



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

15
24
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROPIEDADES DINAMICAS DE UN EDIFICIO A INSTRUMENTAR

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

JESUS ARTURO ARCOS CASARRUBIAS



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F.

Mayo 1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

1. Introducción	1
2. Descripción del edificio	3
3. Metodología experimental	5
3.1. Vibración ambiental	5
3.2. Programa de pruebas	6
4. Modelación matemática	8
4.1. Consideraciones de análisis	8
4.2. Resultados y análisis	20
5. Conclusiones	25
6. Referencias	27

Agradecimientos

Tablas y figuras

1.- INTRODUCCION.

Como algunas estructuras sufrieron daños durante los sismos de septiembre de 1985, el Instituto de Ingeniería se ha avocado al estudio de estructuras representativas de la ciudad de México con el fin de entender el comportamiento real de estas durante algún movimiento sísmico y poder corroborar algunas hipótesis que se plantean en el análisis y diseño estructural, ya que en ciertos casos se presentan discrepancias significativas entre el modelo supuesto y el comportamiento real de las estructuras y esto es debido principalmente al desconocimiento de algunos aspectos del comportamiento estructural que son el efecto de interacción suelo-estructura, el efecto de edificios aledaños y la consideración de ciertos elementos llamados no estructurales entre otros, que en ocasiones contribuyen considerablemente en la rigidez de la estructura.

Para evaluar el comportamiento dinámico real de los edificios durante movimientos naturales del terreno es de gran utilidad contar con registros sísmicos, la información obtenida permitirá establecer comparaciones de la respuesta dinámica ante diferentes eventos sísmicos que se registren para así detectar las posibles variaciones en las propiedades dinámicas de la estructura.

Dentro de un grupo de estructuras seleccionadas a instrumentar, una de ellas es el edificio que se estudia en esta tesis por ser una estructura simétrica, regular, típica y

ubicada en una de las zonas de la ciudad más sensibles a movimientos sísmicos.

El objetivo del estudio es obtener un modelo analítico lineal capaz de poder representar las características propias de la estructura real.

2.- DESCRIPCION DEL EDIFICIO.

El edificio se localiza en el noroeste de la ciudad de México, y de acuerdo a las Normas Técnicas complementarias de diseño por sismo del RDF-87[1], esta se ubica en la zona III, cuya característica es un suelo blando altamente compresible.

Esta estructura consta de 13 niveles, uno de ellos corresponde al sótano ocupado como estacionamiento así como los tres siguientes niveles, los restantes se destinan a oficinas. Las dimensiones en planta de esta estructura son de 19.60 por 32.05 metros, la altura de entrepiso es de 3.15 metros. Su estructuración es a base de marcos de concreto con muros de mampostería intermedios y muros de concreto en los extremos de los marcos orientados en dirección longitudinal ambos ligados a la estructura (figura 1), con una losa aligerada de 45 centímetros de peralte con casetones de dimensiones de 60 por 60 centímetros y capiteles en las uniones de losa-columna. Se tiene la presencia de pretilas prefabricadas de concreto reforzado ligados a la estructura de un metro de peralte del marco transversal tipo A en los niveles 1 y 2. En la figura 1 se muestra la planta tipo del edificio.

Este edificio fue reparado debido a que sufrió algunos daños estructurales durante los eventos sísmicos de septiembre de 1985, siendo encamisadas las columnas centrales (figura 1) quedando con las dimensiones siguientes :

Las columnas 13 y 14 de 1.05 por 0.50 metros el sótano y planta baja, de 1.05 por 0.85 metros del nivel 1 al nivel 3, de 0.80 por 0.75 metros del nivel 4 al nivel 6 y de 0.80 por 0.90 metros del nivel 7 al nivel 13. Las dimensiones de las columnas 8,9,12 y 15 son de 1.05 por 0.85 metros del sótano al nivel 3, de 0.80 por 0.90 metros del nivel 4 al nivel 6 y de 0.80 por 0.75 metros del nivel 7 al nivel 13. También fueron rigidizados los marcos externos longitudinales en sus extremos con muros de concreto reforzado de 15 centímetros de espesor.

Las plantas del tercero al último nivel son idénticas, así como del sótano al segundo nivel (figura 2). La cimentación de la estructura es parcialmente compensada con un cajón de cimentación apoyada sobre pilotes de fricción.

Las resistencias nominales de los materiales son de 6,000 kg/cm² como límite de fluencia del acero de refuerzo, 200 y 250 kg/cm² como resistencia del concreto en compresión, y de 15 kg/cm² como resistencia a compresión de la mampostería.

3.-METODOLOGIA EXPERIMENTAL.

3.1.-VIBRACION AMBIENTAL

Este tipo de pruebas es útil para la obtención de las propiedades dinámicas de la estructura como son frecuencias naturales de vibración y formas modales asociadas a tales frecuencias, así como también en lo que refiere al amortiguamiento aunque éste está limitado generalmente al primer modo. Esta técnica experimental se basa en el hecho de medir las vibraciones de la estructura producidas por solicitaciones ambientales como son el tránsito vehicular y empuje del viento. Para registrar los movimientos se emplean acelerómetros, los cuales se sujetan con tornillos sobre bases metálicas independientes para poder maniobrar comodamente al requerir cambiarlos de posición.

Las señales captadas por los sensores se transmiten a unos acondicionadores donde las señales se amplifican, si el caso lo requiere, y se filtran las frecuencias superiores a 30 Herz para eliminar ruidos de alta frecuencia, alcanzándose con ello un nivel de señal adecuado y así obtener un registro claro.

Posteriormente la señal acondicionada es enviada a un analizador de espectros de dos canales, el cual procesa la señal emitida por los acelerómetros mediante la transformada rápida de Fourier y permite obtener, prácticamente en tiempo real, los

espectros de potencia, función de transferencia (en fase y amplitud) y la coherencia correspondiente a cada señal.

La adquisición de la información procesada en el analizador de espectros se efectúa con la tarjeta IEEE 488[2] la cual permite la transferencia de la información del analizador a una microcomputadora tipo PC. La información se almacena en disquetes flexibles para que posteriormente pueda analizarse y graficarse. En la figura 3 se muestra el diagrama del dispositivo experimental.

3.2.-Programa de pruebas

Este grupo de pruebas es una medición preliminar para conocer las propiedades dinámicas de la estructura y servir de apoyo al comparar los resultados obtenidos con el modelo analítico idealizado, posteriormente se realizará un número mayor de pruebas para obtener información más precisa.

Debido a las características del analizador de espectros, solamente se pueden analizar dos puntos al mismo tiempo, por lo que se tuvieron que realizar 15 pruebas cambiando los sensores de posición y dirección, esto último va en función del objetivo de la medición experimental en su conjunto, se seleccionaron siete puntos en el edificio y uno en el terreno. La localización de estos se muestran en la figura 4.

Al efectuar las pruebas se emplearon ventanas de observación de 5 Herz con una duración por evento de 25 segundos y se calcularon promedios de 8 eventos.

Para la obtención de los modos de flexión se colocan los sensores cerca del centro geométrico de la planta y se orientan en dos direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales de la planta. Las frecuencias de torsión se miden colocando los sensores en las esquinas opuestas de la planta de azotea. Para determinar las frecuencias a rotaciones de cabeceo en la base de la estructura, se compararon los movimientos en planta baja y azotea. Por último, para comparar las frecuencias del suelo circundante y la estructura se realizan mediciones simultáneas entre los dos lugares.

4.- MODELACION MATEMATICA.

Para estudiar el modelo analítico de la estructura idealizada se recurrió a la ayuda de la computadora, la cual es una herramienta matemática muy poderosa que agiliza los cálculos, y mediante esta y el uso de un programa comercial denominado ETABS[3] permite el análisis estructural lineal bidimensional y tridimensional de edificios sujetos a cargas estáticas y dinámicas.

4.1.-Consideraciones de análisis

Esta estructura se idealizó con 10 marcos planos (figura 1) seis en la dirección transversal y cuatro en la dirección longitudinal que posteriormente se ensamblaron para poder obtener un análisis de sus propiedades dinámicas en tres dimensiones. Para la modelación del edificio se tomaron en cuenta los siguientes parámetros :

- Obtención de las masas

Para la obtención de las masas del edificio se consultaron los planos estructurales, se consideró una carga uniformemente repartida en todos los niveles y se hizo una evaluación de las mismas existentes durante la medición, pero debido a que el edificio sufrió algunos daños durante los sismos de septiembre de 1985 se hicieron modificaciones a la estructura y se verificaron con el fin de poder contar con las masas reales.

- Obtención de las vigas equivalentes del sistema de piso

El ETABS idealiza los edificios como un sistema de subestructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se suponen infinitamente rígidos en su propio plano. Para la estructura estudiada con un sistema de piso de losa reticular el RDF-87[4] recomienda un ancho de viga equivalente debido a que una franja de la losa forma parte de la viga y esta se obtiene de acuerdo a la expresión :

$$L_e = C_2 + 3H$$

donde :

C_2 = ancho de columna perpendicular al análisis.

H = peralte efectivo de la losa.

sabemos que como la rigidez es función del módulo de elasticidad, de la inercia y de la longitud y dado que en la estructura existen capiteles en la unión losa-columna, como estos crean una zona rígida en ambos extremos de las vigas provocan una disminución en la longitud real de la viga, lo que ocasiona que se modifiquen los coeficientes de rigidez de la viga.

Para la obtención de tales coeficientes se empleó el concepto de columna análoga[5] que estipula que para el caso de vigas rectas de inercia y módulo de elasticidad variable, tomando en cuenta solamente las deformaciones de curvatura, sin cambios en la longitud de los miembros, se tienen fuerzas correspondientes a los desplazamientos a lo largo de cuatro coordenadas (figura 5). El centro elástico es el origen de un sistema de ejes rectangulares sobre la viga y los ejes principales están a lo largo de la viga (eje X) perpendicular a él. Las coordenadas de los extremos son $A(x, y) = (-d, 0)$ y $B(x, y) = (b, 0)$ donde d y b son las distancias del centro elástico a los extremos de la viga. Las cargas en la columna análoga pueden ser reducidas a una fuerza N en el centro elástico y momento con respecto a Y , la matriz de rigidez de una viga recta correspondiente a tales coordenadas es:

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{1}{I_y} & & & \\ \frac{d}{I_y} & \frac{1}{a} + \frac{d^2}{I_y} & \text{simétrica} & \\ -\frac{1}{I_y} & -\frac{d}{I_y} & \frac{1}{I_y} & \\ \frac{b}{I_y} & -\frac{1}{a} + \frac{bd}{I_y} & -\frac{b}{I_y} & \frac{1}{a} + \frac{b^2}{I_y} \end{bmatrix}$$

donde :

a = área de la columna análoga.

I_y = momento de inercia con respecto al eje Y.

si la viga es prismática y de longitud L la columna análoga tendrá un ancho constante $\frac{1}{EI}$, esto es, $b = d = \frac{L}{2}$, $a = \frac{L}{EI}$, y $I_y = \frac{L^3}{12EI}$

$$\begin{aligned} \text{La rigidez rotacional del extremo A es } S_{ab} &= \frac{1}{a} + \frac{d^2}{I_y} \\ \text{El factor de transporte de A a B es } C_{ab} &= \frac{-\frac{1}{a} + \frac{db}{I_y}}{\frac{1}{a} + \frac{d^2}{I_y}} \\ \text{similarmente,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La rigidez rotacional del extremo B es } S_{ba} &= \frac{1}{a} + \frac{b^2}{I_y} \\ \text{El factor de transporte de B a A es } C_{ba} &= \frac{-\frac{1}{a} + \frac{db}{I_y}}{\frac{1}{a} + \frac{b^2}{I_y}} \end{aligned}$$

- Consideración del cubo de elevadores como columna ancha

Al considerar el cubo de elevadores que es una sección cajón de concreto reforzado se modeló con base en el concepto de columna ancha, el cual considera que el muro se puede idealizar como una columna pero con las propiedades geométricas de la sección.

Para este caso las coordenadas de la columna son el centroide de la sección, y dado que esta columna forma parte de dos marcos simétricos orientados en la dirección transversal (figura 1), al obtener sus propiedades geométricas como son el área y la inercia a cada marco se le asignó la mitad de dichas propiedades, y respecto a las zonas de las vigas que se encuentran dentro de la dimensión de la longitud del muro, estas se supusieron infinitamente rígidas a flexión (figura 8).

- Consideración de las propiedades geométricas de los muros

Para el caso de las crujiás de los marcos extremos orientados en dirección longitudinal con muros de concreto en ambos extremos se consideró una sección I (figura 7), y se atribuyó toda la inercia de la sección a los muros y a cada elemento estructural se le asignó su área correspondiente.

Para los muros de mampostería de los marcos longitudinales de las crujiás intermedias se idealizaron como paneles.

Para las vigas de los marcos donde existen muros se les asignó una inercia muy grande debido a que el programa de análisis utilizado idealiza a los muros como diagonales, esto es, restringe los desplazamientos horizontales pero no los verticales cuando se presentan solicitaciones externas, se procedió de esta forma para poder tener diafragmas rígidos en su plano.

- Consideración de pretilos como elementos estructurales

Como se tiene la presencia de pretilos en el edificio para el modelo se les consideró como elementos estructurales ya que interactúan con la estructura debido a la ausencia de una junta constructiva, disminuyendo la longitud efectiva de la columna al rigidizarla en su parte inferior y aumentar el momento de inercia de la viga sobre la que están ligados.

- Estimación del módulo de elasticidad para vibración ambiental

El valor nominal que se empleó para el módulo de elasticidad del concreto es de acuerdo a la expresión :

$$E = 13,000 \sqrt{f'c}$$

donde :

$f'c$ = resistencia de diseño del concreto en [kg/cm²].

Este valor se obtuvo de un estudio realizado anteriormente mediante pruebas no destructivas consistentes en mediciones de ultrasonido realizadas en elementos estructurales[6] bajo condiciones ambientales y coincide con Mendoza, González y Fuentes[7]. Esta expresión se utiliza para bajos niveles de

esfuerzo debido a que las solicitaciones externas durante las pruebas son pequeñas.

- Consideración del efecto de interacción suelo-estructura

El programa de análisis estructural se desarrolló sin considerar el efecto de interacción suelo-estructura en la respuesta de análisis. Entonces una manera posible para simular dicho efecto es considerar la deformabilidad del suelo en un piso ficticio.

La rigidez de cabeceo (K_r) se representa por columnas articuladas de áreas equivalentes propuestas las cuales son una extensión de las columnas del nivel superior, la rigidez de traslación (K_x) se proporciona con un resorte lateral y la rigidez a torsión (K_t) se provee al obtener el momento polar de inercia del piso ficticio y distribuirlo equitativamente entre las columnas supuestas, los dos primeros valores de rigidez fueron obtenidos con base en las normas RDF-87[1], como la estructura está desplantada en zona III y apoyada sobre pilotes de fricción K_r y K_x se obtienen mediante las expresiones siguientes :

$$K_r = 11 G R r^3$$

$$K_x = 8 G R x$$

y el último valor K_t se valuó de acuerdo con Gazetas G.[8] con base en la fórmula :

$$K_t = 16/3 G R_x (1 + 2.67 D/R_x)$$

donde :

K_r = rigidez de rotación de la base

K_x = rigidez de traslación de la base

K_t = rigidez de torsión de la base

G = módulo de rigidez medio.

R_x y R_r = radios equivalentes

D = profundidad de desplante.

el módulo de rigidez medio se obtiene de :

$$G = 2 (H / T_s)^2$$

donde :

T_s = periodo dominante más largo del terreno.

H = profundidad de los depósitos firmes.

y los radios equivalentes se obtienen de :

$$R_x = (A / \pi)^{1/2}$$

$$R_r = (4 I / \pi)^{1/4}$$

donde :

A = área de la superficie neta de la cimentación.

I = momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

En la figura 6 se observan las áreas propuestas para el piso ficticio.

Analizando para la dirección X, figuras 9 y 10 :

$$\text{si } F = (E A_t \phi) / L$$

$$\phi = d/2 (\tan \theta)$$

$$\text{y } L = 1 \text{ m.}$$

donde :

E = módulo de elasticidad del concreto.

A_t = área total de una línea de columnas

d = distancia entre el par de fuerzas.

δ = desplazamiento del piso ficticio.

ϕ = ángulo de giro del piso ficticio.

L = altura del piso ficticio.

$$\alpha = \tan^{-1} \phi$$

entonces :

$$F1 = 4 A1 E \delta 1$$

$$F2 = 4 A2 E \delta 2$$

$$F3 = 3 A3 E \delta 3$$

Haciendo suma de momentos :

$$M = F1 d1 + F2 d2 + F3 d3$$

el valor del momento es :

$$M = Krx (\alpha)$$

sustituyendo dicho valor :

$$Krx (\alpha) = F1 d1 + F2 d2 + F3 d3 \quad \text{ec (1)}$$

Analizando para la dirección Y, figuras 11 y 12:

$$F1 = (2A1 + 4A2) E \delta 1$$

$$F2 = (2A1 + 3A2) E d2$$

La suma de momentos es :

$$M = F1 d1 + F2 d2$$

pero :

$$M = Kry (\alpha)$$

la expresión queda :

$$Kry (\alpha) = F1 d1 + F2 d2 \text{ _____ ec (2)}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones obtenemos las áreas equivalentes A1 y A2.

Una vez hecho el modelo analítico del edificio tomando en cuenta las consideraciones anteriores se comparó el valor de la frecuencia calculada asociada al modo fundamental de vibrar en las direcciones longitudinal y transversal con la expresión del RDF-87, la cual sugiere incrementar el periodo fundamental de vibración para modelar el efecto de interacción suelo-estructura mediante la expresión:

$$T1 = (To^2 + Tx^2 + Tr^2)^{1/2}$$

donde :

T1 = periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo.

To = periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida.

Tx = periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

Tr = periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

donde :

$$Tx = 2 \pi (Wo' / g Kx)^{1/2}$$

$$y : Tr = 2 \pi (J / g Kr)^{1/2}$$

Wo' = peso neto de la construcción al nivel de su desplante

g = aceleración de la gravedad.

J = momento neto de la inercia del peso de la construcción.

y se observó una buena concordancia entre ambos valores.

4.2.-Resultados y análisis

Para apreciar la manera como influyen algunos parámetros con respecto al modelo calibrado (tabla 1) se analizaron los cinco modelos siguientes :

- Se consideró el modelo calibrado pero con el módulo de elasticidad para diseño.
- Se consideró el modelo calibrado pero sin zonas rígidas en vigas y columnas.
- Se consideró el modelo calibrado sin tener en cuenta los pretilles.
- Se consideró el modelo calibrado con muros de mampostería desligados.
- Se consideró el modelo calibrado sin efectos de interacción suelo-estructura.

y al comparar los resultados obtenidos se observa que existen variaciones.

En la tabla 1 se presenta la influencia del modelo analítico idealizado con respecto a otros modelos variando dichos parámetros y se aprecia que para el cuarto modelo de la tabla que considera a los pretiles perimetrales desligados de la estructura, se presentan los menores porcentajes de diferencias. Las frecuencias asociadas a los modos de flexión en sentido longitudinal coinciden, mientras que para el sentido transversal las diferencias son de hasta 2 por ciento y para los modos de torsión las discrepancias son del orden de 1 por ciento, estas diferencias tan pequeñas se pueden deber a que únicamente existen pretiles en el marco 1 transversal en los niveles de estacionamiento (niveles 1 y 2), pero algunos estudios hechos en otros edificios[9] se ha observado que los pretiles pueden influir apreciablemente en la rigidez de la estructura.

Para el penúltimo modelo de la tabla en el cual se consideran los efectos de torsión en el efecto de interacción suelo-estructura, se aprecia que las diferencias en las frecuencias de los modos de flexión en los sentidos longitudinal y transversal coinciden, no así para la torsión en donde las diferencias son de hasta 23 por ciento, esta diferencia puede ser debido a que existe incertidumbre al considerar de esta manera la rigidez a torsión para tal efecto.

En el último modelo donde se consideró la base empotrada se observan las mayores diferencias en las frecuencias, y éstas son para los modos de flexión hasta 136 por ciento en sentido longitudinal y en sentido transversal hasta 28 por ciento y para los modos de torsión las diferencias son hasta 74 por ciento, este margen de discrepancia entre los sentidos longitudinal y transversal probablemente se deba a la diferencia de las

dimensiones en planta de la estructura ya que es mayor en 1.64 veces la dimensión longitudinal que la transversal y la primera posee mayor rigidez al tener un radio de giro más amplio que la segunda.

Para los modelos restantes las variaciones de las frecuencias asociadas a los modos de flexión en el sentido longitudinal fluctúan entre 1 y 30 por ciento y de 1 a 27 en el sentido transversal, mientras que en torsión las variaciones oscilan entre 2 y 28 por ciento.

Para considerar el efecto de interacción suelo-estructura el RDF-87 recomienda incrementar el periodo fundamental de vibración mediante la expresión :

$$T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

de la cual se obtuvieron las frecuencias asociadas a los primeros modos de flexión de la estructura en los sentidos longitudinal y transversal y se compararon con las frecuencias calculadas del modelo analítico, las diferencias obtenidas para estas frecuencias fueron pequeñas y al volver a comparar las frecuencias calculadas con las medidas en vibración ambiental se aprecia que existe bastante similitud, por lo que observamos que es aceptable emplear esta formula.

En las figuras 13 a 15 se representan las configuraciones modales, se ha dibujado con puntos los valores de vibración ambiental y con línea continua el modelo analítico. Se observa que para el tercer nivel las elásticas de los dos primeros modos de

traslación se mueven de manera similar, mientras que para el sótano el movimiento de la elástica del modelo analítico se amplifica. Esto se puede deber a la presencia de algún ruido que interfiere con la señal captada.

En la tabla 2 y 3 se muestran las frecuencias asociadas a los tres primeros modos de vibrar. De las pruebas de vibración ambiental y del modelo analítico.

Observamos que para el componente transversal el primer y tercer modo presentan una diferencia de 2 por ciento, mientras que para el tercer modo los dos valores coinciden. Para el componente longitudinal en el primer modo se observa una discrepancia de 5 por ciento, para el segundo modo la diferencia es de 17 por ciento y las frecuencias para el tercer modo no se pudieron obtener para ningún caso.

En la tabla 4 y 5 se aprecian las relaciones del modo fundamental de vibrar con respecto a los modos superiores en vibración ambiental y del modelo analítico. Hay que distinguir que para ambos modelos la primera relación para los sentidos longitudinal y transversal los valores son un poco mayores de tres mientras que para la segunda relación en la dirección transversal los valores de la relación se aproximan a seis, de esto se infiere que el edificio estudiado se comporta como una estructura de cortante[10].

También hay que señalar que los factores de participación de los modos fundamentales de vibrar son mayores al 69 por ciento, lo que refleja la importancia de los primeros modos con respecto a

los modos superiores. En términos generales podemos decir con base en los resultados anteriores el comportamiento del modelo analítico es aceptable.

5.- CONCLUSIONES.

Basándonos en los resultados experimentales obtenidos del modelo idealizado, podemos formular las siguientes conclusiones :

- La expresión propuesta por el RDF-87 para incrementar el periodo fundamental de vibración al modelar el efecto de interacción suelo-estructura es congruente, ya que al comparar los valores obtenidos por tal expresión y los de vibración ambiental se observó una diferencia muy pequeña.

- El modelo idealizado con base en marcos planos que posteriormente se ensamblaron entre sí es aceptable, ya que concuerda con los resultados experimentales.

- Debido a las características del terreno donde está desplantado el edificio la interacción suelo-estructura es importante, pues al considerarla en el modelo analítico y comparar las frecuencias calculadas con las frecuencias medidas existe una buena correlación.

- Es importante señalar la influencia de ciertos elementos estructurales y no estructurales que comúnmente no se consideran como tales, así como conocer las propiedades de los materiales que forman la estructura pues estos repercuten apreciablemente en el comportamiento de la estructura.

- Por último, recomendaremos que este edificio puede ser instrumentado en razón de las características propias de la estructura y por ser una construcción representativa de edificios en la ciudad de México.

REFERENCIAS

- [1] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
Noviembre, 1987.
- [2] Muriá-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.
- [3] Wilson E. L., Dovey E. y Holling J. P.
"SUPER-ETABS"; University of California; Febrero, 1985.
- [4] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de
Estructuras de Concreto"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
Noviembre, 1987.
- [5] S. Kojic; M. D. Trifunac and J. C. Andersen.
"A Postearthquake Response Analysis of the Imperial County
Services Building in el Centro"
Reporte No. CE84-02 USC, Diciembre, 1984.
- [6] Miranda Téllez A.
"Características Dinámicas de un Edificio Desplantado en
Terreno firme"
Tesis Profesional, Universidad Autónoma de Puebla, 1988.
- [7] Mendoza C., González E., Fuentes A.
"Comportamiento del Concreto en las Estructuras ante la Acción
de los sismos"
Proyectos 6705 y 6706, Instituto de Ingeniería, UNAM,
diciembre, 1987.
- [8] Gasetas G.
"Soil Dynamics and Earthquake Engineering"
Rensselaer Polytechnic Institute, New York, USA.

1983, vol. 2, No. 1.

[9] Murriá-Vila D., González R., Miranda A.

"Propiedades dinámicas de las estructuras representativas de edificios en la ciudad de México. PARTE II : Características dinámicas de cuatro edificios obtenidas a partir de registros sísmicos y de vibración ambiental. Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, UNAM, abril, 1989

[10] Biggs John M.

"Introduction to Structural Dynamic"
Mc Graw-Hill, 1964.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

AGRADECIMIENTOS

El autor de este escrito quiere hacer un reconocimiento en primer lugar a la Facultad de Ingeniería por la preparación ahí alcanzada y a mi universidad, la UNAM la que me albergó durante estos años de estudio.

Al Dr. David Muria-Vila persona de gran responsabilidad, trato franco para con los demás y asesor de este trabajo, quien lo dirigió de manera atinada. Al M. Ricardo González Alcorta quien con sus conocimientos me brindó apoyo, así como también al Dr. Mario Zermeño por la revisión a este trabajo.

Para concluir agradezco al Instituto de Ingeniería y personas que ahí laboran que de cierta manera colaboraron en la elaboración de esta tesis.

Tabla 1.- Influencia del modelo de referencia con respecto a otros modelos variando algunos parámetros.

M O D E L O S	PRIMER PERIODO	SEGUNDO PERIODO	TERCER PERIODO	RELACION DE PERIODOS C/R AL MODELO DE REFERENCIA		
				PRIMER PERIODO	SEGUNDO PERIODO	TERCER PERIODO
1.-Modelo de referencia.Estructura con muros de concreto laterales y muros de mampostería intermedios en la dirección longitudinal, modelo del cubo de elevadores, pretilles perimetralmente ligados, vigas muy rígidas apoyadas sobre muros	L=0.722 T=0.470 R=0.906	L=2.368 T=1.602 R=3.059	L= --- T=2.780 R=9.147	L=1.000 T=1.000 T=1.000	L=1.000 T=1.000 R=1.000	L= --- T=1.000 R=1.000
2.-Modelo de referencia considerando la inercia de las secciones de las vigas apoyadas sobre muros.	L=0.624 T=0.462 R=0.767	L=2.164 T=1.560 R=3.819	L= --- T=2.767 R=7.818	L=0.865 T=0.983 R=0.866	L=0.914 T=0.992 R=0.754	L= --- T=0.995 R=0.834
3.-Modelo de referencia considerando el módulo de elasticidad para concreto y mampostería como estipula el RDP-87.	L=0.605 T=0.375 R=0.707	L=2.156 T=1.350 R=3.965	L= --- T=2.361 R=7.189	L=0.837 T=0.797 R=0.781	L=0.911 T=0.842 R=0.784	L= --- T=0.849 R=0.786
4.-Modelo de referencia considerando pretilles perimetrales desligados.	L=0.722 T=0.462 R=0.896	L=2.368 T=1.590 R=3.032	L= --- T=2.768 R=9.115	L=1.000 T=0.983 R=0.989	L=1.000 T=0.992 R=0.994	L= --- T=0.995 R=0.996
5.-Modelo de referencia sin considerar muros de mampostería y considerando la inercia de las secciones de las vigas donde se eliminaron los ante-riores.	L=0.505 T=0.462 R=0.646	L=2.012 T=1.590 R=3.487	L= --- T=2.766 R=7.491	L=0.700 T=0.983 R=0.712	L=0.850 T=0.992 R=0.689	L= --- T=0.994 R=0.819
6.-Modelo de referencia sin considerar la zona rígida de vigas y columnas.	L=0.701 T=0.372 R=0.822	L=2.304 T=1.284 R=4.595	L= --- T=2.280 R=8.312	L=0.971 T=0.791 R=0.907	L=0.973 T=0.801 R=0.908	L= --- T=0.820 R=0.930
7.-Modelo de referencia considerando el módulo de elasticidad de diseño y cargas vivas de acuerdo a las NTC del RDP-87.	L=0.543 T=0.333 R=0.706	L=2.051 T=1.255 R=3.957	L= --- T=2.217 R=7.109	L=0.752 T=0.712 R=0.779	L=0.866 T=0.783 R=0.782	L= --- T=0.797 R=0.777
8.-Modelo de referencia considerando en la interacción los efectos de torsión.	L=0.722 T=0.470 R=0.872	L=2.367 T=1.602 R=3.933	L= --- T=2.780 R=7.500	L=1.000 T=1.000 R=0.962	L=1.000 T=1.000 R=0.777	L= --- T=0.999 R=0.820
9.-Modelo de referencia considerando excentricamiento en la base.	L=1.709 T=0.602 R=1.570	L=5.411 T=1.880 R=4.995	L= --- T=3.565 R=9.109	L=2.366 T=1.281 R=1.732	L=2.285 T=1.173 R=0.987	L= --- T=1.282 R=0.996

L = dirección longitudinal

T = dirección transversal

R = torsional

Tabla 2.- Frecuencias asociadas a los modos naturales del edificio obtenidas de las mediciones de vibración ambiental.

COMPONENTE	M O D O S		
	1	2	3
TRANSVERSAL	0.48	1.60	2.84
LONGITUDINAL	0.76	2.88	--
ROTACIONAL	0.80	2.56-2.68	4.52

Tabla 3.- Frecuencias calculadas asociadas a los modos naturales del edificio.

COMPONENTE	M O D O S		
	1	2	3
TRANSVERSAL	0.47	1.60	2.78
LONGITUDINAL	0.72	2.37	--
ROTACIONAL	0.90	5.06	9.14

Tabla 4.- Relación de frecuencias del modo fundamental con respecto a los modos superiores en vibración ambiental.

COMPONENTE	f_2/f_1	f_3/f_1
TRANSVERSAL	3.333	5.917
LONGITUDINAL	3.789	--

Tabla 5.- Relación de frecuencias del modo fundamental con respecto a los modos superiores en el modelo analítico.

COMPONENTE	f_2/f_1	f_3/f_1
TRANSVERSAL	3.404	5.914
LONGITUDINAL	3.292	--

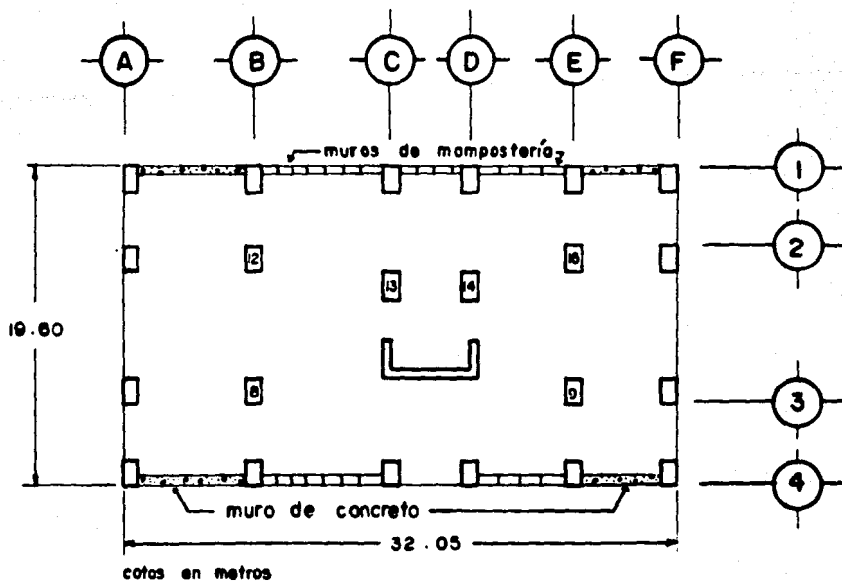


Figura 1.- Planta del edificio.

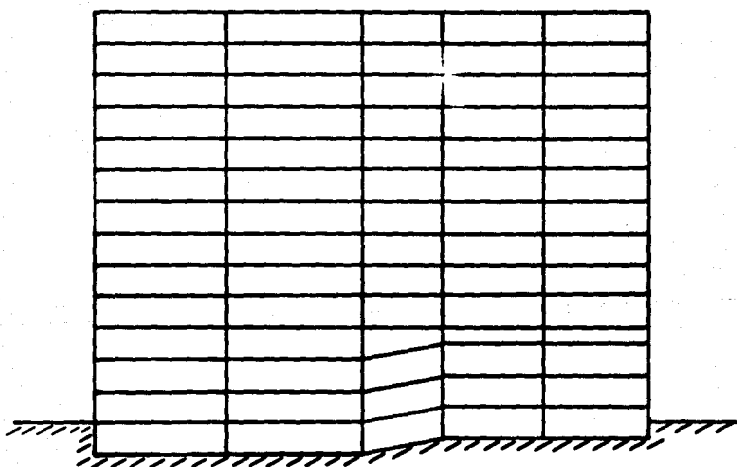


Figura 2.- Corte longitudinal del edificio.

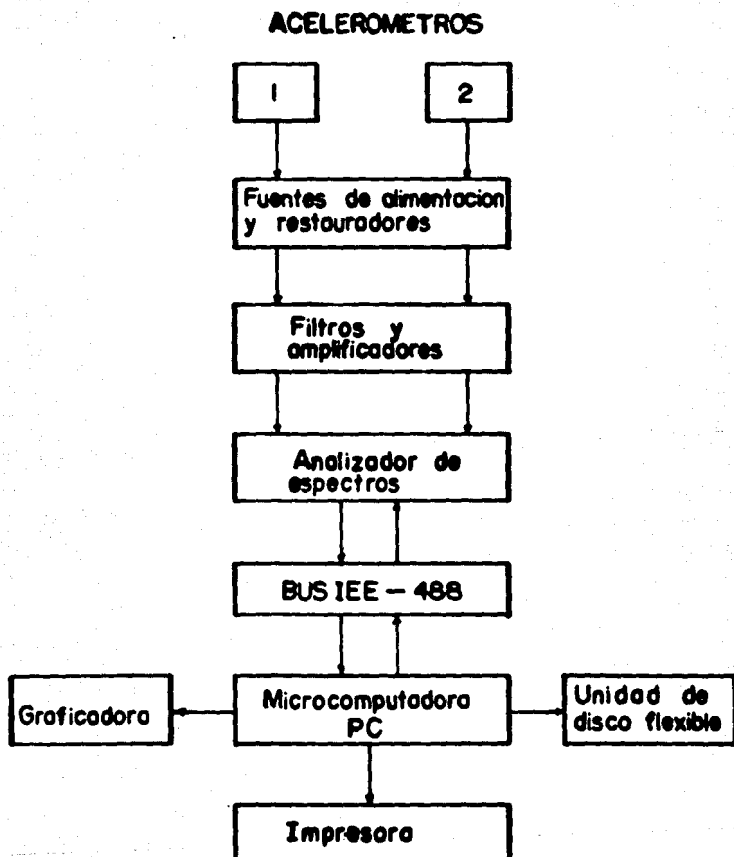
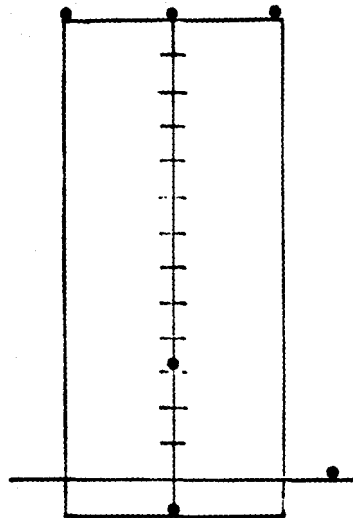
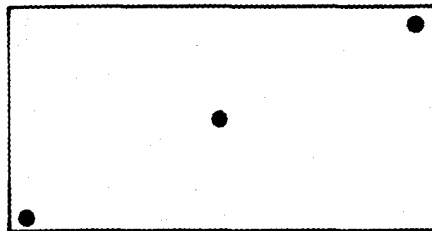


Figura 3.- Diagrama esquemático del dispositivo experimental.



CORTE LONGITUDINAL



PLANTA DE AZOTEA

Figura 4.- Ubicación de los sensores en la estructura durante las mediciones de vibración ambiental.

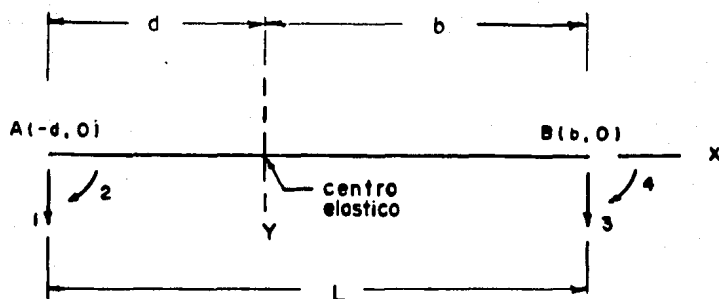
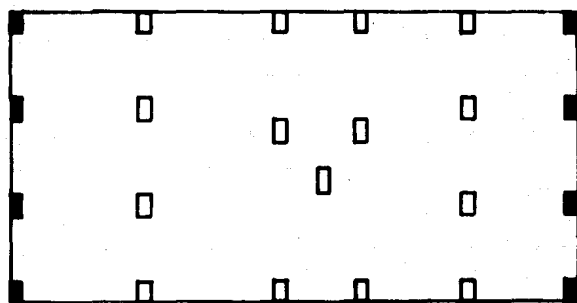


Figura 5: Sistema de coordenadas correspondiente a la matriz de rigidez para una viga con EI variable.



- Area A_1
- Area A_2

Figura 6: Areas equivalentes propuestas para la consideración de la interacción suelo-estructura.

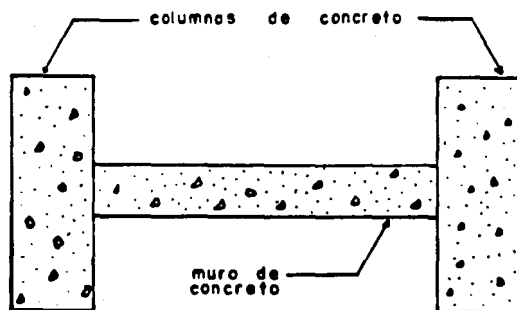


Figura 7.- Consideración de los extremos de los marcos externos longitudinales.

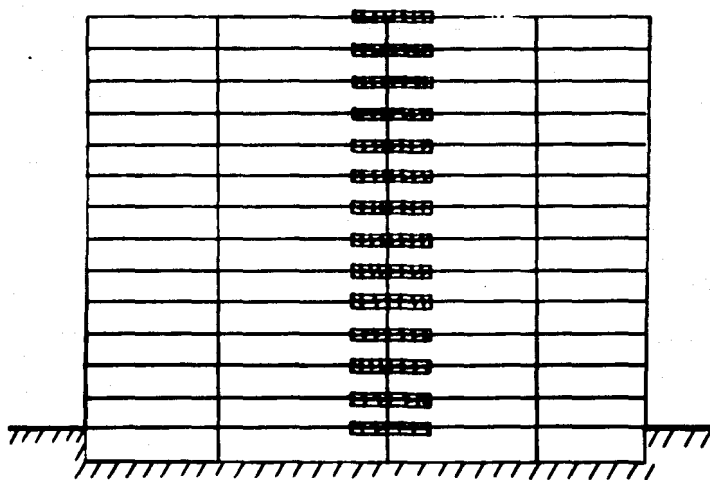


Figura 8.- Idealización del muro de concreto en base al concepto de columna ancha.

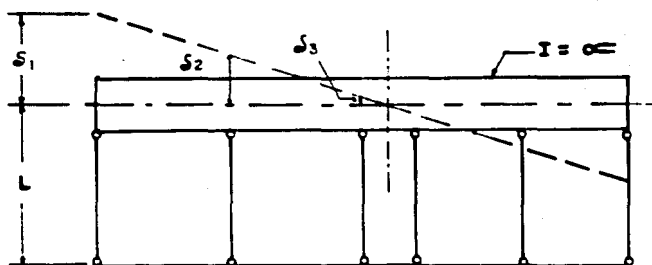


Figura 9.- Consideración de la interacción suelo-estructura para la dirección x.

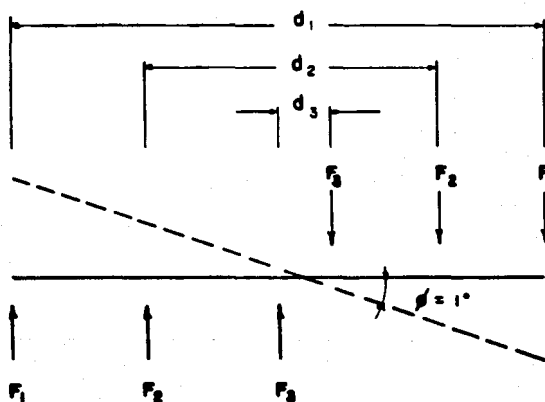


Figura 10.- Diagrama de fuerzas para la dirección x.

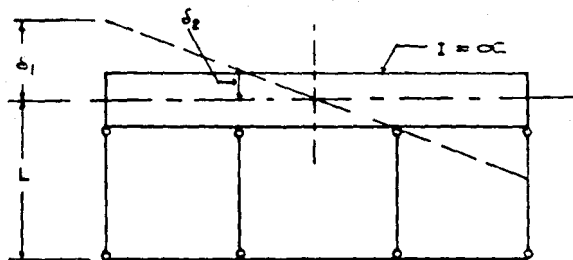


Figura 11.- Consideración de la interacción suelo-estructura para la dirección y.

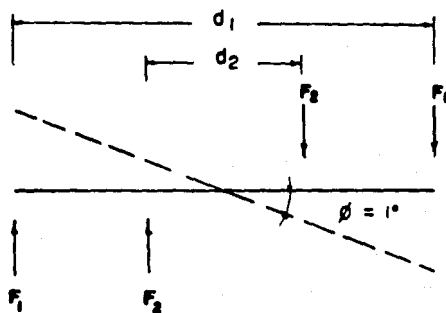
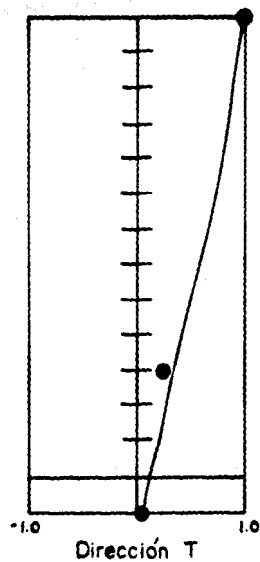


Figura 12.- Diagrama de fuerzas para la dirección y.

Niv 13

Niv 3

P.b.
sótano



Niv 13

Niv 3

P.b.
Sótano

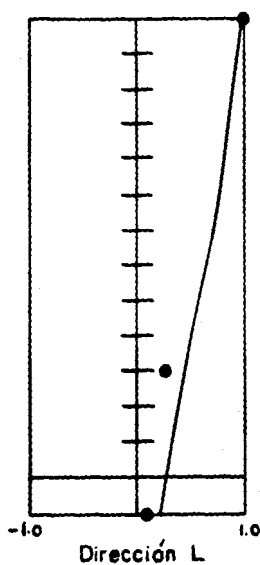
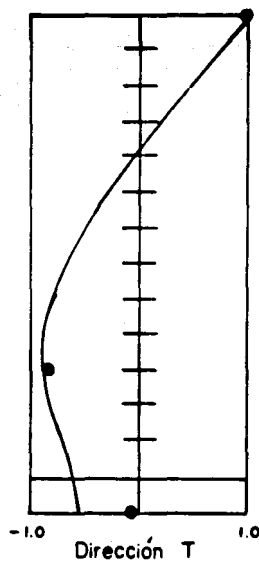


Figura 13.- Configuraciones del primer modo de flexión
● valores experimentales

Niv 13

Niv 3

p. b.
Sótano



Niv 13

Niv 3

p. b.
Sótano

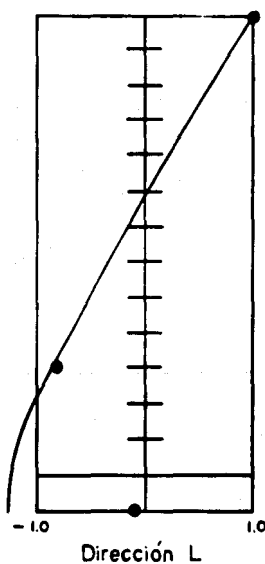


Figura 14.-Configuraciones del segundo modo de flexión.
● valores experimentales

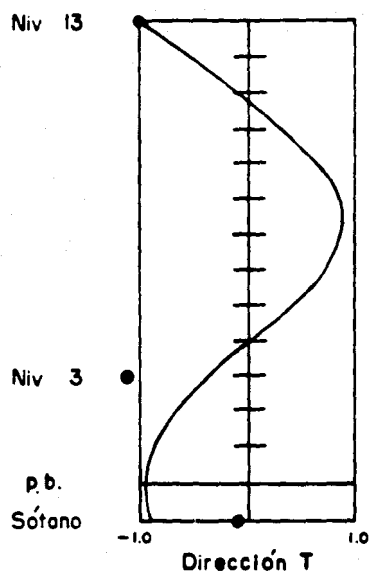


Figura 15 - Configuraciones del tercer modo de flexión.
 ● valores experimentales