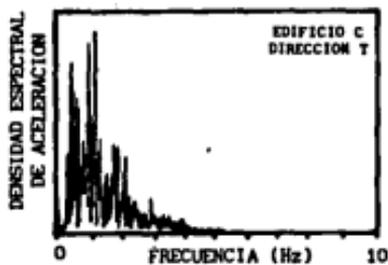
Figura 26 Espectros de potencia promedio obtenidos mediante vibración ambiental de los acelerómetros colocados en el terreno. Edificio C



a) Azotea



b) Planta baja



c) Terreno

Figura 27 Espectros de Fourier obtenidos de los acelerogramas registrados durante el sismo del 8-II-88 en el edificio C

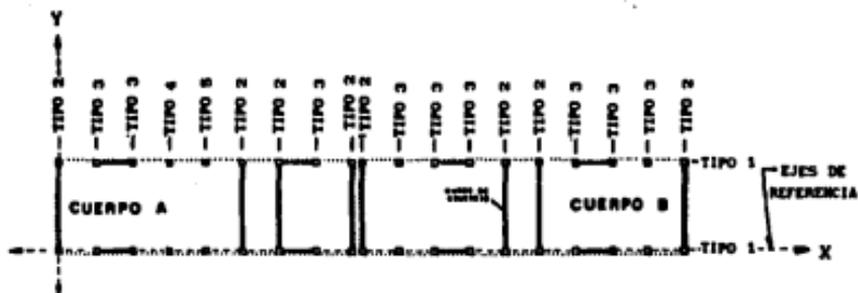


Figura 28 Identificación de marcos tipo para el análisis matemático para el programa SUPER-ETABS en el edificio C

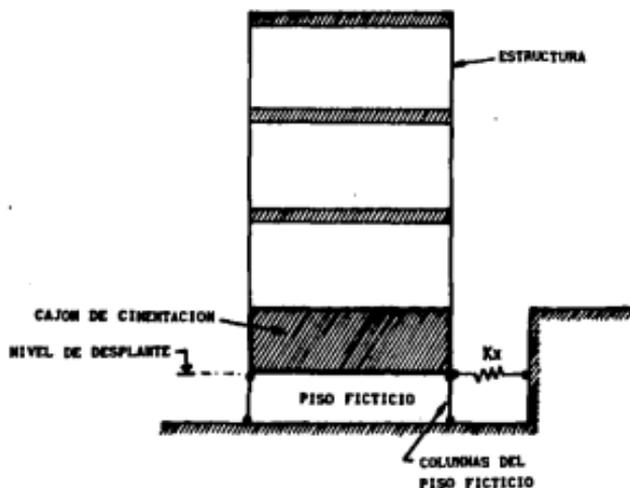


Figura 29 Idealización del efecto de la interacción suelo-estructura al considerar un piso ficticio en el edificio C

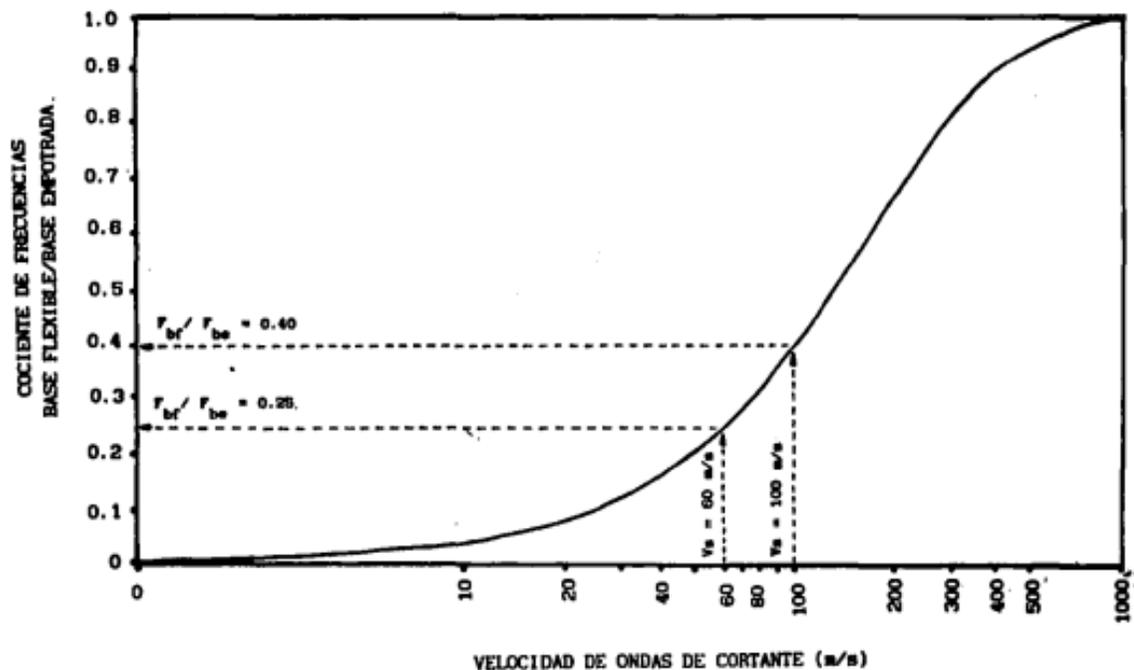
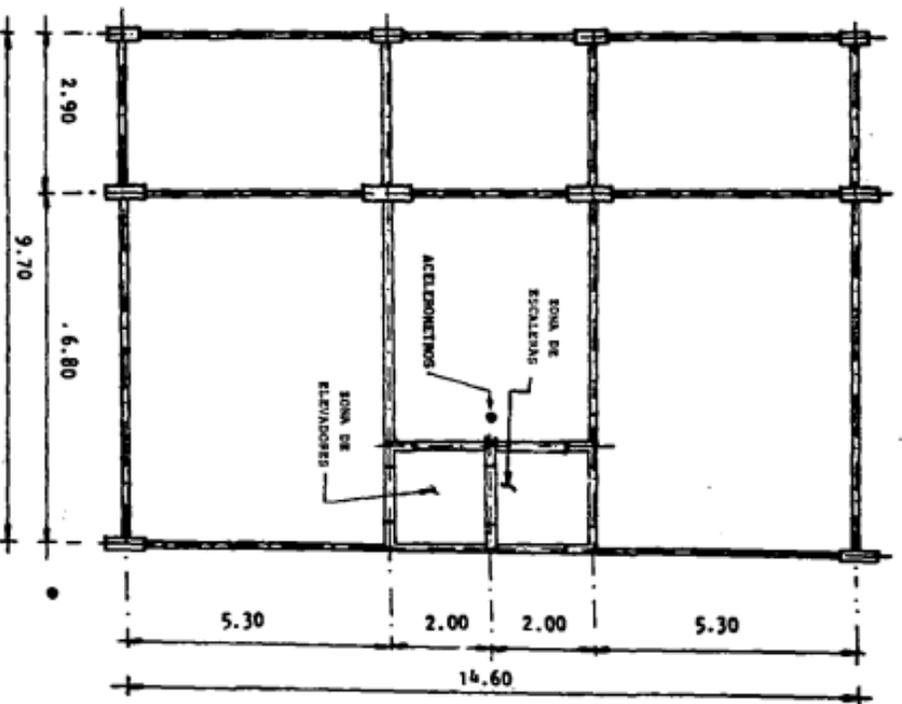


Figura 30 Relación existente entre el cociente teórico de frecuencias base flexible/base empotrada respecto a las velocidades de ondas de cortante del semi-espacio sobre el cual se apoya la estructura.



PLANTA

DIMENSIONES EN METROS

Figura 31 Dimensiones generales en planta y ubicación de los acelerómetros para la medición de la vibración ambiental en el edificio D

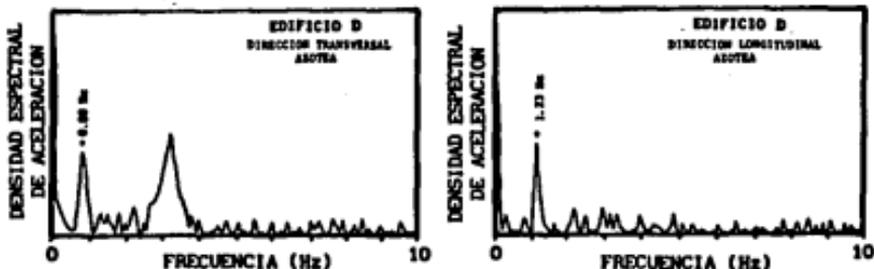
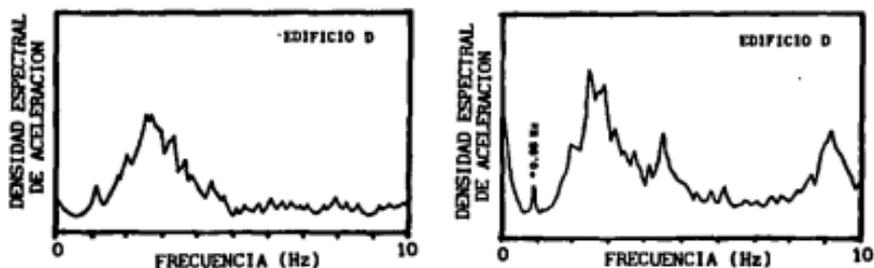


Figura 32 Espectros de potencia promedios obtenidos de la vibración ambiental en la azotea del edificio D. Estructura sin reparar.



a) Acelerómetro en PB

b) Acelerómetro en el terreno

Figura 33 Espectros de potencia promedios obtenidos de la vibración ambiental en el terreno y la planta baja del edificio D.

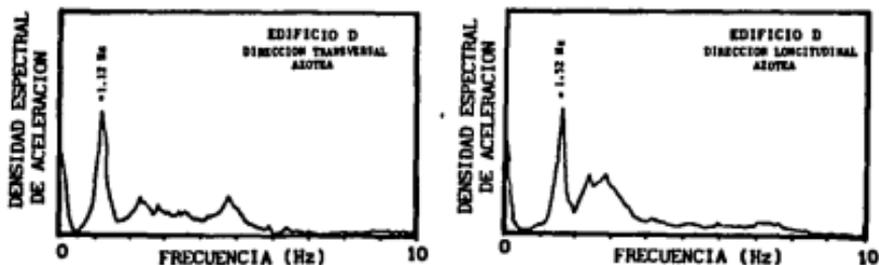


Figura 34 Espectros de potencia promedios obtenidos de la vibración ambiental en la azotea del edificio D. Estructura reparada.

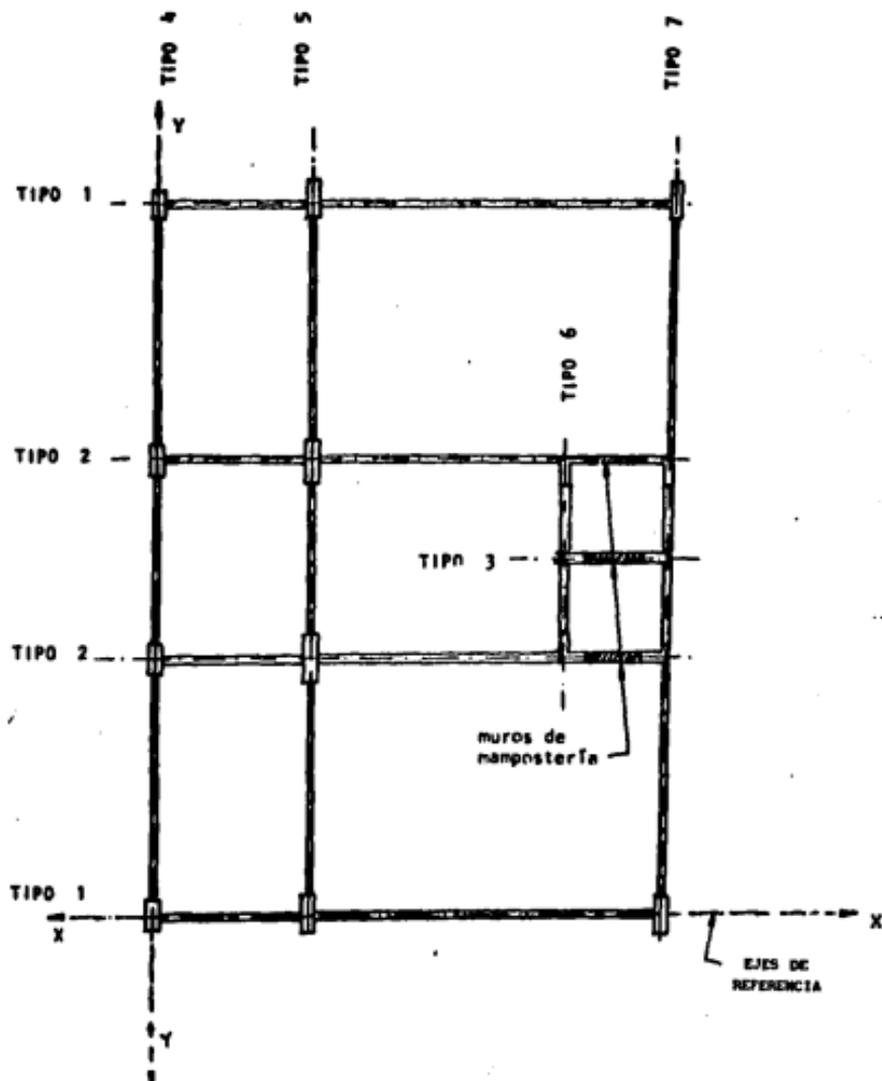


Figura 35 Identificación de marcos tipo para el análisis matemático para el programa SUPER-ETABS en el edificio D

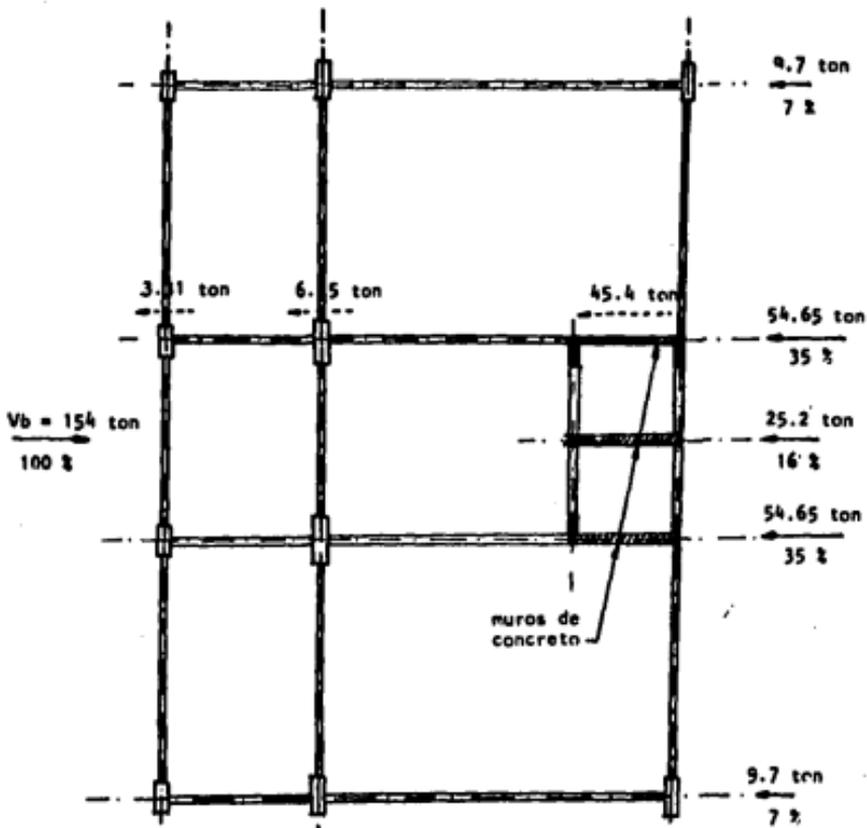
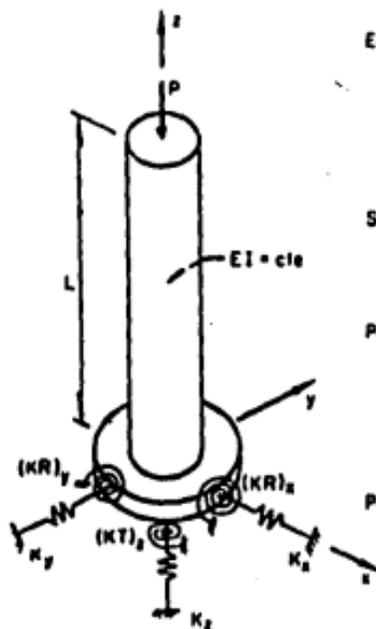


Figura 36 Distribución de fuerzas cortantes en la base del edificio en su dirección transversal. Estructuración con muros de concreto



Ecuación característica, en el plano  $xz$

$$\left[ -\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{u^3}{L^3} \right] \operatorname{sen} u + \left[ \frac{K_x}{(EI)_y} \frac{(KR)_y}{(EI)_y} \frac{u^3}{L^3} \right] \cos u = 0$$

$$\text{siendo } u = \frac{L}{J} = L \sqrt{\frac{P}{(EI)_y}}$$

Simplificando

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_y L}{(EI)_y}$$

Por tanto, el valor crítico de la rigidez angular  $(KR)_y$  será

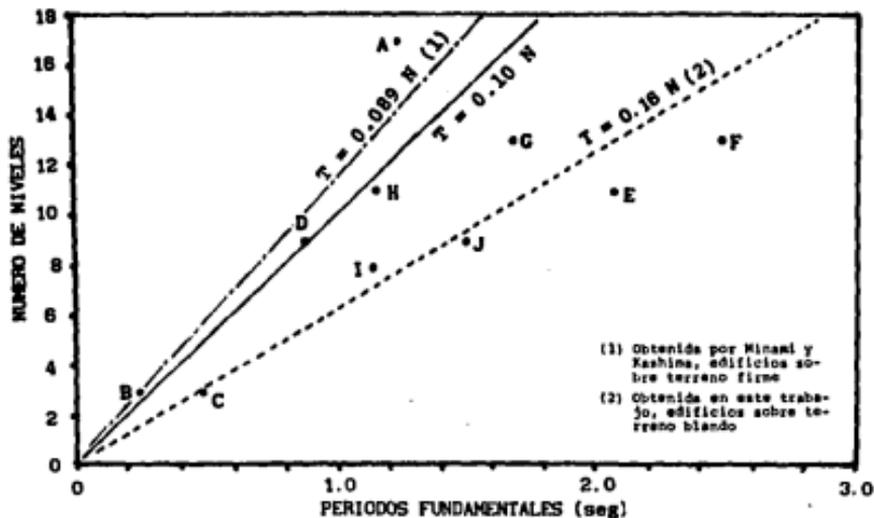
$$\left[ (KR)_y \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{PL^3}{(EI)_y}}$$

Por un planteamiento similar, en el plano  $yz$

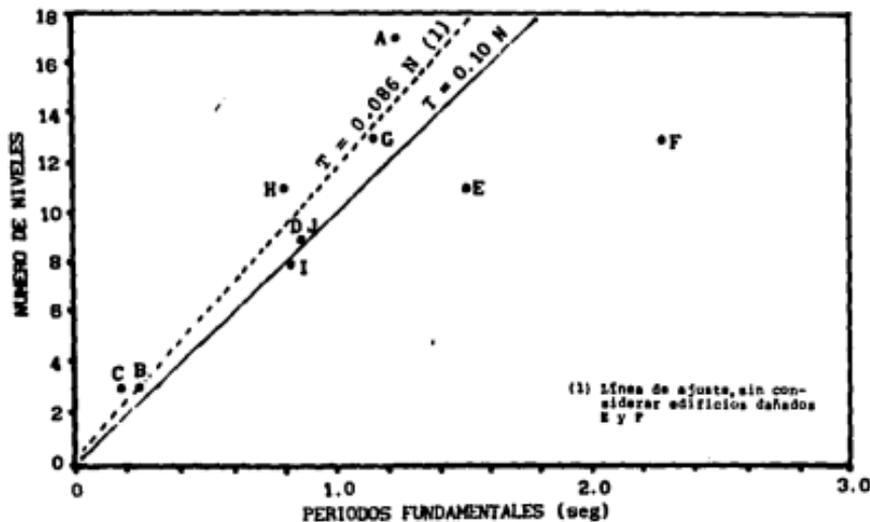
$$\left[ (KR)_x \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{PL^3}{(EI)_x}}$$

Figura 37 Valores críticos de las rigideces angulares de los resortes que estabilizan a una estructura esbelta





a) Periodos obtenidos experimentalmente



b) Periodos obtenidos analíticamente

Figura 39 Relación existente entre el número de niveles de los edificios seleccionados respecto a su periodo fundamental