



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA
Y GEODESICA

RESPUESTA DINAMICA DE UN EDIFICIO DE
14 NIVELES ANTE LOS SISMOS DE MAYO DE
1993

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A ;

JOSE ENRIQUE CARMONA FLORES



México, D.F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



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.

RESUMEN

En este estudio se analiza la respuesta dinámica del edificio Jalapa, localizado en el suelo blando de la ciudad de México. El edificio está instrumentado con once acelerógrafos localizados en diferentes niveles, además cuenta con tres acelerógrafos localizados uno a nivel del terreno y los otros a diferentes profundidades del subsuelo.

Con base en las propiedades dinámicas de la estructura y las características mecánicas de sus materiales, obtenidas experimentalmente, se logró calibrar un modelo analítico representativo de la estructura. Este modelo contempla la idealización del sistema suelo-estructura.

Se calcula la respuesta estructural del edificio a partir de los acelerogramas registrados en el terreno y se compara con la respuesta registrada.

**RESPUESTA DINÁMICA DE UN EDIFICIO DE 14 NIVELES ANTE
LOS SISMOS DE MAYO DE 1993**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	4
II. PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES	7
III. REGISTROS SÍSMICOS	11
IV. MODELACIÓN MATEMÁTICA	13
IV.1 MODELO CON BASE RÍGIDA (MBR)	15
IV.1.1 Programa de análisis escogido	
IV.1.2 Aspectos especiales en la elaboración del modelo	
IV.1.3 Elementos estructurales tomados en cuenta	
IV.1.4 Modelos estudiados	
IV.1.5 Características dinámicas del MBR	

IV.2	MODELO CON BASE FLEXIBLE (MBF)	26
IV.2.1	Programa de análisis escogido	
IV.2.2	Interacción Suelo-Estructura	
IV.2.3	Características dinámicas del MBF	
IV.2.4	Comparación del período del MBF con la propuesta del RCDF-87	
V.	RESPUESTA SÍSMICA	39
V.1	PROGRAMA DE ANÁLISIS ESCOGIDO	39
V.2	ANÁLISIS PASO A PASO	41
V.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS	50
VI.	COMENTARIOS FINALES	54
	BIBLIOGRAFÍA	59

INTRODUCCIÓN

Desde que el hombre comenzó a desarrollar su capacidad de abstracción, ha querido representar a su entorno en muy diversas formas: pintándolo, esculpiéndolo, platicándolo, escribiéndolo ..., en un inicio el motivo fue el temor a lo desconocido, luego por intriga, admiración y finalmente, por placer. Es en este afán de representar a su mundo, que comenzó a cuestionarlo, a quererle dar explicación; en un principio surgió el misticismo, la magia, los dioses; luego desarrolló una serie de "técnicas", basadas en la aguda observación y raciocinio de generaciones enteras (observación y aprendizaje acumulables gracias a su registro gráfico), tales disciplinas evolucionaron hasta convertirse en las ciencias actuales: Física, Filosofía, Matemáticas, Biología, Química, etc.

Nuestra ciencia ha explicado, basándose en un conjunto de leyes básicas del comportamiento de la materia y la energía, diversos fenómenos que parecían inexplicables; ha llegado, incluso, a anticipar otros nunca observados ... ni medidos. Debe reconocerse, sin embargo, que sólo se tiene un conocimiento parcial del universo y no olvidar que lo que hacemos, en ocasiones, es representar sólo las partes de un todo, entendiéndose los riesgos que ello implica.

Durante los sismos de septiembre de 1985, en la ciudad de México, se puso de manifiesto (de manera dramática) que nuestro conocimiento del comportamiento de las estructuras, y del suelo donde se apoyan, es parcial e incompleto por múltiples razones (calidad en los materiales, procesos constructivos, tipos de estructuras, tipos

de estructuración, tipos de cimentación, incertidumbres en el comportamiento global del sistema suelo-estructura, etc).

El Instituto de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México, se ha dedicado, desde sus inicios, a la investigación del comportamiento dinámico de las estructuras, del comportamiento de los materiales que las constituyen y al estudio del suelo que las sustenta (actualmente se tienen tres edificios instrumentados con acelerógrafos, debido a que es la única alternativa para conocer y comprender el comportamiento real de las estructuras).

El fenómeno de interacción suelo-estructura desde hace tiempo ha intrigado a los ingenieros estructuralistas e investigadores: ¿cuáles son los aspectos más importantes en esta interacción?, ¿qué consecuencias tiene para la estructura el considerar que el suelo no es rígido e inamovible?, ¿en qué casos vale la pena hacer un estudio de este tipo?, ¿cómo puede reglamentarse un diseño que considere este hecho?; todas estas interrogantes se suman a las que actualmente existen (al basar nuestros análisis en la consideración de una base rígida): ¿qué tan válidas son las hipótesis que utilizamos para modelar?, ¿qué tan confiables son las propiedades de los materiales que utilizamos?, ¿qué tan efectivos son los procesos constructivos o de reestructuración? Es un hecho que estas preguntas aún no están resueltas, sin embargo la investigación en el campo de las estructuras las está estudiando y ha generado nuevos conocimientos y respuestas a algunos aspectos del comportamiento dinámico de las estructuras.

El edificio JALAPA, denominado así a lo largo de este trabajo (por estar ubicado

en la calle de Jalapa de la ciudad de México), es una de las estructuras más instrumentadas de todo México; se desea conocer su comportamiento dinámico ante distintas sollicitaciones sísmicas (cada sismo de magnitud considerable es registrado, desde hace algunos meses, con una red de once acelerógrafos distribuidos en todo el edificio). Saber qué tanto afecta a esta estructura de 14 niveles (desplantada en el suelo blando de la ciudad de México), el hecho de que nos olvidemos de la práctica común al considerar su base rígida y permitamos que se mueva, es un ambicioso proyecto; una pequeña parte del mismo se presenta en este trabajo, cuyos objetivos principales fueron:

- Elaborar un modelo analítico, representativo del comportamiento lineal del edificio, con base a toda la información técnica disponible y que considere los efectos de interacción suelo estructura.
- Evaluar cómo cambian las características dinámicas al pasar de un modelo con base rígida a otro que considere su base flexible.
- Comparación de las propiedades dinámicas detectadas en vibración ambiental y las reportadas por el modelo con base flexible.
- El cálculo de la respuesta estructural ante sismos de baja intensidad, como los ocurridos el 15 de mayo de 1993.

I DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio está compuesto de una estructura principal de 14 niveles con un apéndice y otra anexa de tres niveles, los cuales están unidos en la planta del sótano y separados, en los restantes niveles, por una junta constructiva de 15 cm de espesor. Los tres primeros niveles están destinados a estacionamiento y los demás a oficinas. El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México (fig. 1), el espesor del suelo arcilloso es de 30 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad (fig. 2).

Las elevaciones y plantas tipo del edificio se muestran en las figs 3 a 8. Su estructura es de concreto reforzado a base de marcos formados por columnas y losa reticular como sistema de piso, además cuenta con muros de concreto y mampostería. El peralte de la losa reticular es de 45 cm, de los cuales 5 cm corresponden a la capa de compresión.

La planta tipo del cuarto al décimo cuarto nivel tiene forma rectangular de 20 m de ancho por 32.45 m de largo y las alturas de entrepiso son constantes de 3.15 m. Las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo y sus dimensiones son 20 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y comunicados entre sí con rampas y las alturas de entrepiso son variables entre 2.5 a 4.45 m.

Las resistencias nominales de los concretos en las columnas y muros, según los planos estructurales, son de 200 kg/cm^2 para los niveles décimo a décimo cuarto; 250 kg/cm^2 desde el séptimo al décimo nivel y 300 kg/cm^2 para los niveles inferiores; la de losas es de 200 kg/cm^2 para todos los niveles, excepto en la losa de cimentación que es de 250 kg/cm^2 . El acero de refuerzo son varillas AE-TOR-60 de 6000 kg/cm^2 como límite de fluencia.

Entre los estudios realizados al edificio, se llevaron a cabo pruebas, no destructivas y semidestructivas, para determinar las propiedades mecánicas de los concretos, con el fin de utilizarlos para nuestros modelos analíticos (ref. 3). Se utilizaron esclerómetros para determinar la dureza del concreto, pruebas de velocidad de pulso para establecer la uniformidad del mismo y extracción de núcleos para ensayar su resistencia y calcular su módulo de elasticidad. Los resultados obtenidos indican que las resistencias nominales del concreto son: para el sótano a séptimo nivel, de 314 kg/cm^2 y del séptimo nivel a azotea, de 272 kg/cm^2 . Los módulos de elasticidad obtenidos experimentalmente coinciden con los valores recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (ref. 8)

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado constituido de una losa reticular de 80 cm de peralte y desplantado a una profundidad de 3.30 m , la cual se apoya sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud, distribuidos como se muestra en la fig. 9. Además hay diez pilotes, de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, entrelazados con los

anteriores y de tal manera que no están en contacto con el cajón de cimentación; el extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m.

Durante los sismos de septiembre de 1985 el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales. La mayor parte de los muros de mampostería se agrietaron, hubo fisuras menores de 1 mm en prácticamente todas las columnas B2, B3, B4, C2, D4 y F3, y en varias columnas A4, E3, B1 y B3 del séptimo nivel hacia arriba se presentaron desprendimientos de material. La restructuración consistió en reforzar las columnas interiores con un encamisado de concreto reforzado de 10 cm de espesor (figs. 10 y 11) y la construcción de muros de concreto reforzado en la dirección longitudinal, ubicados en las crujeas extremas de los marcos 1 y 4 (fig 12).

II PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES

El edificio Jalapa forma parte de las estructuras instrumentadas con acelerógrafos por el Instituto de Ingeniería para estudiar su comportamiento dinámico. Desde diciembre de 1992, esta estructura cuenta con trece acelerógrafos permanentes, once distribuidos estratégicamente a lo largo de todo el edificio, dos en pozos profundos y uno en el terreno libre, todos ellos operando sin interrupción hasta la fecha; capaces de registrar aceleraciones (después de rebasar un cierto umbral de disparo) con amplitudes máximas de 0.25g, 0.50g, 1.0g y 2.0g (dependiendo del rango del sensor), han registrado varias historias de aceleraciones, entre ellas, las del 15 de mayo de 1993.

En septiembre de 1992, antes de contar con registros sísmicos, se llevó a cabo la primera medición de vibración ambiental para evaluar las propiedades dinámicas del sistema edificio suelo. La gran ventaja de utilizar vibración ambiental es no tener que esperar la ocurrencia de un sismo para tener registros, ya que (como su nombre lo indica) se utilizan acelerómetros de alta resolución, capaces de captar señales de muy pequeña amplitud, como las producidas por la vibración "natural" de las estructuras, es decir, a las debidas al uso normal del edificio y a las vibraciones que le llegan desde el exterior; otra ventaja que se tiene es que el equipo no se instala en forma permanente, ya que en un solo día pueden tenerse los registros de varias pruebas. Las desventajas de este método son las debidas a una serie de variables extrañas, que pueden presentarse y que disfracen las características propias de la estructura, tales

como vibración de maquinaria, objetos cercanos a los sensibles acelerómetros, mezcla de señales en su trayecto a la unidad central de proceso (a pesar de que los cables cuentan con un blindaje), etc. Gran parte de estos inconvenientes se salvan porque la técnica empleada (identificación de sistemas no paramétricos) trabaja con señales aleatorias, que se estudian en ciertos intervalos de tiempo (eventos) y se promedian dichos eventos en el dominio de la frecuencia y de esta forma se elimina buena parte de las vibraciones espurias. Es por todo lo anterior que este método se ha hecho, últimamente, muy difundido en todo el mundo y se ha verificado su validez dentro de márgenes que pueden considerarse aceptables (ref.22).

En el caso particular de este edificio, durante la vibración ambiental, se hicieron tres pruebas para determinar las frecuencias naturales en las tres direcciones acostumbradas (transversal, longitudinal y rotacional); seis pruebas para conocer el comportamiento de la losa de cimentación y una para medir simultáneamente el terreno libre y el sótano de la estructura y observar los efectos de interacción suelo estructura. En cada prueba se cambió la posición y orientación de ocho sensores, que simultáneamente transmiten sus señales a una unidad central de proceso. La fig. 13 muestra las posiciones que ocuparon los acelerómetros durante las distintas pruebas, recalcando que en cada prueba se tenían aparatos sólo en ocho puntos.

Las frecuencias naturales y los modos de vibrar de un edificio se detectan mediante los registros simultáneos de aceleraciones en varios puntos del mismo (ya sea mediante vibración ambiental o con registros de un evento sísmico). Una vez teniendo todas las señales sincronizadas en el tiempo (aceleración en las ordenadas

y tiempo en las abscisas), se procede a calcular los espectros de Fourier de cada registro. La transformada de Fourier es una función que cambia una señal de aceleración en el dominio del tiempo, a una función (en el dominio de la frecuencia), que representa la cantidad de energía cinética liberada por la estructura (y reflejada en el acelerograma) asociada a cada una de las frecuencias de vibrar de la estructura. Se obtienen de este modo las frecuencias asociadas a las máximas energías.

Debido a que un sólo acelerograma no nos representa mucho en forma aislada, es necesario compararlo con otro, que nos sirva de marco de referencia; de igual forma sucede con un espectro de Fourier, es por eso que se obtienen funciones de transferencia (en amplitud y ángulo de fase) y coherencia, con el fin de conocer la correlación que hay entre los registros obtenidos en los diferentes puntos de medición. Una forma de calcular la función de transferencia consiste en dividir aritméticamente dos espectros de Fourier, tal y como se muestra en la fig. 14 (para la dirección transversal), para un registro en la azotea centro y otro en sótano centro (puntos 1 y 11, respectivamente, fig. 13). Puede observarse que el cociente espectral para estos puntos y en esta dirección, señala mucha energía asociada a frecuencias cercanas a 0.44 Hz, 1.7 Hz, 3 Hz y 4.4 Hz, lo cual indica la presencia de los cuatro primeros modos de vibrar en la dirección considerada. De igual forma para la dirección longitudinal (fig. 15), donde la función de transferencia para los espectros de Fourier de azotea centro y sótano centro, indica que las frecuencias de 0.73 Hz, 3.12 Hz, 6 Hz y 8.89 Hz se asocian a los modos de vibrar en esta dirección. Para detectar las frecuencias naturales a torsión se colocan sensores en un mismo nivel, para una

misma dirección, y en puntos extremos y centrales. En el Jalapa se colocaron acelerómetros en los puntos azotea centro y azotea este (puntos 1 y 2, respectivamente, fig. 13), midiéndose aceleraciones en dirección transversal, posteriormente se obtuvieron los espectros de Fourier para estos registros y se calculó la función de transferencia entre ambos, como se muestra en la fig. 16; la cual indica la presencia de frecuencias de torsión cerca de 0.83 Hz, 2.60 Hz, 4.45 Hz y 6.15 Hz.

El resumen de las propiedades dinámicas obtenidas mediante vibración ambiental se presenta en la tabla 24. El análisis detallado de las pruebas realizadas, así como del análisis, se presenta en la ref. 2.

Las formas modales detectadas experimentalmente aparecen en la fig. 31.

Las pruebas de vibración ambiental, destinadas a detectar el comportamiento de la losa de cimentación, indican la existencia de flexibilidad en la base, en dirección perpendicular a su plano.

Las rigideces asociadas a los efectos de ISE se calcularon también a partir de vibración ambiental, mediante el "método simplificado de Luco" (ref. 2), las cuáles se presentan en las tablas 22 y 23.

III REGISTROS SÍSMICOS

Hasta este momento hemos hablado del edificio Jalapa y de sus propiedades dinámicas ante vibración ambiental, pero no de los sismos que en particular nos interesan y que fueron registrados por la red de acelerógrafos instalados en esta estructura.

El 15 de mayo de 1993 (14 de mayo hora de México) ocurrieron dos temblores moderados frente a las costas de Oaxaca con una magnitud $M_b = 5.8$ y $M_b = 6.0$ respectivamente. El mayor de los movimientos alcanzó en la ciudad de México una intensidad de IV en la escala de Mercalli modificada.

La localización preliminar de los temblores se muestra en la fig. 17 y sus datos epicentrales se dan en las tablas 18 y 20.

Aunque los movimientos fueron de poca intensidad, produjeron suficiente nivel de aceleración para disparar la red de 14 acelerógrafos instalados en la estructura del edificio. Son los primeros registros completos del sistema desde que se puso en operación en diciembre de 1992.

Los acelerógrafos utilizados son digitales, triaxiales, de alta resolución; la distribución de los mismos es la siguiente:

- 1 en el terreno libre a 60 m del edificio
- 2 en pozos profundos debajo de la cimentación del edificio a una profundidad de 20 y 45 m, respectivamente
- 4 en el sótano

- 2 en el nivel 3
- 2 en el nivel 8
- 3 en la azotea

En las figs. 18 y 19 se muestra esquemáticamente la estructura y la ubicación de los 14 sitios de medición.

Durante los temblores mencionados se obtuvieron un total de 38 acelerogramas (entre los principales, los premonitorios y las réplicas, ref. 5). Las características de duración y aceleración máxima en los dos sismos principales se presentan en las tablas 19 y 21, las cuales señalan que las excitaciones máximas se registraron en la azotea para ambos movimientos: 11.50 gals* en dirección transversal, para el primero y 27.78 gals en la dirección longitudinal, para el segundo. Comparando estos valores con los de la estación de campo libre o del sótano, dan un factor de amplificación de poco más de 3.

Los acelerogramas en campo libre para ambos sismos se presentan en las figs. 20 y 21; asimismo los espectros de Fourier para tales historias se muestran en las figs. 22 y 23, donde cabe destacar la similitud entre ambos y peculiaridad del terreno en su período dominante cercano a 2 segundos (0.50 Hz)

(*): 1 gal = 1 cm/s²

IV MODELACIÓN MATEMÁTICA

El impresionante avance que ha tenido la computación, tanto en equipos como en programas, ha repercutido en enormes posibilidades para modelar estructuras tridimensionales. Es así que sistemas sumamente complejos pueden representarse matemáticamente con un alto grado de precisión (corroborado con mediciones experimentales), en un tiempo relativamente corto.

Existen numerosos programas para análisis estructural, tanto planos como tridimensionales. El Instituto de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México, cuenta con los recursos para acceder a un grupo de programas de análisis, desarrollados por la Universidad de California en Berkeley, como son, para análisis elástico, el **ETABS** (Extended Three dimensional Analysis of Building Systems, ref. 13), el **SAP90** (Structural Analysis Program, ref. 14) y el **CAL89** (Computer Assisted Learning of Structural Analysis, ref. 15). Los dos primeros paquetes permiten al usuario crear un modelo donde se definen masas, propiedades geométricas y propiedades mecánicas, para posteriormente asignar en el espacio, líneas que lleven consigo tales propiedades. Se conforma así un modelo tridimensional con **BASE RÍGIDA** que, al ejecutarlo, crea las matrices de masas y rigideces de la estructura, con las cuales opera para calcular las propiedades dinámicas del sistema. El **CAL89** permite operar con matrices y debe dársele la matriz de masas (M), la de rigideces (K) y acepta también la posibilidad de adicionar una matriz de amortiguamiento (C). Gracias a este programa podemos simular, mediante un modelo matemático

modificado, un análisis de **INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.**

IV.1 MODELO CON BASE RÍGIDA (MBR)

IV.1.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS ESCOGIDO

De entre todos los programas mencionados, el que consideramos más idóneo, por estar concebido para estructuras del tipo edificios (similares al JALAPA), es el **ETABS**, cuyas más importantes características son:

-Es un programa de ANÁLISIS ELÁSTICO tridimensional, que asume rigideces por flexión, por cortante y por torsión.

-Asume un empotramiento de la base con la consiguiente restricción de cualquier grado de libertad asociado a ella.

-Divide la estructura en niveles (similares a los delimitados por losas de entrepiso), en los cuales se concentran masas y cargas.

-Supone diafragmas rígidos en cada entrepiso, lo que significa una gran simplificación: los desplazamientos de los elementos que se conectan en cierto nivel son gobernados por el desplazamiento global del diafragma. Se ahorra de este modo tiempo, sin menoscabo de la precisión, ya que losas macizas, reticulares, losaceros y otras, tienen efectivamente una rigidez suficiente para ligar a todo un entrepiso (en la mayoría de las estructuras), hacer válida la hipótesis de diafragma rígido y

simplificar los grados de libertad de todo un nivel a dos traslaciones en direcciones ortogonales y a una rotación en su plano.

-Permite la definición de materiales con distintas propiedades mecánicas : módulos de elasticidad, módulos de cortante, relaciones de Poisson, etc.

-Asume, para efectos de formar la matriz de rigideces, un **FACTOR DE TRANSPORTE** igual a 0.5 en el cálculo de las rigideces angulares (esto será muy importante en nuestro modelo : estamos tratando con una estructura de losas reticulares y capiteles, lo cual significa que tenemos vigas de sección variable).

-Permite el uso de distintas zonas rígidas en uniones viga-columna; lo que equivale a indicarle al programa que haga un análisis de centroide a centroide o que tome las longitudes reales de los elementos (o bien sólo un porcentaje de éstas)

-Permite la declaración de distintas secciones geométricas para columnas, trabes, diagonales y páneces, así como de una serie de patrones de carga. Calcula propiedades geométricas de manera automática (para cierto tipo de perfiles) y permite la utilización de un catálogo de secciones laminadas del AISC (American Institute of Steel Construction).

-Se asignan columnas, vigas, diagonales y páneces con la posibilidad de

desconectar del diafragma todos estos elementos, así como darles condiciones de continuidad o articulación en sus extremos.

-Se asignan de igual forma patrones de carga para tres condiciones gravitacionales independientes.

-Las masas de entrepiso tanto a traslación como a torsión pueden ser calculadas en forma automática.

-Permite el cálculo de modos de vibrar, frecuencias, períodos, participaciones modales, factores de masa efectivos, etc.

-Se puede realizar análisis estático o dinámico, este último en dos modalidades: dando un espectro de respuesta o dando una historia de aceleraciones.

-Permite combinaciones lineales de los distintos casos de carga que se hallan definido, tanto verticales como laterales.

IV.1.2 ASPECTOS ESPECIALES EN LA ELABORACIÓN DEL MODELO

La estructuración del edificio JALAPA implicó algunas consideraciones especiales en su modelación, mismas que se describirán brevemente, de forma que quede bien entendido el modelo con el que se trabajó:

LOSAS ENCASETONADAS: se les conoce también como losas reticulares debido a que sus distintas nervaduras le dan (en conjunto) la forma de una retícula. Son consideradas como losas planas, ya que las columnas apoyan en la losa sin existir vigas "formales" de por medio. Para evitar la falla por penetración en este tipo de elementos, se construyen capiteles (ensanchamientos en la parte superior de las columnas) que aportan una rigidez nada despreciable. Si bien es cierto que no existen vigas "formales", es innegable que entre cada columna existe una franja de losa que trabaja a manera de trabe, formándose así verdaderos marcos estructurales. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (ref. 8) recomiendan tomar como ancho de viga $c_2 + 3h$, donde c_2 es el ancho de la columna (medido en forma perpendicular a la dirección del análisis) y h es el peralte de la losa encasetonada. Es de esta forma que se calcularon las propiedades geométricas de los elementos horizontales; existe además el hecho de que tales secciones no son constantes entre eje de columna y eje de columna, debido a la presencia de capiteles; por tanto se tenía que hacer una consideración especial para este tipo de variación, pues como se mencionó, el ETABS toma siempre factores de transporte de 0.5 para sus rigideces angulares, sin posibilidad de cambiarlos.

Nos vimos, por tanto, con dos posibilidades:

Opción 1.- MANEJAR VIGAS EQUIVALENTES, que asumieran un comportamiento semejante a las vigas de sección variable.

La consideración que hace ETABS es suponer vigas prismáticas en toda su longitud con un factor de transporte $FT = 0.5$; en nuestro caso la variabilidad de la sección hace que, en general, FT sea distinto a 0.5.

Para manejar esta opción deben cumplirse por tanto dos igualdades:

$$K_{Av} = \frac{4E}{L} I_e$$

$$K_{Bv} = \frac{2E}{L} I_e$$

donde:

L = Longitud fija; no pueda variarse (constante)

E = Módulo de Elasticidad; no pueda variarse (constante)

I_e = Inercia Equivalente; incógnita

K_{Av} = Rigidez angular real en A debida a un giro unitario en A : cognoscible

K_{Bv} = Rigidez angular real en B debida a un giro unitario en A : cognoscible

Si K_{Av} y K_{Bv} no tienen una proporción de 2 a 1, tenemos entonces dos ecuaciones LINEALMENTE INDEPENDIENTES; por tanto, no es posible dar una

INERCIA EQUIVALENTE (I_e) que satisfaga a ambas, a menos que el factor de transporte de la viga real sea efectivamente igual a 0.5. En otras palabras: a menos que los valores reales de rigideces angulares sean proporcionales a los valores que por

defecto toma el ETABS: $K_A = \frac{4EI}{L}$ Y $K_B = \frac{2EI}{L}$

Opción 2.- MODELAR CADA TRABE EN TRES PARTES; donde se le asigna a cada parte su correspondiente sección de viga o capitel, de esta forma tenemos los factores correctos de rigidez en ambos extremos.

A pesar de que se sabía que el SAP90 puede manejar sección variable, y que el ETABS es un caso particular de aquél, se hicieron ejemplos con vigas de inercia variable, tanto en forma manual (método de la analogía de la columna, ref. 12), como con ambos programas de análisis, calculándose las rigideces angulares en ambos extremos. Se comprobó que los resultados eran idénticos. La opción escogida fue esta última, por las razones principales siguientes:

- teníamos distintas secciones de capitel
- podíamos darnos el tiempo para crear un modelo bien detallado
- no queríamos caer en el error que en ocasiones se comete en la práctica usual al dar inercias equivalentes, ya que como se explicó, sólo en ciertos casos se logran ajustar ambas rigideces angulares en los extremos de un elemento. Cabe señalar que tal error en ocasiones no es tan importante y se explica (mas no se justifica) por la premura de tiempo que se tiene en la práctica profesional.

ESTACIONAMIENTOS: otro caso particular en este edificio fueron sus estacionamientos, que como se muestra en la fig. 4 son del tipo escalonados, lo que implicó la llamada desconexión de líneas de columnas. Con esto se logra que para ETABS, una cierta parte del nivel tenga losa (desplazamientos dependientes) y otro tanto tenga una desconexión del resto del diafragma (se evita así que el programa ligue en cierto nivel columnas que físicamente no lo están)

ESTACIONAMIENTO ANEXO: Nuestro edificio tiene un estacionamiento anexo de cuatro niveles es su costado oeste (figs. 4 y 25) y se encuentra conectado al cuerpo principal de la estructura en sólo dos de ellos. En modelos anteriores no se había considerado este anexo debido a la dificultad de representar su comportamiento real (causada por los diafragmas rígidos). Para nosotros era importante incorporarlo para evaluar que tanto afectaba a nuestros cálculos su presencia. El procedimiento seguido fue crear, en donde se tenía una misma cota, dos niveles distintos, separados por 1 cm de altura: un nivel para el cuerpo principal y otro para el anexo, para luego recurrir a la desconexión de columnas. Se lograron así comportamientos reales e independientes ante desplazamientos y fuerzas.

IV.1.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TOMADOS EN CUENTA

El modelo con base rígida que se desarrollo, es un modelo elástico lineal para bajos niveles de esfuerzos, esto es: sismos de intensidad moderada y vibración ambiental, en otros términos: los módulos de elasticidad usados son superiores a los que se utilizan para un diseño convencional; la explicación es que ante bajos niveles de esfuerzos se tiene un módulo de elasticidad superior al de altos niveles de esfuerzos.

En nuestro modelo se tomaron en cuenta ciertos elementos estructurales que usualmente, en la práctica profesional, no se modelan, como son:

- Rampas de estacionamiento
- Rampas de escaleras
- Pretilos
- Muros de mampostería

Todos ellos, aunados a las columnas de concreto, a las franjas de losa (trabes) y a los muros de concreto conforman nuestro MODELO CON BASE RIGIDA (MBR).

RAMPAS: tanto las rampas de estacionamiento como las de escaleras se modelaron con diagonales equivalentes que proporcionarían rigidez en la dirección transversal y longitudinal de la estructura, así como rigidez axial en su plano.

PRETILES: tenemos pretiles de gran peralte incluidos en los marcos extremos transversales y no se quiso despreciar su rigidez.

MUROS DE MAMPOSTERÍA: se ha verificado con modelos de otros edificios que, a niveles de vibración ambiental y ante sismos de poca intensidad, los elementos pánel del ETABS dan un adecuado aporte de rigidez, equivalente a la proporcionada por la mampostería. Por lo tanto los muros interiores de mampostería y los de los marcos extremos longitudinales fueron modelados.

Dibujos del modelo matemático desarrollado se presentan en las figs. 24 y 25.

IV.1.4 **MODELOS ESTUDIADOS**

Para darnos idea de cuánto representaban ciertos parámetros en el comportamiento dinámico del edificio (tales como diagonales equivalentes a rampas y muros de mampostería) se realizaron algunos cambios al modelo original (en los que se variaban los aportes de rigidez), registrándose las variaciones en la frecuencia natural de toda la estructura. Los distintos modelos utilizados se describen en la tabla 1 y los resultados de tales pruebas se presentan en la tabla comparativa 2.

El modelo original se denominó JAL1 y tiene en consideración columnas, trabes, muros de concreto, muros de mampostería y rampas de estacionamiento y escaleras; luego de ir variando los elementos estructurales (referidos en el anterior apartado), se generaron JAL2, JAL3, JAL4, JAL5 y JAL6.

Desde un punto de vista práctico no existen grandes diferencias en cuanto a las frecuencias y períodos de estos 6 modelos (aspecto que justifica el hecho de que usualmente no se tomen en cuenta tantos parámetros), sin embargo y viendo que partimos de un modelo con fundamentos lógicos, decidimos en primera instancia dejar nuestro original JAL1. No fue sino hasta que se investigó sobre el acoplamiento de los muros de concreto en los marcos longitudinales (colocados como parte de la restructuración, después de septiembre de 1985), que se decidió cambiar al modelo **JAL6** (de ahora en adelante **MBR: MODELO EN BASE RIGIDA**), ya que se verificó que el concreto no estaba ligado a las columnas con algún refuerzo o mecanismo de anclaje. El cambio de modelo puede parecer también intrascendente a la luz de las frecuencias observadas en uno u otro caso.

IV.1.5 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MBR

Nuestro MBR tuvo las frecuencias naturales mostradas en la tabla 3, con sus correspondientes factores de participación modal (tabla 4) y sus factores de masa efectivos (tabla 6).

Se observa que el primer modo es de traslación en la dirección transversal (dirección Y para ETABS) y prácticamente desacoplado; el segundo modo es de torsión, desacoplada y la traslación en dirección longitudinal se presenta hasta el tercer modo, debido a la enorme rigidez que le dan a la estructura los marcos extremos a base de muros. Las formas modales se presentan en las figs. 26 a la 28, con gráficas del ETABS; y en la fig. 29, de un archivo generado por CAL89 (que se mencionará posteriormente).

IV.2 MODELO CON BASE FLEXIBLE (MBF)

IV.2.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS ESCOGIDO

Un modelo con base flexible debe ser capaz de agregar a un modelo con base rígida, cinco grados de libertad adicionales: traslación y cabeceo de la base en una dirección; traslación y cabeceo de la base en una dirección ortogonal a la anterior; y rotación de la misma alrededor de un eje ortogonal a los otros dos (fig. 30). Las hipótesis de las cuales partimos son: despreciar cualquier otro grado de libertad en la base y suponer a la cimentación infinitamente rígida.

Actualmente no se cuenta con un programa que en forma práctica simule la flexibilidad de la base:

- Con **SAP90** (ref) se puede generar un modelo que tenga una base con resortes en las direcciones necesarias para simular la interacción suelo estructura, sin embargo un modelo de este tipo es sumamente laborioso y fuera de las simplificaciones de un ETABS (que fue estructurado para edificios).
- Con **ETABS** (ref) se puede crear un piso ficticio (adicional a los existentes y colocado por debajo de ellos): con vigas infinitamente rígidas y con columnas que simulen una cama de resortes, donde cada resorte tiene la rigidez axial y lateral adecuada. De este modo, dando propiedades a cada columna de módulo

de elasticidad, área axial, momento de inercia y momento polar (constante de torsión), puede representarse la flexibilidad de la base, como se ha hecho en otras estructuras (ref. 20). Otro procedimiento, actualmente utilizado en este edificio, es colocar en el piso ficticio, columnas articuladas en ambos extremos y para evitar inestabilidad, colocar una rigidez externa (permitida por ETABS) que le dé restricción lateral al edificio; de esta forma cada columna debe tener únicamente rigidez axial y a torsión para simular los movimientos de cabeceo y torsión de la base.

Con ambos programas no es posible involucrar los amortiguamientos asociados a los efectos de interacción suelo estructura.

- CAL89 (ref. 15), una de las bases de ETABS y SAP90, es un programa para manejo de matrices, realiza sumas, multiplicaciones, calcula inversas; adicionalmente resuelve problemas de eigenvalores, calcula formas modales, se puede hacer un algoritmo para que nos genere factores de participación modal, etc. Es decir, con este programa podemos resolver estructuras sumamente complejas con el único inconveniente en que tenemos que darle tanto la matriz de MASAS como la de RIGIDECES. La gran ventaja de este programa es la posibilidad de agregar directamente los grados de libertad de la base, asignando las masas y rigideces asociados a cada uno de ellos.

Para nuestro MBF utilizamos tanto ETABS como CAL89. El primero para extraer la matriz de flexibilidades de la estructura y CAL89 para crear las matrices de rigideces, añadir la matriz de masas (verificando en este punto si se llega a las mismas propiedades del MBR en ETABS, garantizando la representatividad del modelo) y adicionar una matriz de amortiguamiento, así como las submatrices de masas, rigidez y amortiguamiento que contemplan los efectos de una base flexible. Dicho análisis se describirá más a fondo en capítulos siguientes.

IV.2.2 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

No podemos comenzar esta sección sin definir ¿qué es interacción suelo estructura (ISE)? . Rosenblueth y Reséndiz (ref. 9) dan una definición muy clara al respecto: "Se llama interacción dinámica suelo estructura al conjunto de efectos producidos en la estructura y en el suelo por el hecho de que este último es deformable bajo cargas dinámicas".

En el presente trabajo nos hemos y nos seguiremos refiriendo a las alteraciones en el comportamiento dinámico de la estructura producidas por el suelo, sin olvidar que es éste un fenómeno de interacción mutua (suelo - estructura, estructura - suelo).

El fenómeno de ISE es sumamente complejo; de por si es complejo un análisis con base rígida; pero involucrar al suelo implica no sólo saber sus propiedades dinámicas, mecánicas o físicas (como su período dominante, su velocidad de ondas de cortante, su módulo de elasticidad al corte, etc), también implica saber como responderá ante distintas sollicitaciones sísmicas, si presentará distintos comportamientos ante distintas cimentaciones y si las rigideces que posee pueden representarse como resortes elásticos, en un medio que no es homogéneo ni isótropo; evaluar estas variables, generalizarlas, ese es uno de los objetivos de varios estudios realizados por instituciones nacionales y extranjeras en torno al JALAPA; sus acelerómetros, sus pruebas a materiales y sus estudios de mecánica de suelos son herramientas para conocer más acerca de un edificio alto, con una estructuración muy usada y en una zona donde hubo grandes daños durante los sismos de septiembre de 1985.

El planteamiento matemático del cual se parte es la ecuación de equilibrio dinámico del sistema suelo-estructura mostrado en la fig. 30; se llega a conformar, de este modo, un sistema global de $3n + 5$ grados de libertad (donde n es el número de niveles de nuestra estructura), tal y como lo hicimos en este trabajo.

Se tiene de este modo que para simular ISE, se requiere de la siguiente:

ECUACIÓN DE EQUILIBRIO DINÁMICO DEL SISTEMA SUELO ESTRUCTURA

$$\begin{bmatrix} M_C & M_A \\ M_A^T & M_{iso} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{X}_{iso} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_C & \underline{0} \\ \underline{0}^T & C_{iso} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{X}_{iso} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_C & \underline{0} \\ \underline{0}^T & K_{iso} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ X_{iso} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m_{iso} \end{Bmatrix} \ddot{X}_s$$

Donde: M_C , K_C y C_C representan las matrices condensadas de masa, rigidez y de amortiguamiento de la estructura, respectivamente; M_{iso} , K_{iso} y C_{iso} representan las matrices asociadas a los efectos de interacción suelo-estructura; M_A es la matriz de masa de acoplamiento del sistema, \ddot{X}_s la aceleración del suelo; \ddot{X} , \dot{X} y X son las aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos de la estructura y \ddot{X}_{iso} , \dot{X}_{iso}

y X_{iso} son las aceleraciones, velocidad y desplazamientos relativos del sistema asociados a los efectos de interacción suelo-estructura.

Tal ecuación y la explicación de cada uno de sus términos se presentarán en más detalle en el capítulo V.2 *ANÁLISIS PASO A PASO*, en la página 41.

Se puede apreciar en este planteamiento que los términos adicionales a un análisis normal (sin ISE), son precisamente los debidos a la aceleración, velocidad y desplazamiento asociados a la flexibilidad de la base.

IV.2.3 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MBF

Lo expresado anteriormente indica que el planteamiento matemático (la ecuación de equilibrio dinámico), se presta para utilizar CAL89. Para ello aprovechamos nuestro modelo en ETABS para extraer la matriz de flexibilidades. Para entonces nuestro MBR tenía 20 niveles (contando los niveles escalonados de estacionamiento y los del cuerpo del estacionamiento anexo); por tanto, en cada uno de los 60 grados de libertad aplicamos una fuerza o momento unitario y de los archivos de salida obtuvimos los desplazamientos de cada entrepiso, conformándose así la matriz de FLEXIBILIDADES de 60x60 elementos.

Colocando en un archivo para CAL89 la matriz de flexibilidades (al invertirla obtuvimos la de RIGIDECES); añadiendo la matriz de MASAS; la de AMORTIGUAMIENTO y los términos asociados a ISE (entre otros: las rigideces calculadas del suelo), estuvimos en condiciones de calcular las propiedades dinámicas del nuevo sistema, las cuales se resumen en: frecuencias naturales del MODELO CON BASE FLEXIBLE, en Vibración Ambiental (MBF-VA), tablas 7 a 9; factores de masa efectivos, tabla 10 y configuraciones modales (fig. 31).

Adicionalmente y para comparar como cambian las condiciones dinámicas al pasar del MBR al MBF, se presenta la tabla 11, donde se observan, para cada dirección, las frecuencias naturales de los tres primeros modos de vibrar en ambos modelos, así como las frecuencias experimentales detectadas con vibración ambiental; finalmente, la diferencia porcentual entre el MBF-VA y el dato experimental. Con respecto a esta última comparación, se aprecia que la concordancia de nuestro modelo

es bastante buena para las direcciones transversal y longitudinal (entre un 8 y 10% de diferencia); no así para la rotación, donde la diferencia oscila entre un 40 y un 60%.

Otra comparación que puede hacerse es entre las configuraciones modales calculadas experimentalmente, con vibración ambiental, y las calculadas con nuestro modelo MBF-VA. La fig. 31 ilustra las primeras 4 formas modales en las direcciones longitudinal (L) y transversal (T). Se puede apreciar que el primer modo muestra un gran parecido; sin embargo, para los modos superiores hay grandes diferencias. Cabe mencionar la gran similitud de las formas modales experimentales y las calculadas con base rígida

Es interesante, según puede apreciarse en las tablas 6 y 10, como la participación modal varía notablemente, pasando la torsión desde el segundo modo, en el MBR, hasta el tercero, en el MBF-VA. Los factores de masa efectivos también varían y ahora, en el MBF-VA, el 97% de la masa participa en los primeros modos de traslación longitudinal y transversal.

Se mencionó anteriormente la posibilidad de utilizar el ETABS con "piso ficticio" para simular ISE; en la etapa final de la elaboración de este trabajo, se logró concluir un modelo de este tipo y los resultados obtenidos concuerdan con los períodos y formas modales calculados con nuestro planteamiento matricial, lo que implica la posibilidad de modelar estructuras considerando una simulación de ISE, en forma práctica y rápida, para tener (al menos) una idea de los efectos de este fenómeno en la estructura. Las figs. 32 a 39 comparan las formas modales en base flexible

obtenidas con ETABS y las generadas en forma matricial con CAL89.

IV.2.4 COMPARACIÓN DEL PERÍODO DEL MBF CON LA PROPUESTA DEL RCDF-87

El RCDF-87 (ref. 6) establecía, de manera opcional, una aproximación a los efectos de interacción suelo estructura; para lo cual, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, ref. 7), proponen incrementar el período fundamental de vibración y los desplazamientos de la estructura (en un MBR), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$T_1 = \sqrt{(T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)}$$

donde:

- T_1 es el período de vibración de la estructura en la dirección que se analiza, corregido por ISE.
- T_0 es el período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida.
- T_x es el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza
- T_r es el período fundamental que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo 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.

Para el cálculo de T_x y T_r , se supone que los grados de libertad de traslación y cabeceo están restringidos por los resortes elásticos K_x y K_r , respectivamente; como lo expresan las siguientes fórmulas:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{W_0}{gK_x}}$$

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{J}{gK_r}}$$

donde:

W_0 : es el peso neto de la estructura, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el peso del suelo desplazado (t).

J : es el momento neto de inercia de peso de la construcción con respecto al eje de rotación (t-m²)

g : aceleración de la gravedad (m/s²)

K_x : rigidez elástica ante traslación de la base

K_r : rigidez elástica ante cabeceo de la base

Dependiendo del tipo de cimentación y de la profundidad de desplante, las normas proponen valores de K_x y K_r , que principalmente dependen de G (módulo de

rigidez medio, a cortante, del suelo donde se apoya la cimentación) y de los radios equivalentes R_x y R , (de un círculo con igual área y de otro con igual momento de inercia en la dirección analizada, respectivamente).

Todas las anteriores expresiones son simplificaciones de otras más generales debidas a Dobry y Gazetas (refs. 17 a 19)

El tipo de cimentación que tenemos en el JALAPA (como ya se mencionó) es a base de pilotes de fricción; se explicó también que se hicieron estudios de mecánica de suelos, donde, entre otras cosas, se estimó un valor representativo de G ; por tanto, según las NTC-DS, las rigideces K_x y K_r , para nuestro edificio, están dadas (para una profundidad de desplante mayor de 3 metros) por:

$$K_x = 8GR_x$$

$$K_r = 11GR_r^3$$

donde: K_x , K_r , G , R_x y R , son las variables explicadas anteriormente.

De acuerdo con esto, se hizo una comparación entre los períodos arrojados por nuestro modelo, MBF-VA, y la estimación que proponen las NTC-DS para pasar de un MBR a uno con interacción suelo estructura.

Se presenta la tabla 12 donde se muestra el período obtenido por los criterios

de las NTC-DS para el valor de G experimental, así como el procedimiento seguido para estimar dicho período. Es indudable que existe una gran incertidumbre en este parámetro; tan es así, que a falta de un valor experimental, se propone la expresión:

$$G = 2\left(\frac{H}{T_d}\right)^2$$

donde:

H es la profundidad de los depósitos firmes profundos del sitio de interés (m)

T_d es el período dominante más largo del terreno (s)

Con la expresión anterior se calculó G para la zona donde se ubica el Jalapa y con ella se llegó al período presentado en la tabla 13.

Las mismas NTC-DS aceptan, a falta de un dato experimental para estimar G, el tomar el valor que resulte más desfavorable de entre los límites de 400 y 900 t/m², para los cuales se presentan las tablas 14 y 15 (respectivamente), con sus períodos estimados.

Se puede apreciar que cuando tenemos el dato experimental G = 564 t/m², pasamos de períodos con base rígida de T_{ox} = 1.381 (s) y T_{oy} = 0.631 (s), a períodos con base flexible de T_{1x} = 1.956 (s) y T_{1y} = 1.197 (s); con G = 480.5 t/m² se obtienen T_{1x} = 2.039 (s) y T_{1y} = 1.27 (s); finalmente con los valores extremos G = 400 t/m² y

$G=900 \text{ t/m}^2$ se llega a $T_{1x}=2.148 \text{ (s)}$, $T_{1y}=1.363 \text{ (s)}$ y a $T_{1x}=1.763 \text{ (s)}$, $T_{1y}=1.023 \text{ (s)}$, respectivamente. La diferencia en períodos, con respecto a base rígida, varía desde un 28% a un 55%, en dirección transversal y de 62% a un 116%, en dirección longitudinal. Nuestro modelo MBF para vibración ambiental presenta diferencias en períodos (con respecto a base rígida) de un 49% en dirección transversal y de un 99% en dirección longitudinal; variaciones que caen dentro de las estimadas según el RCDF-87. El resumen de esta discusión se presenta en las tablas 16 y 17.

V RESPUESTA SÍSMICA

V.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS ESCOGIDO

El modelo de ETABS (MBR) nos sirvió para conocer las propiedades dinámicas de la estructura con base rígida y para extraer la matriz de flexibilidades de la misma.

El modelo en CAL89 (MBF-VA) nos permitió operar con las rigideces, los amortiguamientos y las masas del edificio, pero con cinco grados de libertad adicionales debidos a la flexibilidad de la base, y así conocer el nuevo comportamiento dinámico del sistema; con este mismo modelo y programa podíamos incluso calcular la respuesta ante distintas sollicitaciones sísmicas, pero tiene el inconveniente de que su capacidad es limitada, tanto para el cálculo del comportamiento dinámico, como para la simulación de la respuesta (estuvimos a punto de rebasarla con matrices de 65x65). Por todo lo anterior y para reproducir la respuesta, se decidió utilizar un programa de análisis, desarrollado en el Instituto de Ingeniería por Treviño, González, Murià y Dyer (ref. 23), llamado D0, basado en el método de integración directa, paso a paso, β de Newmark ; este método se llama de integración directa porque no hace una transformación de las ecuaciones de equilibrio dinámico a una forma distinta, y es paso a paso porque trata de satisfacer dichas ecuaciones en intervalos de tiempo discretos. Es así que, partiendo de ciertas condiciones iniciales, y suponiendo una variación lineal en la aceleración de cada grado de libertad (planteamiento que originalmente propone este método), se llega a condiciones finales de desplazamiento,

velocidad y aceleración, que se constituyen como las iniciales para el siguiente intervalo de tiempo.

V.2 ANÁLISIS PASO A PASO

El programa escogido puede realizar el análisis tridimensional tanto de una estructura con base rígida, como de una que incorpore el efecto de interacción suelo-estructura.

Si se supone que los desplazamientos son pequeños, la ecuación de equilibrio dinámico del sistema suelo-estructura es la siguiente:

$$\begin{bmatrix} M_C & M_A \\ M_A^T & M_{iso} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\bar{x}} \\ \ddot{\bar{x}}_{iso} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_C & \underline{0} \\ \underline{0}^T & C_{iso} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\bar{x}} \\ \dot{\bar{x}}_{iso} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_C & \underline{0} \\ \underline{0}^T & K_{iso} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{x} \\ \bar{x}_{iso} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m_{iso} \end{Bmatrix} \ddot{\bar{x}}_S$$

Donde: M_C , K_C y C_C representan las matrices condensadas de masa, rigidez y de amortiguamiento de la estructura, respectivamente; M_{iso} , K_{iso} y C_{iso} representan las matrices asociadas a los efectos de interacción suelo-estructura; M_A es la matriz de masa de acoplamiento del sistema, $\ddot{\bar{x}}_S$ la aceleración del suelo; $\ddot{\bar{x}}$, $\dot{\bar{x}}$ y \bar{x} son las aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos de la estructura y $\ddot{\bar{x}}_{iso}$, $\dot{\bar{x}}_{iso}$ y \bar{x}_{iso} son las aceleraciones, velocidad y desplazamientos relativos del sistema asociados a los efectos de interacción suelo-estructura.

Las matrices condensadas, es decir las que corresponden únicamente a la estructura, tendrán una dimensión de $3 \times n$, siendo n el número de niveles de la estructura.

La matriz de rigidez condensada esta dada por:

$$K_c = \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_{xT} \\ K_{yx} & K_y & K_{yT} \\ K_{Tx} & K_{Ty} & K_T \end{bmatrix}$$

donde:

K_x submatriz de rigidez correspondiente a la traslación en dirección X

K_y submatriz de rigidez correspondiente a la traslación en dirección Y

K_T submatriz de rigidez correspondiente a la torsión

K_{xy} submatriz de rigidez de acoplamiento entre XY

K_{yT} submatriz de rigidez de acoplamiento entre YT

K_{Tx} submatriz de rigidez de acoplamiento entre XT

La submatriz de rigidez de interacción suelo-estructura cuya dimensión es de 5×5 y está dada por:

$$K_{inv} = \begin{bmatrix} K_x & K_{xR}/h & 0 & 0 & 0 \\ K_{R,x}/h & K_R & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_y & K_{yR}/h & 0 \\ 0 & 0 & K_{R,y}/h & K_R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_T/h^2 \end{bmatrix}$$

donde:

K_x rigidez de traslación horizontal de la base de la estructura en dirección X

K_{Rx} rigidez de cabeceo de la base de la estructura alrededor del eje X

K_y rigidez de traslación horizontal de la base de la estructura en dirección Y

K_{Ry} rigidez de cabeceo de la base de la estructura alrededor del eje Y

K_T rigidez de rotación de la base de la estructura alrededor de un eje vertical

K_{xRx} rigidez de acoplamiento entre X y R_x

K_{yRy} rigidez de acoplamiento entre Y y R_y

Las demás rigideces corresponden a los acoplamientos entre los restantes grados de libertad los cuales se consideran nulos.

donde:

- m_j masa del j-ésimo nivel
- m_o masa de la base
- n número de niveles
- J_o momento de inercia de masa centroidal de la base
- J_j momento de inercia de masa centroidal de la i-ésima masa
- J_t suma de los momentos de inercia centroidales de las $n + 1$ masas
- \bar{h} altura de referencia para los desplazamientos de cabeceo
- \bar{r} radio de referencia para los desplazamientos de torsión

El programa se encarga de formar la matriz condensada de amortiguamiento; esta es de tipo proporcional, de la forma propuesta por Rayleigh (ref 21):

$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K]$$

donde α_0 y α_1 son coeficientes de proporcionalidad. Entonces, la matriz condensada de amortiguamiento es una combinación lineal de las matrices condensadas de masa y rigidez. Para el cálculo de α_0 y α_1 , se plantea el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha_0}{\omega_1} + \alpha_1 \omega_1 \right]$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha_0}{\omega_2} + \alpha_1 \omega_2 \right]$$

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

La submatriz de amortiguamiento de interacción suelo-estructura (C_{iss}) esta representada por,

$$C_{iss} = \begin{bmatrix} C_x & C_{xR}/\bar{h} & 0 & 0 & 0 \\ C_{R,x}/\bar{h} & C_R & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_y & C_{yR}/\bar{h} & 0 \\ 0 & 0 & C_{R,y}/\bar{h} & C_R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_T/\bar{h} \end{bmatrix}$$

donde los coeficientes de amortiguamiento de la diagonal son:

- C_x amortiguamiento de traslación horizontal de la base de la estructura en dirección X
- C_R amortiguamiento de cabeceo de la base de la estructura alrededor del eje X
- C_y amortiguamiento de traslación horizontal de la base de la estructura en dirección Y

C_{Ry} amortiguamiento de cabeceo de la base de la estructura alrededor del eje Y

C_T amortiguamiento de torsión de la base de la estructura alrededor de un eje vertical

C_{xRx} amortiguamiento de acoplamiento entre X y R_x

C_{yRy} amortiguamiento de acoplamiento entre Y y R_y

Los demás amortiguamientos de acoplamiento se consideraron nulos.

Finalmente los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento.

$$\ddot{X} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_n \\ \vdots \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{y}_n \\ \vdots \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_1 \\ \ddot{\alpha}_n \bar{h} \\ \vdots \\ \ddot{\alpha}_2 \bar{h} \\ \ddot{\alpha}_1 \bar{h} \end{Bmatrix}$$

$$\dot{X} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_n \\ \vdots \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_1 \\ \dot{y}_n \\ \vdots \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_1 \\ \dot{\alpha}_n \bar{h} \\ \vdots \\ \dot{\alpha}_2 \bar{h} \\ \dot{\alpha}_1 \bar{h} \end{Bmatrix}$$

$$X = \begin{Bmatrix} x_n \\ \vdots \\ x_2 \\ x_1 \\ y_n \\ \vdots \\ y_2 \\ y_1 \\ \alpha_n \bar{h} \\ \vdots \\ \alpha_2 \bar{h} \\ \alpha_1 \bar{h} \end{Bmatrix}$$

$$\tilde{X}_{ise} = \begin{Bmatrix} \tilde{x}_0 \\ \tilde{\phi}_y h \\ \tilde{y}_0 \\ \tilde{\phi}_x h \\ \tilde{u}_0 h \end{Bmatrix}$$

$$\dot{X}_{ise} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_0 \\ \dot{\phi}_y h \\ \dot{y}_0 \\ \dot{\phi}_x h \\ \dot{u}_0 h \end{Bmatrix}$$

$$X_{ise} = \begin{Bmatrix} x_0 \\ \phi_y h \\ v_0 \\ \phi_x h \\ \sigma_0 h \end{Bmatrix}$$

Los desplazamientos $\phi_x h$, $\phi_y h$ y αh son usados como medida de la rotación, con el propósito de tener un conjunto de unidades homogéneas.

V.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez que alimentamos a nuestro programa con las matrices condensadas M_c , K_c y C_c , se procedió a colocar los términos de M_A y C_{int} , faltando solo asignar valores a K_{int} ; es en este punto que se verificó que no podíamos utilizar los valores de rigidez calculados en vibración ambiental, debido a que se presentaron diferencias importantes ante los dos sismos de mayo de 1993 (también hay diferencias entre ambos).

Las rigideces calculadas para los dos sismos y ante vibración ambiental, para la dirección longitudinal, se presentan en la tabla 22 y para la dirección transversal, en la tabla 23.

Se observa que para los sismos estudiados, en la dirección longitudinal, la variación de rigideces indica que para traslación existen diferencias, con respecto a vibración ambiental, de 11% y 33% y para cabeceo la diferencia oscila entre 49% y 97%; en tanto que para la dirección transversal, en traslación, tenemos desde 21% a 27% y ante cabeceo tenemos las mayores diferencias: ¡desde 235% hasta 2192%!

Cabe aclarar que para calcular estas rigideces experimentales se cuenta con los cuatro acelerógrafos permanentes del sótano y que el cálculo de los desplazamientos y giros han indicado la existencia de flexibilidad en la losa de cimentación (en este caso se está violando una de nuestras hipótesis de partida: el suponer que la cimentación es infinitamente rígida).

Por todo lo anterior tenemos que en nuestro modelo, elástico y lineal, debemos cambiar para cada sismo nuestras rigideces; se generaron así los modelos MBF-S1,

para el sismo 1 y MBF-S2, para el sismo 2.

Para iniciar el análisis paso a paso se le suministró a nuestro programa, como excitación en la base, los acelerogramas registrados en cada sismo por la estación de campo libre (figs. 20 y 21) y se le pidió el cálculo de la respuesta (en aceleración absoluta) para dos puntos: azotea centro y sótano centro. Es precisamente para estos puntos que se presentan los acelerogramas calculados (figs. 40 a 43), donde puede verse la comparación entre la respuesta detectada experimentalmente y la calculada con nuestro modelo. Se aprecia que para los registros en el sótano, para ambos sismos, las señales son muy parecidas, tanto en frecuencias como en amplitudes, para ambas direcciones. Para el caso de la azotea, se observa que para ambos temblores, en dirección longitudinal, la comparación indica similitud en frecuencia y ligera diferencia en amplitudes; no es así para la dirección transversal, donde se aprecia que nuestro modelo se comporta más rígido que la estructura real, ya que se puede ver como la línea punteada "se queda rezagada" en ambos acelerogramas, cabe destacar el gran parecido en amplitudes.

Los espectros de Fourier, experimentales y calculados, en los dos puntos estudiados, se muestran en las figs. 44 a 47; se observa gran parecido en el sótano para ambos sismos, a excepción del segundo, en dirección transversal. Para azotea centro se observan diferencias importantes, a pesar de que los "picos" coinciden en la mayoría de los casos.

Se hicieron nuevas corridas, con las nuevas rigideces, en CAL89, y se

obtuvieron nuevas frecuencias, las cuales se presentan en las tablas 25 a 27, para el sismo 1 y en las tablas 28 a 30, para el sismo 2.

Comparando las frecuencias ante vibración ambiental (tabla 24) y las calculadas ante los sismos (para nuestros modelos, tablas 25 a 30), se observa que, al aumentar la rigidez de los resortes en la base (tablas 22 y 23), estamos haciendo que la frecuencia global de la estructura se incremente (comportamiento lineal). Pero lo que verdaderamente asombra es que experimentalmente, a pesar de que se detectaron (para estos sismos) mayores rigideces a traslación y cabeceo, que ante las pruebas de vibración ambiental, las frecuencias fundamentales obtenidas sean ahora menores: 0.37 Hz, en dirección transversal y 0.66 Hz, en dirección longitudinal, para el sismo 1; y 0.37 Hz y 0.59 Hz, en direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, para el sismo 2 (tabla 31). Tales diferencias se aprecian en las funciones de transferencia entre azotea y sótano, y sótano y terreno (figs. 48 a 51), que señalan lo que ya discutimos: que nuestros modelos son más rígidos que la estructura real, según los datos generados por estos sismos.

Es evidente que existe mucha incertidumbre en el cálculo de los términos de la matriz K_{iso} , es extraño que ante dos sismos moderados cambien tanto sus valores y que existan enormes diferencias con respecto a vibración ambiental (con un aparente comportamiento no lineal). No debemos descartar, sin embargo, la posibilidad de que las incertidumbres provengan de la propia estructura, pues debe recordarse que sufrió daños moderados en 1985; la restructuración a la que se sometió aparentemente estuvo bien hecha, pues no solo se limitó a "forrar" las columnas de concreto, sino

que se detallaron bastante bien las juntas (fig. 11), para garantizar la continuidad del encamisado (aunque no deben descartarse errores); otra interrogante es el ancho de losa que consideramos trabajando como trabe, ya que hasta la fecha no se ha verificado el estado físico de las losas (sólo se ha observado, de manera superficial, en los niveles inferiores y no en los niveles de oficina). Es necesario, si se quiere descartar esta posibilidad, levantar parte de los acabados y comprobar si existe agrietamiento importante en estos elementos estructurales (a pesar de que en el dictamen hecho después de los sismos de 1985 no se informa de daños en las losas).

VI COMENTARIOS FINALES

El Jalapa es uno de los edificios más instrumentados en México, el comportamiento de esta estructura, a base de losas reticulares, tiene gran importancia debido a que se trata de una de construcción típica de los años 80, que sigue empleándose y presentando problemas de análisis y diseño; su cimentación, a base de pilotes de fricción, es otra de las características que lo hacen interesante para estudiar.

Vivimos en una ciudad propensa a resentir sismos de variada intensidad, debemos tratar de aprender de ellos y conocer más los efectos que provocan en nuestras estructuras, es por ello que deben difundirse más las campañas de instrumentación y medición de edificios.

Es de las primeras veces que se tiene oportunidad, en México, de evaluar los efectos de interacción suelo estructura (ISE) en una estructura alta, flexible, desplantada en un suelo tipo III, arcilloso; con la gran posibilidad de confrontar nuestros resultados teóricos, con los datos experimentales de vibración ambiental y los generados ante los sismos del 15 de mayo de 1993.

La información generada de las pruebas a los materiales y con base en las características geométricas del Jalapa, nos permitieron crear un modelo con

base rígida (MBR), con un programa de análisis comercial, con el que pudimos conocer las propiedades dinámicas de la estructura, en forma similar a como actualmente se hace en la práctica profesional; dando como resultado un período fundamental de 1.38 s, en dirección transversal, 0.66 s, en torsión y 0.63 s, en dirección longitudinal. Todos ellos se presentan desacoplados, a diferencia de los resultados de medición con vibración ambiental, donde se detectó un acoplamiento entre los componentes longitudinal y rotacional.

Para tomar en cuenta la ISE, utilizamos nuestro modelo con base rígida para generar la matriz de flexibilidades condensada de la estructura; posteriormente operamos en forma matricial con las masas, rigideces y amortiguamientos, tanto del edificio como del suelo en que se apoya, para generar modelos con base flexible (MBF) ante vibración ambiental y para cada uno de los sismos estudiados; los resultados generaron períodos fundamentales entre 1.67 s y 2.05 s, para la dirección transversal; entre 1.08 s y 1.26 s, para la dirección longitudinal; y alrededor de 0.72 s para la torsión.

Se verificó que nuestro modelo con base flexible, para vibración ambiental (MBF-VA), presenta diferencias en períodos, con respecto al que considera base rígida (MBR), desde un 50% hasta un 100%, para las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente; diferencias similares se encontraron utilizando el método propuesto por las NTC-DS del RCDF-87, para tomar en cuenta ISE.

Los períodos estimados con el RCDF-87 son muy similares a los calculados con nuestro modelo, asimismo el primer modo con base flexible, para ambas direcciones a traslación, muestra gran parecido con el calculado.

Los modos de torsión calculados, así como los superiores al primero, en direcciones transversal y longitudinal, presentan diferencias importantes con respecto a las calculadas con vibración ambiental.

Los modos de vibrar detectados experimentalmente muestran, sin embargo, gran parecido a los calculados con el modelo MBR, lo que puede indicar, a primera vista, que no es tan importante la ISE, en esta estructura.

Cabe resaltar que, en el MBF, el porcentaje de participación de masa indica que, en el primer modo, el 97% de la masa está involucrada, dejando el restante 3% a los modos superiores.

Se verificó la posibilidad de utilizar el mismo programa de análisis y diseño que considera base empotrada, para simular el planteamiento matricial de ISE, a través del llamado "piso ficticio", en donde los resultados obtenidos en períodos y formas modales coinciden en prácticamente todos los modos. Esto reafirma la posibilidad de modelar estructuras, en forma rápida y práctica, considerando la flexibilidad de la base; el amortiguamiento asociado a los efectos de ISE

puede incluirse como un amortiguamiento equivalente del sistema.

Es cierto que ante un análisis estático, o ante un dinámico con un espectro de diseño constante (como en el caso de la zona III para el DF, donde la parte plana del espectro está comprendida entre 0.6 y 3.9 segundos) las fuerzas internas producidas por cargas laterales no varían al pasar de un modelo con base rígida a otro con base flexible, sin embargo los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) pueden ser muy importantes, llegando a amplificar más los elementos mecánicos de la estructura; condiciones de desplazamientos permisibles también pueden llegar a rebasarse (de por sí es problemático solucionar condiciones de servicio en edificios altos, en este tipo de zonas).

Se observó que las rigideces asociadas a ISE varían ante vibración ambiental y para el sismo 1 y sismo 2 estudiados; las diferencias oscilan desde un 11% hasta un 33% en traslación longitudinal, y desde 21% a 27% en traslación transversal; para cabeceo en dirección longitudinal tenemos variaciones entre 49% y 97% y ante cabeceo transversal desde un 235% hasta un 2192%.

La respuesta en aceleración, calculada para los sismos estudiados, es muy parecida en el nivel del sótano, tanto en frecuencias como en amplitudes; la respuesta en azotea presenta similitud en amplitudes, para ambas direcciones traslacionales, y se aprecia que nuestro modelo MBF se comporta más rígido

que la estructura real.

Las posibles explicaciones que se han planteado ante las diferencias encontradas con nuestros modelos y los datos experimentales, son las siguientes:

-Que la flexibilidad de la base sea tal, que se tengan problemas para estimar las rigideces asociadas a ISE

-Que el suelo se esté comportando en forma, aparentemente, no lineal

-El representar los efectos del suelo con resortes elásticos y lineales tiene, en este caso, sus grandes incertidumbres.

-Que las consideraciones que hacemos, al modelar la estructura con base rígida, tengan asimismo interrogantes: cuestiones como el encamisado de columnas, los muros de concreto construidos, y todo lo que implicó la restructuración del edificio, generan grandes dudas en las consideraciones de análisis; de igual forma el estado físico de las losas debe ser verificado.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

BIBLIOGRAFÍA

1. Murià Vila D., González Alcorta R., Espinosa Aranda J. M.; "Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto patrocinado por DDF, marzo 1992.
2. Murià Vila D., Moreno Rubín de C. S. M. "Determinación de las propiedades dinámicas y los efectos de interacción suelo estructura de un edificio de 14 niveles", proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero 1993.
3. Aire Untiveros C. y Murià Vila D., "Evaluación de las propiedades mecánicas de los concretos de un edificio de 14 niveles", proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, Enero de 1993.
4. Murià Vila D., González Alcorta R., Moreno Rubín de Celis S. y Quant Rodríguez R., "Análisis preliminar de la respuesta estructural de un edificio instrumentado", proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, Abril de 1993.
5. Quass R. y Almora D., "Acelerogramas de los temblores del 15 de mayo de 1993 obtenidos en el edificio Jalapa", Instituto de Ingeniería, UNAM, publicación interna, mayo de 1993.

6. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987
7. Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987.
8. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 1987.
9. Rosenblueth, E. y Reséndiz, D.: "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura. Instituto de Ingeniería, UNAM, serie azul, No 509, enero 1988.
10. Clough Ray W. y Penzien Joseph, "Dynamics of structures", Edit. McGraw Hill, Berkeley (Cal.), 1975.
11. Beer F.P. y Johnston E.R., "Mecánica vectorial para ingenieros (Dinámica)", México, Edit. McGraw Hill, 1988.
12. Wang Chu-Kia, "Statically indeterminate structures", Edit. McGraw Hill, 1965, pp. 289-307
13. Habibullah A., ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems.

Computers & Structures Inc., ver 5.4, august 1992.

14. Wilson E. L., Habibulla A., SAP-90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures. Computers & Structures, Inc., may 1992.
15. Wilson E. L., CAL-89, Computer Assisted Learning of Structural Analysis, University of California Berkeley, 1989.
16. J. Bielak, Modal Analysis for Building-Soil Interaction, Instituto de Ingeniería, UNAM, No E17, Julio 1975.
17. Gazetas, G.; "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of Art". Int. J. of Soil Dynamics and Earth. Eng., Vol 2, No 1, enero 1983.
18. Dobry, R. y Gazetas, G.: "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No 2, feb., 1986 pp 109-135.
19. R.Dobry, G. Gazetas y K.H. Stokoe, Dynamics Response of Arbitrarily Shaped Foundations: Experimental Verification, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No 2, feb. 1989, pp. 136 a 154.

20. S. Kojic, M.D. Trifunac y J.C. Andersen, A Postearthquake Response Analysis of The Imperial County Services Building in El Centro. Rep. 84-02, USC, dic. 1984.
21. Newmark, N. M., "A Method of Computation for Structural Dynamics", J. Eng. Mech. Div., ASCE, 85(EM3), pp 67-94, 1959.
22. Trifunac M.D., "Comparisons between ambient and forced vibrations experiments", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1. pp. 133-150.
23. Treviño Frías M., González Alcorta R., Murià Vila D. y Dyer de León J., "Programa para el cálculo de la respuesta", Instituto de Ingeniería, reporte interno, 1992.

TABLA 1. MODELOS ESTUDIADOS CON BASE RÍGIDA

MODELO	DESCRIPCIÓN
JAL1	Modelo con columnas, trabes, muros de concreto, muros de mampostería (en marcos extremos y en zonas interiores), rampas de estacionamiento y rampas de escalera
JAL2	Modelo JAL1, pero sin diagonales de escalera
JAL3	Modelo JAL2, pero sin muros interiores de mampostería
JAL4	Modelo JAL3, pero sin muros de mampostería en la zona de escaleras
JAL5	Modelo JAL4, pero sin rampas
JAL6	Modelo JAL1, pero desligando los muros de concreto de las columnas en los marcos extremos

TABLA 2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS DIFERENTES MODELOS (MBR)

MODELO		FRECUENCIAS F(Hz) y PERÍODOS P(s)		
		MODO 1	MODO 2	MODO 3
JAL1	F	0.785	1.493	1.823
	P	1.274	0.669	0.548
JAL2	F	0.767	1.467	1.789
	P	1.304	0.682	0.559
JAL3	F	0.651	1.465	1.786
	P	1.536	0.683	0.600
JAL4	F	0.603	1.462	1.785
	P	1.658	0.684	0.560
JAL5	F	0.601	1.500	1.768
	P	1.664	0.666	0.565
JAL6	F	0.724	1.512	1.585
	P	1.381	0.662	0.631

F.-Frecuencia

P.-Período

TABLA 3. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBR)

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	1.38047	0.72439	4.55149
2	0.66158	1.51154	9.49727
3	0.6308	1.58529	9.9607
4	0.46356	2.15723	13.55426
5	0.26319	3.94954	24.81571
6	0.21096	4.74017	29.78337
7	0.1917	5.21643	32.77579
8	0.17008	5.87968	36.94312
9	0.12479	8.0137	50.35156
10	0.11704	8.54441	53.68614

TABLA 4. FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL (MBR)

MODO	DIRECCIÓN LONGITUDINAL	DIRECCIÓN TRANSVERSAL	DIRECCIÓN ROTACIONAL
1	-0.68408	-79.6147	2911.123
2	-2.06689	3.29081	87009.79
3	-79.7382	1.21443	-2577.14
4	-1.26075	-35.77	1113.114
5	0.30833	-21.4613	-555.969
6	2.25901	-2.36506	-32915.2
7	-36.5049	0.00541	-1775.98
8	-0.87681	-15.499	2121.433
9	0.90765	-12.9109	-2649.81
10	-2.67859	-1.92465	11832.15

TABLA 5. FACTORES DE DIRECCIÓN MODAL (MBR)

MODO	DIRECCIÓN LONGITUDINAL	DIRECCIÓN TRANSVERSAL	DIRECCIÓN ROTACIONAL
1	0.00909	99.88081	0.11009
2	0.07695	0.52673	99.39632
3	99.89574	0.0257	0.07855
4	0.02577	99.91486	0.05937
5	0.0854	99.752	0.1626
6	0.31601	6.1714	93.51259
7	99.53544	0.14823	0.31633
8	0.08615	99.46738	0.44647
9	0.12364	88.88251	10.99385
10	0.81209	31.27817	67.90974

TABLA 6. FACTORES DE MASA EFECTIVOS (MBR)

MODO	DIR. LONGITUDINAL		DIR. TRANSVERSAL		DIR. ROTACIONAL	
	% DE MASA	% DE MASA ACUMULADO	% DE MASA	% DE MASA ACUMULADO	% DE MASA	% DE MASA ACUMULADO
1	0	0	66.97	67	0.08	0.1
2	0.05	0.1	0.11	67.1	73.86	73.9
3	67.18	67.2	0.02	67.1	0.06	74
4	0.02	67.2	13.52	80.6	0.01	74
5	0	67.2	4.87	85.5	0	74
6	0.05	67.3	0.06	85.5	10.57	84.6
7	14.08	81.4	0	85.5	0.03	84.6
8	0.01	81.4	2.54	88.1	0.04	84.7
9	0.01	81.4	1.76	89.8	0.07	84.7
10	0.08	81.5	0.04	89.9	1.37	86.1

**TABLA 7. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-VA)
DIRECCIÓN LONGITUDINAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	1.261	0.793	4.985
2	0.421	2.373	14.909
3	0.201	4.972	31.240
4	0.089	11.18	70.246

**TABLA 8. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-VA)
DIRECCIÓN TRANSVERSAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	2.053	0.487	3.060
2	0.635	1.574	9.889
3	0.359	2.780	17.467
4	0.279	3.572	22.443

**TABLA 9. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-VA)
DIRECCIÓN ROTACIONAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	0.725	1.378	8.658
2	0.250	3.988	25.057
3	0.152	6.574	41.305
4	0.150	6.644	41.745

TABLA 10. FACTORES DE MASA EFECTIVOS (MBF-VA)

MODO	DIR. LONGITUDINAL		DIR. TRANSVERSAL		DIR. ROTACIONAL	
	% DE MASA	% DE MASA ACUMULADO	% DE MASA	% DE MASA ACUMULADO	% DE MASA	% DE MASA ACUMULADO
1	0.0023	0.0023	97.471	97.471	0.0120	0.012
2	96.216	96.218	0.0023	97.473	0.3E-4	0.012
3	0.8E-4	96.218	0.0099	97.483	80.859	80.871
4	0.0006	96.219	0.4717	97.955	0.3938	81.265
5	2.7281	98.947	0.0005	97.955	0.0014	81.266
6	0.0011	98.948	0.2791	98.234	0.0048	81.271
7	0.0016	98.950	1.5195	99.750	0.0594	81.330
8	0.0013	98.951	0.0020	99.756	14.308	95.638
9	0.1E-4	98.951	0.2362	99.992	0.0376	95.676
10	0.9915	99.943	0.0002	99.992	0.0081	95.684

TABLA 11. COMPARACIÓN DE LAS FRECUENCIAS DE LOS MODELOS MBR Y MBF-VA CON LOS DATOS EXPERIMENTALES

FRECUENCIAS EN Hz

DIRECCIÓN LONGITUDINAL

MODO NUM	MODELO CON BASE RIGIDA	MODELO CON BASE FLEXIBLE (VA)	DATO (VA) EXPERIMENTAL	% DE DIFERENCIA
1	1.585	0.793	0.73	8.63
2	5.216	2.373	3.12	23.94
3	9.905	4.972	5.95-6.05	16.44

DIRECCIÓN TRANSVERSAL

MODO NUM	MODELO CON BASE RIGIDA	MODELO CON BASE FLEXIBLE (VA)	DATO (VA) EXPERIMENTAL	% DE DIFERENCIA
1	0.724	0.487	0.44	10.68
2	2.157	1.574	1.60-1.76	1.63
3	3.949	2.780	2.93-3.03	5.12

DIRECCIÓN ROTACIONAL

MODO NUM	MODELO CON BASE RIGIDA	MODELO CON BASE FLEXIBLE (VA)	DATO (VA) EXPERIMENTAL	% DE DIFERENCIA
1	1.512	1.373	0.83	65.54
2	4.74	3.988	2.54-2.69	48.25
3	8.544	6.574	4.30-4.60	42.91

VA.- Vibración Ambiental

TABLA 12. PERÍODOS CON BASE FLEXIBLE SEGÚN EL RCDF-87 (G = 564 t/m²)

ESTIMACION DE LOS EFECTOS DE INTERACCION SEGUN REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL										
EDIFICIO JALAPA										
PERÍODOS EN BASE RÍGIDA >		Tax =	1.381	(s)	CALCULOS					
		Toy =	0.631	(s)						
DATOS		PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	3.300	(m)	INERCIA ALR XX	26466 667	(m ⁴)			
GEOMETRICOS >>		LONGITUD DIRECCION (X)	39.700	(m)	INERCIA ALR YY	104284 622	(m ⁴)			
		LONGITUD DIRECCION (Y)	20.000	(m)	AREA =	794 000	(m ²)			
COEFICIENTES DE RIGIDEZ (sobre pilotes de fricción)										
PROFUNDIDAD		Kx,y	Kz	RADIO (Rx) =		15 896	(m)			
<	1 000 m	7 000 GRx,y	11 000 GRy,z	7 000 GRx,z	RADIO (Ry) =	13 549	(m)			
>	3 000 m	8 000 GRx,y	11 000 GRy,z	8 000 GRx,z	RADIO (Rz) =	19 083	(m)			
INTERPOLANDO		8 000 GRx,y	11 000 GRy,z	DIRECCION MAYOR						
				Kx =	71730 590	(T/m)				
				Ky =	15430457 897	(Tm/rad)				
				DIRECCION MENOR						
				Kz =	71730 590	(T/m)				
				Kxy =	43153853 268	(Tm/rad)				
		G (t/m ²)	564.000							
DIMENSIONES (m)		FUERZA (TON)		MHI		MHI ²				
NIVEL	Lx	Ly	Mx	My	MHI	MHI ²	Jx	Jy		
			T ² S ⁻² /m	m		T ² m ² /s ²				
N13	32.000	20.000	56.400	43.200	2436.480	105255.936	107135.936	110066.708		
N12	32.000	20.000	55.100	40.050	2208.755	88380.538	90217.204	93082.404		
N11	32.000	20.000	55.100	36.900	2033.190	75024.711	76861.378	79728.578		
N10	32.000	20.000	55.100	33.750	1859.625	62762.344	64599.010	67464.210		
N09	32.000	20.000	55.100	30.600	1686.060	51583.438	53430.103	56295.303		
N08	32.000	20.000	55.100	27.450	1512.495	41517.989	43354.654	46219.854		
N07	32.000	20.000	55.100	24.300	1338.930	32535.999	34372.666	37237.866		
N06	32.000	20.000	55.100	21.150	1165.365	24647.470	26484.136	29349.336		
N05	32.000	20.000	55.100	18.000	991.800	17852.400	19689.067	22554.267		
N04	32.000	20.000	55.100	14.850	818.235	12150.790	13987.456	16832.656		
N03	32.000	20.000	56.800	11.700	678.600	7939.620	9872.893	12888.993		
NA3	7.650	20.000	9.360	9.100	85.178	775.102	1087.102	820.749		
NE4	14.700	20.000	29.800	9.100	272.080	2478.019	3472.686	3014.443		
NE2	13.100	20.000	29.800	7.250	216.775	1571.619	2568.285	1989.214		
NA2	7.650	20.000	9.360	7.250	87.860	491.985	603.985	537.633		
NE5	14.700	20.000	29.800	6.500	194.350	1283.275	2259.942	1801.699		
NA1	7.650	20.000	9.360	4.650	43.524	202.387	514.387	248.034		
NE3	13.100	20.000	27.000	4.650	125.550	563.808	1483.808	989.930		
NE6	14.700	20.000	30.000	3.300	99.000	326.700	1326.700	866.925		
SOT	20.750	20.000	32.000	2.050	65.600	134.480	1201.147	1282.647		
BASE	39.700	20.000	78.000	0.000	0.000	0.000	2600.000	10244.585		

MASA tot 895 080 557322 604 593526 023

PERÍODOS (s) CON BASE FLEXIBLE >>		Tax =	0.702		Tix =	1.956	(s)
		Tox =	1.194	>>>>	tx =	0.511	(Hz)
		Ty =	0.702		Tiy =	1.197	(s)
		Try =	0.737	>>>>	ty =	0.835	(Hz)

TABLA 13. PERÍODOS CON BASE FLEXIBLE SEGÚN EL RCDIF-87 (G = 480.5 t/m²)

ESTIMACION DE LOS EFECTOS DE INTERACCION SEGUN REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL										
EDIFICIO JALAPA										
PERIODOS EN BASE RIGIDA >		T _{ox} =	1.381	(s)	CALCULOS					
		T _{oy} =	0.631	(s)						
DATOS		PROFUNDIDAD DE DESPLANTE			3.300	(m)	INERCIA ALR XX	28468.067	(m ⁴)	
GEOMETRICOS >>		LONGITUD DIRECCION (X)			30.700	(m)	INERCIA ALR YY	104284.822	(m ⁴)	
		LONGITUD DIRECCION (Y)			20.000	(m)	AREA=	794.000	(m ²)	
COEFICIENTES DE RIGIDEZ (sobre pilotes de friccion)										
PROFUNDIDAD		K _{x,y}	K _u							
<=	1.000 m	7.000	Gr _{x,y}	7.000	Gr _u ^ 3					
>=	3.000 m	8.000	Gr _{x,y}	11.000	Gr _u ^ 3					
INTERPOLANDO		8.000	Gr _{x,y}	11.000	Gr _u ^ 3					
		G (t/m ²)			480.500					
DIMENSIONES (m)		FUERZA (TON)								
NIVEL	L _x	L _y	M _i	H _i	M _{Hi}	M _{Hi} ^ 2	J _x	J _y		
			T*S ^ 2/m	m	MtH	T*m*s ^ 2				
N13	32.000	20.000	56.400	43.200	2436.480	105255.936	107135.936	110069.738		
N12	32.000	20.000	55.100	40.050	2206.752	88360.528	90217.204	93002.404		
N11	32.000	20.000	55.100	36.900	2033.190	75624.711	76661.378	78725.578		
N10	32.000	20.000	55.100	33.750	1859.825	62782.344	64599.010	67464.210		
N09	32.000	20.000	55.100	30.600	1686.060	51583.436	53430.103	56295.303		
N08	32.000	20.000	55.100	27.450	1512.495	41517.988	43354.054	46219.854		
N07	32.000	20.000	55.100	24.300	1338.930	32535.999	34372.889	37273.888		
N06	32.000	20.000	55.100	21.150	1165.365	24647.470	26484.136	28348.338		
N05	32.000	20.000	55.100	18.000	991.800	17852.400	18689.067	22254.267		
N04	32.000	20.000	55.100	14.850	818.235	12150.790	13967.456	16832.656		
N03	32.000	20.000	56.000	11.700	678.600	7939.620	9672.953	12868.953		
NA3	7.650	20.000	9.360	9.100	85.178	775.102	1087.102	820.749		
NE4	14.700	20.000	29.900	9.100	272.080	2478.019	3472.686	3014.443		
NE2	13.100	20.000	29.900	7.250	218.775	1571.619	2568.285	1988.216		
NA2	7.650	20.000	9.360	7.250	67.860	491.965	803.965	537.633		
NE5	14.700	20.000	29.900	6.500	194.350	1263.275	2258.942	1801.889		
NA1	7.650	20.000	9.360	4.650	43.524	202.387	514.387	248.034		
NE3	13.100	20.000	27.000	4.650	125.550	583.808	1483.808	959.930		
NE6	14.700	20.000	30.000	3.300	99.000	326.700	1328.700	866.925		
SOT	20.750	20.000	32.000	2.050	65.600	134.481	1201.147	1782.847		
BASE	39.700	20.000	78.000	0.000	0.000	0.000	2600.000	10244.585		
MASA tot			895.080				557322.604	563526.023		

PERIODOS (s) CON BASE FLEXIBLE >>									
T _{ex} =	0.780								
T _{rx} =	1.294	>>>>	T _{ix} =	2.038	(s)				
			f _{ix}	0.490	(Hz)				
T _{ey} =	0.760								
T _{ry} =	0.796	>>>>	T _{iy} =	1.270	(s)				
			f _{iy}	0.787	(Hz)				

TABLA 14. PERÍODOS CON BASE FLEXIBLE SEGÚN EL RCDF-87 ($G=400 \text{ t/m}^2$)

ESTIMACION DE LOS EFECTOS DE INTERACCION SEGUN REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL									
EDIFICIO JALAPA									
PERIODOS EN BASE RIGIDA >		T ₀₁ =		1.381 (s)		CALCULOS			
		T ₀₂ =		0.631 (s)					
DATOS		PROFUNDIDAD DE DESPLANTE		3.300 (m)		INERCIA ALR XX		26466.667 (m ⁴)	
GEOMETRICOS >>		LONGITUD DIRECCION (X)		39.700 (m)		INERCIA ALR YY		104264.622 (m ⁴)	
		LONGITUD DIRECCION (Y)		20.000 (m)		AREA=		794.000 (m ²)	
COEFICIENTES DE RIGIDEZ (sobre palcos de friccion)						RADIO EQUIVALENTES			
PROFUNDIDAD		K _{xy}		K _x		RADIO R _{xy} =		15.896 (m)	
<=	1.000 m	7.000 GR _{x,y}		7.000 GR _x ⁻³		RADIO (R _{xy})=		13.549 (m)	
>=	3.000 m	8.000 GR _{x,y}		11.000 GR _x ⁻³		DIRECCION MAYOR		19.080 (m)	
INTERPOLANDO		8.000 GR _{x,y}		11.000 GR _x ⁻³		K _x =		50872.759 (T/m)	
Q (t/m ²) 400.000						K _{xy} =		10943587.161 (Tm/rad)	
						DIRECCION MENOR		50872.759 (T/m)	
						K _{xy} =		30605988.684 (Tm/rad)	
DIMENSIONES (m)		FUERZA (TON)							
NIVEL	L _x	L _y	M	H	MHS	MHS ²	J _x	J _y	
			T*S ² /2m	m		T*m*s ²			
N13	32.000	20.000	56.400	43.200	2436.480	105255.936	107135.936		110068.736
N12	32.000	20.000	55.100	40.650	2208.755	88380.539	80217.204		80082.404
N11	32.000	20.000	55.100	36.900	2033.190	75024.711	76881.378		78728.578
N10	32.000	20.000	55.100	33.750	1859.625	62362.344	64599.010		67484.210
N09	32.000	20.000	55.100	30.600	1686.060	51583.436	53430.103		54793.303
N08	32.000	20.000	55.100	27.450	1512.495	41517.888	43354.654		44219.854
N07	32.000	20.000	55.100	24.300	1338.930	32535.999	34372.856		37237.856
N06	32.000	20.000	55.100	21.150	1165.365	24647.470	26484.136		29349.136
N05	32.000	20.000	55.100	18.000	991.800	17832.490	19689.067		22554.267
N04	32.000	20.000	55.100	14.850	818.235	12150.790	13967.456		16632.656
NE1	32.000	20.000	58.000	11.700	678.600	7929.620	9872.953		12888.953
HA3	7.650	20.000	9.360	9.100	85.176	775.102	1087.102		620.749
NE4	14.700	20.000	29.900	9.100	272.090	2478.019	3472.886		3014.443
NL2	13.100	20.000	29.900	7.250	216.775	1571.619	2568.283		1999.214
HA2	7.650	20.000	9.360	7.250	67.860	491.965	803.985		537.633
NE5	14.700	20.000	29.900	6.500	194.350	1263.275	2259.942		1801.698
NA1	7.650	20.000	9.360	4.850	43.524	202.387	514.387		248.034
NE3	13.100	20.000	27.000	4.850	125.550	583.808	1483.808		969.830
NE6	14.700	20.000	30.000	3.300	99.000	326.700	1326.700		866.825
SD1	20.750	20.000	32.000	2.050	65.600	134.480	1201.147		1282.647
BASE	39.700	20.000	78.000	0.000	0.000	0.000	2600.000		10244.583
MASA tot			855.080		557322.604		593326.023		
PERIODOS (s) CON BASE FLEXIBLE >>									
T ₀₁ =		0.833				T _{1x} =		2.148 (s)	
T ₀₂ =		1.418 >>>>				T _{1y} =		0.466 (s)	
T ₀₃ =		0.833				T _{2x} =		1.363 (s)	
T ₀₄ =		0.875 >>>>				T _{2y} =		0.734 (s)	

TABLA 15. PERÍODOS CON BASE FLEXIBLE SEGÚN EL RCDF-87 (G=900 t/m²)

ESTIMACION DE LOS EFECTOS DE INTERACCION SEGUN REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
EDIFICIO JALAPA

PERIODOS EN BASE RIGIDA >> $T_{ox} = 1.381$ (s) CALCULOS
 $T_{oy} = 0.631$ (s)

DATOS PROFUNDIDAD DE DESPLANTIF 3.300 (m) INERCIA ALR XX 26406.667 (m⁴)
GEOMETRICOS >> LONGITUD DIRECCION (X) 39.700 (m) INERCIA ALR YY 104284.622 (m⁴)
LONGITUD DIRECCION (Y) 20.000 (m) AREA = 794.000 (m²)

COEFICIENTES DE RIGIDEZ (sobre pilotes de friccion)
PROFUNDIDAD $K_{x,y}$ $K_{R_x,y}$ K_f
<= 1.000 m 7.000 GR_{x,y} 7.000 GR⁻³ RADIO R_x= 15.896 (m)
>= 3.000 m 8.000 GR_{x,y} 11.000 GR⁻³ RADIO (R_y)_x= 13.549 (m)
INTERPOLANDO 8.000 GR_{x,y} 11.000 GR⁻³ RADIO (R_y)_y= 19.089 (m)

DIRECCION MAYOR $K_x = 1144653.708$ (T/m)
 $K_y = 24623071.113$ (T/mrad)

DIRECCION MENOR $K_x = 1144653.708$ (T/m)
 $K_y = 6882531.811$ (T/mrad)

G (t/m²) 900.000

NIVEL	DIMENSIONES (m)		FUERZA (TON)		M ₁₆ * 2 T*m ²	J _x	J _y
	L _x	L _y	M _x 1*5 * 2/m	M _y 16 m			
N13	32.000	20.000	56.400	43.200	2436.480	105255.936	107135.936
N12	32.000	20.000	55.100	40.050	2206.755	86380.538	90217.204
N11	32.000	20.000	55.100	36.900	2033.190	75024.711	76861.378
N10	32.000	20.000	55.100	33.750	1859.625	62762.344	64599.010
N09	32.000	20.000	55.100	30.600	1686.060	51593.436	53430.103
N08	32.000	20.000	55.100	27.450	1512.495	41517.968	43354.654
N07	32.000	20.000	55.100	24.300	1338.930	32535.999	34372.666
N06	32.000	20.000	55.100	21.150	1165.365	24647.470	26484.136
N05	32.000	20.000	55.100	18.000	991.800	17852.400	19689.067
N04	32.000	20.000	55.100	14.850	818.235	12150.790	13967.456
N03	32.000	20.000	56.000	11.700	678.600	7639.620	9872.953
N02	7.650	20.000	9.360	9.100	85.178	775.102	1067.102
N01	14.700	20.000	29.800	9.100	272.080	2474.018	3472.586
N02	13.100	20.000	29.800	7.250	216.715	1571.619	2268.285
NA2	7.650	20.000	9.360	7.250	67.860	491.665	693.625
N05	14.700	20.000	29.800	6.500	194.350	1263.275	2259.942
NA1	7.650	20.000	9.360	4.650	43.524	202.387	514.387
N03	13.100	20.000	27.000	4.650	125.550	583.808	1483.808
N06	14.700	20.000	30.000	3.300	99.000	326.700	1326.700
SOT	20.750	20.000	32.000	2.050	65.800	134.480	1201.147
BASE	39.700	20.000	78.000	0.000	0.000	2600.000	10244.565

MASA tot 895.080 557322.804 563526.023

PERIODOS (s) CON BASE FLEXIBLE >>> $T_x = 0.556$ $T_{ix} = 0.945$ >>>>> $T_{ix} = 1.753$ (s)
 $T_{ix} = 0.567$ (Hz)

$T_y = 0.556$ $T_{iy} = 0.583$ >>>>> $T_{iy} = 1.023$ (s)
 $T_{iy} = 0.977$ (Hz)

TABLA 16. PERÍODOS CALCULADOS (s) EDIFICIO JALAPA

	MODELOS		ESTIMACIÓN SEGÚN RCDF-87 (G en t/m ²)			
	MBR	MBF-VA	G = 564	G = 480.5	G = 400	G = 900
DIR. LONG.	0.631	1.261	1.197	1.270	1.363	1.023
DIR. TRANS.	1.381	2.053	1.956	2.039	2.148	1.763

TABLA 17. DIFERENCIA (%) DE LOS PERÍODOS CALCULADOS DEL JALAPA, CON RESPECTO AL MBR

	MODELOS		ESTIMACIÓN SEGÚN RCDF-87 (G en t/m ²)			
	MBR	MBF-VA	G = 564	G = 480.5	G = 400	G = 900
DIR. LONG.	0.0	99.8	89.7	101.3	116.0	62.1
DIR. TRANS.	0.0	48.7	41.6	47.6	55.5	27.7

TABLA 18. DATOS EPICENTRALES DEL SISMO 1

Fecha	Mayo 15 de 1993
Tiempo de origen	03:09:39.4 (GMT)
Localización	16.43° Lat. N y 98.71° Long. W
Magnitud	Mb = 5.8
Profundidad	20 Km

**TABLA 19. DATOS REGISTRADOS EN EL JALAPA DURANTE EL SISMO 1
(15 DE MAYO DE 1993)**

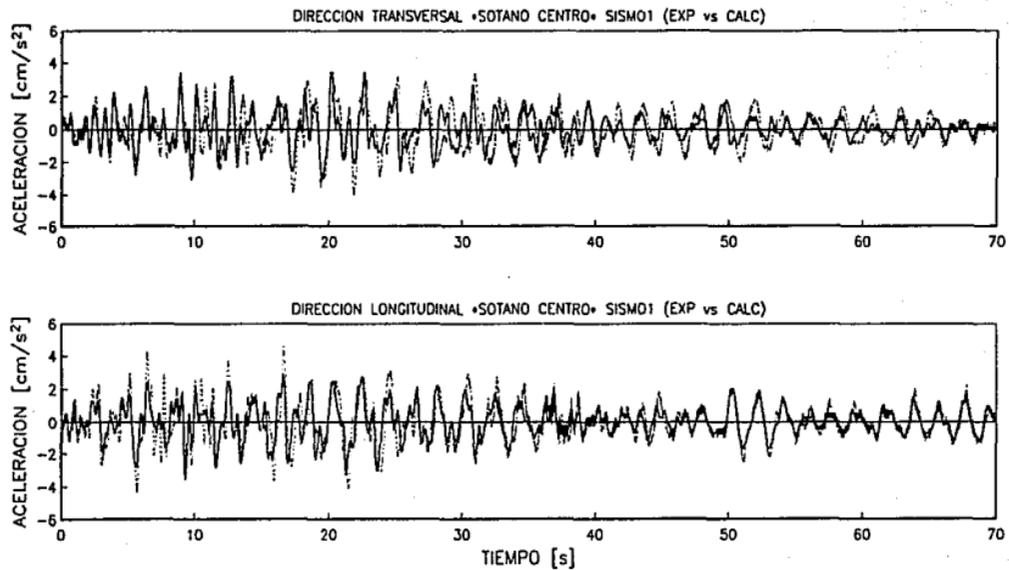
EST	LOCALIZACIÓN	DURACIÓN (s)	ACELERACIÓN MÁXIMA (gals)		
			V	T	L
1	Terreno libre	88.2	-3.35	-3.83	-4.31
2	Pozo a 20 m	87.8	0.48	-0.84	0.84
3	Pozo a 45 m	88.2	0.36	0.48	0.36
4	Sótano poniente	87.5	-1.80	-3.59	-3.59
5	Sótano norte	88.0	-2.16	-3.35	-3.71
6	Sótano centro	88.5	1.56	-3.35	-3.83
7	Sótano oriente	88.1	2.16	-3.59	-3.35
8	Nivel 3 oriente	88.0	2.63	-7.19	-5.27
9	Nivel 3 poniente	88.2	-1.92	-5.75	5.27
10	Nivel 8 oriente	88.4	3.11	-7.66	7.66
11	Nivel 8 poniente	88.3	2.75	7.19	-7.66
12	Azotea oriente	87.4	3.35	-11.50	10.06
13	Azotea centro	88.3	-2.63	-10.54	-9.58
14	Azotea poniente	87.7	2.87	11.02	-10.54

TABLA 20. DATOS EPICENTRALES DEL SISMO 2

Fecha	Mayo 15 de 1993
Tiempo de origen	03:12:-- (GMT)
Localización	16.43° Lat. N y 98.71° Long. W
Magnitud	Mb = 6.0
Profundidad	20 Km

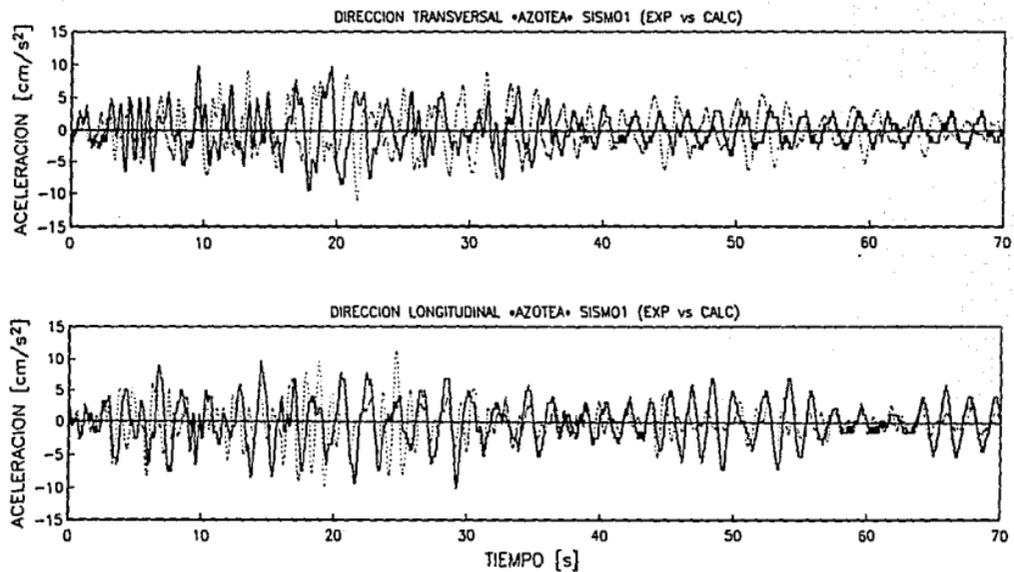
**TABLA 21. DATOS REGISTRADOS EN EL JALAPA DURANTE EL SISMO 2
(15 DE MAYO DE 1993)**

EST	LOCALIZACIÓN	DURACIÓN (s)	ACELERACIÓN MÁXIMA (gals)		
			V	T	L
1	Terreno libre	115.6	10.78	7.90	7.42
2	Pozo a 20 m	116.3	0.96	1.68	-2.04
3	Pozo a 45 m	116.7	-0.72	-1.08	0.96
4	Sótano poniente	116.0	-4.67	-7.42	7.66
5	Sótano norte	116.5	4.79	-8.02	8.86
6	Sótano centro	116.5	-3.11	-7.90	8.38
7	Sótano oriente	116.0	4.67	7.90	8.14
8	Nivel 3 oriente	115.5	5.39	-15.81	11.50
9	Nivel 3 poniente	115.8	-5.27	-11.98	11.98
10	Nivel 8 oriente	110.0	5.90	17.72	-19.64
11	Nivel 8 poniente	115.9	-5.51	-14.37	-21.08
12	Azotea oriente	115.9	5.99	-27.30	-22.99
13	Azotea centro	115.9	-5.03	-23.95	22.99
14	Azotea poniente	116.2	-5.99	-22.99	27.78



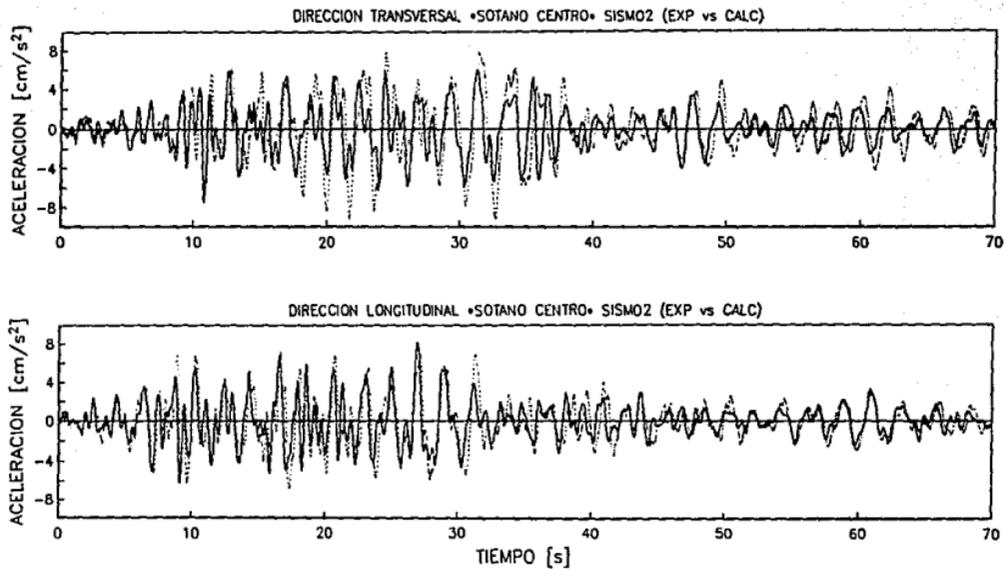
Experimental : Línea gruesa
Calculado : Línea punteada

Fig. 40 Comparación de la respuesta experimental y calculada (sótano centro, sismo 1)



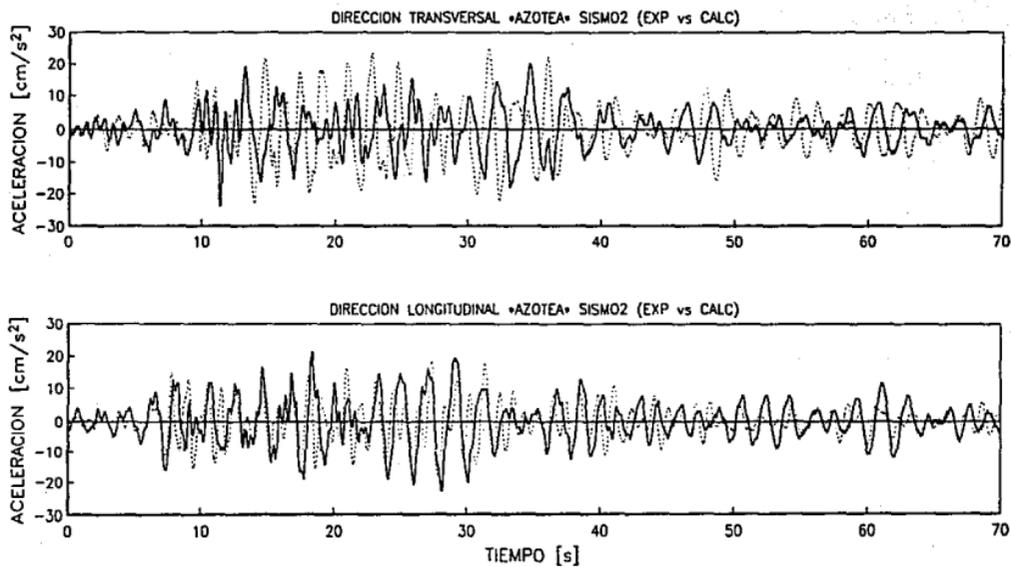
Experimental : Línea gruesa
Calculado : Línea punteada

Fig. 41 Comparación de la respuesta experimental y calculada (azotea centro, sismo 1)



Experimental : Línea gruesa
Calculado : Línea punteada

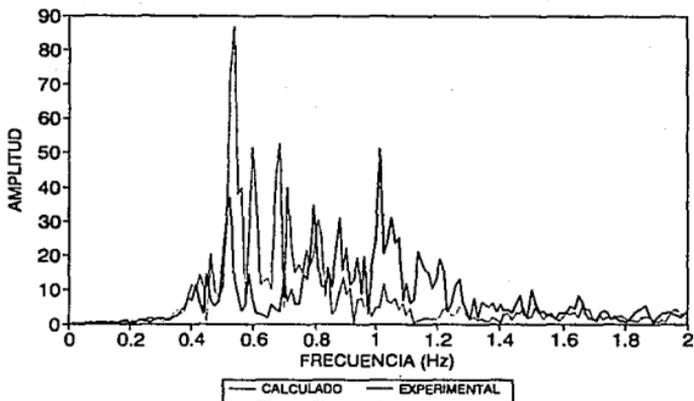
Fig. 42 Comparación de la respuesta experimental y calculada (sótano centro, sismo 2)



Experimental : Línea gruesa
Calculado : Línea punteada

Fig. 43 Comparación de la respuesta experimental y calculada (azotea centro, sismo 2)

ESPECTROS DE FOURIER AZOTEA (SISMO1)
EDIFICIO JALAPA (DIR. LONGITUDINAL)



ESPECTROS DE FOURIER SOTANO (SISMO1)
EDIFICIO JALAPA (DIR. LONGITUDINAL)

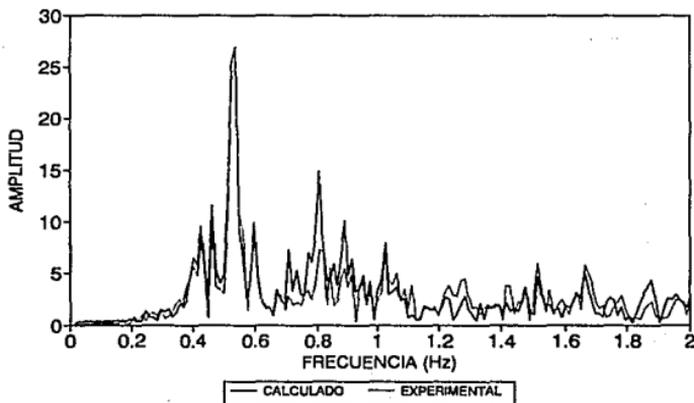
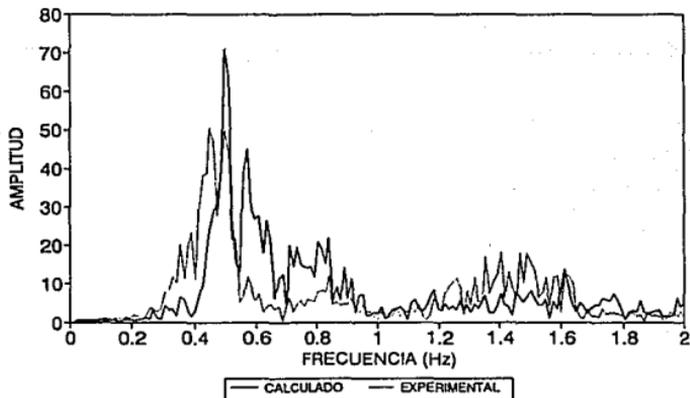


Fig. 44. Comparación de la respuesta (Dir. longitudinal, sismo 1)

ESPECTROS DE FOURIER AZOTEA (SISMO1)
EDIFICIO JALAPA (DIR. TRANSVERSAL)



ESPECTROS DE FOURIER SOTANO (SISMO1)
EDIFICIO JALAPA (DIR. TRANSVERSAL)

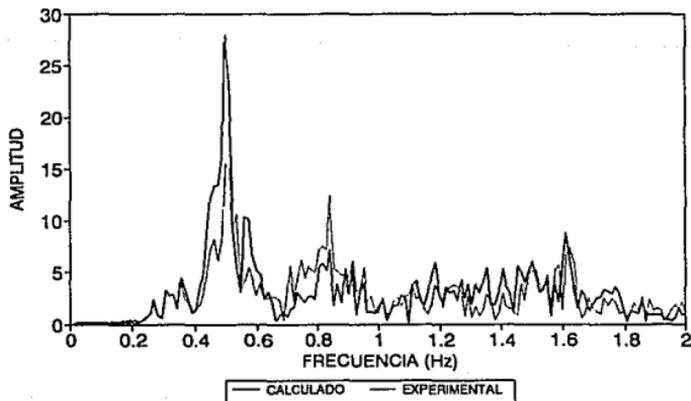
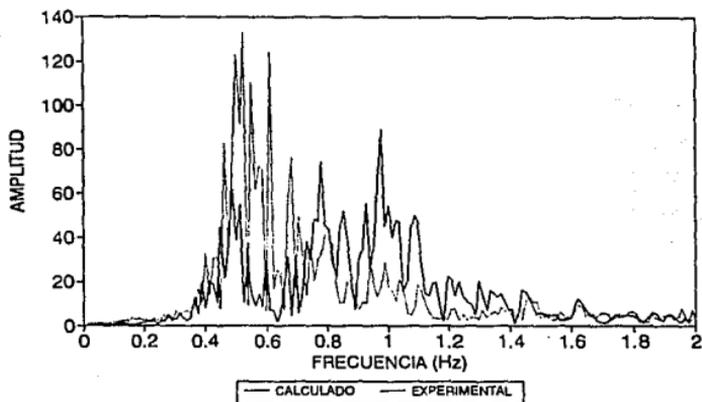


Fig. 45 Comparación de la respuesta (Dir. transversal, sismo 1)

ESPECTROS DE FOURIER AZOTEA (SISMO2)
EDIFICIO JALAPA (DIR. LONGITUDINAL)



ESPECTROS DE FOURIER SOTANO (SISMO2)
EDIFICIO JALAPA (DIR. LONGITUDINAL)

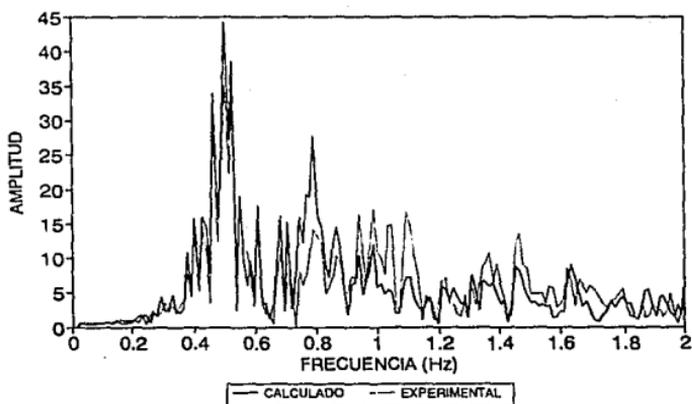
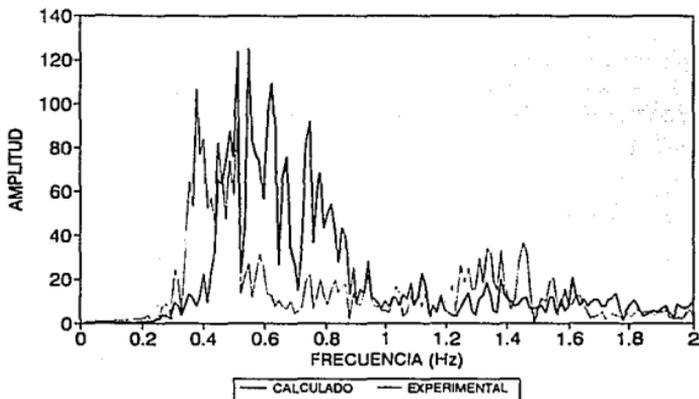


Fig. 46 Comparación de la respuesta (Dir. longitudinal, sismo 2)

ESPECTROS DE FOURIER AZOTEA (SISMO2) EDIFICIO JALAPA (DIR. TRANSVERSAL)



ESPECTROS DE FOURIER SOTANO (SISMO2) EDIFICIO JALAPA (DIR. TRANSVERSAL)

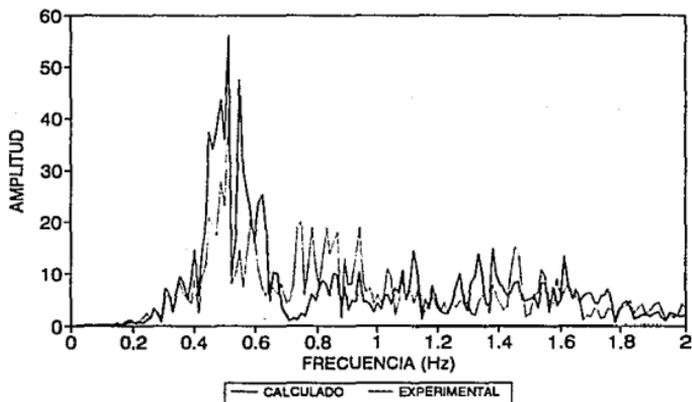


Fig. 47 Comparación de la respuesta (Dir. transversal, sismo 2)

TABLA 22. RIGIDEZES CALCULADAS DE ISE ANTE VIBRACIÓN AMBIENTAL, SISMOS DE MAYO DE 1993 Y POR EL RCDF-87 (LONG.)

DIRECCIÓN LONGITUDINAL	RIGIDEZES ASOCIADAS A ISE	
	K_x (t/m)	K_c (t-m/rad)
V.A.	84.99X10 ³	27.76X10 ³
SISMO 1	113.32X10 ³	54.78X10 ³
SISMO 2	75.32X10 ³	41.34X10 ³
RCDF-87	70.79X10 ³	41.88X10 ³

TABLA 23. RIGIDEZES CALCULADAS DE ISE ANTE VIBRACIÓN AMBIENTAL, SISMOS DE MAYO DE 1993 Y POR EL RCDF-87 (TRANS.)

DIRECCIÓN TRANSVERSAL	RIGIDEZES ASOCIADAS A ISE	
	K_x (t/m)	K_c (t-m/rad)
V.A.	47.36X10 ³	13.05X10 ³
SISMO 1	30.19X10 ³	43.81X10 ³
SISMO 2	37.49X10 ³	286.14X10 ³
RCDF-87	70.79X10 ³	14.65X10 ³

TABLA 24. FRECUENCIAS NATURALES (Hz) IDENTIFICADAS EN VIBRACIÓN AMBIENTAL

DIRECCIÓN	MODOS			
	1	2	3	4
T	0.44	1.60-1.76	2.93-3.03	4.39
L	0.73	3.12	5.95-6.05	8.89
R	0.83	2.54-2.64	4.30-4.60	6.15

**TABLA 25. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-S1)
DIRECCIÓN LONGITUDINAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	1.080	0.962	6.044
2	0.359	2.783	17.486
3	0.181	5.532	34.758
4	0.148	6.744	42.374

**TABLA 26. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-S1)
DIRECCIÓN TRANSVERSAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	1.848	0.541	3.399
2	0.367	2.724	17.115
3	0.236	4.236	26.615
4	0.173	5.796	36.417

**TABLA 27. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-S1)
DIRECCIÓN ROTACIONAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	0.728	1.373	8.627
2	0.692	1.445	9.079
3	0.251	3.987	25.051
4	0.151	6.606	41.506

**TABLA 28. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-S2)
DIRECCIÓN LONGITUDINAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	1.168	0.856	5.378
2	0.420	2.383	14.972
3	0.190	5.259	33.043
4	0.089	11.178	70.233

**TABLA 29. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-S2)
DIRECCIÓN TRANSVERSAL**

MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	1.669	0.599	3.764
2	0.648	1.544	9.701
3	0.359	2.786	17.505
4	0.228	4.381	27.527

**TABLA 30. PERÍODOS Y FRECUENCIAS (MBF-S2)
DIRECCIÓN ROTACIONAL**

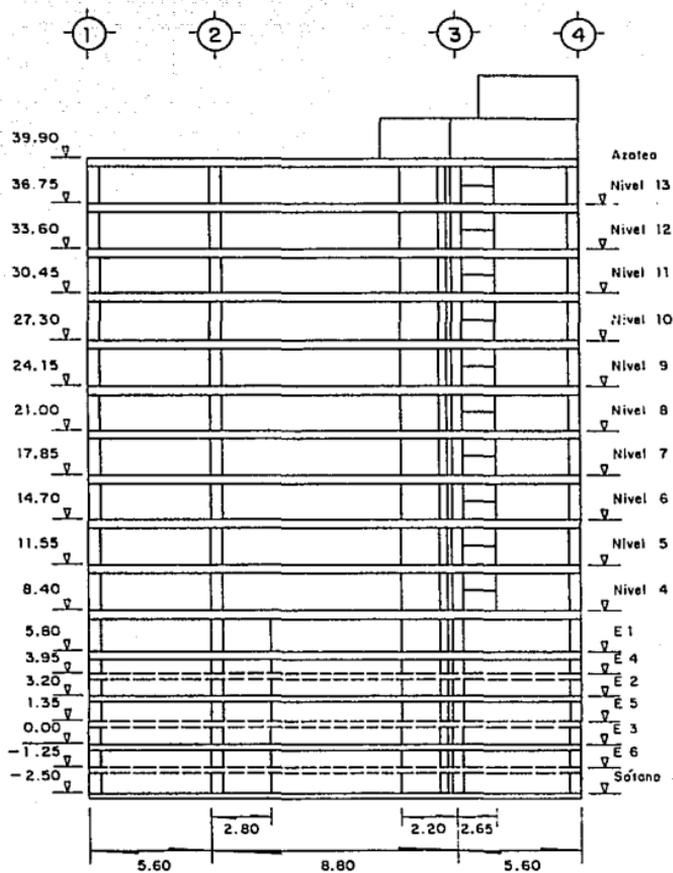
MODO	PERÍODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA (rad/s)
1	0.726	1.376	8.646
2	0.251	3.987	25.051
3	0.152	6.584	41.368
4	0.150	6.653	41.802

**TABLA 31. FRECUENCIAS EXPERIMENTALES (Hz) DETECTADAS ANTE LOS
SISMOS DE MAYO DE 1993 Y CON VIBRACIÓN AMBIENTAL**

DIRECCIÓN	V.A	SISMO 1	SISMO 2
LONGITUDINAL	0.73	0.68	0.59
TRANSVERSAL	0.44	0.37	0.37



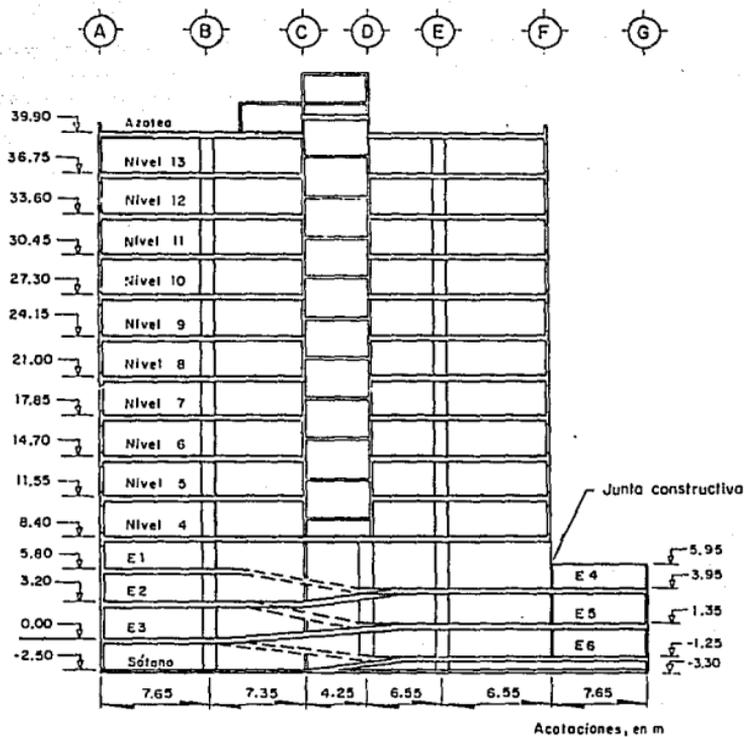
Fig. 1 Localización del edificio



Corte transversal

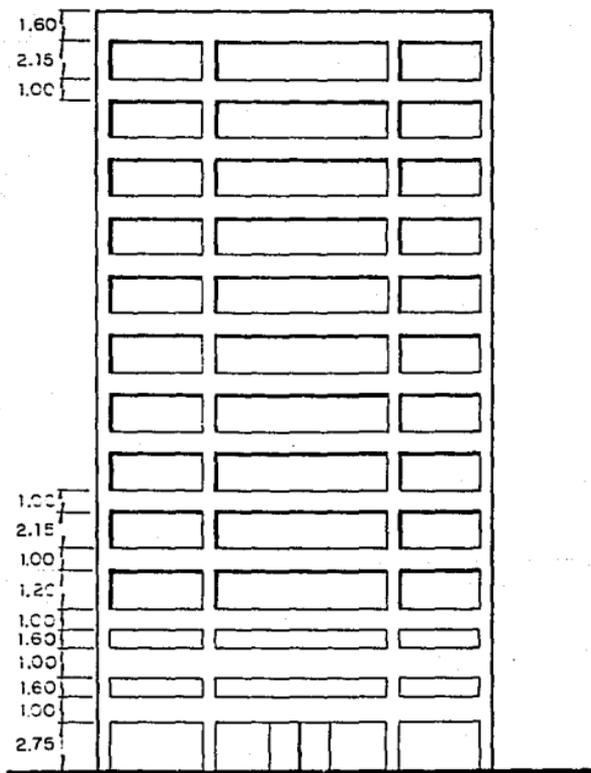
Acotaciones, en m

Fig. 3 Corte transversal del edificio



Corte longitudinal

Fig. 4 Corte longitudinal del edificio



Fachada principal

Fig. 5 Fachada principal

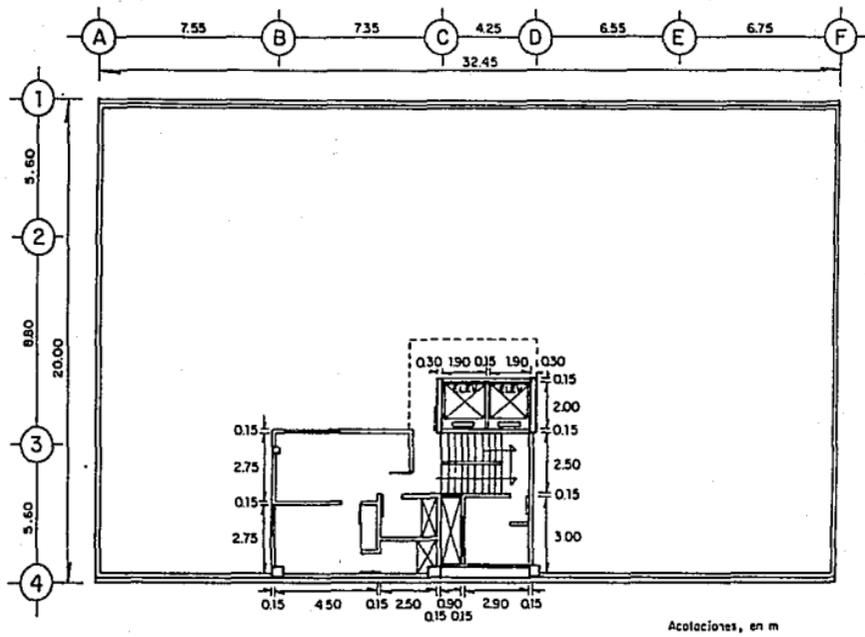


Fig. 6 Planta de azotea

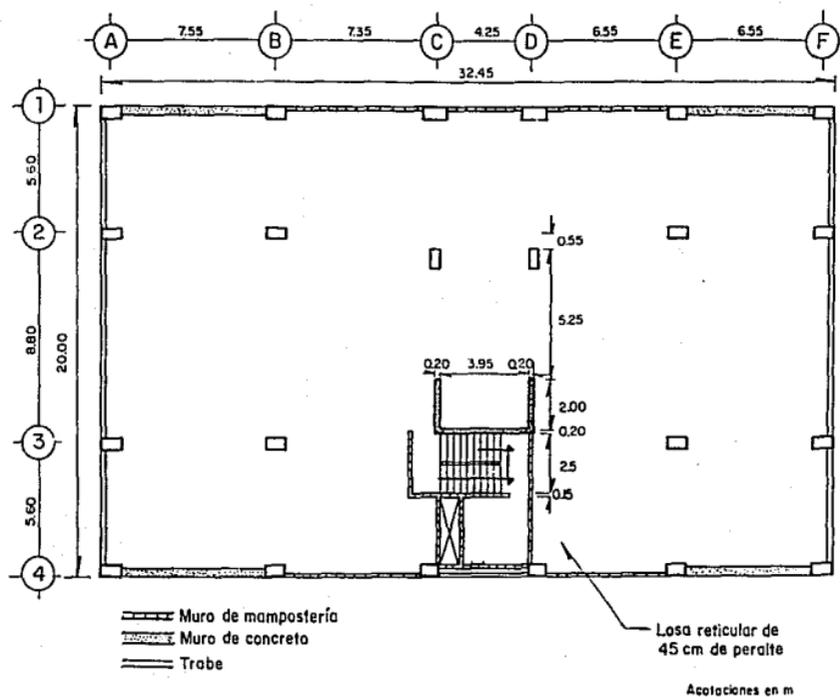
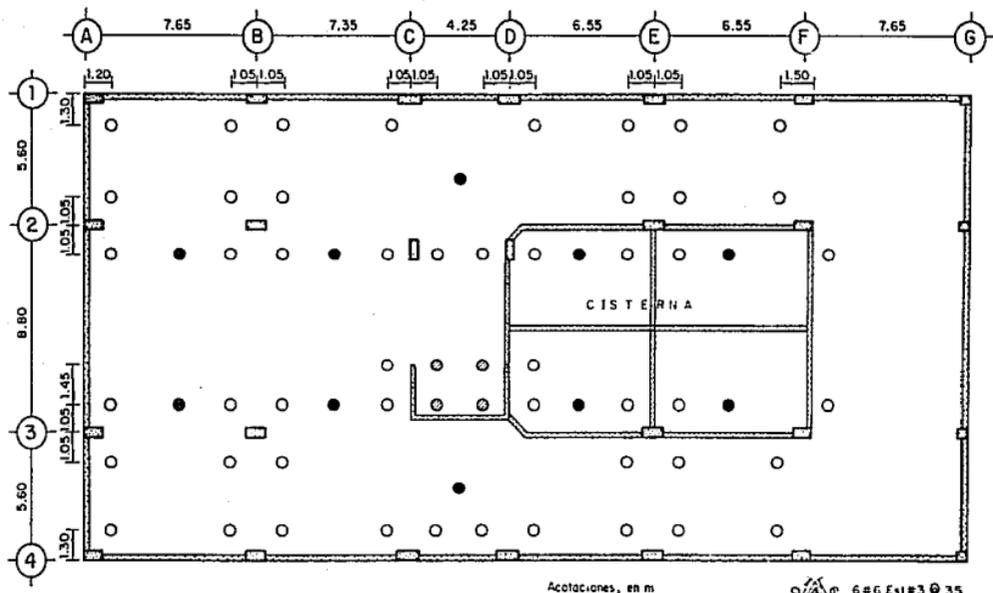
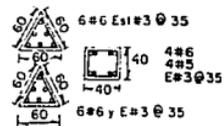


Fig. 7. Planta tipo de los niveles de oficina



- 50 Pilotes sección triangular, 60cm de lado y de 28m de longitud del nivel -2.80 al -30.80
- 10 Pilotes de sección cuadrada de 40cm de lado y 26m de longitud del nivel -9.00 al -35.00
- ⊗ 4 Pilotes sección triangular, 60cm de lado y de 28m de longitud del nivel -2.80 al -30.80



• VS #5 • VS #6

Fig. 9 Planta de cimentación y localización de pilotes

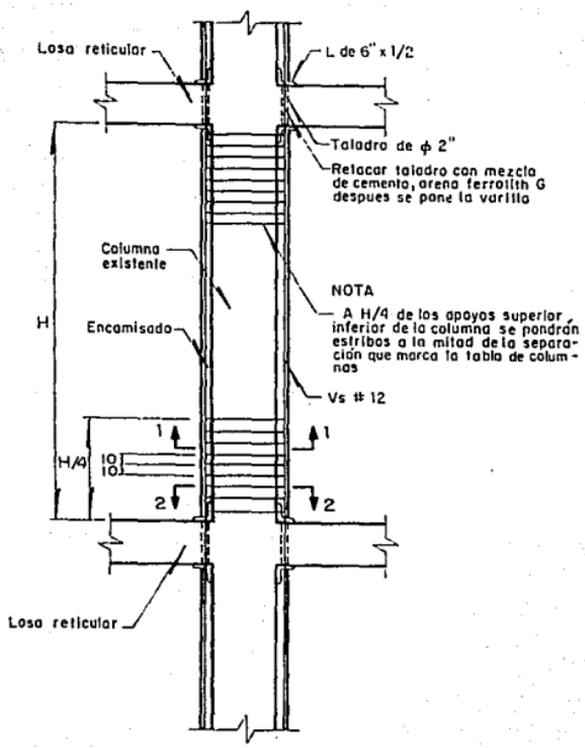
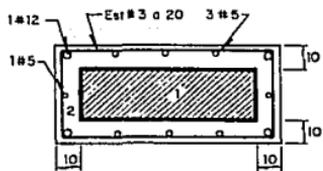
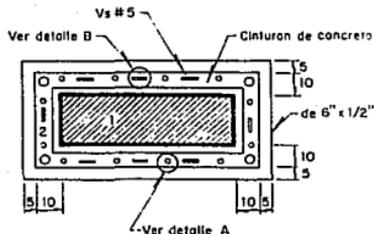


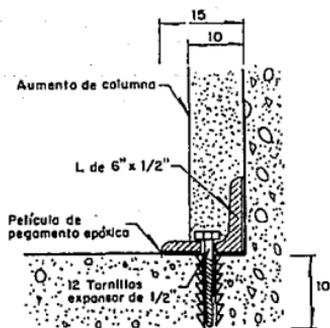
Fig. 10 Encamisado de las columnas



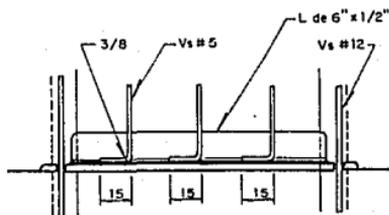
Corte 1-1



Corte 2-2

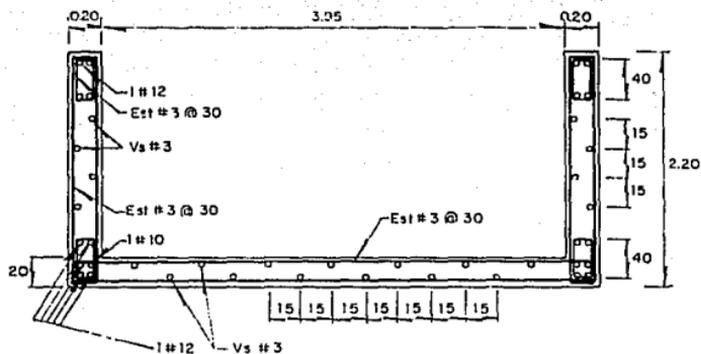


Detalle A



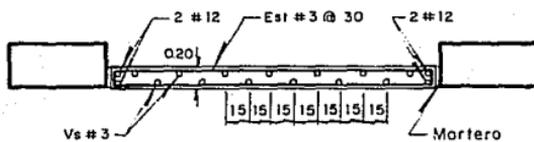
Detalle B

Fig. 11 Detalles del encamisado de las columnas



Muro de concreto M 1

Acolaciones en m



Muro de concreto M2

Fig. 12 Muros de concreto reforzado

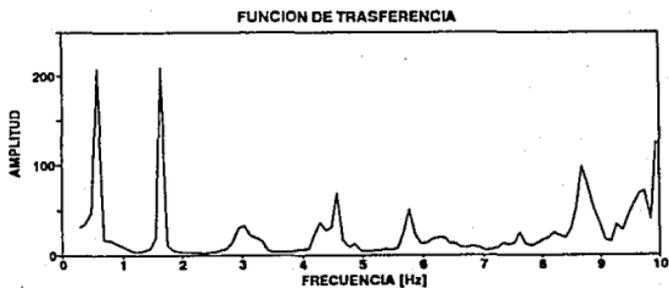
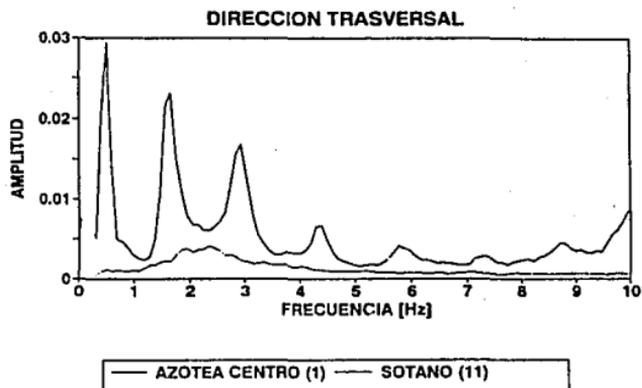


Fig. 14 Espectros de Fourier y función de transferencia en vibración ambiental

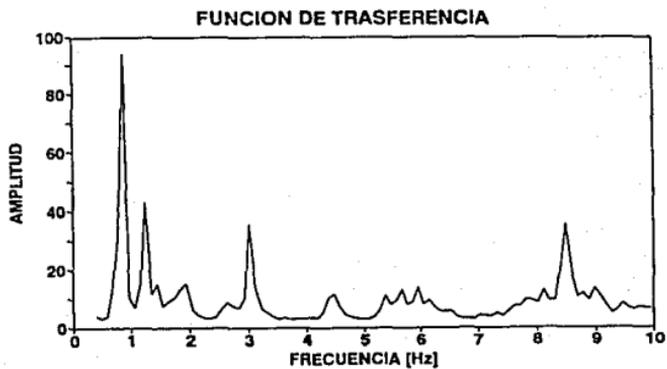
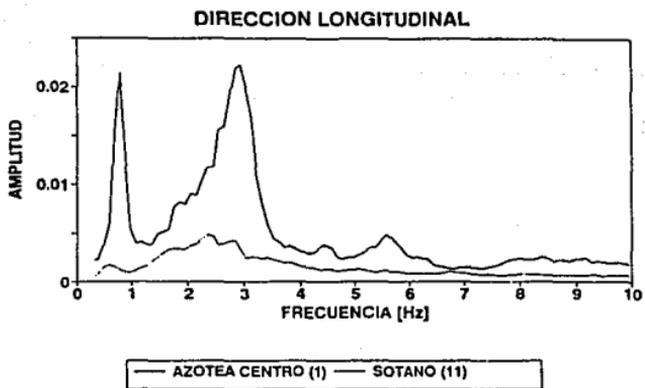


Fig. 15 Espectros de Fourier y función de transferencia en vibración ambiental

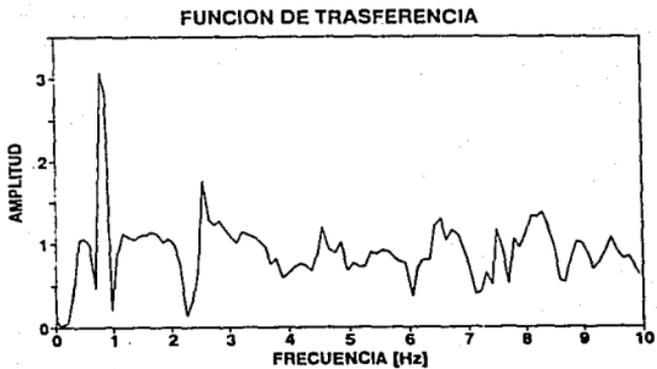
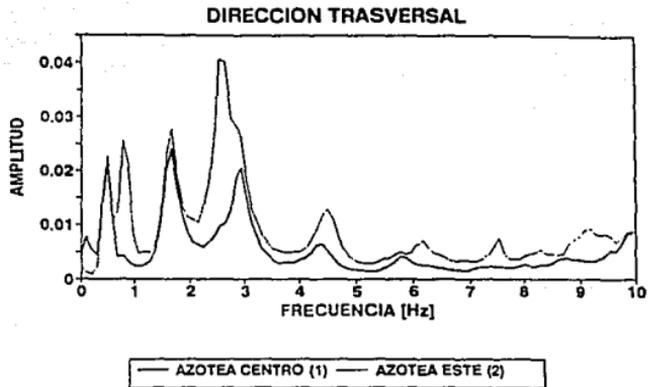
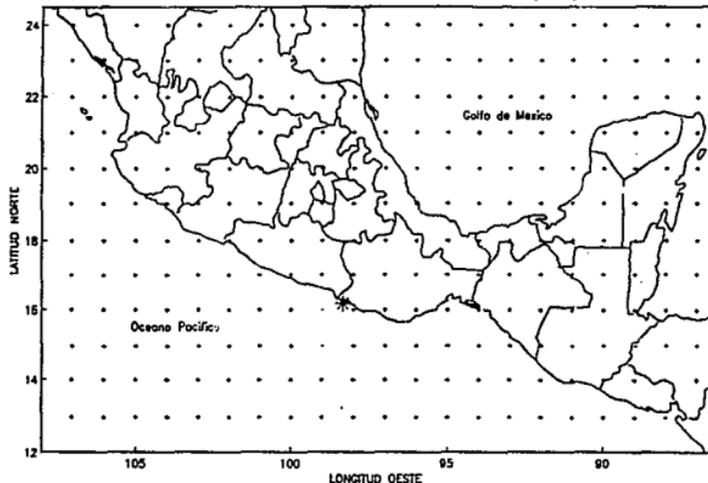


Fig. 16 Espectros de Fourier y función de transferencia en vibración ambiental

DETERMINACION PRELIMINAR DE EPICENTROS (CSIS).



Latitud N	: 16.17	Fecha	: 15 de Mayo de 1993
Longitud W	: 98.35	Error (ms)	: 1.07
Mc	: 5.7 (evento principal)	No. de estaciones	: 10
Profundidad (km)	: 6	Tiempo de origen	: 030933.6(GMT)
Comentarios	: COSTA DE OAXACA-GUERRERO	Localizado por	: Clara Javier C.
	: SENTIDO (M) EN EL D.F.		

Fig. 17 Localización del epicentro de los sismos del 15 de mayo de 1993

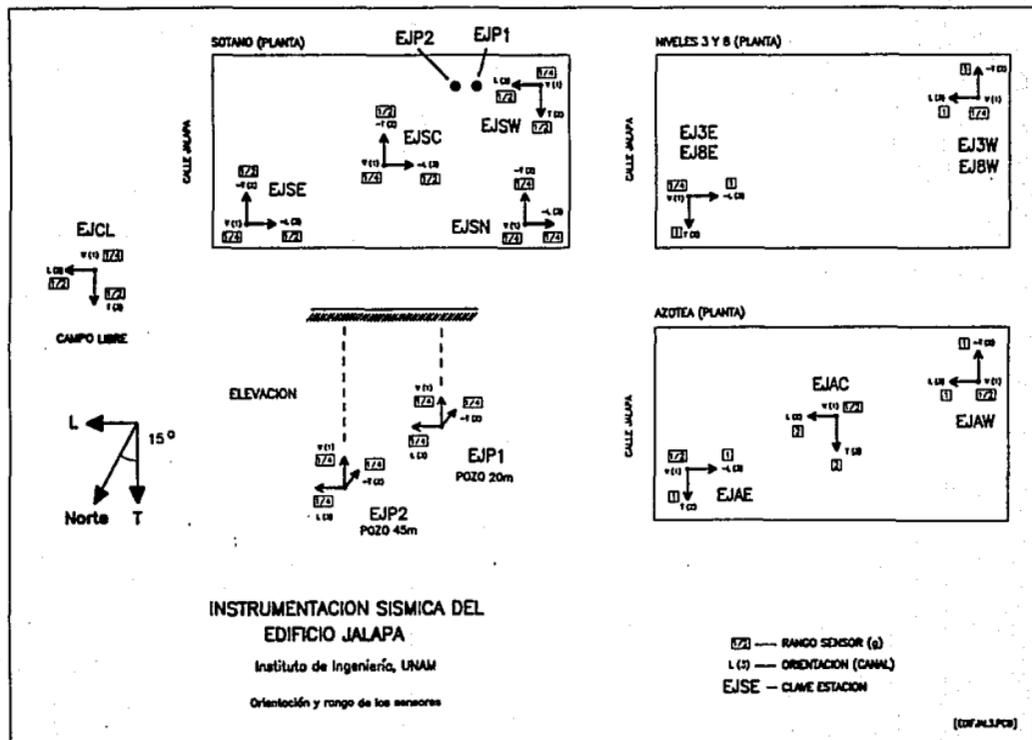


Fig. 19 Localización de los acelerógrafos permanentes del Jalapa

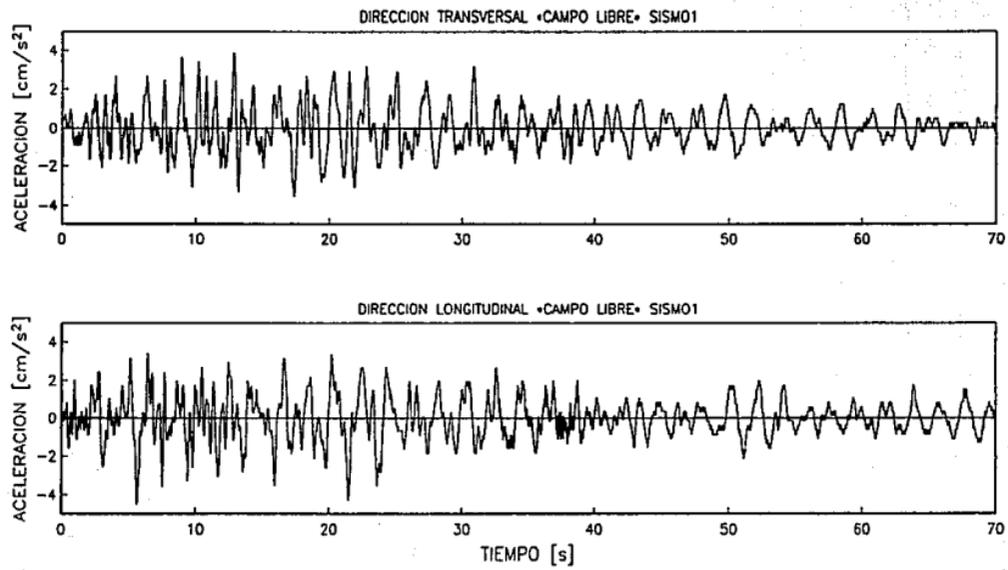


Fig. 20 Acelerogramas en campo libre (sismo 1)

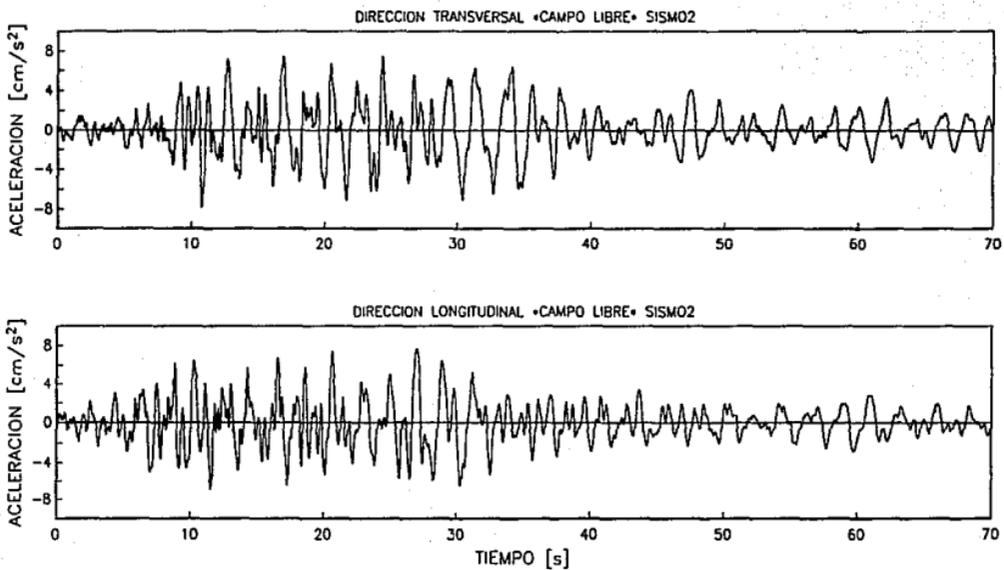
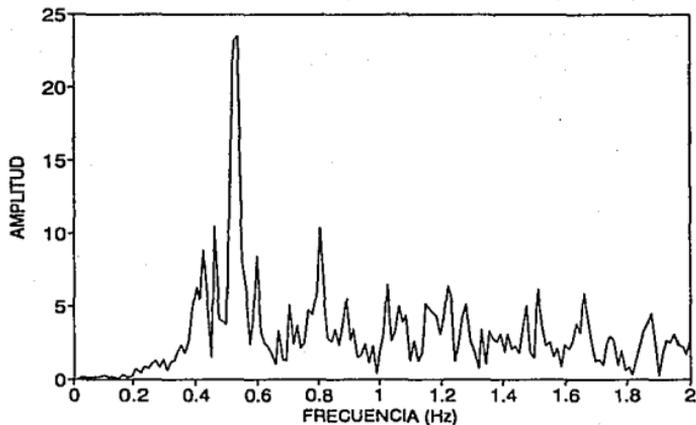


Fig. 21 Acelerogramas en campo libre (sismo 2)

ESPECTRO DE FOURIER TERRENO (SISMO1)
EDIFICIO JALAPA (DIR. LONGITUDINAL)



ESPECTRO DE FOURIER TERRENO (SISMO1)
EDIFICIO JALAPA (DIR. TRANSVERSAL)

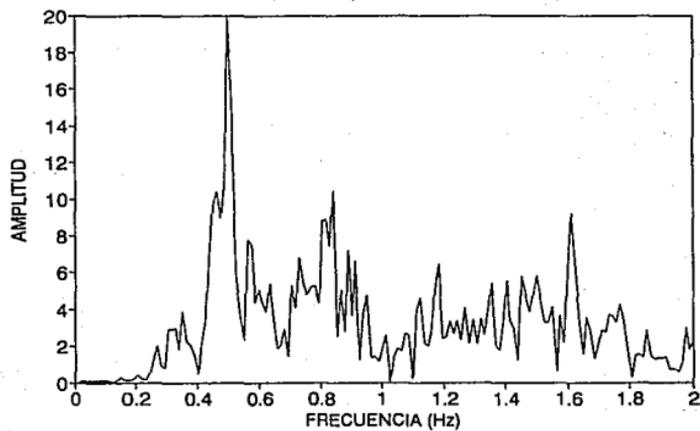
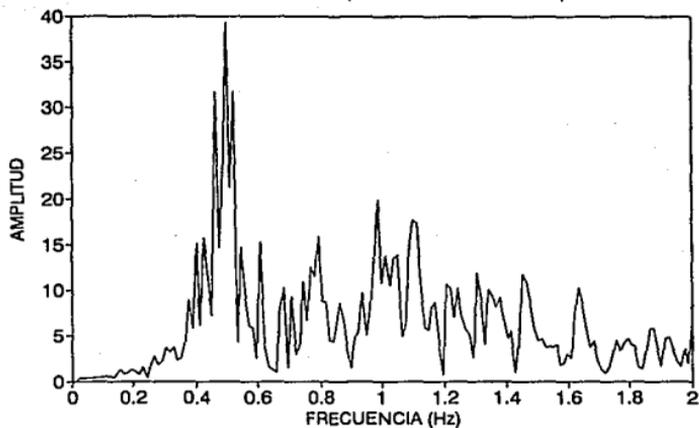


Fig. 22 Espectros de Fourier en el Terreno (sismo 1)

ESPECTRO DE FOURIER TERRENO (SISMO2)
EDIFICIO JALAPA (DIR. LONGITUDINAL)



ESPECTRO DE FOURIER TERRENO (SISMO2)
EDIFICIO JALAPA (DIR. TRANSVERSAL)

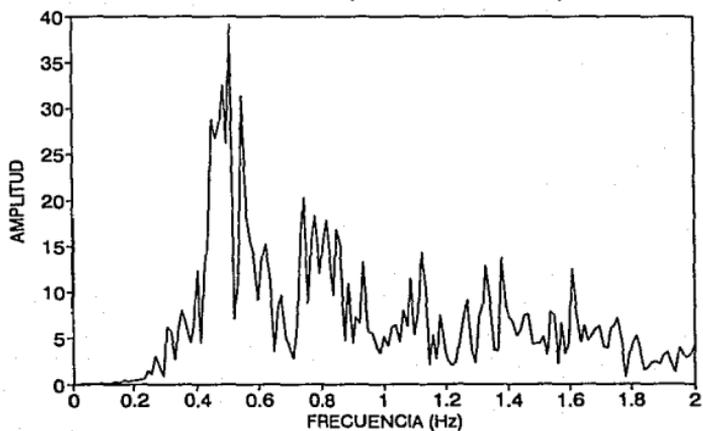
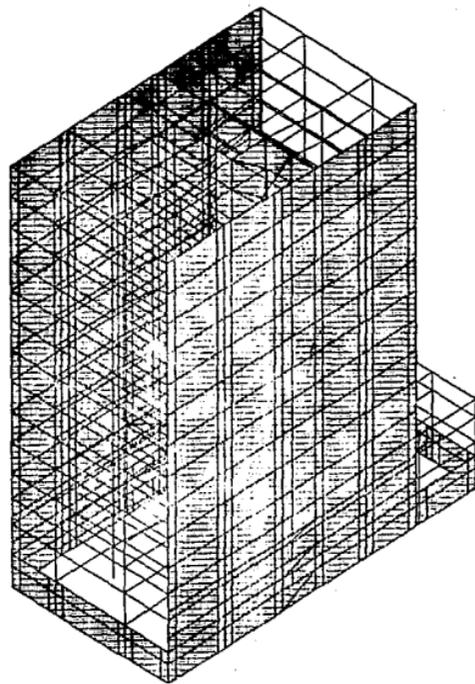


Fig. 23 Espectros de Fourier en el Terreno (sismo 2)



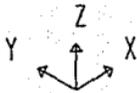
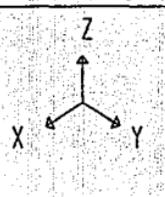
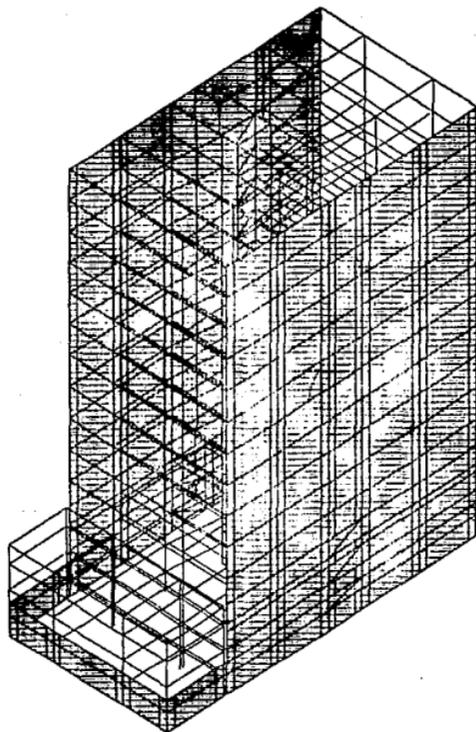

JAL6.PST UNDEFORMED SHAPE
TOP NIVEL-13 BOT SOTANO
OPTIONS HIDDEN LINES

Fig. 24 Modelo de la estructura con base rígida

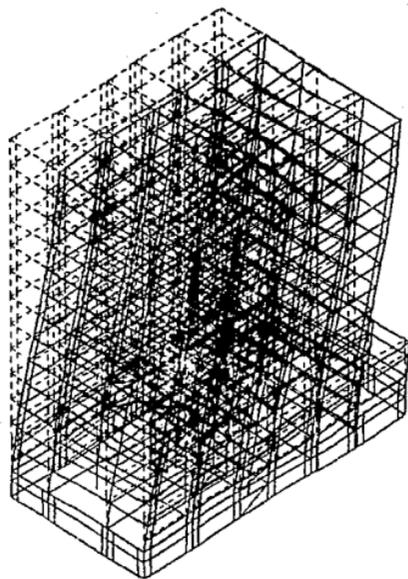


JAL6.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP NIVEL - 13
BOT SOTANO

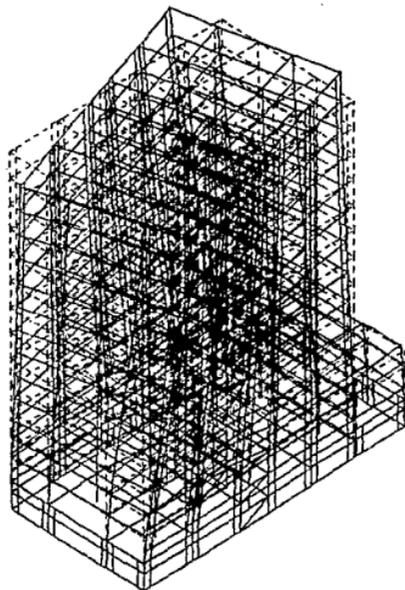
OPTIONS
HIDDEN LINES

Fig. 25 Modelo de la estructura con base rígida



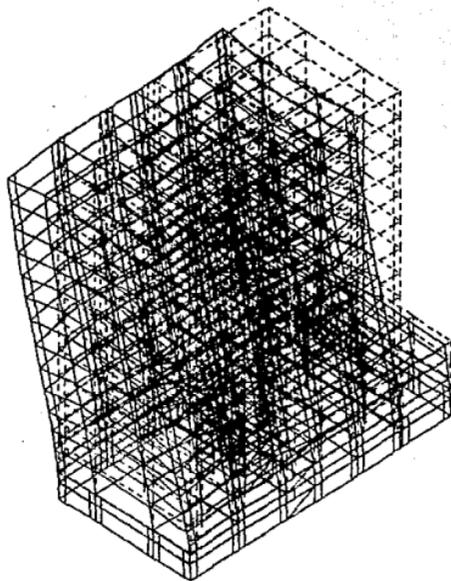
JAL6.PST MODE SHAPE NUMBER 1 PERIOD 1.380 TOP NIVEL-13 BOT SOTANO
MINIMA X-0.6994E-03 Y-0.1831E-01 Z-0.1209E-02 MAXIMA X 0.3424E-03 Y 0.5392E-04 Z 0.1325E-02

Fig. 26 Primer modo del MBR



<p>JAL6.PST MODE SHAPE NUMBER 2 PERIOD 0.662 TOP NIVEL-13 BOT SOTANO</p>
<p>MINIMA X-0.1620E-01 Y-0.2463E-01 Z-0.2790E-02 MAXIMA X 0.1520E-01 Y 0.2569E-01 Z 0.2623E-02</p>

Fig. 27 Segundo modo del MBR

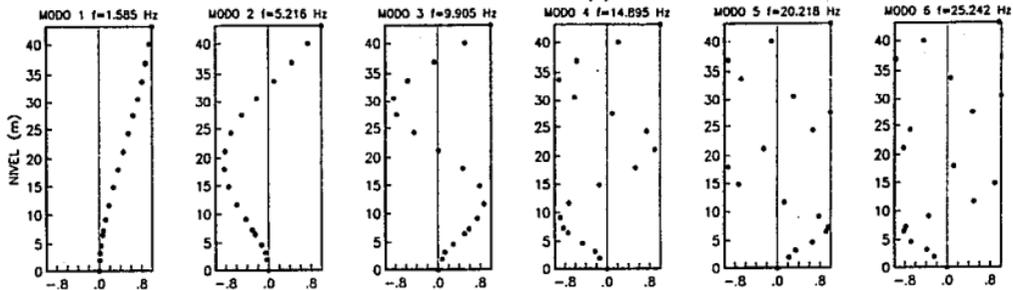


JAL6.PST MODE SHAPE NUMBER 3 PERIOD 0.631 TOP NIVEL-13 BOT SOTANO
MINIMA X-0.1816E-01 Y-0.6390E-03 Z-0.3313E-02 MAXIMA X-0.6690E-04 Y 0.6902E-03 Z 0.3253E-02

Fig. 28 Tercer modo del MBR

BAJOS NIVELES DE ESFUERZO

BASE RIGIDA (L)



BASE RIGIDA (T)

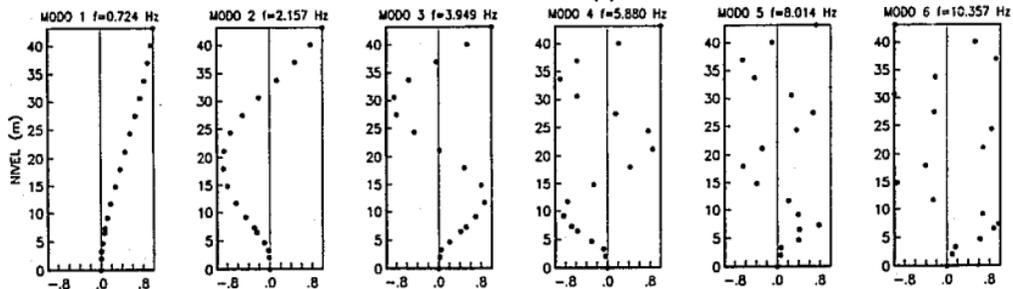


Fig. 29 Formas modales del MBR

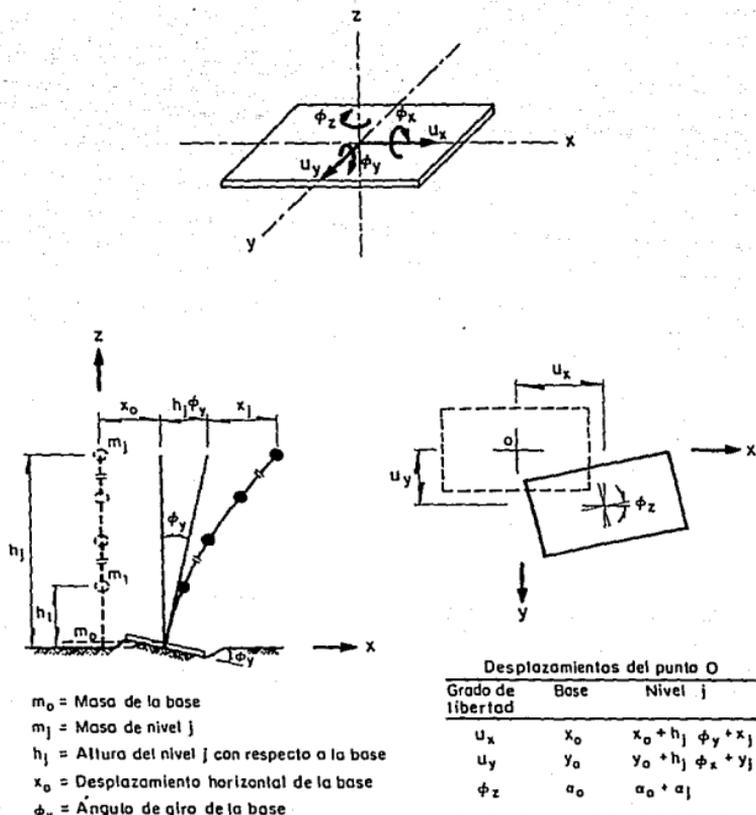
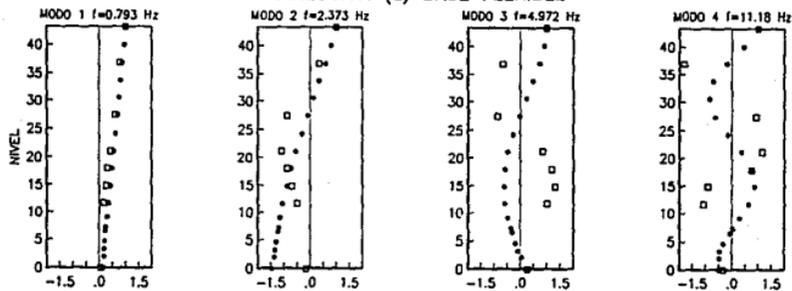


Fig. 30 Idealización del sistema suelo-estructura

BAJOS NIVELES DE ESFUERZO

DIRECCION (L) BASE FLEXIBLE



DIRECCION (T) BASE FLEXIBLE

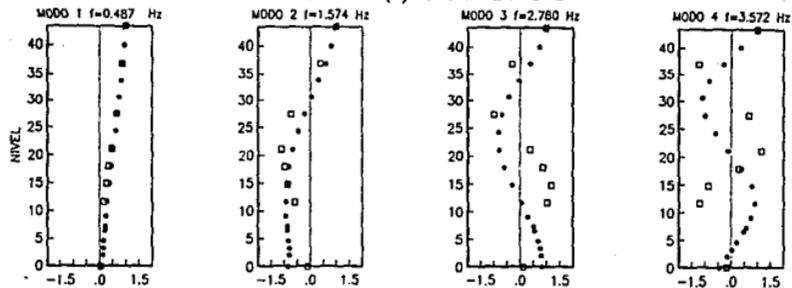
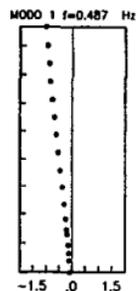
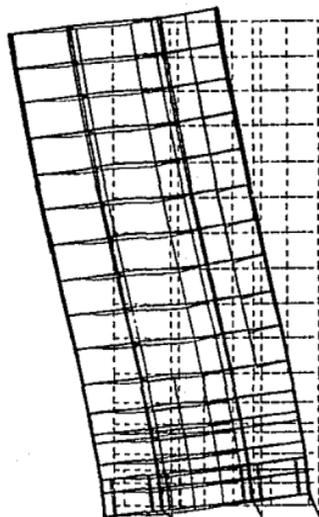
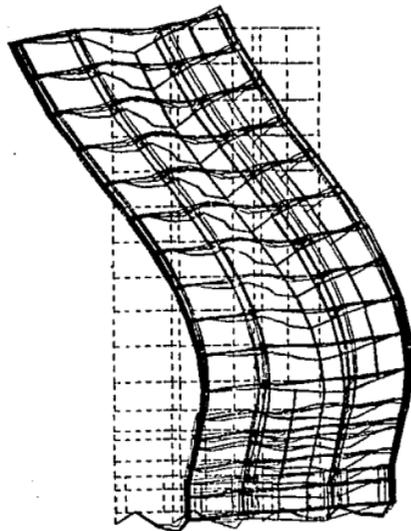


Fig. 31 Formas modales del MBF : experimentales (□) y calculadas (•)



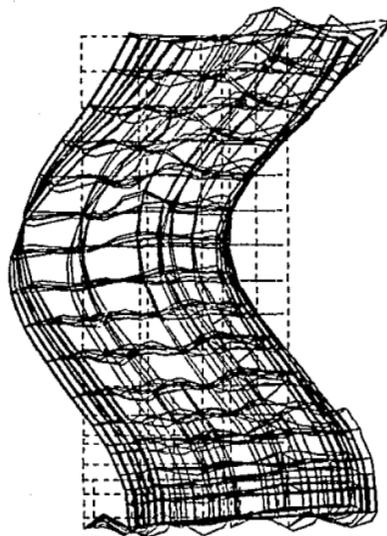
JAL-FICT.PST MODE SHAPE NUMBER 1 PERIOD 2.134 TOP NIVEL-13 BOT SUELO
MINIMA X-0.2192E-04 Y 0.1451E-03 Z-0.1871E-03 MAXIMA X 0.1868E-04 Y 0.1706E-02 Z 0.2143E-03

Fig. 32 Primer modo en dirección transversal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)



JAL-FICT.PST MODE SHAPE NUMBER 4 PERIOD 0.638 TOP NIVEL-13 BOT SUELO
MINIMA X-0.6475E-04 Y-0.1323E-02 Z-0.3637E-03 MAXIMA X 0.6000E-04 Y 0.1446E-02 Z 0.2927E-03

Fig. 33 Segundo modo en dirección transversal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)



JAL-FICT.PST
MODE SHAPE NUMBER 6
PERIOD 0.360
TOP NIVEL-13
BOT SUELO
MINIMA
X-0.3134E-03
Y-0.1914E-02
Z-0.2723E-03
MAXIMA
X 0.3253E-03
Y 0.1321E-02
Z 0.5538E-03

Fig. 34 Tercer modo en dirección transversal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)

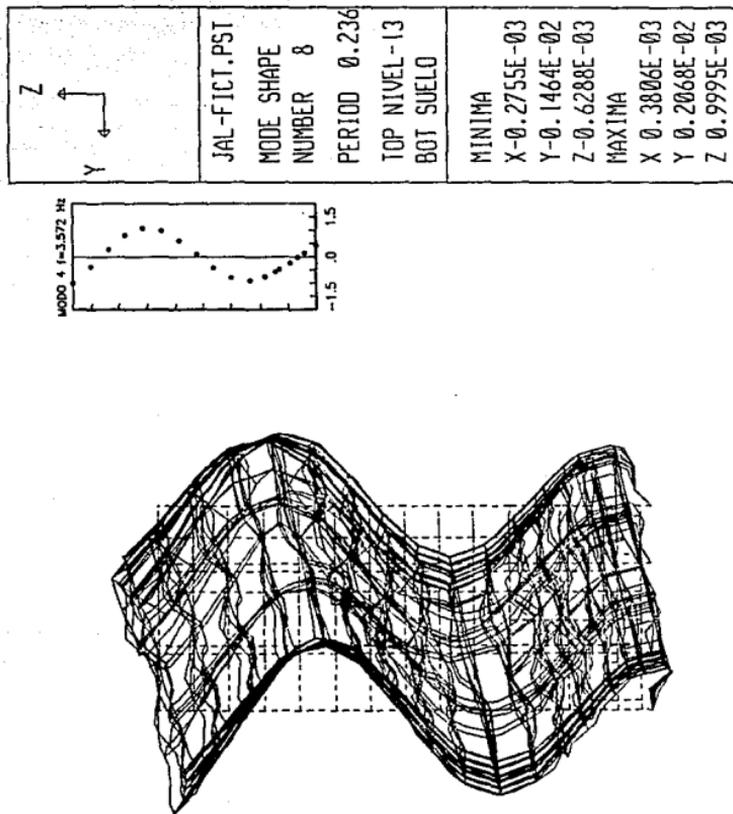


Fig. 35 Cuarto modo en dirección transversal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)

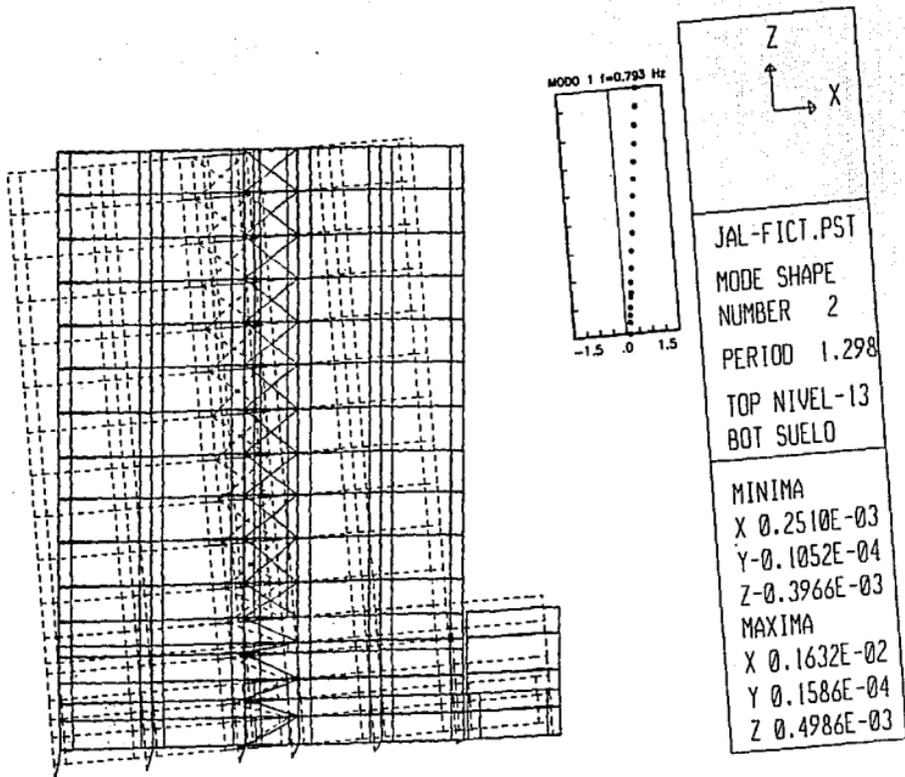
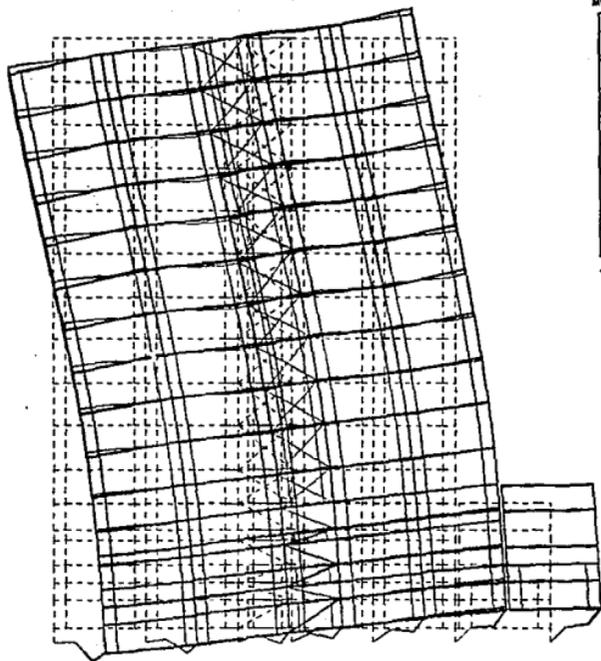


Fig. 36 Primer modo en dirección longitudinal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CALB9)



JAL-FICT.PST

MODE SHAPE

NUMBER 5

PERIOD 0.394

TOP NIVEL-13

BOT SUELO

MINIMA

X-0.1215E-02

Y-0.5072E-04

Z-0.9494E-03

MAXIMA

X 0.1417E-02

Y 0.3512E-04

Z 0.7683E-03

Fig. 37 Segundo modo en dirección longitudinal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)

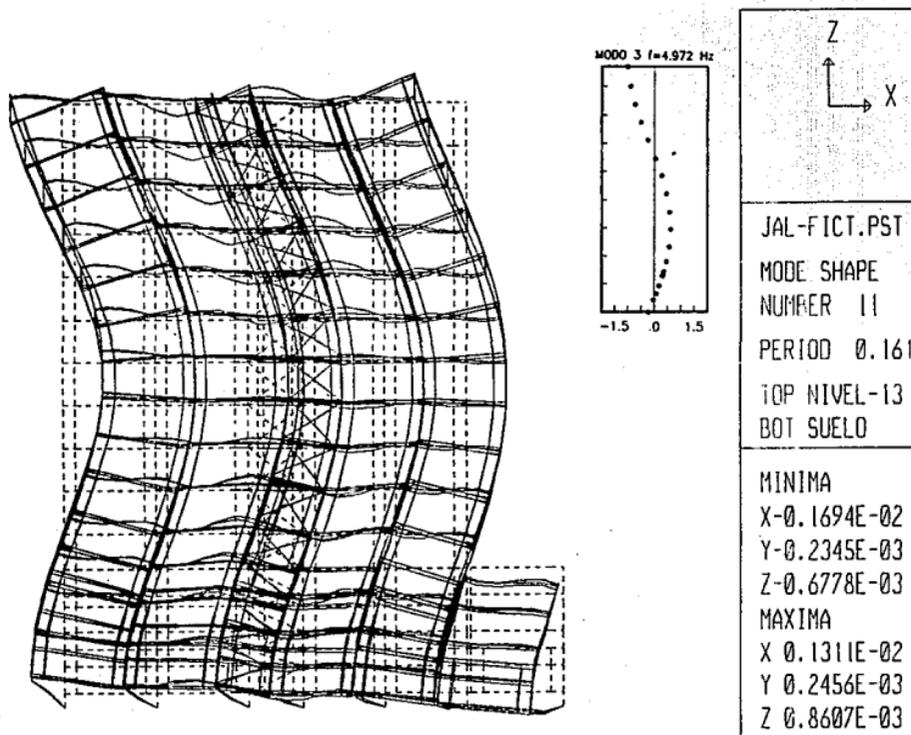
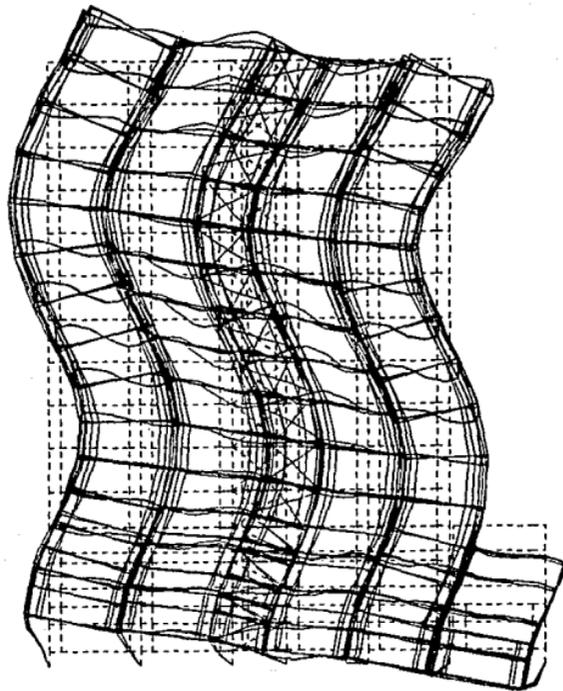
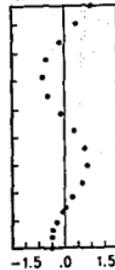


Fig. 38 Tercer modo en dirección longitudinal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)



MODO 4 f=11.18 Hz



Z
↑
X

JAL-FICT.PST

MODE SHAPE
NUMBER 14

PERIOD 0.097

TOP NIVEL-13

BOT SUELO

MINIMA

X-0.1567E-02

Y-0.2865E-03

Z-0.1572E-02

MAXIMA

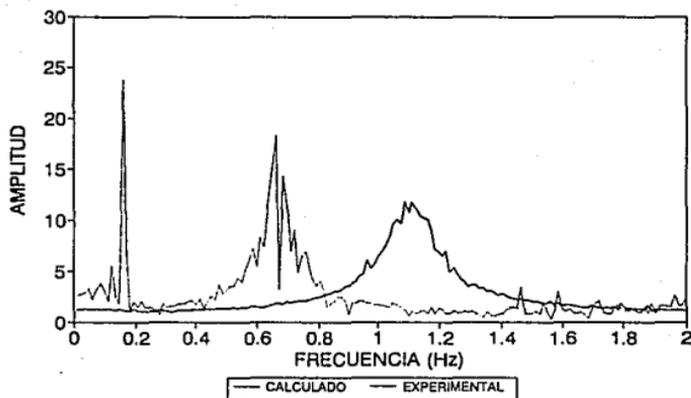
X 0.1754E-02

Y 0.2237E-03

Z 0.2067E-02

Fig. 39 Cuarto modo en dirección longitudinal del MBF (con piso ficticio: ETABS y en forma matricial: CAL89)

FUNCION DE TRASFERENCIA AZOTEA-SOTANO
EDIFICIO JALAPA SISMO1 (DIR. LONG.)



FUNCION DE TRASFERENCIA SOTANO-TERRENO
EDIFICIO JALAPA SISMO1 (DIR. LONG.)

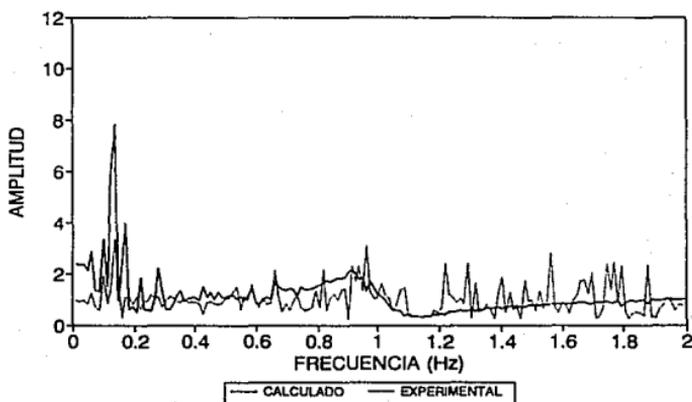
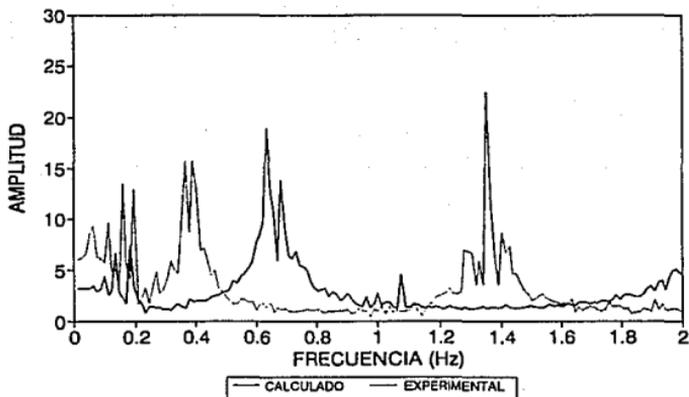


Fig. 48 Funciones de trasferencia (Sismo 1, dirección longitudinal)

FUNCION DE TRASFERENCIA AZOTEA-SOTANO
EDIFICIO JALAPA SISMO1 (DIR. TRANS.)



FUNCION DE TRASFERENCIA SOTANO-TERRENO
EDIFICIO JALAPA SISMO1 (DIR. TRANS.)

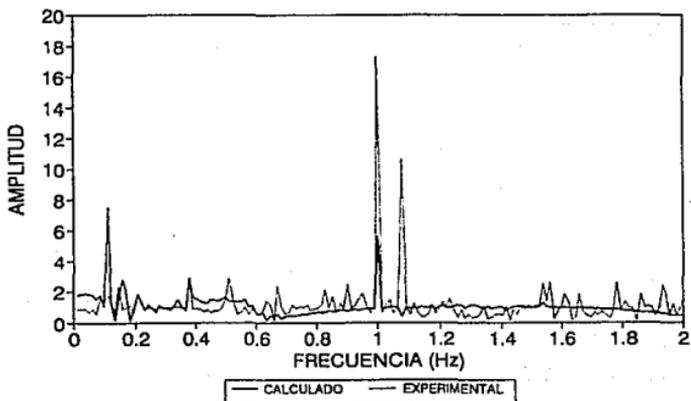
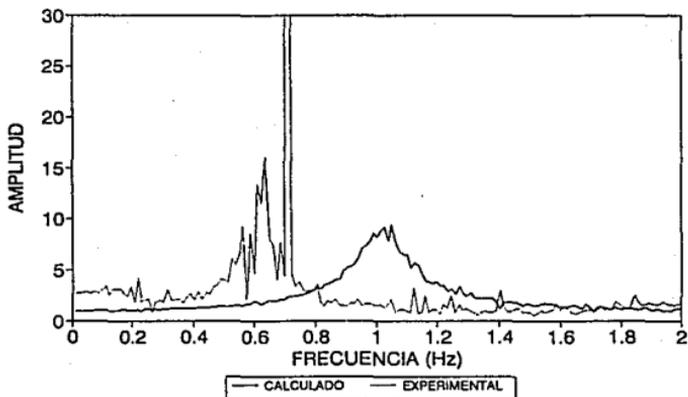


Fig. 49 Funciones de transferencia (Sismo 1, dirección transversal)

FUNCION DE TRASFERENCIA AZOTEA-SOTANO
EDIFICIO JALAPA SISMO2 (DIR. LONG.)



FUNCION DE TRASFERENCIA SOTANO-TERRENO
EDIFICIO JALAPA SISMO2 (DIR. LONG.)

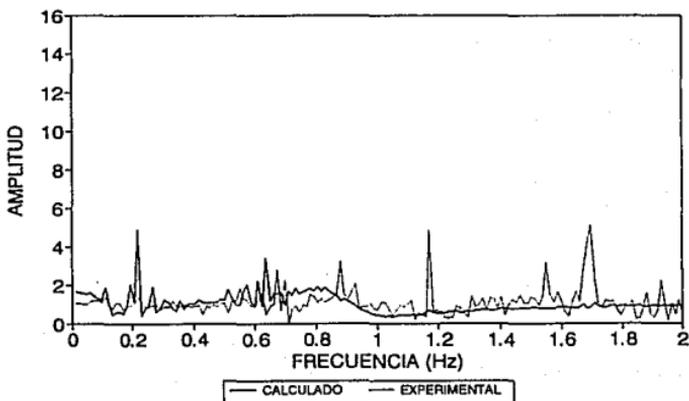
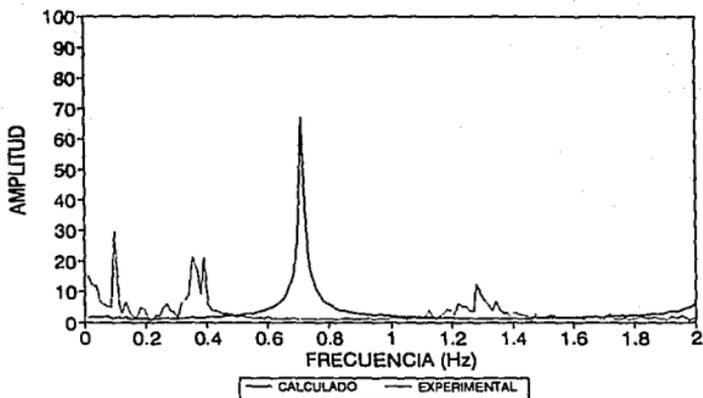


Fig. 50 Funciones de trasferencia (Sismo 2, dirección longitudinal)

FUNCION DE TRASFERENCIA AZOTEA-SOTANO
EDIFICIO JALAPA SISMO2 (DIR. TRANS.)



FUNCION DE TRASFERENCIA SOTANO-TERRENO
EDIFICIO JALAPA SISMO2 (DIR. TRANS.)

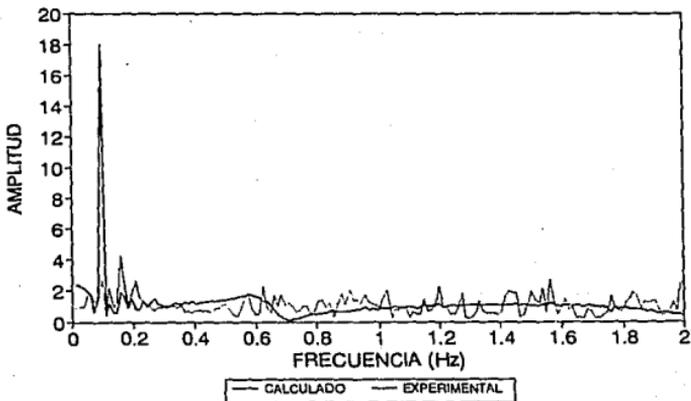


Fig. 51 Funciones de transferencia (Sismo 2, dirección transversal)